

ANTT – Agência Nacional de Transportes Terrestres

RDT – Recursos de Desenvolvimento Tecnológico

RELATÓRIO FINAL

**DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE DETERIORAÇÃO DE PAVIMENTOS
ASFÁLTICOS COM USO DE INSTRUMENTAÇÃO E SISTEMA *WEIGH IN MOTION*:
FASE II**

Autopista Fernão Dias

11/03/2020

SUMÁRIO

1. DESCRIÇÃO DO PROJETO.....	19
1.1. Título do projeto	19
1.2. Resumo	19
1.3. Palavras-Chave	20
1.4. Justificativa.....	20
1.5. Objetivos	23
1.6. Organização do Trabalho	24
1.7. Período de Execução do Trabalho	25
1.8. Local de Execução.....	25
1.9. Equipe Executora	25
1.10. Cronograma de Execução.....	27
2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS	30
2.1. Sistemas de fiscalização e controle de cargas rodoviárias	30
2.2. Fiscalização de cargas rodoviárias no Brasil.....	37
2.3. Excesso de carga rodoviária	39
2.4. Impactos do excesso de carga na durabilidade dos pavimentos.....	43
2.5. Aplicação da tecnologia <i>weigh-in-motion</i>	49
2.5.1. <i>Caracterização e monitoramento de tráfego</i>	49
2.5.2. <i>Dimensionamento e sistema de gerência de pavimentos rodoviários</i>	52
2.5.3. <i>Fiscalização de carga rodoviária</i>	56
2.6. Análises estatísticas aplicadas ao tráfego rodoviário	61
2.6.1. <i>Árvore de regressão - Veículos com excesso</i>	65
2.6.2. <i>Árvore de regressão - Eixos com excesso</i>	70
2.7. Misturas recicladas a frio estabilizadas com ligante asfáltico.....	75
2.7.1. <i>Influência da umidade em seu comportamento</i>	75
2.7.1.1. <i>Mecanismos de resistência ao carregamento de misturas estabilizadas com espuma de asfalto após a cura</i>	78
2.7.2. <i>Sucção da água residual</i>	80
2.7.3. <i>Influência da temperatura em seu comportamento</i>	82

2.8. Comparativo do comportamento estrutural de pavimentos flexíveis, semirrígidos e de bases asfálticas.....	86
2.9. Parâmetros de análise de bacias deflectométricas para avaliação de pavimentos.....	89
2.9.1. <i>Raio de Curvatura (RC)</i>	90
2.9.2. <i>Parâmetro AREA</i>	91
2.9.3. <i>Índice de Curvatura da Superfície</i>	93
2.9.4. <i>Índice de Danos na Base</i>	93
2.9.5. <i>Índice de Curvatura da Base</i>	94
2.9.6. <i>Fator de Curvatura</i>	94
2.10. Modelos de carga móvel	95
2.11. Modelo de desempenho quanto à fadiga	98
2.11.1. <i>Método Mecânico-Empírico</i>	98
2.11.2. <i>A Teoria do Dano Contínuo Viscoelástico aplicada a Misturas Asfálticas e Análise de Pavimentos</i>	101
3. ETAPA TRECHOS EXPERIMENTAIS	105
3.1. Estrutura dos trechos experimentais e localização	106
3.2. Materiais do trecho experimental (Fase II)	107
3.2.1. <i>Misturas asfálticas para o revestimento</i>	107
3.2.2. <i>Materiais para camada de base</i>	111
3.3. Construção do trecho experimental (Fase II)	116
3.3.1. <i>Reconstrução do segmento 1 da Fase I</i>	116
3.3.2. <i>Construção do trecho experimental da Fase II</i>	131
3.4. Instrumentação do trecho experimental.....	135
3.4.1. <i>Testes em laboratório</i>	135
3.4.2. <i>Instrumentação em campo</i>	139
4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	147
4.1. Ligantes asfálticos	147
4.1.1. <i>Ligantes asfálticos das misturas a frio estabilizadas com ligante asfáltico</i>	147
4.1.1.1. <i>Comparação do método de obtenção do resíduo da emulsão</i>	151
4.1.2. <i>Ligantes asfálticos das misturas asfálticas usinadas a quente</i>	153
4.2. Misturas asfálticas a quente.....	159
4.3. Materiais cimentados.....	164

4.4. Misturas a frio estabilizadas com ligante asfáltico.....	166
4.4.1. Preparação dos materiais	166
4.4.2. Compactação das misturas	170
4.4.3. Cura das misturas	171
4.4.4. Módulo de resiliência e análise de sucção.....	172
4.4.5. Etapa 1 (umidade ótima vs. cura final).....	173
4.4.6. Comparação do método de compactação (RAP + espuma e RAP + emulsão - Fase I)	182
4.4.7. Módulo dinâmico.....	184
4.4.8. Ensaio uniaxial de carga repetida (creep dinâmico).....	190
5. MONITORAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO	192
5.1. Caracterização do tráfego monitorado.....	192
5.1.1. Identificação das categorias mais frequentes na rodovia.....	192
5.1.2. Porcentagem de veículos comerciais na rodovia e distribuição nas faixas 1 e 2....	193
5.1.3. Distribuição do volume de tráfego na BR-381.....	194
5.1.4. Análise do excesso de carga.....	194
5.2. Levantamento das estruturas do trecho experimental	201
5.2.1. Levantamento de defeitos	201
5.2.2. Levantamento deflectométrico – Fase I	204
5.2.3. Levantamento deflectométrico – Fase II.....	207
5.2.4. Bacias deflectométricas.....	208
5.2.5. Retroanálise.....	214
5.3. Previsão do trincamento por fadiga	222
6. CALIBRAÇÃO DO SISTEMA WEIGH-IN-MOTION (WIM).....	226
6.1. Aferição do WIM e equipamentos complementares	226
6.1.1. Procedimento “in loco” para calibração	227
6.1.2. Determinação dos parâmetros da calibração.....	234
6.1.3. Resultados das calibrações	236
6.2. Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem.....	239
6.2.1. Processo de filtragem.....	240
6.2.2. Geração de histogramas por classes de caminhões e por eixos	244

6.2.3.	<i>Algoritmo para cálculo de múltiplas presenças de caminhões.....</i>	251
6.2.4.	<i>Atualização das rotinas para análise do modelo brasileiro de carga móvel.....</i>	255
7.	AVALIAÇÕES ADICIONAIS DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTO	266
7.1.	<i>Simulação das estruturas com materiais de base estabilizados com ligante asfáltico</i>	266
7.1.1.	<i>Ponto de análise</i>	270
7.1.2.	<i>Influência de velocidade.....</i>	271
7.1.3.	<i>Influência do comportamento mecânico</i>	273
7.2.	<i>Influência da sobrecarga nas estruturas do trecho experimental</i>	277
7.2.1.	<i>Estimativa do número N a partir de dados do sistema WIM</i>	277
7.2.2.	<i>Trecho experimental.....</i>	280
7.2.3.	<i>Simulação da redução da vida útil de pavimentos considerando distintos cenários de carga.....</i>	284
7.3.	<i>Análise dos dados coletados pela instrumentação de pista</i>	287
7.3.1.	<i>Análise dos sensores instalados no trecho de base BGS (Fase I).....</i>	287
7.3.2.	<i>Análise dos sensores instalados no trecho de RAP + Espuma (Fase II)</i>	292
8.	CONSIDERAÇÕES FINAIS	296
8.1.	<i>Tráfego monitorado</i>	296
8.2.	<i>Materiais estudados</i>	297
8.3.	<i>Estruturas do trecho experimental</i>	298
8.4.	<i>Fechamento da Fase II do projeto</i>	299
8.5.	<i>Reflexões sobre os resultados obtidos pelo projeto e sua utilidade para a tecnologia brasileira</i>	302
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	305

LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Cargas máximas por eixo preconizadas pelo CONTRAN (DNIT, 2012)	31
Tabela 2. Cargas máximas legais em alguns países europeus	33
Tabela 3. Descrição das variáveis.....	63
Tabela 4. Características dos grupos de veículos com excesso	68
Tabela 5. Diferentes procedimentos de cura em laboratório	77
Tabela 6. Influência de diferentes fatores nas características elásticas e viscoelásticas de CRAMs (Adaptado de Ebels, 2008)	86
Tabela 7. Faixas do parâmetro AREA segundo WSDOT (2005).....	93
Tabela 8. Modelo de carga móvel, conforme NB-6 (todas as cargas em toneladas).....	96
Tabela 9. Modelo de carga móvel, conforme NBR7188:1984.....	97
Tabela 10. Coeficientes de ajuste de Fritzen (2016)	100
Tabela 11. Coeficientes de ajuste de Nascimento (2015).....	103
Tabela 12. Nomenclatura dos segmentos dos trechos experimentais (Fase I e Fase II)	105
Tabela 13. Propriedades dos agregados utilizados	109
Tabela 14. Parâmetros volumétricos das dosagens das misturas asfálticas.....	111
Tabela 15. Parâmetros da dosagem dos materiais de BGTC e de brita + RAP + cimento.....	113
Tabela 16. Parâmetros das dosagens das bases estabilizadas com espuma.....	116
Tabela 17. Levantamento deflectométrico por meio de Viga Benkelman	117
Tabela 18. Granulometria das camadas de bloqueio e enchimento.....	119
Tabela 19. Controle de temperatura do CBUQ	123
Tabela 20. Extração, granulometria e RICE (caminhão 1).....	124
Tabela 21. Extração, granulometria e RICE (caminhão 2).....	125
Tabela 22. Extração, granulometria e RICE (caminhão 3).....	126
Tabela 23. Extração, granulometria e RICE (caminhão 4).....	127
Tabela 24. Extração, granulometria e RICE (caminhão 5).....	128
Tabela 25. Volume de Vazios da camada compactada	130
Tabela 26. Coeficientes da equação de fadiga.....	157
Tabela 27. Valores limite de Jnr para diferentes níveis de tráfego.....	157
Tabela 28. Valores de $ G^* /\sin\delta$ (kPa)	159
Tabela 29. Controle da compactação com martelo vibratório.....	171
Tabela 30. Coeficientes de regressão do modelo de MR em função da tensão de confinamento	174

Tabela 31. Coeficientes de regressão e umidade dos CPs.....	176
Tabela 32. Equações de calibração do papel filtro Whatman nº 42	179
Tabela 33. Valores de sucção para cada condição de umidade	179
Tabela 34. Massa específica seca obtida para as amostras de 200 mm de altura por método de compactação	183
Tabela 35. Massa específica seca obtida para as amostras de 150mm de altura por método de compactação	188
Tabela 36. Resultados de <i>flow number</i> para as misturas espumadas.....	191
Tabela 37. Valores recomendados para FN de misturas asfálticas a quente (Nascimento, 2008)	191
Tabela 38. Quantidade de eixos com excesso	200
Tabela 39. Vida de fadiga de acordo com modelos de previsão clássicos	224
Tabela 40. Plano executado de calibração do sistema no dia 16/05/2017.....	233
Tabela 41. Plano executado de calibração do sistema no dia 17/02/2017.....	233
Tabela 42. Plano executado de calibração do sistema no dia 15/09/2018.....	234
Tabela 43. Plano executado de calibração do sistema no dia 17/02/2017.....	238
Tabela 44. Média diária de exclusão de registros por filtros.....	241
Tabela 45. Estatística de PBTs por classe de caminhões	246
Tabela 46. Estatísticas para as cinco classes predominantes.....	250
Tabela 47. Comparação entre deformações sofridas no fundo do revestimento asfáltico pelos pontos escolhidos.....	270
Tabela 48. Cálculo do FEC segundo a AASHTO	278
Tabela 49. Estrutura do pavimento adotado no trecho experimental	280
Tabela 50. Coordenadas dos pontos de avaliação do ELSYM5.....	281
Tabela 51. Deformação horizontal crítica para diferentes cenários de carga.....	281
Tabela 52. Número N (AASHTO) em função de ϵ_t	285
Tabela 53. Coeficientes de ajuste	286
Tabela 54. Redução de vida útil do pavimento	287
Tabela 55. Deformações calculadas para a estrutura de RAP + Espuma (Fase II) utilizando o KENLAYER e AEMC	292
Tabela 56. Deformações calculadas para a estrutura de RAP + Espuma (Fase I) utilizando o KENLAYER e AEMC	294

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Pesagem com balança estática (ANTT, 2014)	35
Figura 2. Pesagem estática com balança por eixo (Jacob And Beaumelle, 2010)	35
Figura 3. Desenho esquemático de um PPV	36
Figura 4. Posto Integrado Automatizado de Fiscalização, PIAF (DNIT, 2016)	38
Figura 5. Localização dos postos de pesagem: (a) PPVs e (b) PIAFs (DNIT, 2017).....	39
Figura 6. Número observado de veículos 3S2 com pelo menos 15% de excesso de carga (Cunagin et al., 1997)	40
Figura 7. Eixo padrão	44
Figura 8. Sobrecarga por eixo x redução da vida útil (Pinto e Preussler, 2002)	46
Figura 9. Análise do dano em diferentes configurações de eixos com o aumento da carga (Deen et al., 1980)	47
Figura 10. Efeito da variação de carga para diferentes tipos de pneus (ROADEX Network, 2014).....	48
Figura 11. Distribuição por categoria de veículos em rodovias FC2 (rural arterial – não interestadual) do estado de Mississippi (Buchanan, 2004).....	50
Figura 12. Distribuição por categoria de veículos para rodovias TTC 3 (maioria dos caminhões com reboque único ou múltiplos reboques) para o estado de Mississippi (Buchanan, 2004).....	51
Figura 13. Típico sistema WIM usado em praças de pedágio na China	58
Figura 14. Informações enviadas para a área de controle de pesagem, França (Stanczyk e Klein, 2012).....	58
Figura 15. Indicadores para representação de desempenho do HS-WIM (Chou, 2011).....	60
Figura 16. Veículos analisados e respectivos pesos brutos totais Indicadores para representação de desempenho do HS-WIM (Chou, 2011).....	63
Figura 17. Representação esquemática de uma árvore de regressão.....	65
Figura 18. Árvore de regressão – Veículos com excesso	67
Figura 19. Árvore de regressão – Eixos simples de rodas simples (ESRS)	71
Figura 20. Árvore de regressão – Eixos simples de rodas duplas (ESRD)	72
Figura 21. Árvore de regressão – Eixo Tandem Duplo (ETD)	73
Figura 22. Árvore de regressão – Eixo Tandem Triplo (ETT).....	74
Figura 23. Face fraturada das amostras: (a) após cura A e (b) após cura B (Fu et al., 2010)...	79

Figura 24. Comparação das (a) forças intermoleculares na interface ar-água e dentro da água e (b) representação de T_s e R_s (Fredlund et al., 2012)	82
Figura 25. Hipótese das fases de fadiga efetiva e equivalência granular (Adaptado de Pérez et al., 2013)	84
Figura 26. Hipótese das fases de cura e de redução de rigidez (Adaptado de Ebels et al., 2005)	85
Figura 27. Representação gráfica esquemática da bacia deflectométrica e os respectivos índices de curvatura (FERRI, 2013)	90
Figura 28. Modelo de carga móvel, conforme NB-6: 1943 (dimensões em metros)	95
Figura 29. Modelo de carga móvel conforme NB-6: 1960 (dimensões em metros)	96
Figura 30. Modelo de carga móvel, conforme NBR7188: 2013 (dimensões em metros)	97
Figura 31. Comparação entre área trincada prevista e observada (Adaptado de Fritzen, 2016)	101
Figura 32. Comparação entre área trincada observada e prevista: (a) baseada em $T_{0,35}$ e (b) baseada em R_{12-1} (NASCIMENTO, 2015)	103
Figura 33. Protocolo de dimensionamento: (a) estrutura típica de pavimento usado no Brasil, (b) área trincada prevista versus tráfego, (c) acumulação do tráfego versus espessura da camada e (d) espessuras dimensionadas para a camada asfáltica (NASCIMENTO, 2015)...	104
Figura 34. Estrutura computacional para o dimensionamento de pavimentos asfálticos	105
Figura 35. Estruturas dos trechos experimentais: (a) Fase I, (b) Fase II e (c) reconstrução do segmento 1 da Fase I	107
Figura 36. Granulometria dos agregados utilizados nas misturas asfálticas	108
Figura 37. Distribuição granulométrica das misturas asfálticas: (a) CBUQ e (b) gap-graded	108
Figura 38. Parâmetros volumétricos da dosagem do gap-graded: (a) densidade aparente da mistura (G_{mb}), (b) volume de vazios (VV), (c) vazios do agregado mineral e (d) vazios cheios de asfalto (VCA)	110
Figura 39. Parâmetros volumétricos da dosagem do CBUQ: (a) densidade aparente da mistura (G_{mb}), (b) volume de vazios (VV), (c) vazios do agregado mineral e (d) vazios cheios de asfalto (VCA)	110
Figura 40. Resultados de RT das misturas asfálticas	111

Figura 41. Granulometria dos materiais das bases de BGTC e brita + RAP + cimento: (a) distribuição granulométrica dos agregados utilizados e (b) granulometria das misturas finais	112
Figura 42. Curvas de compactação das bases de BGTC e brita + RAP + cimento	113
Figura 43. Granulometria dos agregados utilizados nas bases com espuma: (a) RAP + espuma e (b) brita + espuma	114
Figura 44. Distribuição granulométrica das bases com espuma.....	115
Figura 45. Curvas de compactação das bases estabilizadas com espuma	115
Figura 46. Resultados de RT das bases espumadas.....	116
Figura 47. Mobilização na obra: (a) rolos compactadores e (b) escavadeira	117
Figura 48. Fresagem do revestimento: (a) fresadora e (b) estocagem do material.....	118
Figura 49. Módulos obtidos através da execução de ensaio com LWD.....	118
Figura 50. Fresagem da camada de BGS: (a) fresadora e (b) umidade observada na camada de BGS durante a fresagem	119
Figura 51. Regularização da infraestrutura remanescente: (a) nivelamento com motoniveladora, (b) aplicação da camada de bloqueio, (c) espalhamento da camada de bloqueio e (d) compactação da camada de bloqueio	120
Figura 52. Aplicação do macadame seco: (a) material graúdo utilizado na camada de macadame seco, (b) espalhamento com escavadeira, (c) camada compactada pelo rolo corrugado e (d) compactação final com rolo liso	121
Figura 53. Aplicação da camada de BGS: (a) aplicação com vibroacabadora, (b) compactação da camada com rolo pneumático, (c) compactação da camada com rolo liso vibratório e (d) imprimação executada	122
Figura 54. Aplicação da camada de CBUQ: (a) aplicação e (b) compactação com rolos pneumáticos e rolo liso vibratório	122
Figura 55. Novo segmento 1 do trecho experimental recém executado.....	129
Figura 56. Fresagem do pavimento antigo (Fase II): (a) fresadora, (b) caixa aberta após a fresagem e (c) controle da fresadora.....	131
Figura 57. Aplicação da camada de BGTC:(a) e (b) espalhamento do material, (c) compactador de rolo pé de carneiro e (d) compactador de rolo liso.....	132
Figura 58. Verificação da densidade in situ por meio do frasco de areia: (a) abertura do buraco e (b) colocação da areia	133

Figura 59. Imprimação da camada de BGTC: (a) uso da caneta espargidora, (b) uso da barra espargidora e (c) aparência da BGTC após a imprimação	133
Figura 60. Aplicação da camada de RAP + espuma: (a) espalhamento do material, (b) compactador de rolo pé de carneiro, (c) compactador de rolo de pneu e (d) ensaio de frasco de areia	134
Figura 61. Aplicação da camada de brita + RAP + cimento: (a) espalhamento do material, (b) compactador de rolo liso, (c) produção de corpos de prova e (d) ensaio de frasco de areia ..	135
Figura 62. Strain Gages HBM - LY11 - 10/120	135
Figura 63. Colagem dos sensores em vigota: (a) preparação da vigota para colagem do sensor da fibra inferior, (b) colagem do <i>strain gauge</i> na fibra inferior da vigota, (c) realização da solda dos cabos de aquisição no sensor, (d) preparação da lateral da vigota para colagem dos sensores e (e) colagem dos sensores na lateral da vigota	136
Figura 64. Equipamento para flexão da vigota em 4 pontos	137
Figura 65. Deformações obtidas através dos sensores de deformação colados na vigota.....	137
Figura 66. Diagrama de tração e compressão obtido através de flexão em 4 pontos.....	138
Figura 67. Strain Gages HBM - LY11 - 10/120	139
Figura 68. Etapas de instalação dos sensores: (a) marcação da posição dos cortes, (b) execução dos cortes com serra, (c) limpeza dos cortes e (d) instalação dos sensores.....	140
Figura 69. Vista superior dos sensores de (a) temperatura e (b) deformação já instalados....	140
Figura 70. Croquis com indicação da posição dos sensores no trecho de RAP + espuma (Fase 1).....	141
Figura 71. Croquis com indicação da posição dos sensores no trecho de RAP + espuma (Fase II)	141
Figura 72. Corte do pavimento para a colocação dos sensores: (a) corte do pavimento para passagem do cabeamento, (b) corte do pavimento para colagem dos sensores, (c) cortes finalizados e (d) cortes longitudinais para instalação dos sensores.....	142
Figura 73. Preparação do pavimento para a colocação dos sensores: (a) lavagem dos cortes, (b) limpeza interna dos cortes com álcool isopropílico e (c) aparência do segmento após a realização da limpeza.....	143
Figura 74. Colocação dos sensores: (a) fixação do <i>strain gage</i> na placa metálica, (b) aplicação de cola a base de cianoacrilato na superfície do <i>strain gage</i> , (c) inserção do <i>strain gage</i> no corte transversal do pavimento, (d) sensor colado na parede do corte, a 11cm de profundidade e (e) sensores colados a 2, 6 e 11cm de profundidade.....	144

Figura 75. Fechamento dos cortes: (a) aplicação de CAP nos cortes do pavimento, (b) CAP derramado sobre a superfície do pavimento, (c) remoção do excesso de CAP com utilização de maçarico e enxada, (d) aparência do serviço após remoção do excesso de CAP da superfície do pavimento e (e) serviço finalizado.....	145
Figura 76. Colocação da caixa de aquisição de dados: (a) preparação do terreno, (b) processo construtivo, (c) caixa acabada, (d) abertura da vala para passagem do cabeamento, (e) cabos conectados aos sensores e (f) tubulação para passagem do cabeamento.....	146
Figura 77. Ensaio no reômetro: (a) moldagem das amostras, (b) posicionamento das amostras no reômetro e (c) ajuste do gap de 1mm entre os pratos paralelos.....	148
Figura 78. Curvas mestras dos CAPs das misturas de base: (a) RAP + emulsão (Fase I), (b) RAP + espuma (Fase I), (c) RAP + espuma (Fase II) e (d) brita + espuma (Fase II)	149
Figura 79. Curvas mestras dos CAPs de todas as misturas de base estabilizadas com ligante asfáltico.....	150
Figura 80. Emulsão asfáltica: (a) transferência da emulsão asfáltica para recipiente metálico e (b) resíduo da emulsão após evaporação a 130°C	151
Figura 81. Resíduo da emulsão após 24h a 25°C	152
Figura 82. Curvas mestras do CAP obtido pelo método ABNT e pelo método ASTM.....	152
Figura 83. Curvas mestras dos CAPs das misturas de revestimento: (a) módulo de cisalhamento dinâmico e (b) ângulo de fase.....	154
Figura 84. Ensaio de fadiga nos ligantes asfálticos: (a) curva de tensão versus deformação e (b) curva característica de dano	155
Figura 85. Curvas de fadiga dos ligantes asfálticos.....	156
Figura 86. Resultados do ensaio de MSCR	158
Figura 87. Resultados do ensaio de afundamento da trilha de roda: (a) CBUQ – Fase I, (b) CBUQ – reconstrução da Fase I, (c) CBUQ – Fase II, (d) GAP-GRADED – Fase II e (e) todas as misturas juntas.....	161
Figura 88. Módulo dinâmico das misturas asfálticas a quente: (a) CBUQ – reconstrução da Fase I, (b) CBUQ – Fase II, (c) gap-graded – Fase II e (d) todas as misturas juntas	163
Figura 89. Ensaio de resistência à compressão simples (RCS): (a) corpo de prova em processo de cura e (b) prensa para o ensaio de ruptura	165
Figura 90. RCS para as misturas cimentadas: (a) 3 dias de cura e (b) 7 dias de cura	165
Figura 91. RAP + emulsão (Fase I) sendo misturado antes da compactação.....	167

Figura 92. Preparação da mistura RAP + espuma (Fase I): (a) equipamento WLB 10S, (b) adição do ligante asfáltico e (c) adição dos agregados na WLM 30	168
Figura 93. Quarteamento da mistura RAP + espuma (Fase II)	168
Figura 94. Quarteamento da mistura brita + espuma em: (a) equipamento mecânico com tambor rotativo, (b) material no funil, (c) na esteira rolante e (d) nos compartimentos.....	169
Figura 95. Compactação das misturas recicladas a frio: (a) martelo vibratório, (b) extração do corpo de prova e (c) armazenamento.....	170
Figura 96. Evolução da perda de água ao longo do tempo de cura: (a) CPs de RAP + espuma e (b) CPs de brita + espuma	172
Figura 97. Curvas de módulo de resiliência: (a) RAP + espuma (Fase II) e (b) brita + espuma (Fase II)	174
Figura 98. Curvas de MR das misturas recicladas a frio (Fase II) para diferentes condições de umidade: (a) RAP + espuma e (b) brita + espuma	176
Figura 99. Módulo de resiliência das quatro misturas estabilizadas com ligante asfáltico	181
Figura 100. Comparação do método de compactação para a mistura de RAP + emulsão (Fase I)	183
Figura 101. Comparação do método de compactação para a mistura de RAP + espuma (Fase I)	184
Figura 102. Valores de $ E^* $ para amostras de: (a) RAP + espuma (Fase II) e (b) brita + espuma (Fase II) na umidade de compactação	185
Figura 103. Curvas mestras de $ E^* $ para os materiais de base	186
Figura 104. Réplicas das curvas mestras de $ E^* $ para os materiais de base: (a) RAP + espuma (Fase II), (b) RAP + espuma (Fase I) e (c) RAP + emulsão (Fase I)	187
Figura 105. Comparação do método de compactação para: (a) mistura de RAP + emulsão (Fase I) e (b) mistura de RAP + espuma (Fase I)	189
Figura 106. Evolução do ensaio de <i>flow number</i> nas misturas espumadas	190
Figura 107. Categorias mais frequentes na BR-381	192
Figura 108. Porcentagem média de veículos registrados por categoria	193
Figura 109. Volume médio diário (VDM) na pista sul nos anos de 2014 a 2017	194
Figura 110. Cargas máximas legais por tipo de eixo.....	196
Figura 111. PBT/PBTC dos veículos analisados.....	196
Figura 112. Porcentagem de veículos com excesso por categoria	197

Figura 113. Faixas de excesso de carga por tipo de eixo: (a) ESRS, (b) ESRD, (c) ETD e (d) ETT	199
Figura 114. Quantidade de veículos infratores	201
Figura 115. Evolução do afundamento em trilha de roda com o tempo: (a) Fase I e (b) Fase II	202
Figura 116. Evolução da área trincada do segmento 1 (BGS) da Fase I (antes e após reconstrução)	203
Figura 117. Evolução da área trincada do segmento 2 (BGTC) da Fase I	203
Figura 118. Evolução da área trincada do segmento 8 da Fase II	204
Figura 119. Evolução da deflexão máxima (D_0) para o segmento 1 da Fase I até o final de sua operação.....	205
Figura 120. Evolução da deflexão máxima (D_0) para o segmento 1A da Fase I (reconstruído)	206
Figura 121. Evolução da deflexão máxima (D_0) para os segmentos 2, 3 e 4 da Fase I	206
Figura 122. Evolução da deflexão máxima (D_0) para os segmentos construídos na Fase II..	207
Figura 123. Evolução das bacias deflectométricas na estrutura flexível com base de BGS da Fase I	208
Figura 124. Evolução das bacias deflectométricas na estrutura flexível com base de BGS reconstruída na Fase II.....	209
Figura 125. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de BGTC da Fase I.....	210
Figura 126. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de BGTC da Fase II	211
Figura 127. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de brita + RAP + cimento da Fase II	211
Figura 128. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + emulsão da Fase I	212
Figura 129. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + espuma da Fase I	213
Figura 130. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + espuma da Fase II.....	214
Figura 131. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de brita + espuma da Fase II.....	214

Figura 132. Módulos retroanalizados para o segmento 1 da Fase I.....	215
Figura 133. Módulos retroanalizados para o segmento 1 reconstruído na fase II	216
Figura 134. Módulos retroanalizados para o segmento 2 da Fase I.....	217
Figura 135. Módulos retroanalizados para o segmento 5 (BGTC) da Fase II.....	218
Figura 136. Módulos retroanalizados para o segmento 6 (Brita + RAP + Cimento) da Fase II	218
Figura 137. Módulos retroanalizados para o segmento 3 da Fase I.....	219
Figura 138. Módulos retroanalizados para o segmento 4 da Fase I.....	220
Figura 139. Módulos retroanalizados para o segmento 7 da Fase II	221
Figura 140. Módulos retroanalizados para o segmento 8 da Fase II	221
Figura 141. Resultados das simulações computacionais: (a) acúmulo de dano e (b) área trincada prevista.....	222
Figura 142. Comparação entre área trincada observada e prevista: (a) segmento 1 e (b) segmento 2.....	223
Figura 143. Processo de calibração do sistema WIM em 2017: (a) caminhão utilizado, (b) pesagem do caminhão sobre os sensores, (c) e (d) pesagem do caminhão em balança estática	228
Figura 144. Processo de calibração do sistema WIM em 2018: (a) caminhão utilizado, (b) pesagem do caminhão sobre os sensores e (c) pesagem do caminhão em balança estática ...	229
Figura 145. Certificado de calibração da balança estática utilizada para pesar o caminhão: (a) 1ª calibração e (b) 2ª calibração.....	230
Figura 146. Método de pesagem do caminhão na balança estática	232
Figura 147. Resultados da calibração do sistema WIM: (a) e (c) erro PBT faixa esquerda e (b) e (d) erro PBT faixa direita.....	236
Figura 148. Veículo Classe DNIT 3S2 similar ao veículo Classe FHWA 9 usado na maioria das bases de dados que dão suporte aos métodos para controle de qualidade.....	237
Figura 149. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17	238
Figura 150. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17	239
Figura 151. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17	239
Figura 152. Estatística de dados filtrados.....	242
Figura 153. Algoritmo para definição de caminhões qualificados.....	243
Figura 154. Histogramas dos PBTs dos caminhões que trafegam pela faixa direita.....	244
Figura 155. Histogramas dos PBTs dos caminhões que trafegam pela faixa esquerda.....	244

Figura 156. Histograma de PBTs para caminhões Classe 2C/2CB.....	247
Figura 157. Histograma de PBTs para caminhões Classe 3C.	247
Figura 158. Histograma PBT de caminhões classe 2S2/2B2/2BD/2DB.....	248
Figura 159. Histograma PBT de caminhões classe 2S2/2B2/2BD/2DB 2S3 – SP	248
Figura 160. Histograma PBT de caminhões classe 3S3/3D3	249
Figura 161. Peso por eixo para Classe 2S2: (a) primeiro eixo e (b) segundo eixo	249
Figura 162. Peso por eixo para Classe 2S2: (a) terceiro eixo e (b) quarto eixo	249
Figura 163. Padrão de posições de caminhões para múltiplas presenças (Nassif and Gindy, 2006).....	252
Figura 164. Algoritmo para cálculo de múltiplas presenças	253
Figura 165. Estatísticas de Múltiplas Presenças.....	254
Figura 166. Probabilidade de ocorrência de dois caminhões pesados.....	255
Figura 167. PPN para extrapolação dos efeitos de cargas.....	257
Figura 168. Extrapolação para um período de retorno de 100 anos considerando momento positivo: (a) following, (b) side-by-side and (c) staggered (vão = 45 metros).....	259
Figura 169. <i>Bias factor</i> para o modelo da norma NBR7188 para momentos positivos com caminhões em uma faixa	260
Figura 170. <i>Bias factor</i> para o modelo da norma NBR7188 para momento positivo para caminhões em duas faixas	261
Figura 171. <i>Bias factor</i> para o modelo da norma NBR7188 para momentos negativos para caminhões em uma faixa	261
Figura 172. <i>Bias factor</i> para o modelo da norma NBR7188 para momentos negativos com caminhões em duas faixas	262
Figura 173. <i>Bias factors</i> de cisalhamento para uma faixa (SP).....	262
Figura 174. <i>Bias factors</i> de cisalhamento para uma faixa (SP).....	263
Figura 175. Modelo de carga móvel proposto: um caminhão com três eixos para momento fletor positivo.....	264
Figura 176. Modelo de carga móvel proposto: dois caminhões para momento negativo	264
Figura 177. <i>Bias factor</i> do modelo de carga móvel proposto, por viga (SP)	264
Figura 178. <i>Bias factor</i> do modelo de carga móvel proposto, por viga (RS).....	265
Figura 179. Interface do <i>software 3D-MOVE Analysis</i>	266
Figura 180. Exemplo de geração de curva mestra a partir de dados de módulo dinâmico inseridos pelo usuário	267

Figura 181. Esquematização das camadas inseridas e da disposição dos eixos coordenados no pavimento	268
Figura 182. Representação da estrutura do pavimento e dos pontos de análise.....	269
Figura 183. Velocidade dos veículos comerciais coletada pelo sistema WIM	269
Figura 184. Sequência de análise utilizando o software <i>3D-MOVE Analysis</i>	270
Figura 185. Deformações longitudinais para estrutura de pavimento com RAP + emulsão à temperatura de: (a) 30/20 e (b) 55/45, e com RAP + espuma à temperatura de (c) 30/20 e (d) 55/45	272
Figura 186. Deformações longitudinais no fundo da camada de revestimento a partir da análise elástica e viscoelástica à temperatura de: (a) 30/20 e (b) 55/45	274
Figura 187. Distribuição de tensões na camada de revestimento com temperatura de: (a) 30/20 (a) e (b) 55/45	275
Figura 188. Seção esquemática do trecho experimental (segmento 1 da Fase I)	277
Figura 189. Número N de repetições de carga do eixo padrão acumulado (AASHTO) do longo dos meses.....	279
Figura 190. Número N de repetições de carga do eixo padrão acumulado (AASHTO) ao longo dos anos	279
Figura 191. Aumento da deformação horizontal conforme carga aplicada.....	282
Figura 192. Evolução da área trincada em função do número N (AASHTO).....	283
Figura 193. Evolução da área trincada em função do tempo.....	283
Figura 194. Vida útil estimada do segmento 1 (Fase I) considerando diferentes cenários de carga (N AASHTO).....	286
Figura 195. Vida útil estimada do segmento 1 (Fase I) considerando diferentes cenários de carga (N AASHTO).....	287
Figura 196. Localização dos sensores de deformação no trecho experimental da Fase I	288
Figura 197. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 41: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição	289
Figura 198. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 51: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição	290
Figura 199. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 61: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição	291
Figura 200. Medição de deformação no gap-graded para a estrutura de RAP + Espuma (Fase II)	292

Figura 201. Medição de deformação no CBUQ para a estrutura de RAP + Espuma (Fase I)	294
---	-----

1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

1.1. Título do projeto

DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE DETERIORAÇÃO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS COM USO DE INSTRUMENTAÇÃO E SISTEMA *WEIGH IN MOTION*: *FASE II*

1.2. Resumo

Esta pesquisa contemplou a Fase II do projeto DESENVOLVIMENTO DO MODELO DE DETERIORAÇÃO DE PAVIMENTOS ASFÁLTICOS COM USO DE INSTRUMENTAÇÃO E SISTEMA *WEIGH IN MOTION*. A sequência do projeto foi desenvolvida por meio de algumas metas principais (i) continuação da análise em campo dos pavimentos construídos na Fase I através da avaliação do dano contínuo nos materiais aplicados nas camadas dos pavimentos; (ii) construção de novas estruturas de pavimento a serem monitoradas; (iii) avaliação do espectro de cargas para um maior horizonte; e (iv) avaliação dos resultados oriundos do monitoramento dos pavimentos de modo a integrá-los e a calibrar os modelos de deterioração de pavimentos onde seja possível correlacionar as cargas atuantes com os defeitos críticos ao longo do tempo.

Em função dos resultados fornecidos pelo sistema de pesagem em movimento, será mantido o estudo da calibração do modelo de carga móvel, comparativamente com os dados da contagem da praça de pedágio próxima ao trecho experimental. O modelo fornecerá informações acerca da caracterização do tráfego em categorias bem definidas por configurações de eixos e carregamento para uma maior amostragem no tempo. O modelo poderá correlacionar o tráfego monitorado pelo sistema de pesagem com o tráfego categorizado na praça de pedágio, permitindo extrapolações para outras rodovias, suprimindo os projetistas com dados efetivos para a obtenção da configuração real do número de repetições de carga.

A deterioração do pavimento será avaliada também por ensaios sobre amostras extraídas do trecho experimental periodicamente; os ensaios serão realizados para o mapeamento das alterações no comportamento mecânico dos materiais, além da avaliação estrutural das camadas correlacionando a carga detectada no sistema WIM ao dano verificado em campo.

1.3. Palavras-Chave

Pavimentos, Reciclagem, Pesagem em movimento, Monitoração, Ensaios

1.4. Justificativa

Dentre os principais fatores associados à deterioração dos pavimentos encontram-se aqueles relativos (i) ao tráfego, incluindo volumes de veículos, carga por eixo, configuração de eixos, pressão de enchimento de pneus, tempo de aplicação de carga; (ii) às propriedades dos materiais e características das camadas, tais como distribuição granulométrica, tipos de ligantes utilizados, espessura das camadas, comportamento mecânico estimado em projeto; (iii) ao clima, tais como temperatura, precipitação e nível de lençol freático; (iv) à existência e operação dos dispositivos de drenagem e (v) ao nível de manutenção e presença de irregularidades na pista.

Os métodos de projeto comumente utilizados são empíricos, formulados a partir de análises de dados de desempenho em campo, e extrapoladas estatisticamente para condições distintas das originais. Os métodos empírico-mecanicistas se utilizam de calibrações a partir de respostas estruturais obtidas no desempenho observado em campo, com base na Teoria da Elasticidade, usada na mecânica dos pavimentos. Os métodos puramente mecanicistas associam um modelo teórico para previsão de tensões e deformações ao processo de deterioração verificado especificamente para as condições de aplicação e compatibilizam com as propriedades resistentes dos materiais, sendo este o método com maior confiabilidade, contudo de maior complexidade.

Os modelos empírico-mecanicistas têm apresentado maior evolução e utilizam-se de constantes obtidas empiricamente por meio do desempenho de pavimentos em relação aos defeitos tipicamente observados (trincas e afundamentos em trilha de roda) e de modelos e determinações teóricas das respostas (tensões e deformações) nos pavimentos.

A quantificação do tráfego exerce fator fundamental no desempenho dos pavimentos e, por conseguinte, nos projetos de pavimentos, portanto, a qualidade dos dados deve ser assegurada. Dois fatores são preponderantes na aquisição de dados de tráfego: (i) a extensão do período de coleta, e (ii) o tipo de equipamento utilizado na obtenção dos dados. As informações relativas à carga e categorias de veículos podem ser obtidas por contagem manual e pesagem estática, ou por contagem e pesagem em movimento. A pesagem estática, embora apresente maior precisão nas leituras de cargas, possuem dificuldades operacionais, por conta da morosidade

associada ao processo, e normalmente é realizada por amostragem; em contrapartida, a pesagem em movimento embora indique maior imprecisão nas medidas, realiza, entretanto, a contagem e pesagem de todos os veículos que transitam no trecho da instalação, além de representar o impacto da carga em movimento que se distingue em termos de dano, da carga medida estaticamente. A obtenção de dados relativos ao tráfego, tais como volume, distribuição de carga, e caracterização da frota (número de eixos), conforme indicado no relatório número 509 da NCHRP (Hallenbeck e Weinblatt, 2004), pode ser precisamente realizado por meio de sistema de pesagem em movimento (WIM, do inglês *weigh in motion*).

A configuração de eixos pode ser simplificada dividida entre Eixo Simples de Roda Simples (ESRS), Eixo Simples de Roda Dupla (ESRD), Eixo Tandem Duplo (ETD) e Eixo Tandem Triplo (ETT), que associados aos tipos de veículos, definem a configuração do tráfego a partir do espectro de carga por eixo, conceito proposto no método da AASHTO 2002.

O carregamento no Brasil apresenta duas condições excepcionalmente agravantes: as dificuldades no controle de carga dos veículos comerciais e a proporção de veículos com configuração de eixos com maior potencial danoso. O programa norte americano *Long Term Pavement Performance – LTPP*, para investigação de danos associados às configurações de tráfego mostrou que a proporção de veículos com ETT não ultrapassam 1% do tráfego total de veículos comerciais, e que os veículos com Eixos Simples respondem por 50% do tráfego, representando 19% de contribuição no *ESALs (Equivalent Standard Axles Load)*, nos Estados Unidos e Canadá. Algumas pesquisas têm indicado que o excesso de carga em veículos com eixos simples pode gerar danos mais pronunciados do que aqueles causados por veículos com ETD, em função da utilização de pneus convencionais, tendo em vista que a deterioração está relacionada à carga por eixo, ou seja, estima-se que a adequada distribuição da carga entre os eixos causa menores tensões nas camadas dos pavimentos.

A utilização do sistema de pesagem em movimento, embora represente elevado custo inicial, contribui positivamente para a aquisição de dados que por sua vez são aplicados diretamente no dimensionamento mais confiável dos pavimentos. De acordo com o DNIT (2007), a tendência de aumento no transporte de cargas cada vez maiores, desafia a eficiência da fiscalização sobre os pesos transportados, com impactos negativos na vida útil dos pavimentos. Cabe lembrar que os problemas com controle de carga são de ordem mundial e que muitos países, preocupados com os impactos exponenciais que a sobrecarga causa à

infraestrutura rodoviária, buscam calibrar os métodos de projeto em função do tráfego real monitorado, e não apenas sobre aproximações e simplificações de estimativas do tráfego.

O efeito danoso dos veículos de carga nos pavimentos deve ser contemplado nos métodos de projeto de pavimento. Contudo, diante das dificuldades em se correlacionar o tráfego atuante ao dano causado, os projetos têm se mostrado pouco assertivos na previsão de desempenho. O método de projeto de pavimentos flexíveis em vigor no Brasil define espessuras necessárias para que não ocorra (i) ruptura por tensões verticais no subleito ou reforço de subleito, (ii) fadiga da camada asfáltica de revestimento por tensões de tração na fibra inferior desta, (iii) fadiga da camada cimentada de base ou sub-base, por tensão de tração na fibra inferior e (iv) fadiga estrutural por deflexões no topo do revestimento.

Os modelos de fadiga utilizados para limitar as tensões máximas atuantes em função do tráfego não são calibrados para condições locais específicas, sendo que os modelos mais consagrados continuam a ser sugeridos mesmo após as muitas mudanças no tráfego e nos materiais. Como exemplo, a equação proposta pela associação americana *Federal Highway Administration* em 1976, para fadiga de revestimentos betuminosos é extensamente utilizada no Brasil, apesar de ter sido desenvolvida já a bastante tempo. Entretanto, é importante colocar que o desenvolvimento de modelos de fadiga é de grande complexidade, exigindo um amplo conhecimento sobre o tipo de material, os danos causados e os agentes causadores, além das inúmeras variáveis acerca das condições de contorno consideradas na definição dos dados utilizados na formulação.

Os Estados Unidos desenvolveram métodos e modelos de deterioração ao longo de vários anos fundamentados nos resultados observados na *AASHO Road Test*. No entanto, uma recente alteração conceitual identificou as limitações na utilização da análise estatística de dados obtidos sob condições limitadas de variação de materiais, além das condições exclusivas de clima e tráfego. Em 2002, um novo modelo foi proposto no intuito de ampliar as análises de pavimentos com uma abordagem empírico-mecanística, nomeado como *Mechanistic – Empirical Pavement Design Guide – MEPDG*. As principais diferenças entre os métodos se referem às propriedades mais extensas dos materiais, à interpretação do tráfego (por meio de espectros de carga e não mais por equivalência de cargas) e à calibração através de diferentes seções teste.

Os esforços dos norte-americanos mostram a importância da regionalização dos parâmetros de entrada em projetos de pavimentos, contemplando uma gama de variáveis. Os métodos de

projeto, bem como o desempenho do pavimento, são também importantes considerações em sistemas de gerência de pavimentos, inclusive de programas como HDM – *Highway Development and Management*, sistema mais difundido entre agências de transporte pelo mundo como ferramenta de planejamento e análise de gerência de pavimentos.

A gerência de pavimentos tem como função primordial aumentar a eficiência e consistência das decisões na manutenção dos pavimentos. É uma estrutura ordenada dos parâmetros físicos relativos a uma via ou a uma rede e as relações econômicas envolvidas. Este tipo de ferramenta é abastecido por informações fundamentais sobre tráfego, condições estruturais e funcionais do pavimento, histórico de manutenção, condições ambientais, dentre outros, sendo estimados quais os custos de conservação e a condição da estrada a cada ano, para as estratégias propostas no programa de gerência.

As condições do pavimento representam uma complexa interação nos programas de gerência, em virtude das dificuldades associadas ao projeto, identificação dos processos de deterioração e modelos de previsão de desempenho. Compreender fatores como tráfego e condições do pavimento, constitui um importante instrumento nos processos gerenciais.

1.5. Objetivos

Esta pesquisa se propôs a avaliar os parâmetros fundamentais relativos ao desempenho de pavimentos asfálticos com vistas à definição de método de projeto empírico-mecanicista apoiado em dados confiáveis de solicitação pelo tráfego, propriedades de materiais e deterioração ao longo do tempo em campo. Para alcançar o objetivo, várias etapas, desenvolvimentos e metas foram planejadas e executadas no projeto 6, sendo necessário o monitoramento e análise de tais etapas com o tempo no presente projeto.

- Caracterização do tráfego atuante, em relação ao tipo de veículo (configuração de eixo) e carga por eixo, realizado pelo sistema WIM.
- Aferição do sistema WIM com uma balança estática.
- Reconstrução do Segmento 1 (base de BGS da Fase I) e construção de 4 novos segmentos contemplando novas técnicas construtivas (denominados de Segmentos 5, 6, 7 e 8).
- Caracterização do dano em relação à carga atuante nos pavimentos construídos na Fase I e nos pavimentos construídos na Fase II.

- Avaliação das respostas estruturais do pavimento em pontos críticos, utilizados para prever o desempenho de pavimentos em relação à carga real atuante e em relação à carga estimada com base na contagem de pedágio.
- Avaliação da deterioração das camadas por meio de ensaios laboratoriais sobre amostras coletadas em pista.
- Avaliação das variações na solicitação do tráfego através da avaliação do espectro de carga móvel e por equivalência de cargas.
- Análise estatística dos dados obtidos por pesagem em movimento e avaliação do excesso de carga na rodovia Fernão Dias.
- Avaliação da alteração nas propriedades mecânicas das misturas aplicadas no pavimento devido à repetição de solicitações.

1.6. Organização do Trabalho

Para o presente relatório, foram desenvolvidas as atividades de acordo com o cronograma físico apresentado na proposta inicial do projeto de pesquisa:

1. Revisão bibliográfica;
2. Aferição do WIM e equipamentos complementares;
3. Preparação de amostras e ensaios convencionais de laboratório;
4. Ensaio especiais de laboratório;
5. Preparação da infraestrutura para instrumentação do pavimento;
6. Projeto e construção de novos trechos experimentais;
7. Instrumentação dos novos trechos;
8. Monitoramento do desempenho do pavimento (segmentos fase 1 e novos segmentos);
9. Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem / monitoramento da estabilidade do sistema;
10. Análise e tratamento dos dados do pavimento;
11. Relatório;
12. Capacitação técnica de pessoal.

1.7. Período de Execução do Trabalho

Esse projeto foi executado durante dois anos, tendo início em 01/11/2016 e encerrando em 31/09/2018. O Relatório final foi entregue no prazo contratual. Esta versão de Março de 2020 foi atualizada após atendimento das considerações da ANTT, feita em correspondência à Concessionária Autopista Fernão Dias.

1.8. Local de Execução

Esta pesquisa está sendo executada no laboratório do Centro de Desenvolvimento Tecnológico do Grupo ARTERIS – CDT – em conjunto com o Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM e o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação – LTP, ambos da Escola Politécnica de Universidade de São Paulo – EPUSP.

1.9. Equipe Executora

A empresa que coordena os serviços é a Arteris, associada com:

- Laboratório de Tecnologia de Pavimentação – LTP – da Escola Politécnica da USP;
- Laboratório de Estruturas e Materiais – LEM – da Escola Politécnica da USP;

Identificação Dos Participantes

Coordenador Geral: Carlos Magno Cardozo Candeias

Coordenador de desenvolvimento em Pavimentos: Profa. Liedi Bernucci

Coordenador de desenvolvimento em Tráfego: Prof. Tulio Bittencourt

- Equipe Centro de Desenvolvimento Tecnológico – Grupo Arteris

Guilherme Linhares

Hugo Florêncio

- Assessoramento técnico LTP

Kamilla Vasconcelos

Vanderlei Dias

Linda Lee Ho

André Kuchiishi

Edson Moura

Matheus Gaspar

Rosângela Motta

João Paulo Barbosa

Iuri Bessa

Camila Antão

Lucas Andrade

Rafael Mota

Mariana Bosso

Frederico Guatimosim

Robson Costa

- Assessoramento técnico LEM

Alfredo Pinto da Conceição Neto

Juliana Ferreira Fernandes

Alberto Belotti Colombo

Enson Portela

Melquiades H. Choquepuma Sauhinco

Carlos Teruo Yanagihara

Paulo Vitor Calmon

Rafael Petille Hune

Osmar Roberto Manzolli

1.10. Cronograma de Execução

Item	Atividade	Período de execução											
		2016											
		março	abril	maio	junho	julho	agosto	setembro	outubro	novembro	dezembro	janeiro	17/fev
1	Revisão Bibliográfica									X	X	X	X
2	Aferição do WIM e equipamentos complementares									X			
3	Preparação de amostras e ensaios convencionais de laboratório									X	X	X	
4	Ensaio Especial de Laboratório									X	X	X	X
5	Preparação da infraestrutura para instrumentação do pavimento									X	X	X	
6	Projeto e Construção de novos trechos experimentais											X	
7	Instrumentação dos novos trechos											X	
8	Monitoramento do desempenho do pavimento (segmentos fase 1 e novos segmentos)											X	
9	Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem monitoramento da estabilidade do sistema									X		X	
10	Análise e tratamento dos dados do pavimento											X	
11	Relatório											X	
12	Capacitação técnica de pessoal												

Item	Atividade	Período de execução											
		2017											
		18/fev	março	abril	maio	junho	julho	agosto	setembro	outubro	novembro	dezembro	janeiro
1	Revisão Bibliográfica												
2	Aferição do WIM e equipamentos complementares					X							
3	Preparação de amostras e ensaios convencionais de laboratório	X											
4	Ensaaios Especiais de Laboratório							X			X		
5	Preparação da infraestrutura para instrumentação do pavimento		X	X									
6	Projeto e Construção de novos trechos experimentais				X								
7	Instrumentação dos novos trechos												
8	Monitoramento do desempenho do pavimento (segmentos fase 1 e novos segmentos)				X			X			X		
9	Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem monitoramento da estabilidade do sistema	X			X			X			X		
10	Análise e tratamento dos dados do pavimento						X						X
11	Relatório						X						X
12	Capacitação técnica de pessoal							X					

Item	Atividade	Período de execução											
		2018											
		fevereiro	março	abril	maio	junho	julho	agosto	setembro	outubro	novembro	dezembro	janeiro
1	Revisão Bibliográfica												
2	Aferição do WIM e equipamentos complementares					X							
3	Preparação de amostras e ensaios convencionais de laboratório	X	X	X	X	X	X	X					
4	Ensaio Especial de Laboratório	X	X	X	X	X	X	X					
5	Preparação da infraestrutura para instrumentação do pavimento												
6	Projeto e Construção de novos trechos experimentais												
7	Instrumentação dos novos trechos												
8	Monitoramento do desempenho do pavimento (segmentos fase 1 e novos segmentos)	X			X		X		X				
9	Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem monitoramento da estabilidade do sistema	X			X		X		X				
10	Análise e tratamento dos dados do pavimento	X			X		X		X				
11	Relatório						X		X				
12	Capacitação técnica de pessoal							X					

2. MÉTODOS E TÉCNICAS UTILIZADAS

2.1. Sistemas de fiscalização e controle de cargas rodoviárias

A carga rodoviária pode ser expressa pelo peso bruto total (PBT), valor constituído da soma da tara do veículo mais a lotação, pelo peso bruto total combinado (PBTC), valor resultante da soma das cargas de um caminhão trator com seu semirreboque ou do caminhão mais o(s) seu(s) reboque(s) ou pela carga por eixo, sendo esses valores limitados segundo a legislação de cada país.

No Brasil, a atual legislação referente às cargas rodoviárias teve sua origem no Código de Trânsito Brasileiro (CTB), sendo esse o documento legal que define as atribuições das diversas autoridades e órgãos ligados ao trânsito, estabelecendo normas de conduta, infrações e penalidades para os diversos usuários. O artigo 99 do CTB estabelece que “somente poderá transitar pelas vias terrestres os veículos cujo peso e dimensões atenderem aos limites estabelecidos pelo Conselho Nacional de Trânsito (CONTRAN)”.

Considerando o Artigo 99 do CTB, o CONTRAN publicou as resoluções nº 12/98 e nº 68/98, estabelecendo os limites de pesos e dimensões para a circulação de veículos que trafegam em vias terrestres, bem como os requisitos de segurança necessários para a circulação de Combinações de Veículos de Carga (CVC), com permissão na época para transitar apenas com Autorização Especial de Trânsito (AET).

Em 10 de setembro de 2004, a partir da publicação da resolução nº 164/04, a circulação de CVC com PBTC superior a 45t e limitadas até 57t foram dispensadas da AET, salvo o atendimento a requisitos específicos dispostos na própria resolução. É importante destacar que com a AET, veículos podem conseguir permissão para trafegar em território brasileiro com PBT de até 74t.

Dois anos após a publicação da resolução nº 164/04, o CONTRAN revogou as resoluções nº 12/98 e nº 68/98 com a publicação das resoluções nº 210/06 e nº 211/06, respectivamente. A principal alteração introduzida pela resolução nº 210/06 foi referente aos limites de PBT e PBTC. Os valores dos limites por eixo ou grupo de eixo permaneceram inalterados. Já na resolução nº 211/06 foram estabelecidos os requisitos necessários à circulação de CVC para o transporte de carga, especificando seus limites de dimensões e peso.

Considerando o disposto nas resoluções nº 210/06 e nº 211/06, o Departamento Nacional de Trânsito (DENATRAN) homologou a partir da publicação da Portaria nº 63/09 os veículos e as combinações de veículos de transporte de carga e de passageiros com seus respectivos limites de comprimento, PBT e PBTC. As cargas máximas legais por eixo preconizadas pelo CONTRAN, expostas na Resolução nº 210/06 e válidas atualmente são apresentadas na **Tabela 1**. O limite de PBT/PBTC é obtido pela soma dos valores dos limites por eixo ou grupo de eixos. São considerados eixos em tandem, dois ou mais eixos que constituam um conjunto integral de suspensão.

Tabela 1. Cargas máximas por eixo preconizadas pelo CONTRAN (DNIT, 2012)

Eixo ou conjunto de eixos	Rodagem	Suspensão	Distância entre eixos (m)	Carga máxima (t)
Isolado	Simples	Direcional	-	6,0
Isolado	Dupla	-	-	10,0
Duplo	Simples	Direcional	-	12,0
Duplo	Dupla	Tandem	$1,20 < d \leq 2,40$	17,0
Duplo	Dupla	Não em tandem	$1,20 < d \leq 2,40$	15,0
Duplo	Simples + dupla	Especial	$d \leq 1,20$	9,0
Duplo	Simples + dupla	Especial	$1,20 < d \leq 2,40$	13,5
Triplo	Dupla	Tandem	$1,20 < d \leq 2,40$	25,5

Sobre o limite de carga legal estabelecido nas resoluções do CONTRAN, vigorava a lei nº 7.408 de 1985, com permissão de tolerância máxima de 5% sobre os limites de PBT/PBTC e peso bruto por eixo. Esta tolerância foi mantida até a publicação da Resolução nº 102/99, onde se estabeleceu como nova tolerância máxima a porcentagem de 7,5% para as cargas por eixo. Porém, em 30 de novembro de 2007, por meio da publicação da Resolução nº 258/07, decidiu-se readotar como tolerância máxima 5% sobre as cargas por eixo, ficando a tolerância máxima de 7,5% permitida até 31 de dezembro de 2008.

A redução da tolerância de 7,5% para 5% no peso bruto por eixo foi adiada seis vezes (vide resoluções nº 301, nº 328, nº 337, nº 353, nº 365 e Deliberação nº 117), sendo o último adiamento feito a partir da Deliberação nº 117, de 19 de dezembro de 2011, onde ficou permitida a tolerância máxima de 7,5% até 31 de maio de 2012. Os adiamentos justificaram-

se, segundo publicado na Resolução nº 365/10, pela necessidade de conclusão, pela Câmara Temática de Assuntos Veiculares, dos estudos relativos aos procedimentos para fiscalização de peso bruto transferido por eixo de veículos à superfície das vias públicas.

Em 05 de julho de 2014, a Resolução nº 489/14 foi apresentada, modificando mais uma vez as tolerâncias por eixo para efeito de fiscalização, onde se instituiu as seguintes tolerâncias:

- 5% sobre os limites de pesos regulamentares para o PBT, PBTC e Capacidade Máxima de Tração (CMT);
- 7,5% sobre os limites regulamentares por eixo para aqueles veículos que excederam os limites estabelecidos acima;
- 10% sobre os limites regulamentares por eixo para aqueles veículos que não excederam os limites de PBT/PBTC/CMT.

Em 02 de março de 2015, promulgou-se a Lei nº 13.103, onde ficou estabelecido que o Artigo 1º da Lei nº 7.408, de 1964, passaria a vigorar com redação onde se mantém a tolerância máxima de 5% sobre os limites de PBT, mas altera-se a tolerância dos limites de carga por eixo para 10%.

Assim, em acordo com a Lei nº 13.103, atualmente vigora como tolerância o apresentado na Resolução nº 526 de 29 de abril de 2015, sendo mantida a tolerância máxima de 5% sobre os limites de PBT e PBTC e alterada para 10% a tolerância máxima sobre os limites de peso por eixo de veículos, independentemente de o PBT ou o PBTC excederem os limites estabelecidos ou não.

É importante destacar que, segundo Albano (2005), não se tem conhecimento de estudos técnicos que embasem as tolerâncias adotadas, sendo exposto apenas que as mesmas existem com o intuito de compensar incertezas de medição nos equipamentos de aferição de peso, conforme exposto nas próprias resoluções da CONTRAN (vide decisão nº 6 do CONTRAN e Resolução nº 258/07).

A legislação vigente no Brasil não é válida para outros países. Isso é justificável, pois as legislações devem ser coerentes com a realidade da frota de veículos comerciais que circulam em cada país.

Nos Estados Unidos, as cargas máximas legais por eixo e os PBTs dos respectivos veículos comerciais são determinados a partir da Lei 23 U.S.C. § 127 – *Vehicle Weight Limitations* –

Interstate System. Tais limites são válidos nacionalmente e para os veículos que trafegam no Sistema Interestadual de Rodovias e nas rodovias classificadas como rotas primárias. As cargas máximas permitidas neste caso são: (i) 20.000 libras (9,1t) para eixos simples; (ii) 34.000 libras (15,4t) para eixos tandem, esses definidos como dois ou mais eixos consecutivos cuja distância entre eles seja de 1,02 a 2,44m; e (iii) 80.000 libras (36,3t) para o PBT, ou o máximo permitido segundo a Fórmula B (*federal bridge formula*), que considera o limite de peso em função das tolerâncias admissíveis, da distância entre grupos de eixos consecutivos e do número de eixos. Os estados podem estabelecer seus próprios limites legais de carga, mas apenas para as rodovias estaduais.

Para os veículos que trafegam pelo Canadá, segundo Seção 55 do *Roads Act* R.S.P.E.I. 1988, Capítulo R-15 – *Vehicles Weights and Dimensions Regulations*, são definidos os seguintes limites de carga por tipo de eixo: (i) eixo direcional simples com rodas simples: 5,5t; (ii) eixo direcional duplo com rodas simples: 16t; (iii) eixo tandem duplo: 18t; (iv) eixo tandem triplo: 21, 24 ou 26t, a depender da distância entre os eixos. Os valores admissíveis de PBT são fundamentados na categoria do veículo, classificados como categorias 1 a 9, e na quantidade de eixos. No geral, tem-se que a maior carga admissível é de 62,5t, sendo para veículos enquadrados na Categoria 3 e contendo oito ou nove eixos. Cabe ressaltar que os veículos comerciais da Categoria 3 podem apresentar comprimentos de até 27,5m e, portanto, caso trafegassem no Brasil necessitariam obrigatoriamente de uma Autorização Especial de Trânsito (AET).

As cargas máximas legais dos países da Europa são apresentadas na Diretiva 96/53/EC. Um breve resumo sobre os limites em alguns países é apresentado na **Tabela 2**. Os valores apresentados são os máximos observados, podendo haver ressalvas sobre sua validade, essas devendo ser consultadas com maiores detalhes na Diretiva 96/53/EC.

Tabela 2. Cargas máximas legais em alguns países europeus

Países	Carga máxima		Carga máxima PBT/PBTC				
			Caminhão		Rodotrem		Articulado
	Por eixo <i>truck</i>	Por eixo com tração	2 eixos	3 eixos	4 eixos	≥ 5 eixos	≥ 5 eixos
Alemanha	10,0	11,5	18,0	26,0	36,0	40,0	40,0
Bélgica	10,0	12,0	19,0	26,0	39,0	44,0	44,0

Países	Carga máxima		Carga máxima PBT/PBTC				
			Caminhão		Rodotrem		Articulado
	Por eixo truck	Por eixo com tração	2 eixos	3 eixos	4 eixos	≥ 5 eixos	≥ 5 eixos
Espanha	10,0	11,5	18,0	26,0	36,0	40,0	44,0
França	13,0	13,0	19,0	26,0	38,0	44,0	44,0
Holanda	10,0	11,5	21,5	30,5	40,0	50,0	50,0
Irlanda	10,0	11,5	18,0	26,0	36,0	46,0	46,0
Itália	12,0	12,0	18,0	26,0	40,0	44,0	44,0
Portugal	12,0	12,0	19,0	26,0	37,0	60,0	44,0
Reino Unido	10,0	11,5	18,0	26,0	38,0	44,0	44,0
Suécia	10,0	11,5	18,0	26,0	36,0	64,0	64,0
Suíça	10,0	11,5	18,0	26,0	36,0	40,0	40,0

O controle de cargas transportadas é um conceito mundialmente relevante frente à quantidade de veículos que circulam ilegalmente nas rodovias. Perante esse fato, muitos países desenvolveram planos estratégicos para fiscalização dos pesos dos veículos comerciais.

A eficiência no controle da pesagem veicular envolve diversos fatores, entre eles: (i) leis de trânsito coerentes com a realidade da frota de veículos comerciais nacionais; (ii) quantidade de postos de pesagens adequada tendo em vista as características da malha rodoviária em questão; (iii) implantação dos postos em locais estratégicos, impedindo sempre que possível a utilização de rotas de fugas pelos transportadores; (iv) postos de pesagem dimensionados de forma compatível ao volume de veículos comerciais que utilizam a rodovia; (v) rotinas bem definidas de fiscalização, com uso contínuo dos equipamentos de pesagem; e (vi) padronização dos procedimentos.

Para a aferição de peso de veículos podem ser utilizados instrumentos de pesagem estática e dinâmica, sendo o método mais tradicional de pesagem de veículos a pesagem estática. Este é um método amplamente utilizado em postos de carga e descarga para conferência do peso antes de iniciar viagem. A pesagem estática de veículos, como o próprio nome sugere, é feita com o veículo posicionado estaticamente sobre a balança, onde é averiguado o respectivo PBT ou PBTC, bem como a carga por eixo no caso de utilização de balança de pesagem estática por eixo.

Apesar dos erros apresentados pela pesagem estática serem inferiores quando comparados à pesagem dinâmica, em rodovias com alto volume de tráfego e com grande circulação de veículos pesados esse método apresenta limitações. Nesse procedimento, necessita-se de tempo considerável para cada pesagem, o que restringe consideravelmente a quantidade de veículos fiscalizados. Na **Figura 1** e na **Figura 2** são apresentados exemplos de pesagem com balanças estáticas.



Figura 1. Pesagem com balança estática (ANTT, 2014)



Figura 2. Pesagem estática com balança por eixo (Jacob And Beaumelle, 2010)

A pesagem dinâmica, diferente da pesagem estática, é realizada com o veículo em movimento. Por ser um método que permite que a fiscalização seja feita com pouca intervenção ao tráfego da rodovia, a pesagem dinâmica é a mais utilizada pelos órgãos responsáveis pela fiscalização de peso no Brasil. Internacionalmente, os sistemas de pesagem em movimento são conhecidos como WIM.

As balanças dinâmicas, equipamentos utilizados neste tipo de pesagem, geralmente são instaladas nos Postos de Pesagem Veicular (PPV) brasileiros. Quando em funcionamento, os veículos pesados são obrigados a adentrarem nas áreas destinadas à pesagem veicular, ficando liberados da pesagem apenas os veículos que por sua composição (largura ou altura), ofereçam riscos às instalações do PPV. Placas de sinalização devem estar dispostas de modo que possam alertar o transportador com a antecedência necessária sobre a existência de Posto de Pesagem Veicular na rodovia.

No geral, ao entrar na área de pesagem, o veículo será conduzido primeiramente à balança seletiva, sendo essa responsável pela seleção dos veículos. Nesta primeira etapa, a pesagem é realizada a uma velocidade de até 60km/h. Segundo a ANTT (2014), essa balança não precisa ser aferida pelo INMETRO, pois este equipamento não pode ser utilizado para penalização. A balança seletiva apenas indicará quais veículos serão fiscalizados e quais serão liberados, visto que a fiscalização de todos os veículos pesados não seria viável operacionalmente.

Os veículos que apresentem incerteza quanto à legalidade do PBT/PBTC e carga por eixo são direcionados para a balança de precisão, onde a pesagem ocorrerá a uma velocidade de até 10km/h. Esse equipamento precisa ser aferido pelo INMETRO, comprovando sua competência de penalização. Caso seja verificada infração, o condutor será direcionado para o estacionamento, onde deverão ser tomadas as devidas providências (remanejamento ou transbordo). A **Figura 3** apresenta um desenho esquemático de um PPV.

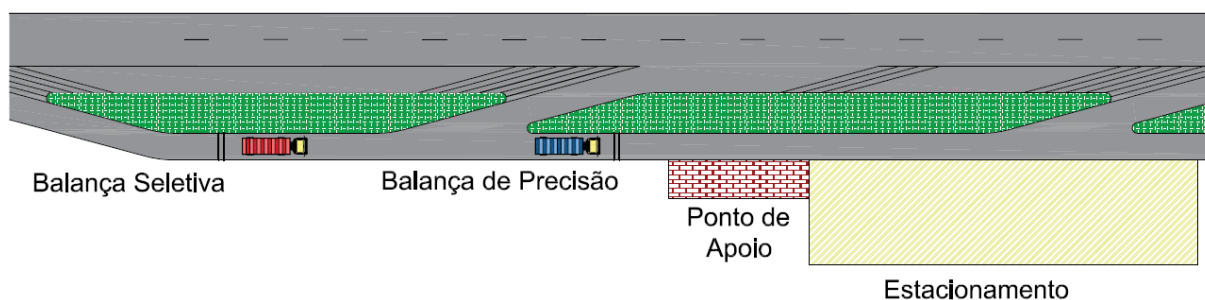


Figura 3. Desenho esquemático de um PPV

2.2. Fiscalização de cargas rodoviárias no Brasil

O setor rodoviário brasileiro, apesar de sua importância, vem sendo prejudicado pela falta de investimentos compatíveis com sua real demanda. Apenas 12,3% da extensão total rodoviária é pavimentada e 61,8% apresentam estado de conservação regular, ruim ou péssimo. Este cenário é agravado ainda pelo tráfego de veículos com sobrecarga, e pela falta de informação e conscientização por parte dos transportadores sobre seus deveres e eventuais prejuízos ocasionados por essa prática.

Segundo DNIT (2008), a legislação brasileira passou a prever o controle de pesagem de veículos apenas na década de 60. Até o ano de 1974, a fiscalização era realizada apenas com instrumentos de pesagem estática. Em 1975, o Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) iniciou o desenvolvimento do Plano Diretor de Pesagem, com a introdução de equipamentos de pesagem dinâmica nos PPVs. Foi prevista no Plano Diretor de Pesagem a implantação de 132 postos, mas apenas 73 foram construídos. O primeiro PPV a funcionar com base nessa nova tecnologia localiza-se no Estado do Paraná, na BR-277, e iniciou suas atividades em outubro de 1979.

Com a construção dos 73 postos, o DNER ficou responsável pela fiscalização das rodovias federais sob sua administração até sua extinção, em 2001, transferindo essa responsabilidade para o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT), para a Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) tratando-se das rodovias federais concessionadas e para a Polícia Rodoviária Federal (PRF).

Com o objetivo de suprir a crescente necessidade de ampliação e manutenção dos postos de pesagem, em 2006, o DNIT lançou juntamente ao Centro de Excelência em Engenharia de Transportes (CENTRAN) o Plano Nacional de Pesagem (PNP), com o escopo definido de 148 postos de pesagem com funcionamento por equipamentos fixos e 72 com pesagem por equipamentos móveis, totalizando 220 postos. Após alguns ajustes, o PNP foi dividido em duas etapas:

- Primeira etapa: operação de 78 postos de pesagem, sendo 45 fixos e 33 móveis;
- Segunda etapa: operação de 157 novos postos, sendo 97 fixos e 60 móveis.

A primeira etapa iniciou-se apenas em julho de 2008, devido à inúmeras dificuldades de ordem regulamentares com o Conselho Nacional de Trânsito (Contran), técnico-metrológica

com o Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia (Inmetro), revisões no projeto básico, entre outras.

Em 2011, o DNIT lançou o edital prevendo a execução da segunda etapa. No entanto, a Controladoria Geral da União (CGU) e o Tribunal de Contas da União (TCU) apontaram diversos problemas no certame licitatório, o que resultou na revogação do edital.

Do total de 220 postos de pesagem inicialmente previstos, apenas 74 entraram em efetiva operação, visto que quatro postos da primeira fase não iniciaram suas atividades por problemas metrológicos e de infraestrutura e a segunda fase sofreu várias alterações de cronograma e até hoje não foi concluída.

No entanto, apesar de não concluída, a segunda etapa não foi paralisada. O DNIT, em parceria com o Laboratório de Transportes e Logística (LabTrans) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), entendeu ser necessário substituir o modelo usual de pesagem e desenvolveu o modelo do Posto Integrado Automatizado de Fiscalização (PIAF), conforme apresentado na **Figura 4**.

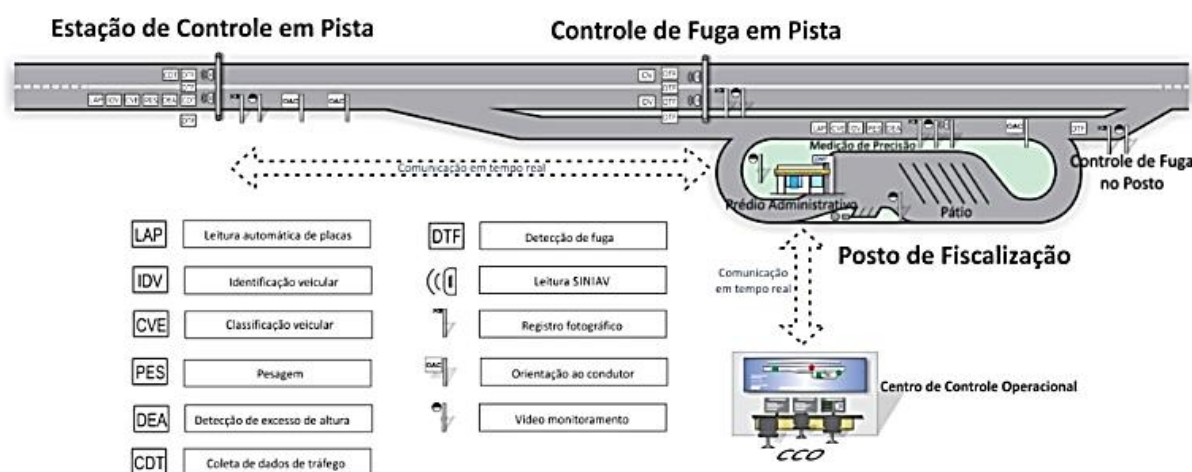


Figura 4. Posto Integrado Automatizado de Fiscalização, PIAF (DNIT, 2016)

Este novo modelo de pesagem difere em diversos aspectos do antigo modelo de PPV implantado pelo DNER, com alterações na geometria do posto e com o uso de novas tecnologias de pesagem e pavimentação, com destaque para o uso de sistema de pesagem em movimento, WIM, capaz de registrar pesos por eixos e pesos brutos do veículo de carga à medida que os mesmos trafegam pela própria rodovia, sendo pesados na velocidade que estiverem transitando, tornando o processo de pesagem mais eficiente.

Segundo informações obtidas em apresentação realizada pelo DNIT na audiência pública realizada no dia 23 de novembro de 2017 e intitulada “Fiscalização de transporte de cargas minerais, agrícolas e perigosas nas rodovias brasileiras”, em 2017 havia 29 PPVs fixos, sendo 15 em operação e 14 em reativação, 26 PPVs móveis em operação e 35 PIAFs contratados, em fase de elaboração de projeto. Os postos de pesagem estão distribuídos conforme a **Figura 5**. Atualmente, há apenas um PIAF construído que operará inicialmente para fins de pesquisa, sendo esse localizado na BR-101 Sul, em Araranguá.

Em consulta ao site da ANTT, observou-se em mapa disponibilizado pela agência a ocorrência de um total de 21 postos de pesagem veicular. No entanto, não há informações sobre data de atualização das informações, bem como sobre se os mesmos estão ou não em operação.

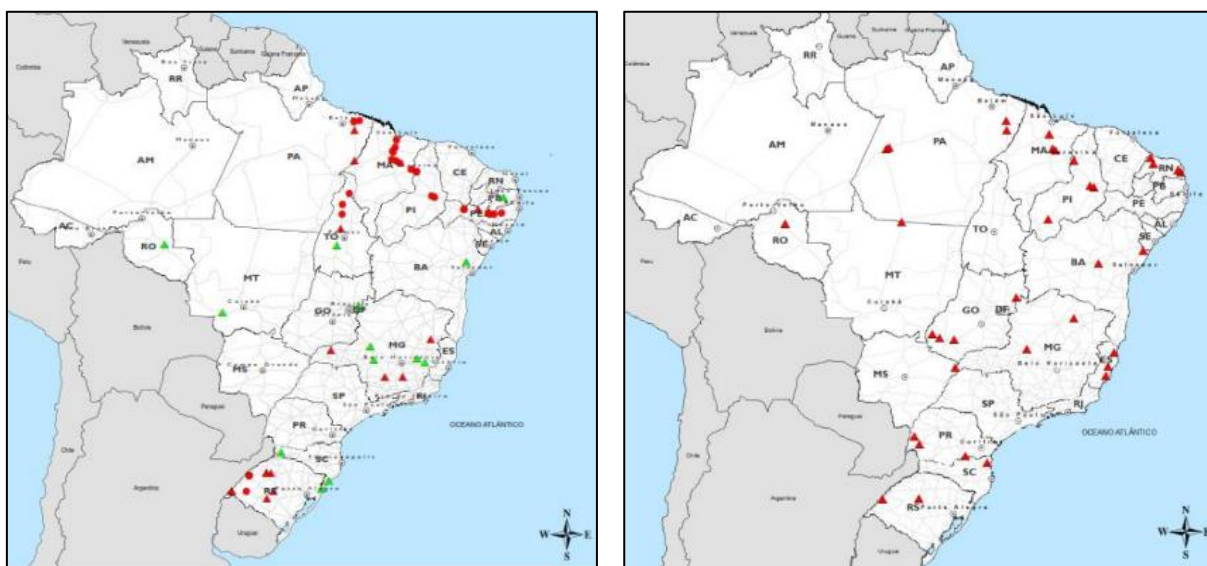


Figura 5. Localização dos postos de pesagem: (a) PPVs e (b) PIAFs (DNIT, 2017)

Em consulta ao site do Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER/SP), observou-se em listagem disponibilizada a existência de 53 postos de pesagem fixo e 177 postos de pesagem móveis. Novamente, não há informações sobre data de atualização das informações, bem como sobre funcionamento.

2.3. Excesso de carga rodoviária

Atualmente, os dados sobre o excesso de carga nas rodovias brasileiras são escassos, fato justificado não apenas pela limitada quantidade de postos de pesagem ativos, mas também

pela inadequada localização dos postos já implantados, possibilitando a utilização de rotas de fuga pelos transportadores, além de seus horários de funcionamento restritos e previsíveis, induzindo a passagem dos veículos com sobrecarga nos horários em que os postos de pesagem não estão funcionando.

A ocorrência de fuga de veículos possivelmente sobrecarregados dos postos de pesagem fixos foi comprovada por Cunagin et al. (1997) na Flórida, Estados Unidos. Neste estudo, dois postos de pesagem fixos e quatro possíveis rotas de fugas foram monitorados. Quatro diferentes cenários foram analisados:

- Estratégia A: postos de pesagem abertos, sem emissão de multas, e sem fiscalização nas rotas de fuga;
- Estratégia B: postos de pesagem abertos, com autuação para os veículos infratores, e sem fiscalização nas rotas de fuga;
- Estratégia C: postos de pesagem abertos e fiscalização nas principais rotas de fuga, com autuação em ambas localidades; e
- Estratégia D: postos de pesagem abertos e intensa fiscalização nas rotas de fuga principais e secundárias, com autuação nas balanças fixas e móveis.

Os resultados indicaram que o número de veículos com excesso de carga diminuiu consideravelmente com o aumento da fiscalização, conforme pode ser observado na **Figura 6**.

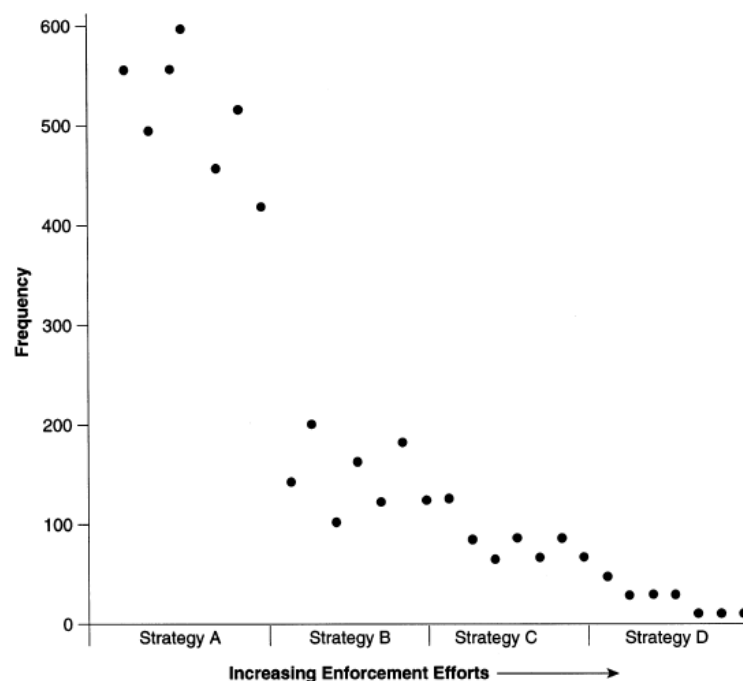


Figura 6. Número observado de veículos 3S2 com pelo menos 15% de excesso de carga (Cunagin et al., 1997)

Sobre a questão do excesso de carga, segundo Fernandes Júnior (1994), na Pesquisa sobre o Inter-relacionamento dos Custos Rodoviários (PICR), desenvolvida entre 1976 e 1981, foram levantados um dos primeiros dados sobre excesso de carga no Brasil. De acordo com o autor, naquela época, o percentual de excesso observado em cada tipo de eixo foi: (i) eixos dianteiros: 3% dos eixos com sobrecarga na ordem de 5% acima do limite de 6t; (ii) eixos simples com rodas duplas: 25% dos eixos com sobrecarga na ordem de 20% acima do limite de 10t; (iii) tandem duplo: 15% dos eixos com sobrecarga na ordem de 50% acima do limite de 17t; e (iv) tandem triplo: 30% dos eixos com sobrecarga na ordem de 45% acima do limite de 22,5t.

Em um estudo realizado no estado do Paraná por Peterlini (2006), com base em dados de três PPVs, constatou-se que os eixos direcionais dos caminhões das categorias 2S3, 3C, 3D4 e 3S3, essas de maior frequência, não apresentaram grandes excessos de carga, mesmo sem considerar a tolerância admitida na época do estudo de 7,5%. No entanto, os eixos de tração apresentaram valores de sobrecarga consideráveis, principalmente nos caminhões 2S3 e 3D4. Foi também observado que os transportadores carregavam seus veículos considerando a tolerância de 7,5% como ganho real de sobrecarga, e não como tolerância do próprio equipamento de medição.

Fontenele et al. (2011) avaliaram o carregamento de veículos em dois postos de pesagem veicular também no estado do Paraná, durante o período de janeiro a dezembro de 2009. No posto de pesagem localizado na BR-153, observou-se uma média de excesso de carga no ano de 2009 de 0,9t nos eixos simples e duplo, com valores médios mais acentuados de 1,5t entre os meses de setembro e outubro do mesmo ano. Para os eixos triplos, no mês de setembro de 2009 foi observada a maior média de sobrecarga, com 2,6t de peso excedente. Já na BR-369, um fato importante mostrou novamente a relação da presença de fiscalização e a quantidade de veículos com sobrecarga. Nos seis primeiros meses de 2009, os veículos com excesso de carga na rodovia foram autuados e os excessos médios de peso registrados foram inferiores a 30kg. Em contrapartida, nos demais meses do ano onde as pesagens tiveram caráter apenas estatístico, os excessos médios chegaram a 1,1t.

Brito et al. (2013), a partir da determinação do espectro de cargas comerciais rodantes na Rodovia BR-290/RS, definiram um panorama referente ao sobrepeso dos veículos comerciais monitorados. Durante o período de coleta de dados de cinco semanas (00h00 do dia

13/03/2013 até as 16h00 do dia 15/04/2013), 9,63% dos veículos apresentaram alguma sobrecarga em algum eixo, sendo o segundo eixo o mais sobrecarregado, com percentual médio de excesso de 14,71%. Continuando o monitoramento do tráfego na Rodovia BR-290/RS, em estudo mais recente, Bock (2016) verificou a partir da análise de dados registrados por sistema WIM durante todo o ano de 2014 que 13% do total de veículos analisados trafegavam acima dos limites legais permitidos.

A sobrecarga de veículos é um problema internacional, não se limitando apenas aos países em desenvolvimento. Segundo Jacob e Loo (2008), alguns países europeus relatam que aproximadamente 15% de seus veículos comerciais estão com sobrecarga. Resultados da análise de pesagens estáticas realizadas na França em 2002 indicaram que do total de 41.000 veículos fiscalizados, 36,1% estavam sobrecarregados e desses, 16,8% apresentaram um excesso de carga superior a 8% do permitido. Porém, um ponto importante levantado pelos pesquisadores é que o controle de carga em pesagens estáticas é usualmente realizado em veículos previamente julgados com excesso, e, portanto, a porcentagem de sobrecarga esperada para o tráfego total seria inferior aos valores encontrados.

Chan (2008) avaliou uma amostra de veículos comerciais na Província de Anhui, na China, para estimar a porcentagem de sobrecarga em países em desenvolvimento. A coleta de dados ocorreu em 2004 e foram avaliados veículos aleatórios a partir do uso de balança estática e sistemas de pesagem em movimento. Dados foram coletados durante cinco dias no total, sendo três dias úteis e o final de semana. O resultado das análises mostrou que 50% a 70% dos veículos pesados trafegavam sobrecarregados.

Karim et al. (2014) analisaram os dados de janeiro de 2010 provenientes de um sistema de pesagem em movimento instalado em uma rodovia rural (Route Federal 54) na Malásia. O volume de veículos comerciais na rodovia, na época, apresentou variações entre 900 e 1.100 veículos por dia, de segunda a sábado. Nos domingos, os valores reduziam para cerca de 300 veículos por dia. Do total de veículos analisados, 21,5% estavam com o Peso Bruto Total acima do permitido. Foi observado também que a grande maioria dos infratores utilizava a rodovia durante o dia (93,8%).

Em estudo realizado por Ghosn et al. (2015), a partir de dados de 2011 originários de 21 estações de sistemas de pesagem em movimento instaladas no estado de Nova York, notou-se que a quantidade de veículos com sobrecarga variou dependendo da localidade e do tipo de veículo. No geral, a partir da análise dos dados foi possível estimar que 18% dos veículos

trafegaram com excesso de carga. Uma análise mais detalhada por categorias, no entanto, mostrou que desse total 6% poderiam estar trafegando ilegalmente pelas rodovias novas iorquinas, enquanto 12% possivelmente possuíam permissão para trafegar com excesso e, portanto, não haveria uma infração. Essa permissão pode ser obtida para diferentes casos a partir do pagamento de uma taxa.

No mesmo ano, Nichols et al. (2015) analisaram dados de sistemas de pesagem em movimentos do estado de Virgínia Ocidental, também nos Estados Unidos. No total, foram analisados 848.925 dados de 109 sistemas de pesagem em movimento em 40 localidades diferentes. Considerando uma tolerância de 10%, as porcentagens de veículos que apresentaram excesso de carga variaram entre 2 até 46%, dependendo da localização. Nesta pesquisa, não foi possível identificar veículos que trafegavam ilegalmente, pois não foram associados, durante o período analisado, os dados com as respectivas permissões emitidas para trafegar com excesso.

Pillay e Bosman (2001) descrevem em seu estudo a situação de sobrecarga na África do Sul. Em 1995, aproximadamente 20% dos veículos comerciais trafegavam com excesso de carga nas rodovias nacionais do país. Adicionalmente, dados estatísticos de 1999 mostraram que 52% de 14.700 veículos que foram fiscalizados nos 41 postos de pesagens da Província de Gauteng apresentaram excessos.

No geral, os excessos de carga em países desenvolvidos tendem a ser menores quando comparados aos países em desenvolvimento. Isso se justifica principalmente pela fiscalização ineficaz e a falta de informação e conscientização por parte dos transportadores, características acentuadas nos países subdesenvolvidos ou em desenvolvimento.

2.4. Impactos do excesso de carga na durabilidade dos pavimentos

Um dos principais cuidados ao se dimensionar uma estrutura de pavimento é garantir que essa resista às ações do tráfego ao longo de sua vida útil, evitando que os valores admissíveis de qualquer índice que estime o dano acumulado ou suas condições de serventia sejam atingidos prematuramente. Segundo Franco (2007), os danos nas estruturas de pavimentos ocorrem principalmente devido à aplicação de cargas elevadas ou devido ao grande número de solicitações de passagem dos eixos dos veículos, sendo essencial estimar corretamente o dano causado pelos diversos tipos de veículos, eixos e magnitudes de cargas transportadas. No método de dimensionamento de pavimentos asfálticos adotado no Brasil, um pavimento é

dimensionado para resistir a um determinado número N equivalente de solicitações do eixo padrão (**Figura 7**) ao longo de sua vida útil. O número N é calculado pela **Equação 1**.

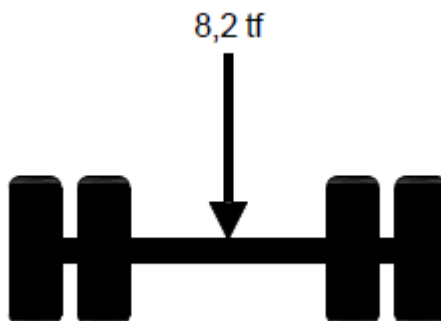


Figura 7. Eixo padrão

$$N = V_t \times FV \times FR \quad (1)$$

Onde:

V_t = volume total de veículos para determinado período de projeto;

FV = fator de veículo, sendo esse o número que converte todos os tipos de veículos em eixos padrões;

FR = fator regional relacionado ao regime de chuvas e usualmente adotado como 1.

No cálculo do número N são considerados fatores relacionados à composição do tráfego, sendo eles:

- Representatividade e volume das categorias de veículos: a partir de contagem de campo ou avaliação do volume de tráfego nas praças de pedágio, é possível quantificar o volume de veículos correspondente às diferentes categorias. Essa informação serve de subsídio para a obtenção dos fatores de distribuições diárias, semanais e mensais utilizadas para cálculo do volume diário médio (VDM) utilizado no cálculo do número N. Deve-se lembrar que esse número não será constante ao longo dos anos e, portanto, uma taxa de crescimento anual deve ser considerada para o fluxo de veículos a fim de se obter o volume médio diário ao final do período de projeto (V_t);
- Cargas transportadas e distribuições dos diferentes tipos de eixos: são consideradas a partir da obtenção do fator de veículo (FV), sendo esse resultado do produto do fator de eixo (FE) pelo fator de carga (FC). O FV representa a diversidade de veículos e cargas que trafegam pela via convertidos em um número de solicitações equivalentes do eixo padrão que causaria o mesmo dano no pavimento. O FE determina o número médio de eixos por

veículos que circula na rodovia. Já o FC é o coeficiente que, multiplicado pelo número de eixos resulta no número equivalente de eixos padrões. Para obtenção do FC, deve-se calcular o fator de equivalência de carga (FEC), transformando assim as cargas transportadas em um número equivalente de solicitações do eixo padrão, considerando-se os diferentes tipos de eixo. Esta conversão é realizada a partir de relações empíricas da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) (baseadas na perda de serventia) ou do *U.S. Army Corps of Engineers* (USACE) (baseadas nos efeitos do carregamento na deformação permanente).

Segundo Balbo (2007), no dimensionamento de pavimentos é comum se adotar a hipótese de atendimento às cargas máximas legais previstas e, deste modo, a presença de veículos que trafegam com excesso de carga acaba não sendo considerada. Como resultado, a capacidade de suporte da estrutura de pavimento dimensionada é inferior à necessária para o período de projeto adotado, o que resulta na necessidade de manutenções e reabilitações antes do previsto.

O dano causado pelo carregamento não é uma função linear da carga por eixo, havendo uma relação exponencial entre esses dois fatores, conforme demonstrado pelos resultados da *AASHO Road Test* que indicaram um valor próximo a 4 para esse expoente (Fernandes Júnior, 1994). Estudos sobre o reflexo do excesso de carga por eixos na vida útil do pavimento também confirmaram que as variações entre acréscimos de carga por eixo e os correspondentes efeitos de dano ao pavimento ocorrem de forma exponencial (Albano, 1998; Pinto e Preussler, 2002; Fontenele, 2011). A **Figura 8** mostra, por exemplo, que um eixo com sobrecarga de 10% pode reduzir a vida útil de um pavimento de 10 anos para 5 anos, evidenciando a importância de se evitar o tráfego de veículos com sobrecarga nas rodovias (Pinto e Preussler, 2002). Cabe ressaltar que esse estudo foi realizado para uma determinada frota de veículos em condições específicas e, portanto, não pode ser generalizado.

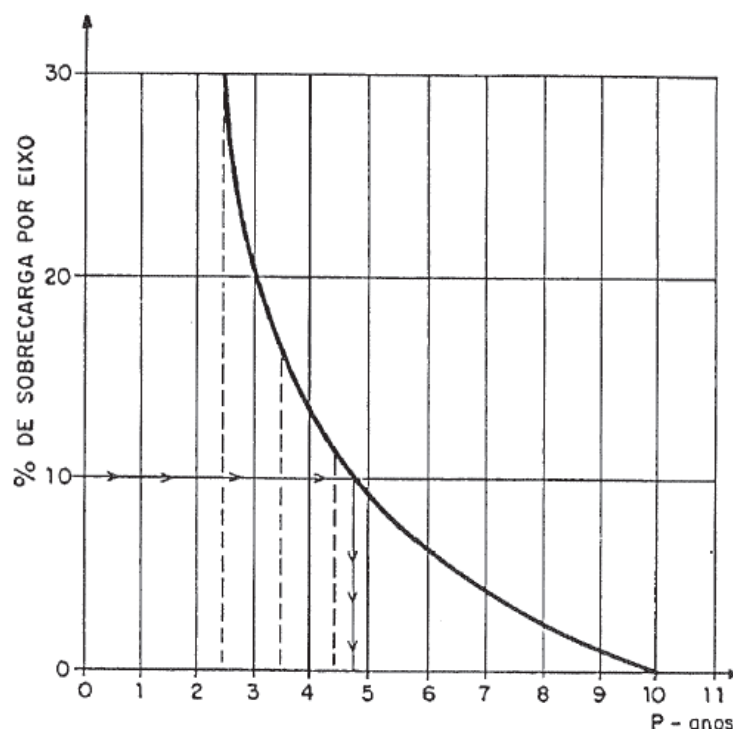


Figura 8. Sobrecarga por eixo x redução da vida útil (Pinto e Preussler, 2002)

Ainda sobre a deterioração do pavimento, estudos enfatizam a importância da análise desse dano frente à carga por eixo e não ao peso bruto total, visto que veículos pesados podem ser pouco danosos aos pavimentos, desde que sua carga total seja distribuída por um número suficiente de eixos, o que condiz com os resultados apresentados por Sadeghi e Fathali (2007) ao comparar o dano causado por veículos de dois, três e cinco eixos. Caminhões com dois eixos apresentaram danos consideravelmente maiores no pavimento, fato justificado pela distribuição da carga em um número menor de eixos quando comparados aos outros dois tipos de veículos.

O mesmo foi observado em estudo realizado por Deen et al. (1980), onde três veículos diferentes foram simulados em uma versão modificada do programa Chevron N-layer e os respectivos danos ao pavimento foram determinados a partir da comparação das respostas do pavimento frente à solicitação de uma carga adotada como padrão (eixo simples de rodas duplas, 80kN), conforme apresentado na **Figura 9**. Foi possível verificar que o acréscimo de dano relacionado ao acréscimo de carga para o veículo de três eixos apresentou-se significativamente maior que o dano dos veículos com cinco e seis eixos.

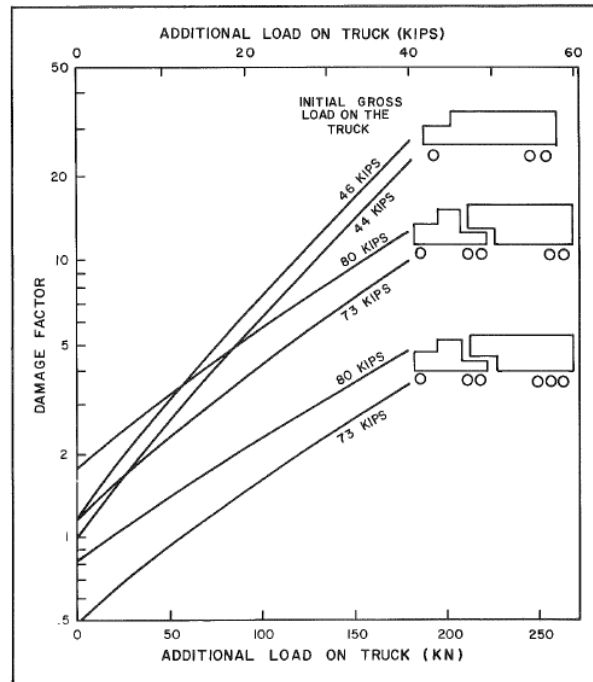


Figura 9. Análise do dano em diferentes configurações de eixos com o aumento da carga (Deen et al., 1980)

Características do pneu, especialmente sua largura, também são fatores relevantes. O efeito dos diferentes pneus, juntamente com a variação da carga, foi observado a partir de medições em campo das tensões no pavimento de uma rodovia na Finlândia (**Figura 10**). Os resultados foram comparados ao efeito observado no eixo simples de rodas duplas (275/70R 22,5) com 10t, denominado nesse estudo como eixo padrão. Nota-se que os pneus extralargos 385/65R 22,5 e 425/65R 22,5 com 8 e 10t por eixo são os mais agressivos considerando a condição estrutural do pavimento, sendo o efeito da carga para o pneu 425/65R 22,5 com 10t quase quatro vezes maior que o do eixo padrão (ROADDEX Network, 2014). O aumento das tensões no pavimento quando utilizadas rodas simples em substituição às rodas duplas pode ser justificado pela concentração de carga em apenas um ponto em vez de dois.

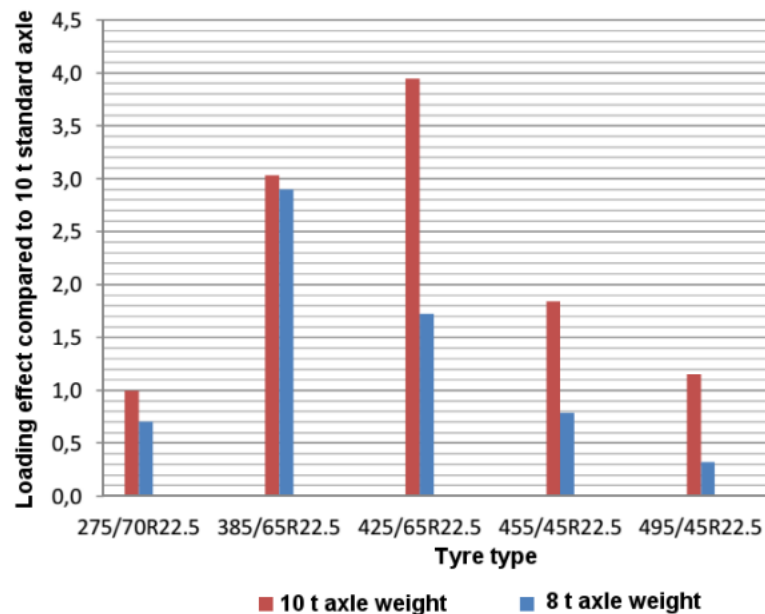


Figura 10. Efeito da variação de carga para diferentes tipos de pneus (ROADEX Network, 2014)

Outro prejuízo que pode ser citado se refere aos custos operacionais adicionais dos veículos. Ao trafegar com sobrecarga, os pneus são danificados mais rapidamente, o que diminui a vida útil dos mesmos. Isso se justifica, pois, para aumentar a capacidade de carga, os transportadores usualmente aumentam a pressão dos pneus acima dos limites recomendados pelos fabricantes, comprometendo sua estrutura e aumentando o risco de estouro. O aumento do consumo de combustível e óleo também será consideravelmente maior, visto que o motor será mais solicitado por conta do peso adicional. Os freios e a suspensão também serão mais exigidos, principalmente em declives, onde a carga atua como indutor do aumento da velocidade.

Por fim, o excesso de carga aumenta o risco de acidentes nas estradas de forma indireta, com o desgaste prematuro dos componentes mecânicos citados acima e essenciais para a estabilidade dos veículos, ou de forma direta, visto que os veículos são fabricados para trafegarem em segurança com uma carga limite que garanta estabilidade e controle sobre o caminhão. Dessa forma, ao trafegar com excesso de carga, há um aumento na distância de frenagem quando os freios são acionados, com superaquecimento do sistema, e redução da estabilidade ao tombamento, principalmente em curvas, comprometendo a dirigibilidade e segurança. Ervin (1983, *apud* Navin, 1992) constatou a partir da análise de dados de acidentes que a ocorrência do tombamento está diretamente relacionada com a lotação do caminhão, visto que aproximadamente 40% dos acidentes com caminhões carregados são devidos ao

tombamento lateral, sendo esse número reduzido para valores abaixo de 5% para caminhões vazios. Estudos realizados por Gutiérrez e Canale (2009) também comprovaram que o aumento da carga interfere negativamente na estabilidade direcional dos veículos, tendo em vista a redução do valor da velocidade a partir da qual o movimento do veículo se torna instável.

2.5. Aplicação da tecnologia *weigh-in-motion*

2.5.1. Caracterização e monitoramento de tráfego

Informações sobre o tráfego rodoviário são geralmente utilizadas pelos órgãos rodoviários como dados de entrada para diversas atividades, como o dimensionamento de projetos geométricos, de pavimentos e obras de artes, desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos, análises ambientais, análises financeiras, fiscalização, entre outras. Dessa forma, o processo de caracterização do tráfego é de suma importância, bem como o monitoramento das variações que ocorrem com o passar do tempo devido, por exemplo, ao crescimento do tráfego. Os tipos de dados coletados dependerão do tipo de equipamento e tecnologia utilizado para esta finalidade. As escolhas deverão ser embasadas na necessidade de detalhamento dos dados devido à atividade que será realizada.

De todas as tecnologias utilizadas para monitoramento de tráfego, os sistemas WIM possuem normalmente os sensores mais sofisticados, possibilitando a aquisição de dados de tráfego de todos os veículos que trafegam pela rodovia, o que pode ser muito vantajoso para os órgãos rodoviários, apesar de exigir elevado conhecimento da tecnologia e adequado controle operacional. No geral, com os dados resultantes do WIM, é possível: identificar a porcentagem de veículos comerciais na rodovia, observar a existência de sazonalidades, monitorar os Pesos Brutos Totais e por eixo, além de identificar a distribuição por categoria de veículos no local.

Devido à grande quantidade de informações coletadas, é usual que as mesmas sejam sintetizadas. Para dados de pesagem, por exemplo, três tipos de sínteses são as mais utilizadas:

- Separação por intervalos de valores de Peso Bruto Total (PBT), usualmente por categorias de veículos;
- Espectro de carga, sendo apresentada a distribuição de carga por eixo para várias configurações (eixos simples de roda simples, eixos simples de rodas duplas, tandem duplos e tandem triplos) para cada tipo de veículo;

- Fator de equivalência de carga (FEC), valores esses obtidos a partir dos espectros de cargas e muito úteis para comparação do potencial de dano ao pavimento de diferentes espectros de carga.

Buchanan (2004) auxiliou o *Mississippi Department of Transportation* (MDOT) no desenvolvimento de espectros de carga a partir de dados de tráfego de 22 sistemas WIM localizados em diferentes regiões do estado de Mississippi. A partir da análise dos dados de tráfego de 1992 a 1998, Buchanan obteve informações importantes sobre a porcentagem de veículos comerciais e a distribuição por categoria de cada local. Os veículos comerciais representaram porcentagens que variaram entre 4 a 40% do tráfego total. Com relação à distribuição por categoria, o autor realizou essa análise por classe de rodovia, observando que rodovias da mesma classe poderiam ou não apresentar distribuições por categorias semelhantes, conforme pode ser observado na **Figura 11**. A classe de veículos utilizada foi a preconizada pela *Federal Highway Administration* (FHWA).

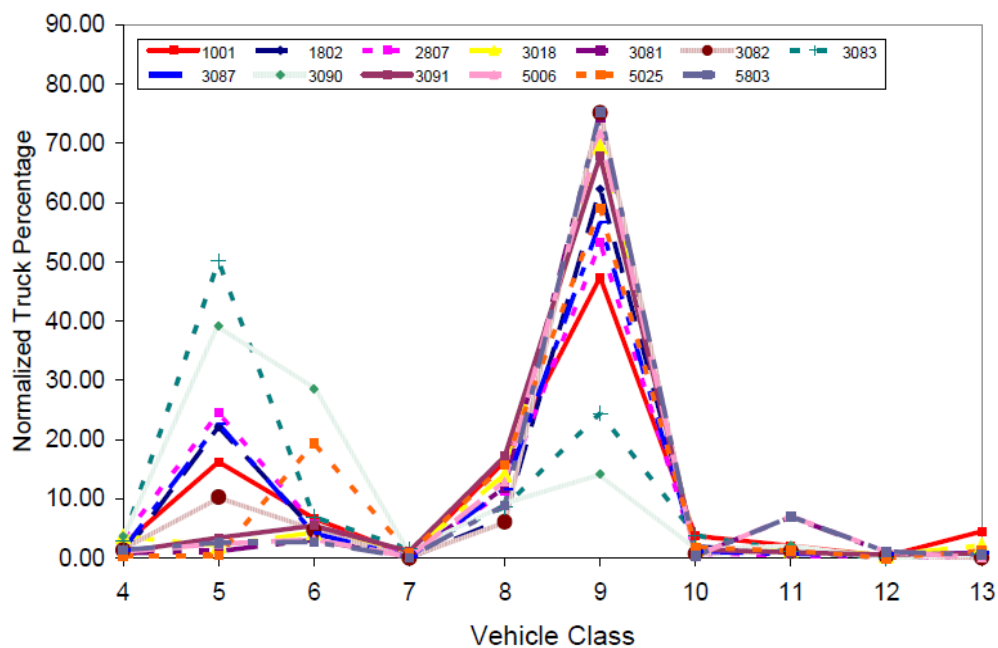


Figura 11. Distribuição por categoria de veículos em rodovias FC2 (rural arterial – não interestadual) do estado de Mississippi (Buchanan, 2004)

Neste estudo também foi analisada a distribuição por categoria de veículos baseada em um sistema de classificação do tráfego de caminhões em grupos, conhecido como *Truck Traffic Classification* (TTC). Para isso, primeiramente a distribuição por categoria foi analisada para

um determinado período (diário, semanal, mensal ou anual). Em seguida, uma distribuição por categoria normalizada foi obtida a partir da divisão do total de veículos de cada categoria pelo total de veículos comerciais na rodovia. A partir da análise dessas distribuições, foi possível a identificação do TTC de cada local, agrupando-se assim as distribuições por categoria de veículos dos locais com o mesmo TTC. Observou-se que as distribuições apresentaram melhores relações entre si quando analisadas por este método, conforme apresentado na **Figura 12**.

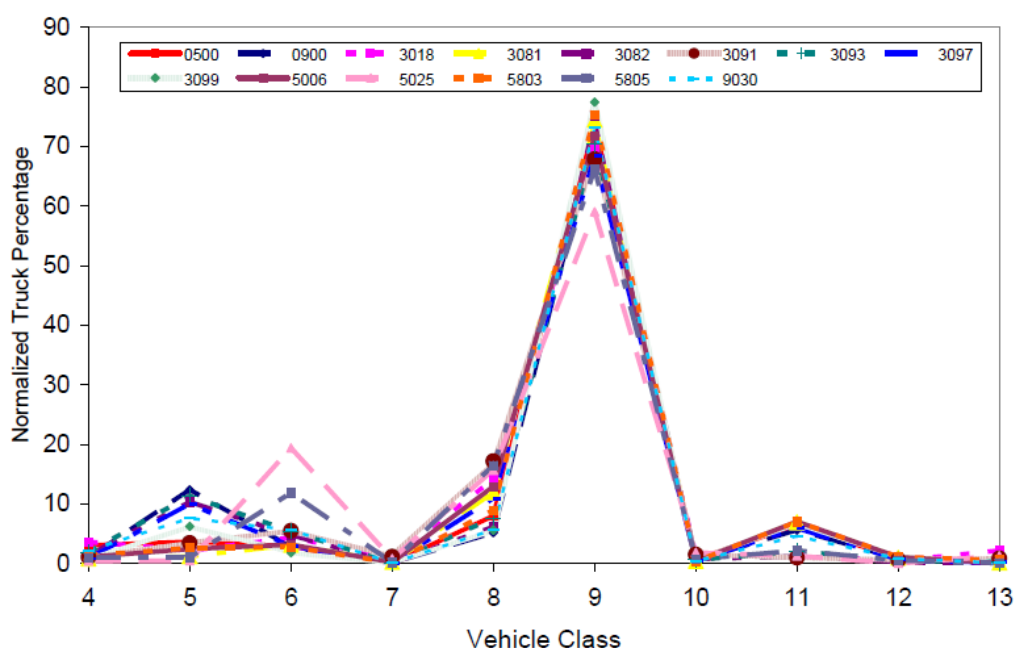


Figura 12. Distribuição por categoria de veículos para rodovias TTC 3 (maioria dos caminhões com reboque único ou múltiplos reboques) para o estado de Mississippi (Buchanan, 2004)

As distribuições mensais por categoria de caminhão foram analisadas e comparadas com base na distribuição normalizada da respectiva categoria de caminhão relativa à média anual. O conhecimento das distribuições mensais é importante para caracterização de possíveis sazonalidades. As distribuições horárias também foram analisadas para conhecimento do volume de veículos durante o dia.

Outras informações importantes que foram obtidas nesse estudo foram as porcentagens de veículos por faixa e por direção e as taxas de crescimento do tráfego para cada local. Por fim, o espectro de carga por eixo para cada ano foi analisado e ponderado. Buchanan (2004) mostrou em seu trabalho que os espectros de carga por eixo e a caracterização do tráfego

podem ser elaborados com elevada precisão para locais com dados provenientes de um sistema WIM.

Nos Estados Unidos, todos os Departamentos de Transportes (DOT) se baseiam nos procedimentos preconizados pelo *Statewide Traffic Analysis and Reporting System* para desenvolvimento, criação e operação de sistemas de monitoramento de tráfego. Como exemplo, pode-se citar o *Texas Department of Transportation* (TxDOT) que, segundo a FHWA (2013), possui um programa de monitoramento que consiste na coleta de informações de tráfego a partir de operações contínuas de contagem e monitoramento de tráfego de curto prazo, onde informações sobre volume, classificação de veículos, velocidade, quantidade de eixos e peso são obtidas. O TxDOT possui e mantém, aproximadamente, 350 postos de monitoramento de tráfego, sendo que em muitos deles a tecnologia WIM é utilizada.

No Brasil, o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), com o objetivo de coletar dados de tráfego nos trechos mais representativos da Rede Rodoviária Federal, implantou o Plano Nacional de Contagem de Tráfego (PNCT). O processo de implantação teve início em 1975, ocorrendo de forma lenta e gradativa. Em 2001, o PNCT foi paralisado por contingenciamentos orçamentários, retomando suas atividades somente em 2013. Como consequência, o banco de dados de informações de tráfego nas rodovias brasileiras ainda está em desenvolvimento. A partir da retomada do PNCT, frentes de ações foram estabelecidas, essas baseadas em contagens de tráfego permanentes e pesquisas de origem destino. A partir das informações consultadas, não foi possível identificar as tecnologias adotadas para as contagens de tráfego, no entanto, sabe-se que a tecnologia WIM ainda é pouco utilizada para caracterização e monitoramento de tráfego no Brasil.

2.5.2. Dimensionamento e sistema de gerência de pavimentos rodoviários

O conhecimento do tráfego rodoviário, essencial para a elaboração de projetos de dimensionamento de pavimentos e quantificação do desempenho para fins de gerência da malha rodoviária, é uma tarefa complexa devido, além de outros fatores, à heterogeneidade de tipos de veículos, configurações de eixos e magnitudes de carga que o compõem. No entanto, conforme já mencionado, o uso de sistemas WIM possibilita a caracterização do tráfego de forma rápida e eficiente, sendo seu uso muito benéfico tanto para projetistas quanto para os órgãos rodoviários.

Em um projeto de pavimento, a etapa do estudo de tráfego contempla a obtenção dos parâmetros necessários para o dimensionamento da estrutura. No Brasil, o tráfego é caracterizado pelo número N de solicitações equivalentes a um eixo padrão, que consiste em um eixo simples de rodas duplas com carga de 8,2t, acumuladas ao longo do período de projeto. Atualmente, devido à ausência de informações concisas sobre o tráfego, muitas suposições são feitas, principalmente com relação à magnitude das cargas transportadas. Como consequência, a capacidade de suporte da estrutura de pavimento dimensionada resultante pode ser superior ou inferior à necessária para o período de projeto adotado, sendo o sucesso do projeto muitas vezes atrelado à experiência do projetista.

Com a análise dos dados do sistema WIM é possível, primeiramente, identificar o volume diário de veículos que utilizam a rodovia e determinar a distribuição do número de solicitações de cada tipo de eixo. Adicionalmente, com as informações de carga por eixo, é possível aferir a porcentagem de veículos que trafegam com pouca carga, com valores próximos às cargas máximas legais previstas por lei, ou com excesso de carga, além de identificar com quanto excesso esses veículos circulam, possibilitando adotar hipóteses de projeto mais coerentes com a realidade. Com o uso dos dados do WIM é possível também verificar a porcentagem de veículos comerciais que trafegam na faixa mais solicitada, informação utilizada nas premissas de dimensionamento de pavimentos brasileiros.

Lee e Garner (1996) utilizaram dados de um sistema WIM instalado na Rodovia 59 no Texas, Estados Unidos, para calcular os Fatores de Equivalência de Cargas (FEC) dos veículos, com o objetivo principal de desenvolver um método para prever os FECs a partir de procedimentos tradicionais de contagem e classificação do tráfego e, assim, aprimorar os dimensionamentos realizados a partir do método tradicional utilizado na época (preconizado pela AASHTO). A justificativa principal do estudo baseou-se no fato de a instalação e a operação de sistemas WIM serem relativamente caros quando comparados com as metodologias tradicionais. Assim sendo, o método indicado poderia ser utilizado para estimar os FECs em rodovias com características de carga semelhantes, mas onde o volume de tráfego fosse diferente.

No método proposto, o FEC médio por tipo de eixo de uma determinada classe de veículo foi utilizado como um fator para conversão de veículos por dia para FECs por dia. O fator para conversão foi relacionado com o dia da semana, bem como com o mês analisado. Foram utilizados os dados da classe mais frequente na Rodovia 59 para o cálculo dos fatores de conversão. Para estimativa dos FECs futuros, uma taxa de crescimento foi aplicada. Lee e

Garner (1996) sugerem que sejam coletadas amostras representativas de dados de sistemas WIM já em operação em diferentes localidades e em diferentes épocas do ano, a fim de disponibilizar uma grande variedade de fatores para conversão.

Os dados de sistemas WIM podem também ser muito úteis tratando-se do mais recente método mecanístico-empírico de dimensionamento preconizado pela AASHTO e apresentado no guia AASHTO 2008, denominado *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG). A necessidade de revisão do método tradicional empírico (AASHTO, 1993) foi observada pela constatação de que o volume de tráfego nas rodovias americanas estava crescendo exponencialmente, bem como a evolução das configurações dos veículos e pressões aplicadas pelos pneus nos pavimentos (Fontenele, 2011). Os dados para caracterização do tráfego requeridos vão além da informação dos Fatores de Equivalência de Carga, conforme apresentado por Sridhar (2008) e listados na sequência:

- Fatores de distribuição de carga por eixo: representa a porcentagem do número de aplicações de um determinado tipo de eixo em um intervalo de carga para uma classe de veículo com relação ao total de aplicações;
- Fator de crescimento de caminhões: representa o volume futuro de tráfego de caminhões para uma respectiva idade do pavimento;
- Distribuição por classe de veículos: representa a distribuição do volume diário médio anual em cada classe de caminhão;
- Volume de tráfego de caminhões no ano base: tráfego diário médio anual de caminhões nos dois sentidos do tráfego, número de faixas na direção de projeto, porcentagem de caminhões na faixa de tráfego do projeto e velocidade operacional dos veículos;
- Configuração de eixos e distância entre eixos: informações que podem ser obtidas em catálogos de fabricante ou medidas diretamente em campo;
- Características do pneu e pressão de enchimento: informações importantes para elaboração de modelos de desempenho.

Desde a criação do método de dimensionamento de pavimentos rodoviários MEPDG, muitos estudos surgiram com o objetivo de relatar as experiências de implantação da nova metodologia nos diversos setores rodoviários, expondo também métodos para aquisição dos dados de entrada necessários, especialmente tratando-se do desenvolvimento de espectros de cargas. Buchanan (2004), Papagiannakis et al. (2006), Sridhar (2008), Stephens et al. (2013), Selezneva et al. (2016) são alguns exemplos desses estudos.

De acordo com Timm et al. (2005 *apud* Fontenele, 2011), alguns estados americanos possuem sistemas de aquisição de dados adequados para a montagem de espectros de cargas, o que inclui estações WIM, ou o uso de balanças portáteis, mas não são todos. Por conta disso, é comum o desenvolvimento de espectros de cargas padrões ou representativos que possam ser utilizados com algum nível de confiança no projeto de pavimentação. Adicionalmente, há também trabalhos voltados para o desenvolvimento de equações matemáticas para modelar o espectro de carga com o intuito de preencher essa lacuna.

Turochy et al. (2005), com o uso de dados de 13 estações WIM localizadas no estado de Alabama, compararam fatores de distribuição de carga por eixo para diferentes dias, meses, direções de tráfego e locais. Esses fatores também foram utilizados para elaboração de modelos estatísticos para uso no dimensionamento mecanístico-empírico. Os autores concluíram que não há a necessidade de utilizar fatores separados por dia ou mês, contando que os dados coletados pelo sistema WIM sejam representativos e, para isso, as seguintes recomendações para a coleta de dados WIM são feitas:

- Os dados devem ser coletados, no mínimo, na sexta-feira, no sábado ou no domingo e na segunda, terça, quarta ou quinta-feira;
- Os dados devem ser coletados, pelo menos, em novembro, dezembro ou janeiro para considerar a redução do tráfego por conta do inverno, bem como em abril, maio ou junho para considerar o aumento do tráfego de caminhões no verão.

Na Austrália, segundo a Austroads (2000), ao utilizar dados de sistemas WIM para o dimensionamento de pavimentos, principalmente os HS-WIM, são apresentados projetos mais realistas e, conseqüentemente, benefícios financeiros são observados. Por exemplo, segundo Koniditsiotis (1994 *apud* Austroads, 2000), análises de dados de sistemas WIM localizados em ligações específicas da cidade de Canberra indicaram valores de Fatores de Equivalência de Carga significativamente inferiores aos usualmente utilizados em projeto de dimensionamento e reabilitação de pavimentos, o que, segundo o autor, indicaria uma redução de custos de aproximadamente \$12.000 para a reabilitação de um trecho de extensão de 600m composto por duas faixas.

Com relação ao Sistema de Gerência de Pavimentos (SGP), que segundo DNIT (2011) abrange as atividades de planejamento, projeto, construção e manutenção da malha rodoviária, informações sobre o tráfego das rodovias são igualmente importantes para o seu desenvolvimento, sendo que o uso do sistema WIM garante elevado nível de detalhes sobre o tráfego das rodovias monitoradas, coletas contínuas e dados sempre atualizados.

Basicamente, o SGP consiste na adoção, desenvolvimento e previsão de intervenções que garantam a melhor aplicação dos recursos financeiros disponíveis para manutenção e reabilitação de pavimentos de forma eficaz e adequada. Para isso, o banco de dados, onde ficam armazenadas todas as informações relevantes de cada segmento rodoviário, necessita ser constantemente atualizado e consolidado, devido à dinâmica de variação das condições dos pavimentos. Assim, a utilização de dados com qualidade adequada contribui com o desenvolvimento de modelos de caracterização do tráfego precisos, possibilitando: (i) adequadas previsões das condições futuras do pavimento; (ii) avaliação de consequências de adoção ou retardamento de intervenções; (iii) estabelecimento de estratégias de manutenção e de programas otimizados de investimentos; e (iv) formulação de programas de monitoramento.

2.5.3. Fiscalização de carga rodoviária

O tráfego de veículos comerciais com excesso de carga é um problema crítico em muitos países, visto que a carga aplicada pelo tráfego é uma das maiores responsáveis pelos danos no pavimento. Com o objetivo de garantir a integridade do pavimento pelo período previsto em projeto, sistemas WIM podem ser instalados em locais estratégicos da malha rodoviária para controle e fiscalização da carga transportada.

Os sistemas de pesagem em movimento são uma alternativa interessante para monitoramento e fiscalização de veículos pesados, visto que esse tipo de sistema permite a coleta contínua de dados, fornecendo informações sobre classificação do veículo, velocidade de operação e peso. O uso do WIM para fiscalização da carga rodoviária elimina as filas nas estações de pesagem estática, possibilitando um aumento considerável no número de veículos fiscalizados, resultando em economias tanto para os órgãos rodoviários quanto para as transportadoras.

Existe uma grande quantidade de estudos internacionais relatando o uso da tecnologia WIM para monitoramento do excesso de carga nas rodovias. Jacob e Loo (2008) apresentaram em seu trabalho um resumo do uso dessa tecnologia para essa finalidade na Europa, onde a

prática foi incentivada a partir da criação do Projeto REMOVE – *Requirements for Enforcement of Overloaded Vehicles in Europe*, no início dos anos 2000. O objetivo do projeto foi apresentar para todos os países da União Europeia os requerimentos operacionais, legais e técnicos, bem como as estratégias para a implantação de sistemas WIM para fiscalização da lei.

A Holanda, por exemplo, com a instalação de oito sistemas WIM na época, utilizou as informações de carga como uma ferramenta para pré-selecionar os veículos que seriam parados e fiscalizados nas balanças estáticas. Os dados de pesagem também foram utilizados para planejamento e controle da polícia rodoviária. Com informações sobre todos os veículos que trafegam com excesso, as transportadoras que mais cometem infrações são identificadas e a fiscalização torna-se mais rigorosa para as mesmas.

Semelhante à prática adotada na Holanda, o departamento policial da Eslovênia utiliza os dados de sistemas WIM para pré-selecionar os veículos que serão fiscalizados nos postos de pesagem. Adicionalmente, essas informações também são utilizadas para escolha de quais áreas e em quais horários as fiscalizações ocorrerão.

Hang et al. (2013) apresentam uma alternativa interessante para localização da tecnologia WIM para controle do excesso de carga: nas praças de pedágio. Como os pedágios possuem pontos de acesso restritos e condições controladas de tráfego, sistemas WIM podem ser utilizados para fiscalização nesses pontos. Na China já existem sistemas de pesagem em movimento de baixa velocidade (LS-WIM) instalados em alguns pedágios, conforme esquemático apresentado na **Figura 13**. Nas estações de fiscalização de carga do país, normalmente o WIM é utilizado para uma pré-seleção dos veículos que serão fiscalizados. Os veículos que apresentarem algum indício de ilegalidade são então direcionados para uma balança estática de maior precisão.

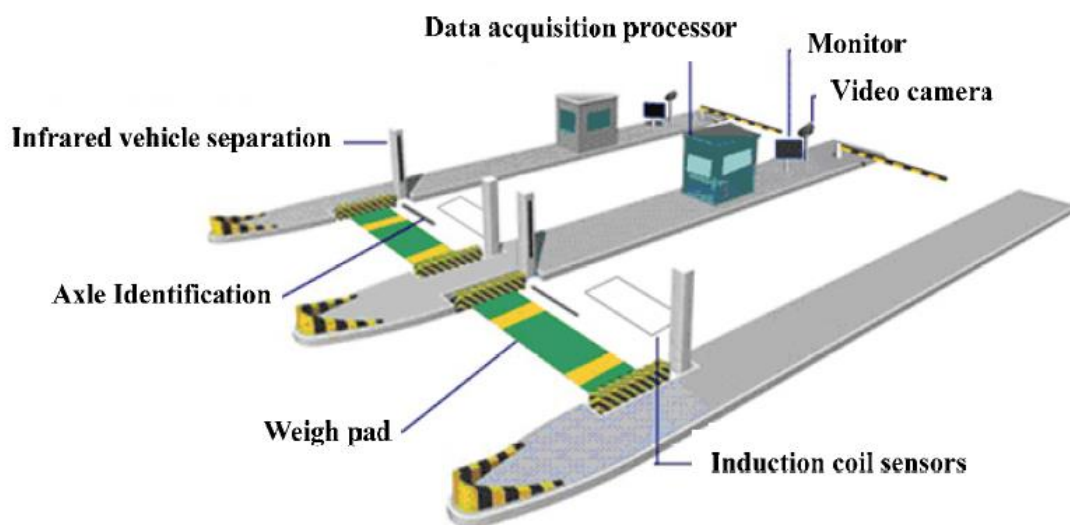


Figura 13. Típico sistema WIM usado em praças de pedágio na China

Na França, segundo Stanczyk e Klein (2012), o controle de pesagem nas rodovias consiste do envio de dados de carga de veículos supostamente ilegais, apresentando excessos acima de 5% do valor estabelecido como limite, para a área de controle de pesagem estática, localizada a poucos quilômetros de distância do equipamento WIM. Os parâmetros avaliados são velocidade de tráfego, Peso Bruto Total e comprimento do veículo. Com isso, o operador possui uma lista de possíveis infratores e o horário previsto de chegada dos mesmos ao posto de controle. O tipo de infração pode ser rapidamente identificado pelas cores que aparecem no relatório de dados gerado: (i) vermelho para sobrecarga; (ii) amarelo para excesso de velocidade; e (iii) azul para excesso de comprimento. Na **Figura 14** é apresentado um exemplo das informações enviadas para a área de controle de pesagem estática.

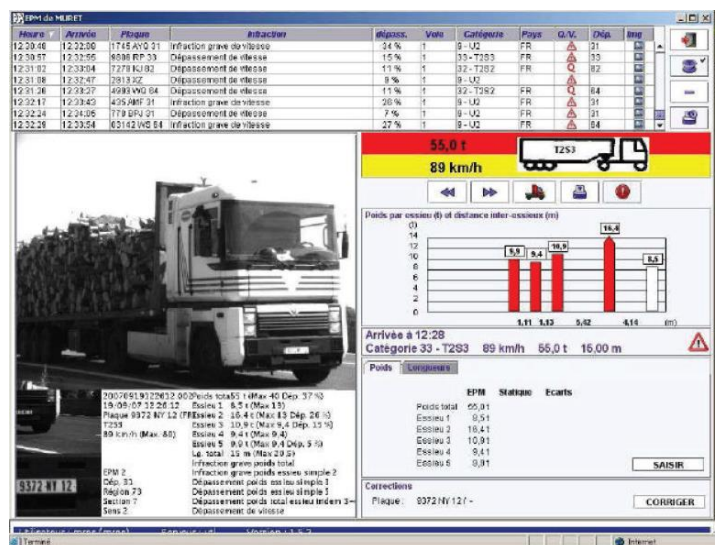


Figura 14. Informações enviadas para a área de controle de pesagem, França (Stanczyk e Klein, 2012)

Atualmente, o sistema de pesagem em movimento de baixa velocidade (LS-WIM) é o tipo mais utilizado para fiscalização. No entanto, há um grande interesse para que a fiscalização ocorra diretamente e de forma automática, no fluxo de tráfego, com o uso de sistemas de alta velocidade (HS-WIM), o que ainda não é comum devido à ausência de precisão adequada para o uso do equipamento para fiscalização da lei.

Chou (2011) elaborou um algoritmo para determinar a precisão mínima necessária e os limites ideais para utilização de sistemas HS-WIM na fiscalização de excesso de carga. Neste estudo foram elaborados três indicadores para representar o desempenho do HS-WIM, sendo eles:

- Taxa de inspeção incorreta (α): razão entre os veículos que são registrados com sobrecarga, mas na verdade estão abaixo do limite legal, sobre o número total de veículos que são registrados com sobrecarga;
- Taxa de inspeção correta (δ): razão entre os veículos que estão com peso acima do limite estabelecido com a tolerância, sobre o número total de veículos que estão realmente sobrecarregados;
- Taxa de sobrecarga mal interpretada (γ): razão entre os veículos que são registrados com sobrecarga pelo sistema WIM, mas na verdade estão abaixo do limite de peso legal, sobre o número total de veículos que apresentam valores de carga menores que o limite estabelecido por lei.

A área retangular da **Figura 15** representa os dados de pesagem para uma determinada categoria de veículo. A linha cheia separa os veículos com excesso e os veículos sem excesso e a linha tracejada representa o limite estabelecido com a tolerância. A Parte A representa os veículos com valores de PBT menores que o limite estabelecido por lei e a Parte B representa os veículos que excederam os limites legais de carga. A área preenchida compreendida por C, D e representam o número total de veículos que foram identificados como infratores pelo Sistema WIM. Contudo, em C são indicados os veículos que na verdade estão com cargas inferiores ao limite legal, em D são indicados os veículos que apresentam pesos entre o limite legal e o limite estabelecido com a tolerância e representa os veículos que estão com peso acima do limite estabelecido com a tolerância.

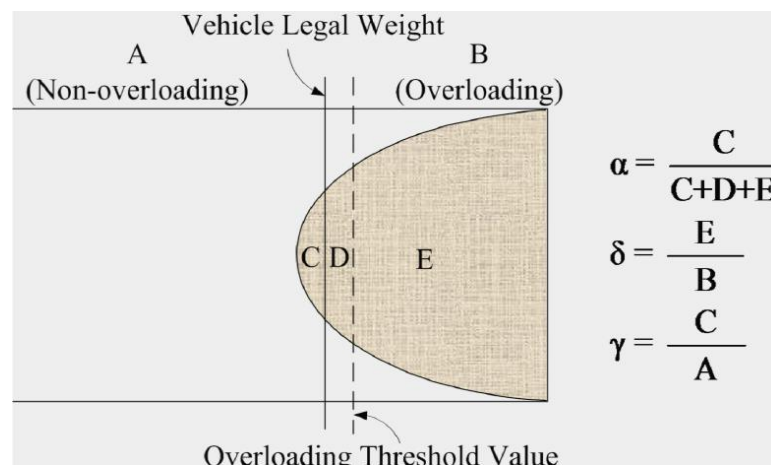


Figura 15. Indicadores para representação de desempenho do HS-WIM (Chou, 2011)

Um sistema HS-WIM com alta precisão apresenta valores de Taxa de Inspeção Incorreta (α) e Taxa de Sobrecarga Mal Interpretada (γ) baixos. Por outro lado, valores altos de Taxa de Inspeção Correta (δ) indicam um bom desempenho do sistema. Para definição de valores limites para os índices elaborados, são avaliadas as relações entre a Taxa de Inspeção Correta (δ) e a porcentagem de redução da vida útil do pavimento, a precisão do sistema, Taxa de Sobrecarga Mal Interpretada (γ) e o valor limite de sobrecarga com a tolerância, bem como entre o valor limite de sobrecarga com a tolerância e a Taxa de Sobrecarga Mal Interpretada (γ). Ao controlar a taxa de erro máxima permissível e a porcentagem de redução na vida de serviço do pavimento, pode-se determinar a precisão mínima necessária e os limites ideais para utilização dos sistemas de pesagem em movimento como equipamentos para fiscalização da lei.

Entretanto, o grande desafio está em garantir que o sistema tenha a precisão necessária para ser utilizado para fiscalização direta. Em 2014, a República Tcheca foi o primeiro país europeu a utilizar a tecnologia HS-WIM para fiscalização direta com a operação de três sistemas instalados no país. Segundo Doupal, Adameova e Kriz (2016), após anos de uso da tecnologia HS-WIM para pré-seleção é que foram emitidos os primeiros certificados para validação das medições realizadas com a balança de pesagem em movimento. Em seu trabalho, é apresentado uma breve análise estatística do teste realizado antes do início das operações para fins de fiscalização direta em uma rodovia secundária com duas faixas de rolamento. O teste durou um mês e foram verificados os desvios padrões do peso bruto total e cargas por eixo de veículos com 2 eixos rígidos, 4 eixos articulados e 5 eixos articulados para veículos cheios e com metade da carga. É importante ressaltar que veículos com possível sobrecarga, mas que não possuem todas as medições validadas, são desconsiderados.

Na Polônia, a implantação da fiscalização direta ainda está em estudo, com definição dos procedimentos para legalização e controle metrológico dos sistemas WIM, bem como especificação dos requerimentos tecnológicos. Segundo Gajda et al. (2016), as principais dificuldades para definir os procedimentos são consequência das propriedades específicas do local de instalação do WIM, onde a seção do pavimento se torna um componente do sistema, e das propriedades dos sensores de carga que não podem ser calibrados de modo estático.

Na França, um projeto foi iniciado pelo Ministério do Transporte em 2014 com o objetivo de viabilizar a fiscalização de sobrecarga automatizada com adaptações de sistemas WIM já existentes. Espera-se que os HS-WIM apresentem precisão de 5% para o PBT e 10% para a carga por eixo para 100% dos veículos. Testes estão sendo realizados, tanto em laboratórios quanto na pista experimental do *Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux* (IFSTTAR), localizada em Nantes. O projeto é desafiador e requer uma série de etapas significativas para seu sucesso, tanto na evolução da tecnologia WIM, como na sua implantação, operação e certificação. Este projeto aborda principalmente questões tecnológicas e científicas, mas também aspectos metrológicos de certificação e homologação (Cottineau et al., 2016).

No geral, é possível observar que o uso do sistema de pesagem em movimento em alta velocidade para fiscalização direta, apesar de já ser uma realidade em alguns poucos países, é um desafio e ainda requer uma série de evoluções tecnológicas, de implantação, operação e principalmente certificação desses sistemas para se difundir.

2.6. Análises estatísticas aplicadas ao tráfego rodoviário

Com os dados de tráfego registrados no sistema WIM, um método para identificação de padrões de viagem dos veículos com excesso de carga foi proposto por Bosso (2018). A análise dos resultados pode ser útil para apoiar as decisões sobre o melhor uso dos recursos disponíveis, com: (i) aumento da eficiência das atividades de fiscalização através do planejamento do funcionamento dos postos de pesagem veicular com base nos horários com maior quantidade de veículos com excesso; (ii) fornecimento de informações para o dimensionamento de pavimentos e pontes; e (iii) conhecimento real sobre o tráfego solicitante.

O método baseia-se nas árvores de classificação e regressão (*Classification and Regression Tree Analysis* – CART), uma ferramenta analítica utilizada para construir modelos de previsão a partir de grandes conjuntos de dados, sendo possível identificar quais variáveis auxiliares são capazes de explicar a variabilidade da variável de resposta. Os modelos são obtidos por partição recursiva de todos os dados concentrados no nó raiz (de acordo com a variável auxiliar mais significativa) e montagem de um modelo de predição simples em cada partição (Loh, 2011). Uma clara vantagem das árvores de regressão é a possibilidade de selecionar importantes variáveis explicativas (ou características) e detectar interações entre essas. Desde que o primeiro algoritmo da árvore de regressão (ou seja, Detecção de Interação Automática - AID) foi publicado há mais de 50 anos, muitos pesquisadores propuseram novos algoritmos de classificação. Uma visão histórica concisa das ideias chave do desenvolvimento por trás dos principais algoritmos da regressão pode ser consultada em Loh (2014).

A árvore pode ser gerada com o auxílio de diferentes *softwares*, sendo obtida neste estudo a partir do pacote RPART em R (2016), um programa gratuito para computação estatística e gráficos. Os dados do WIM utilizados nesta análise contemplam as quinze categorias mais frequentes na BR-381 durante o período de 01 de setembro de 2015 a 31 de janeiro de 2016, resultando na análise de 515.424 caminhões. Sendo uma proposta de metodologia, os dados foram aplicados a apenas esses meses à título de exemplo ilustrativo.

As informações fornecidas pelo sistema WIM e utilizadas neste estudo são: (i) data e hora de passagem dos caminhões; (ii) pesos dos eixos; (iii) categoria do veículo; e (iv) peso bruto total. Com o objetivo de identificar as variáveis auxiliares relevantes que poderiam explicar a variabilidade de sobrecarga, são criadas duas variáveis de resposta binária. A primeira está relacionada à sobrecarga do caminhão (X), assumindo o valor um se o caminhão estiver sobrecarregado, caso contrário, é zero. Já a segunda variável refere-se ao excesso por eixo (Z), também assumindo o valor de um se o eixo está sobrecarregado, e zero caso contrário. Os veículos foram classificados em 15 categorias de acordo com o padrão brasileiro (DNIT, 2012), sendo essas nomeadas de A O (**Figura 16**).

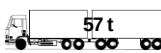
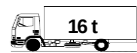
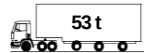
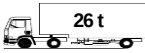
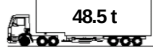
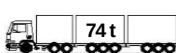
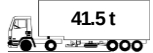
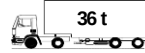
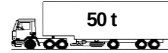
3C/3CD/3DC/3BB/ 3BC/3CB (A)		3D4/34D/3T4/3TD (F)		3S2/32D (K)	
2C/2CB (B)		3I3/3ID/3DN/3N3 (G)		2S1/2B1 (L)	
3S3/3D3 (C)		4DD/4DC/4CD/4DB/ 4CB/4BD (H)		3I2/3DL/3D2/3DD/3D J/3C2/3IB (M)	
2S2/2B2/2BD/2DB (D)		3M6/3Q6 (I)		3LD/3DT (N)	
2S3 (E)		2I2/2C2/2DL/2BI/ 2BR/2RB/2BB (J)		3I1/3DI/33D/3C3/ 3JD (O)	

Figura 16. Veículos analisados e respectivos pesos brutos totais Indicadores para representação de desempenho do HS-WIM (Chou, 2011)

A data que o veículo passou no WIM é registrada como dia da semana (seg, ter, qua, qui, sex, sab e dom) e oito faixas horárias foram criadas, sendo elas 0h-3h, 3h-6h e assim por diante. Na **Tabela 3** são apresentadas as variáveis auxiliares utilizadas na árvore de regressão para cada resposta binária.

Tabela 3. Descrição das variáveis

Variável	Tipo	Descrição	Árvore de regressão veículos com excesso	Árvore de regressão eixos com excesso
Veículos com excesso	Resposta binária X	1 = sim, 0 = não	X	
Eixos com excesso	Resposta binária Z	1 = sim, 0 = não		X
Categoria do veículo	Variável auxiliar nominal	A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K, L, M, N, O	X	
Dia da semana	Variável auxiliar nominal	Domingo (Dom), Segunda (Seg), Terça (Ter), Quarta (Qua), Quinta (Qui), Sexta (Sex), Sábado (Sab)	X	X
Faixa horária	Variável auxiliar nominal	0h-3h, 3h-6h, 6h-9h, 9h-12h, 12h-15h, 15h-18h, 18h-21h, 21h-0h	X	X

Neste estudo foram desenvolvidas cinco árvores de regressão, sendo uma para analisar a sobrecarga dos veículos e quatro para a sobrecarga dos eixos. A

Figura 17 ilustra o esquema de partição adotado em uma árvore de regressão e a representação esquemática adotada para apresentação dos resultados. Em cada nó final são incluídas métricas de resumo importantes do grupo. À esquerda, as métricas relacionadas à árvore de regressão dos veículos ("nó terminal X") são apresentadas como: (i) o número de caminhões classificados neste nó (N) e sua respectiva porcentagem; (ii) porcentagem de veículos sem sobrecarga (símbolo '0'); (iii) porcentagem de veículos com excesso (símbolo '1'); (iv) número total de veículos analisados que excedem apenas os limites de peso do eixo (símbolo ) e sua respectiva porcentagem; e (v) número total de veículos que excedem os limites de peso bruto total e eixos (símbolo ) e respectiva porcentagem. À direita, as métricas relacionadas à árvore de regressão dos eixos ("nó terminal Z") estão incluídas em cada nó final contendo: (i) o número total de eixos no grupo (N) e sua respectiva porcentagem; (ii) porcentagem de eixos sem sobrecarga (símbolo '0'); (iii) a porcentagem de eixos com excesso (símbolo '1') e, adicionalmente, algumas estatísticas descritivas relacionadas aos pesos dos eixos sobrecarregados, sendo elas: (iv) a mediana; (v) o peso máximo (max); (vi) o primeiro quartil (Q1); (vii) o terceiro quartil (Q3); (viii) o desvio padrão (σ); (ix) o peso médio; e (x) porcentagem de eixos com excesso distribuídos em cinco classes: excesso abaixo de 5% da carga legal; de 5% a 10%; de 10% a 15%; de 15% a 20% e acima de 20%.

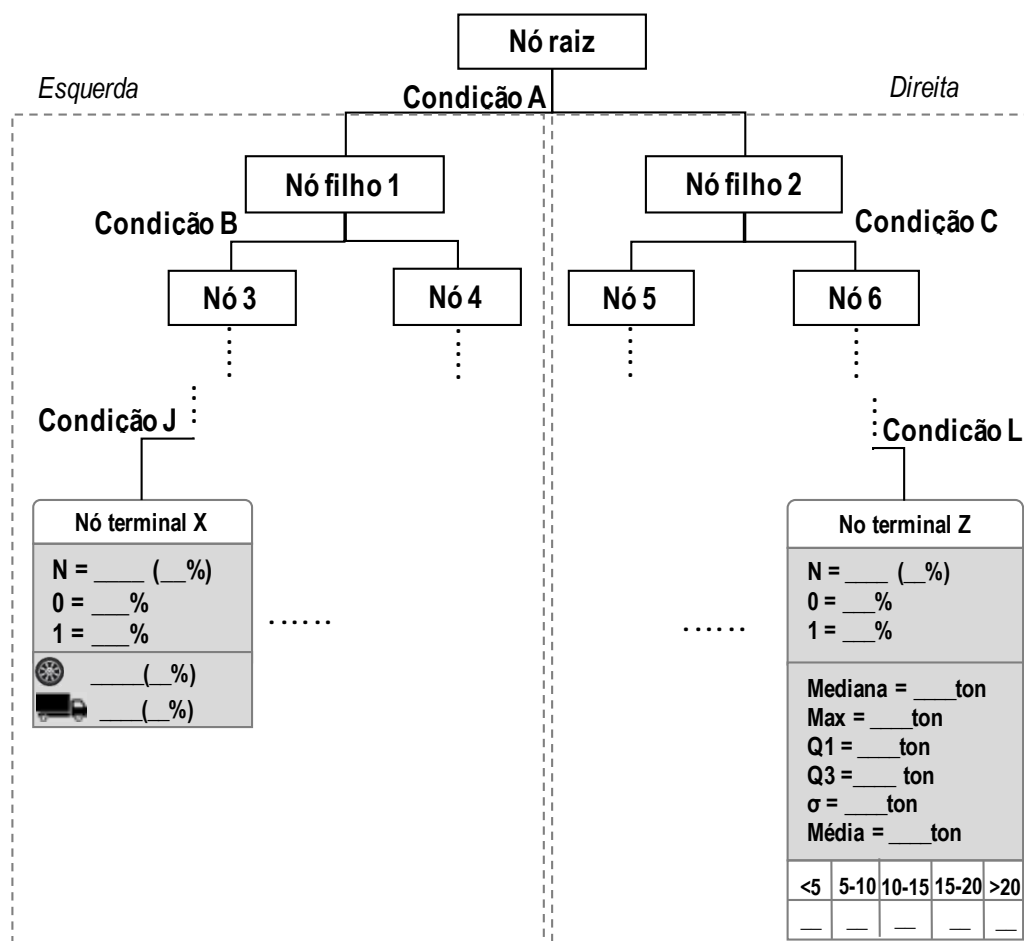


Figura 17. Representação esquemática de uma árvore de regressão

2.6.1. Árvore de regressão - Veículos com excesso

No primeiro passo, o nó 0, que é o nó raiz, é dividido em 2 nós filhos (nós 1 e 2) com base na classificação do veículo (**Figura 18**). Isso indica que a melhor variável para classificar e prever a sobrecarga é a categoria do veículo. O nó 1, no lado esquerdo da **Figura 18**, mostra os dados relacionados às classes B, D, J, L, A, K e M. Essas categorias são caminhões compactos ou de médio porte, com limites de peso variando de 16 t para 43 t. Não há eixos tandem triplo em sua composição. Em seguida, o nó 1 é novamente dividido com base na categoria do veículo, resultando nos nós 3 e 4. Os caminhões das classes B, D, J e L estão no nó 3 e as classes A, K e M estão no nó 4. As próximas partições são baseadas na hora do dia e

no dia da semana. Em geral, os veículos com excesso estão concentrados no período noturno (após 21h) e no início da manhã (até às 6h) aos domingos.

O nó 2, presente no lado direito da **Figura 18**, mostra os dados relacionados às classes C, E, F, G, H, I, N e O. Estes representam os caminhões maiores, com limites de peso variando entre 29 t e 74 t. O nó 2 é dividido com base na categoria do veículo (nós 5 e 6). O nó 5 (classes C, E H) é novamente dividido por categoria (nó 11 com categorias E H, e nó 12 com categoria C) e o nó 6 por faixa horária. Para os nós filhos originados do nó 6, a variável dia da semana não foi considerada como relevante. Na extremidade direita da árvore, os veículos com excesso estão concentrados das 3h às 6h. O modelo final produziu 26 nós finais, nomeados nós 25 ao 50, sendo a descrição do perfil das partições finais apresentada na **Tabela 4**.

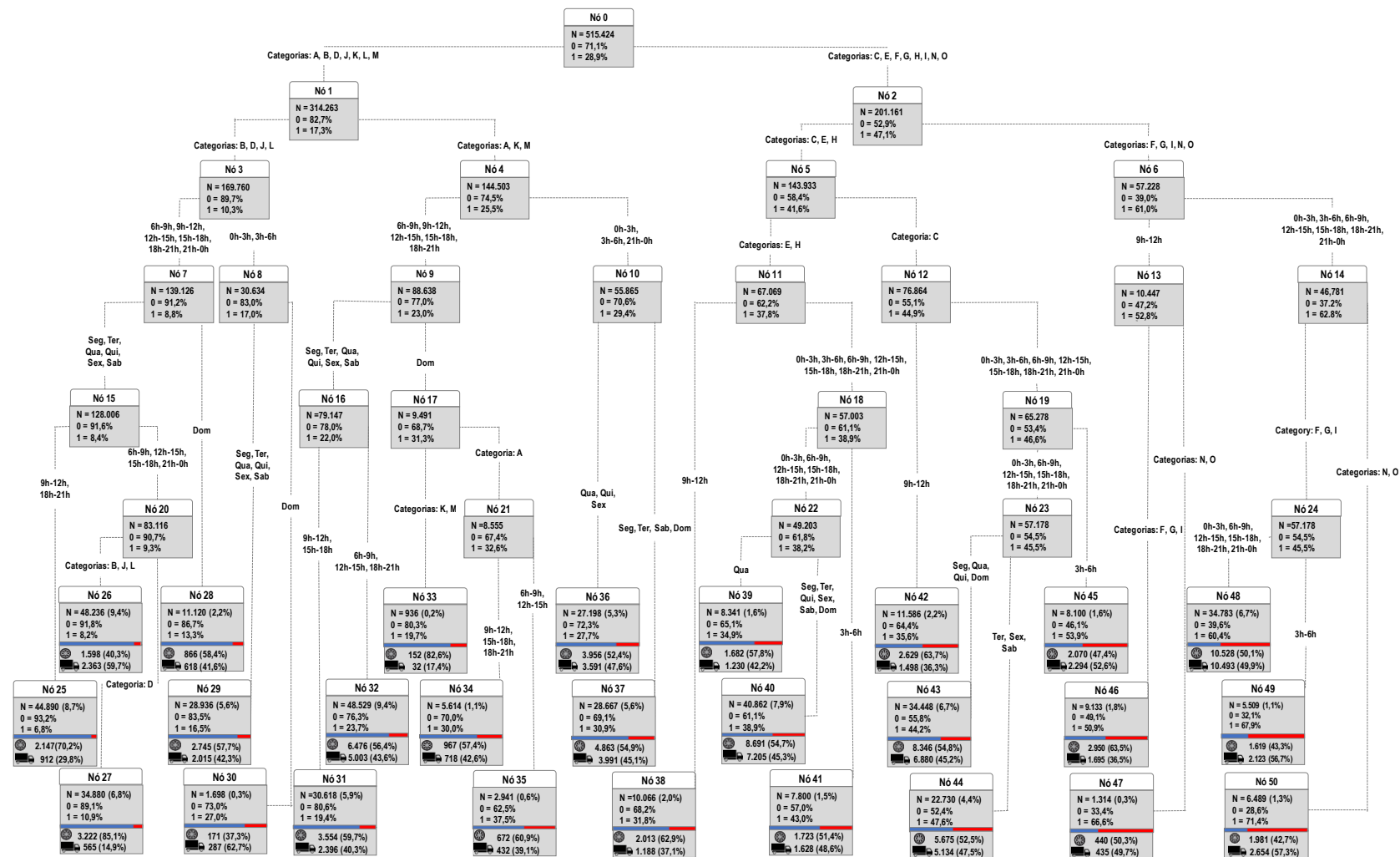


Figura 18. Árvore de regressão – Veículos com excesso

Tabela 4. Características dos grupos de veículos com excesso

Nó #	%	% excesso	% excesso eixo	Categorias	Dia da semana	Faixa horária
25	8,7	6,8	70,2	B,D,J,L	Exceto dom	9-12h 18-21h
26	9,4	8,2	40,3	B,J,L	Exceto dom	6-9h;12-18h; 21-0h
27	6,8	10,9	85,1	D	Exceto dom	6-9h;12-18h; 21-0h
28	2,2	13,3	58,4	B,D,J,L	Dom	6-0h
29	5,6	16,5	57,7	B,D,J,L	Exceto dom	0-6h
30	0,3	27,0	37,3	B,D,J,L	Dom	0-6h
31	5,9	19,4	59,7	A,K,M	Exceto dom	9-12h;15-18h
32	9,4	23,7	56,4	A,K,M	Exceto dom	6-9h;12-15h;18- 21h
33	0,2	19,7	82,6	K,M	Dom	6-21h
34	1,1	30,0	57,4	A	Dom	9-12;15-21h
35	0,6	37,5	60,9	A	Dom	6-9;12-15h
36	5,3	27,7	52,4	A,K,M	Qua, qui, sex	21h-6h
37	5,6	30,9	54,9	A,K,M	Seg, ter, sab, dom	21h-6h
38	2,0	31,8	62,9	E,H	Todos os dias	9-12h
39	1,6	34,9	57,8	E,H	Qua	6-9h;12-3h
40	7,9	38,9	54,7	E,H	Exceto qua	6-9h;12-3h
41	1,5	43,0	51,4	E,H	Todos os dias	3-6h
42	2,2	35,6	63,7	C	Todos os dias	9-12h

Nó #	%	% excesso	% excesso eixo	Categorias	Dia da semana	Faixa horária
43	6,7	44,2	54,8	C	Mo, We, Th, Su	6-9h;12-3h
44	4,4	47,6	52,5	C	Ter, sex, sab	6-9h;12-3h
45	1,6	53,9	47,4	C	Todos os dias	3-6h
46	1,8	50,9	63,5	F,G,I	Todos os dias	9-12h
47	0,3	66,6	50,3	N,O	Todos os dias	9-12h
48	6,7	60,4	50,1	F,G,I	Todos os dias	6-9h;12-3h
49	1,1	67,9	43,3	F,G,I	Todos os dias	3-6h
50	1,3	71,4	42,7	N,O	Todos os dias	Exceto 9-12h

A partir da análise da **Tabela 4**, nota-se que a porcentagem de veículos com excesso de carga varia de 6,8% (nó 25) até 71,4% (nó 50). Menores porcentagens de sobrecarga são observadas para os caminhões pequenos ou de tamanho médio (nós 25 a 35), sendo que os mesmos usualmente trafegam sobrecarregados apenas aos domingos ou exceto aos domingos, a depender da categoria. Por exemplo, os elementos do nó 25 são caminhões das categorias B, D, J ou L que viajam entre as 9h-12h ou as 18h-21h, exceto aos domingos. Apenas 6,8% destes veículos apresentam excesso de carga, com 70% dos caminhões sobrecarregados excedendo apenas os limites de peso do eixo. Para as categorias de caminhões A, K e M, as porcentagens de sobrecarga estão na faixa 20 a 30%. Para as categorias E H, as porcentagens aumentam em torno de 35%. As porcentagens mais elevadas de sobrecarga são observadas para a categoria C (cerca de 45%), mas a maior sobrecarga é observada nas categorias F, G, I, N e O, que correspondem a 10% do volume de tráfego, estando mais de 50% desses sobrecarregados. Os caminhões do nó 50 são de classes N ou O que viajam qualquer dia da semana e em qualquer faixa horária, com exceção das 9h às 12h, estando 71,4% desses veículos sobrecarregados e com 42,7% dos veículos com excesso apenas nos eixos.

2.6.2. *Árvore de regressão - Eixos com excesso*

Com o objetivo de caracterização da severidade do tráfego que solicita o pavimento, árvores de regressão foram elaboradas também para os tipos de eixos mais comuns: (i) eixos simples rodas simples (ESRS); eixos simples rodas duplas (ESRD); (iii) eixos tandem duplo (ETD); e (iv) eixos tandem triplo (ETT).

O modelo de eixos simples com rodas simples (ESRS) resultou em onze nós finais, sendo eles os nós 8, 9, 12 a 20 (**Figura 19**). O nó raiz 0 é dividido em 2 nós filhos (nós 1 e 2) com base na hora do dia. O nó 1 (viagens de 9-12h e 15-0h) no lado esquerdo é dividido novamente de acordo com a faixa horária (nós 3 e 4). A árvore divide ainda os nós 3 e 4 com base no dia da semana, resultando em três nós terminais e um nó filho. O nó 2 (viagens às 3-9h e 12-15h) no lado direito separou os dados em dias úteis e fins de semana. Para os ESRS, a porcentagem de sobrecarga varia de 11,8 a 27,4%. O nó terminal 12 indica que nas segundas ou quartas-feiras, entre as 9h às 12h, 11.8% do ESRS apresentam excesso de carga. Em geral, a árvore indica uma concentração mais alta de eixos simples com rodas simples sobrecarregados aos sábados e domingos, entre as 3h e 6h (nó 20).

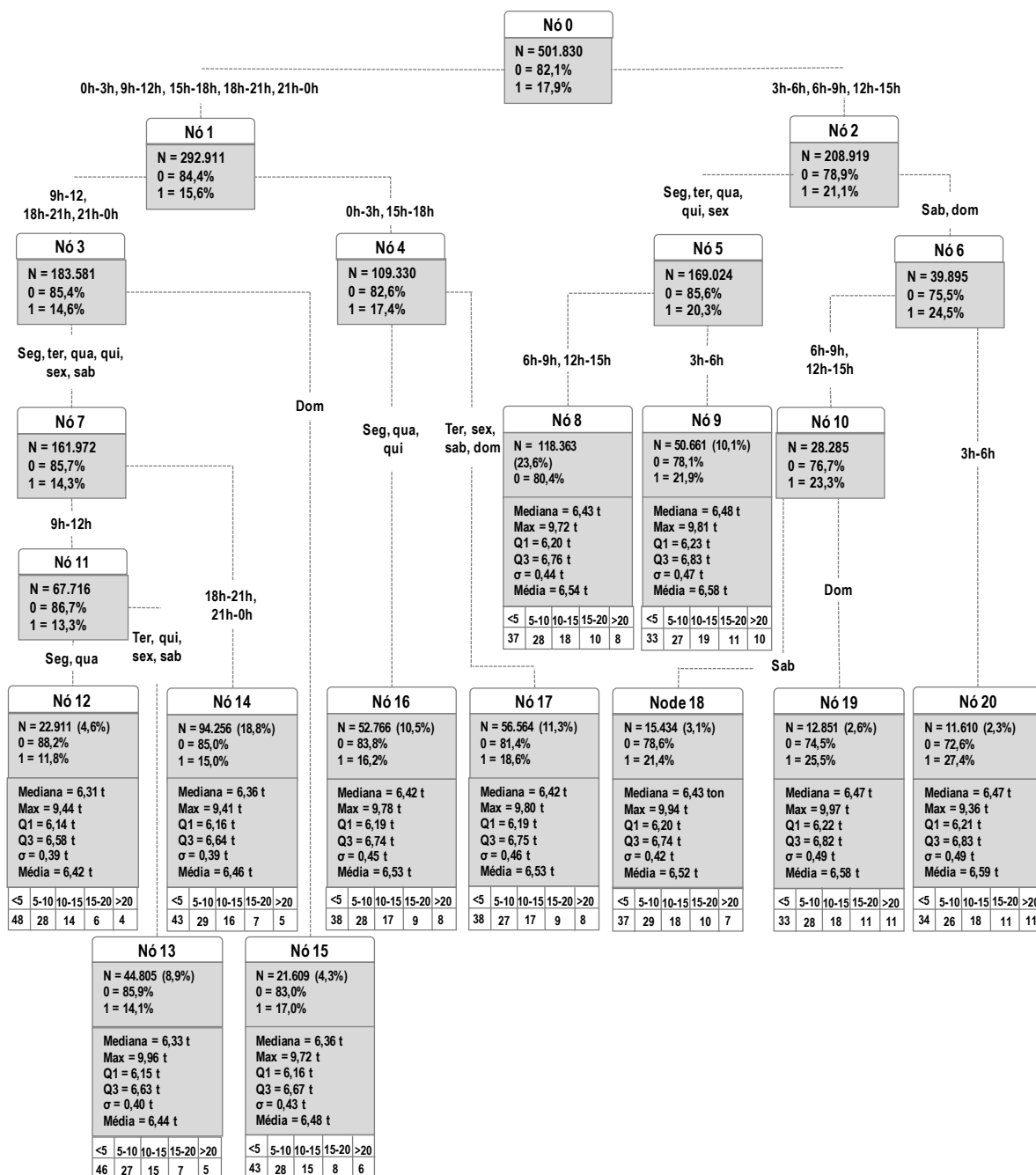


Figura 19. Árvore de regressão – Eixos simples de rodas simples (ESRS)

O modelo de eixos simples com rodas duplas (ESRD) resultou em nove nós finais, sendo eles os nós 3, 9, 10 a 16 (**Figura 20**). A divisão do nó raiz indica que a variável mais relevante para classificar e prever a sobrecarga em eixos simples com rodas duplas é a hora do dia. O nó 1 (viagens das 9h às 0h), no lado esquerdo, é dividido de acordo com o dia da semana (nós 3 e 4). O nó 2 (viagens das 0h às 9h), no lado direito, também é dividido de acordo com o dia da semana (nós 5 e 6). A sobrecarga nos eixos simples com rodas duplas varia entre 10,8% e 23,9%. A menor probabilidade de que os eixos simples rodas duplas apresentem excesso ocorre após às 9h, de

segunda a sábado (vide nó 3, 10,8%), enquanto 23,9% do ESRD apresentam excesso de carga na faixa horária 0h e 6h, em domingos (vide nó 16).

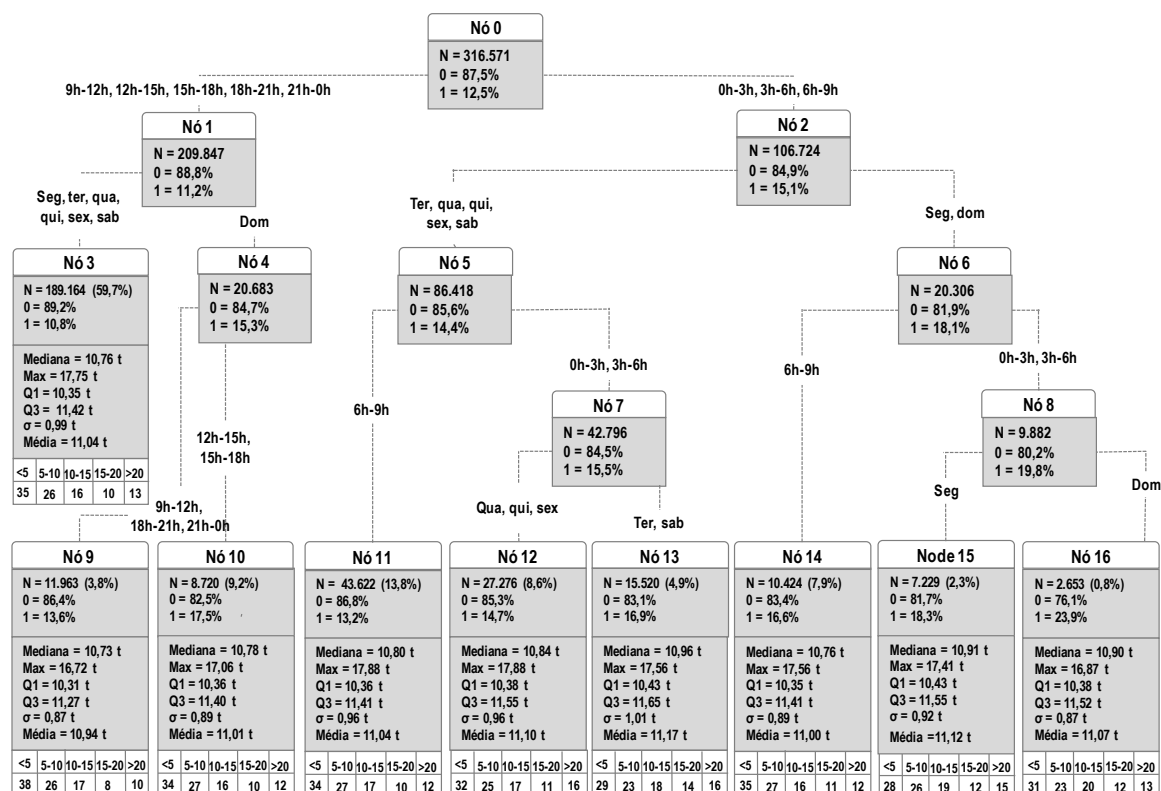


Figura 20. Árvore de regressão – Eixos simples de rodas duplas (ESRD)

A **Figura 21** apresenta os resultados da árvore de regressão para os eixos tandem duplo (ETD). Existem nove nós finais, nomeados como nós 8, 9 a 16. Na parte esquerda da árvore existem 4 nós finais (nós 8 a 11). Pode-se notar que a probabilidade de sobrecarga do eixo tandem duplo é diferente de acordo com a hora do dia. Entre as 9h-12h, os dias críticos são terça, quinta e sexta-feira (14,9%). No entanto, entre as 15h-21h, é domingo. À direita existem 5 nós finais (nós 12 a 16). No nó 2, os dados são divididos por hora e depois pelo dia da semana. O nó do terminal 16 indica que 21,5% dos ETD trafegando entre as 0h-9h ou 21h-0h em segundas, terças ou domingos apresentam excesso de carga.

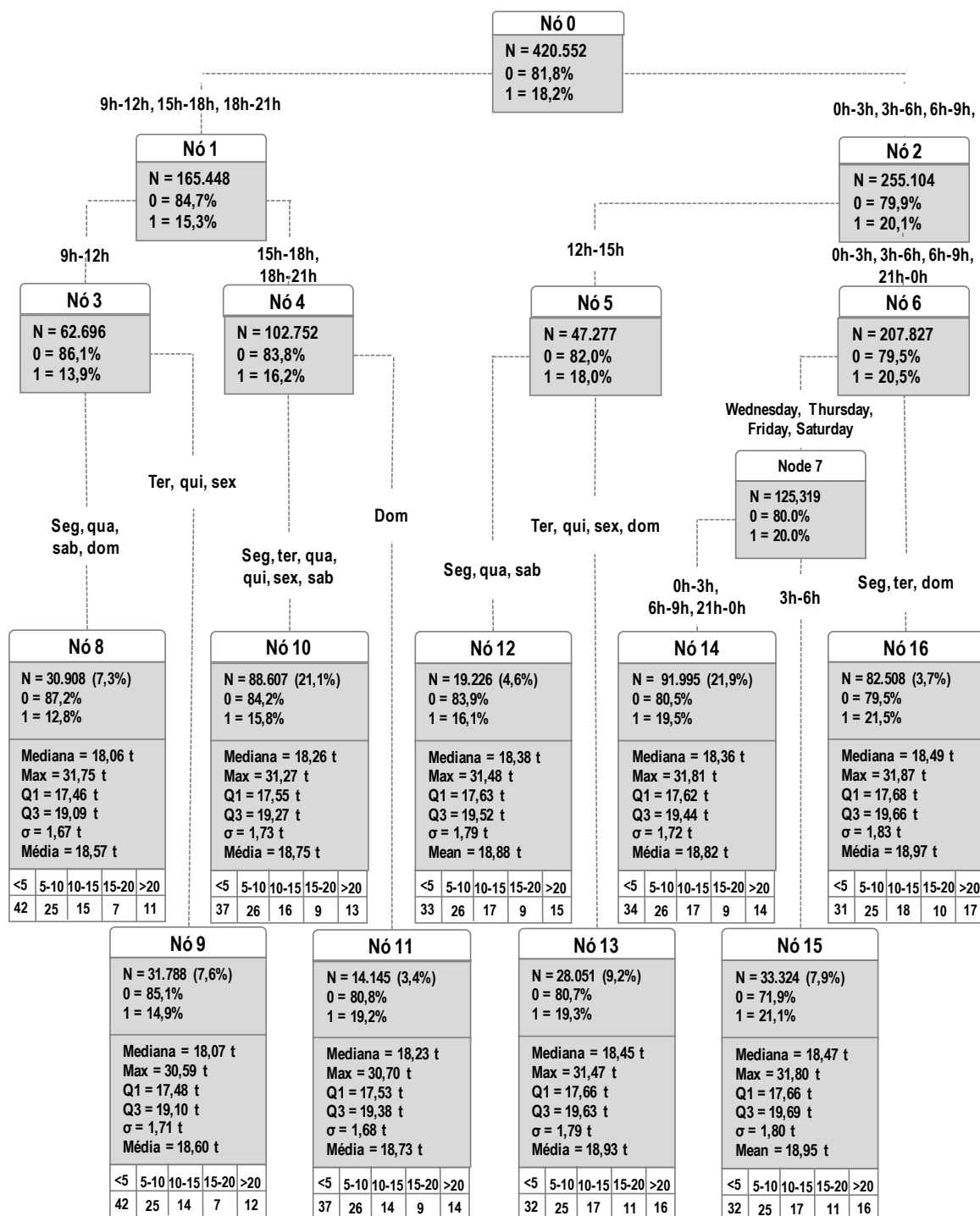


Figura 21. Árvore de regressão – Eixo Tandem Duplo (ETD)

O modelo de eixos tandem triplo (ETT) resultou em 9 nós finais, nomeados como nós 8, 9 a 16 (**Figura 22**). A divisão inicial foi feita com base na hora do dia. O nó 1, no lado esquerdo, mostra os dados das 9h às 12h e das 18h às 21h. O mesmo é novamente dividido de acordo com a hora do dia, resultando nos nós 3 e 10. O nó terminal 8 indica que nas segundas, quartas, sábados e domingos, entre as 9h e às 12h, há 15,3% dos ETT com excesso de carga. No ramo direito da árvore, o nó 2 foi partido primeiramente de acordo com a hora do dia (nós 4 e 5) e depois de acordo com o dia da

semana (nós 6 e 7 e nós terminais 15 e 16). Os nós 6 e 7 são novamente divididos de acordo com a hora do dia. O nó terminal 16 indica que 32,1% dos ETT estão sobrecarregados nas terças, sábados e domingos, entre as 3h às 6h.

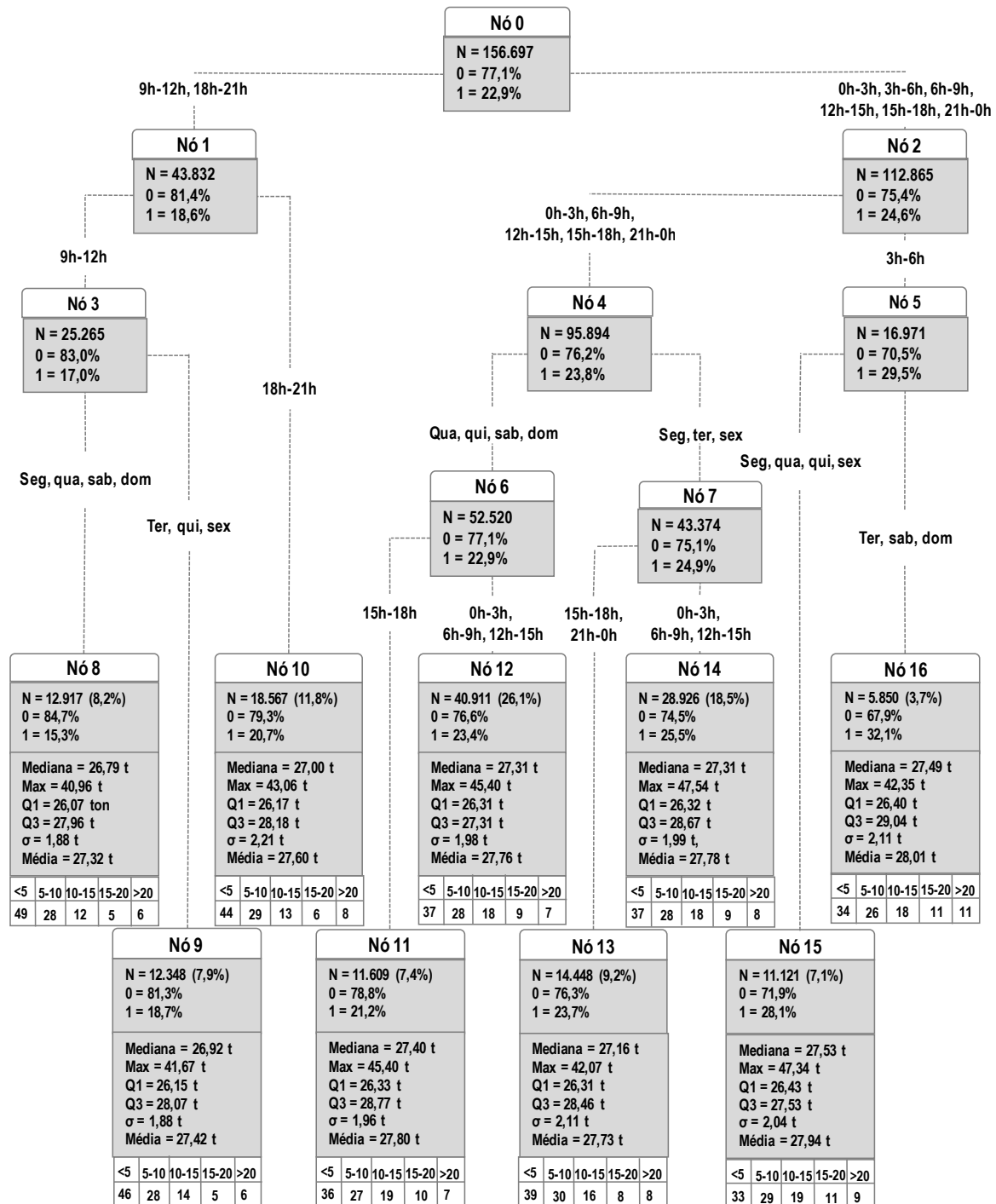


Figura 22. Árvore de regressão – Eixo Tandem Triplo (ETT)

As árvores de regressão podem ser facilmente interpretadas, pois os resultados são adequados para representação visual e também podem ser usados para identificação das variáveis mais relevantes

em um grande conjunto de dados. Com base na análise das árvores obtidas a partir dos dados do sistema WIM instalado na BR-381, chegou-se nas seguintes conclusões:

- Uma análise geral do modelo de árvore de regressão de veículos com excesso mostra que há uma probabilidade de 28,9% de um caminhão na BR-381 estar sobrecarregado;
- A variável mais importante para classificar e prever a sobrecarga é o tipo de caminhão. As categorias críticas são C, E, F, G, H, I, N e O;
- A maioria dos caminhões sobrecarregados circula no final da noite ou no início da manhã;
- Os eixos tandem triplo apresentaram a maior porcentagem de sobrecarga seguida dos eixos tandem duplo;
- A variável mais significativa para classificar e prever a sobrecarga nos eixos é a hora do dia.
- Eixos trafegando nos fins de semana e no início da manhã são mais propensos a apresentarem excesso;
- Os dados do WIM podem ser utilizados na elaboração do projeto de pavimentos e para identificar o dia da semana e a hora do dia que há mais veículos trafegando com excesso de carga para planejamento de fiscalizações;
- A fim de apoiar as decisões sobre o melhor uso dos recursos disponíveis, uma análise mais detalhada pode ser feita relacionando os períodos em que os postos de pesagem veiculares estão operando e os cenários críticos observados no modelo. Espera-se que os cenários críticos (maiores excessos), coincidam com o período que as atividades de pesagem são reduzidas.

2.7. Misturas recicladas a frio estabilizadas com ligante asfáltico

2.7.1. *Influência da umidade em seu comportamento*

A umidade possui um papel fundamental durante a mistura, compactação e no comportamento mecânico de misturas recicladas a frio (CRAMs, do inglês *cold recycled asphalt mixtures*). Para as misturas estabilizadas com espuma de asfalto, a umidade suspende os agregados finos, facilitando o contato com o ligante asfáltico e, conseqüentemente, favorecendo a dispersão do ligante durante a mistura. Para as misturas estabilizadas com emulsão asfáltica, a umidade reduz a absorção da água da emulsão pelos agregados, evitando assim sua ruptura precoce. Este mecanismo prolonga o tempo para mistura, transporte e compactação dessas misturas. Além disso, a umidade confere maior trabalhabilidade às CRAMs, uma vez que lubrifica os agregados. Dessa forma, a umidade ótima é fundamental durante a compactação (Asphalt Academy, 2009). Por outro lado, teores de umidade superiores à umidade ótima podem ocasionar a formação de aglomerados de agregados que poderão prejudicar a dispersão adequada do ligante asfáltico (Kuna et al., 2016).

O teor de umidade está diretamente relacionado com as propriedades mecânicas das CRAMs. Segundo Jenkins (2000) a perda de umidade confere maior rigidez e resistência a essas misturas, comportamento este já evidenciado pela literatura. Papavisiliou e Loizos (2013) observaram um aumento do módulo retroanalísado de CRAMs estabilizados com espuma de asfalto a partir de dados do levantamento deflectométrico. O aumento de rigidez, causado pela redução do teor de umidade ao longo do tempo, contribuiu para a redução das tensões de tração obtidas no fundo da camada de revestimento, indicando assim melhoria da capacidade de suporte da camada de base reciclada. Meocci et al. (2016) apresentaram resultados similares para misturas recicladas e estabilizadas com emulsão asfáltica. Graziani et al. (2018), por outro lado, avaliaram a evolução das propriedades mecânicas dos CRAMs estabilizados com emulsão asfáltica em diferentes estágios de cura. Utilizando o modelo de Michaelis-Menten, os autores constaram uma correlação entre os valores de resistência à tração (RT) e a taxa de perda de umidade.

Vale ressaltar que a velocidade com a qual o material perde umidade por evaporação está relacionada com fatores como temperatura, umidade relativa, pH da mistura, tipo e teor de fíler ativo, entre outros (Graziani et al., 2016). Cardone et al. (2014) analisaram o comportamento mecânico de CRAMs estabilizados com 3% de emulsão asfáltica e dois teores de cimento Portland (1 e 2%), utilizando amostras curadas a 20 e 40°C. Foi observado que o processo de cura a 40°C produziu amostras com menor rigidez em comparação com as curadas a 20°C, principalmente para as misturas com 2% de cimento. Isto se deve ao fato de que para temperaturas mais altas os cristais formados durante a hidratação do cimento são menos uniformes e apresentam maior porosidade, resultando em menores valores de rigidez.

Bessa et al. (2016) avaliaram a influência da temperatura de cura (25, 40, 60 e 100°C) em CRAMs estabilizados com emulsão asfáltica. Foi observado que as amostras curadas a 60°C apresentaram maiores valores de RT em comparação com as curadas a 40°C. Porém, a cura a 100°C produziu misturas com menor RT. Nesta condição, a taxa de perda de umidade é elevada, impedindo que todo o cimento presente na mistura hidrate. Além disso, temperaturas mais altas (acima do ponto do amolecimento) podem induzir a redistribuição do ligante asfáltico dentro da amostra.

Em laboratório, o controle das condições de cura é significativamente maior do que no campo, no qual a perda de umidade corresponde a um processo bastante complexo. Tendo em vista que o teor de umidade influencia significativamente o comportamento mecânico das CRAMs, a Asphalt Academy (2009) recomenda que a camada de revestimento asfáltico deve ser aplicada de 2 a 4 semanas após a compactação da CRAM. Este geralmente é o tempo necessário para que os 100mm superiores da camada compactada de CRAM atinjam 50% da umidade ótima. A Asphalt Recycling

& Reclaiming Association, por outro lado, recomenda que o revestimento asfáltico deve ser aplicado após 3 dias de cura da camada de CRAM ou após a camada de base apresentar umidade igual ou inferior a 3% (ARRA, 2016).

Kim et al. (2011) apresentaram diversos procedimentos e recomendações para controle dos teores de umidade residual e tempo de cura em campo. Os valores variam de 4 a 45 dias de cura e de 1,0 a 2,5% de umidade residual antes da aplicação do revestimento asfáltico. Essas diferenças se devem ao fato de que a taxa de perda de umidade durante a cura é dependente de diversos fatores, entre eles: intensidade de chuva e vento, espessura da camada de CRAM, grau de compactação e capacidade de drenagem das camadas subjacentes.

Dessa forma, reproduzir as condições de cura em campo no laboratório não é simples. Somado a isso, a variabilidade inerente da CRAM, muito em virtude do RAP que o compõe, dificultam o estabelecimento de um procedimento unificado para cura em laboratório deste tipo de material. Assim, diversas são as recomendações para cura em laboratório com diferentes temperaturas, tempos de cura e umidade relativas. A **Tabela 5** apresenta alguns desses procedimentos.

Tabela 5. Diferentes procedimentos de cura em laboratório

País	Fonte	Ligante asfáltico	Diâmetro da amostra	Procedimento de cura
África do Sul	Asphalt Academy (2009)	Espuma ou Emulsão	100	72h a 40°C com amostras não-ensacadas
		Emulsão	150	26h a 30°C com amostras não-ensacadas + 48h a 40°C com amostras ensacadas
		Espuma	150	20h a 30°C com amostras não-ensacadas + 48h a 40°C com amostras ensacadas
	Jenkins (2004)	Espuma	150	24h a 40°C com amostras ensacadas + 48h a temperatura ambiente com amostras ensacadas em novo saco plástico
Alemanha	Wirtgen (2012)	Espuma	100 ou 150	Cura seca: 72h a 40°C ou até amostra atingir massa constante
		Espuma	150	Simulando campo: 20h a 30°C ou até umidade atingir 50% da umidade ótima
		Emulsão	100 ou 150	Cura seca: 72h a 40°C ou até amostra atingir massa constante
		Emulsão	150	Simulando campo: 24h a 30°C ou até umidade atingir 50% da umidade ótima
Brasil	DNIT 169/2014	Espuma	100 ou 150	72h a 40°C
	Marcandalli (2011)	Emulsão	100	2h a temperatura ambiente (no molde) + 24h a 60°C
	Bessa et al. (2016)	Emulsão	100	1 dia a 60°C

Estados Unidos	ARRA (2017)	Espuma	100 ou 150	Mínimo de 16h a 40°C e máximo de 72h até amostra atingir massa constante
	Fu and Harvey (2007)	Espuma	150	No mínimo 7 dias a 50°C
Grécia	Papavisiliou and Loizos (2013)	Espuma	150	72h a 40°C
Índia	Nivedya et al. (2018)	Espuma ou Emulsão	100	72h a 40°C
				28 dias a 40°C com amostras ensacadas
				Sem cimento: 3 dias a 50°C com amostras não-ensacadas
				Com cimento: 14 dias a 20°C com amostras não-ensacadas
Irlanda	Tabakovic et al. (2016)	Espuma ou Emulsão	150	
Itália	Giuliani and Rasteli (2004)	Emulsão	100	7 e 28 dias a 20°C
Nova Zelândia	Alabaster et al. (2013)	Espuma	150	14 dias a temperatura ambiente
	TRL611 (2004)	Espuma ou Emulsão	150	72h a 60°C + 12h a 20°C
Reino Unido	Brown and Needham (2000)	Emulsão	100	5 dias a 20°C + 60°C até perda total de umidade

2.7.1.1. *Mecanismos de resistência ao carregamento de misturas estabilizadas com espuma de asfalto após a cura*

Após compactada, a camada de CRAM perde umidade durante a cura até atingir o teor de umidade de equilíbrio (do inglês, *equilibrium moisture content*, EMC). Segundo Twagira (2010), a EMC varia entre 40 a 50% da umidade ótima, e nesta condição ocorre adesão total entre o mástique (ligante asfáltico + agregados) e os agregados graúdos, maximizando a rigidez do material. Vale acrescentar que após a cura a capacidade de difusão da água pela mistura se reduz.

Apesar disso, prever quando a EMC será atingida é difícil. Ebels (2008), Twagira (2010) e Moloto (2010) reportaram períodos de 18, 24 a 36 e 60 meses, respectivamente. Essas diferenças estão associadas a diferentes condições climáticas às quais o CRAM está sujeito em campo. Jenkins (2000) propôs um modelo para prever o teor de umidade em campo a partir de dados de 5 locais diferentes. Porém, os valores obtidos a partir do modelo apresentaram elevada variabilidade em comparação com o teor de umidade real no campo, uma vez que fatores como variação climática devido à mudança de estações e profundidade do lençol freático não foram considerados. Outros estudos propuseram diferentes modelos para prever a EMC, mas propriedades como coeficientes de transferência de calor e de evaporação não foram considerados (Twagira, 2010).

Por outro lado, outros autores avaliaram a adesão do mástique-agregado apenas nas condições extremas de cura (Fu et al., 2010; Li et al., 2016). Diferentemente da abordagem sul-africana mencionada anteriormente, o conceito de EMC não foi considerado nos ensaios laboratoriais.

Fu et al. (2010) avaliaram a adesão em CRAMs estabilizadas com espuma de asfalto utilizando diferentes procedimentos de cura: (i) cura A e (ii) cura B. Na cura A, as amostras foram extraídas do molde e imediatamente ensacadas a 20°C durante 24h antes do ensaio. Na cura B, por outro lado, as amostras extraídas foram curadas a 40°C durante 7 dias, permitindo que a água pudesse evaporar. Após o ensaio de RT, a face fraturada das amostras apresentou aspectos diferentes comparando os dois métodos de cura. Após o processo de cura A, a água dentro da amostra não evaporou, impedindo a adesão do mástique no agregado. Dessa forma, a região mais fraca é a interface mástique-agregado, região pela qual as trincas se propagam durante o ensaio de RT. Neste cenário, o mástique de espuma de asfalto continua recoberto pelos agregados finos depois da ruptura (**Figura 23a**). Após a cura B, por outro lado, a adesão entre o mástique e o agregado já ocorreu. Assim, a região mais fraca é o próprio mástique, região pela qual a trinca se propaga, expondo o ligante asfáltico, como indicado pela **Figura 23b**.

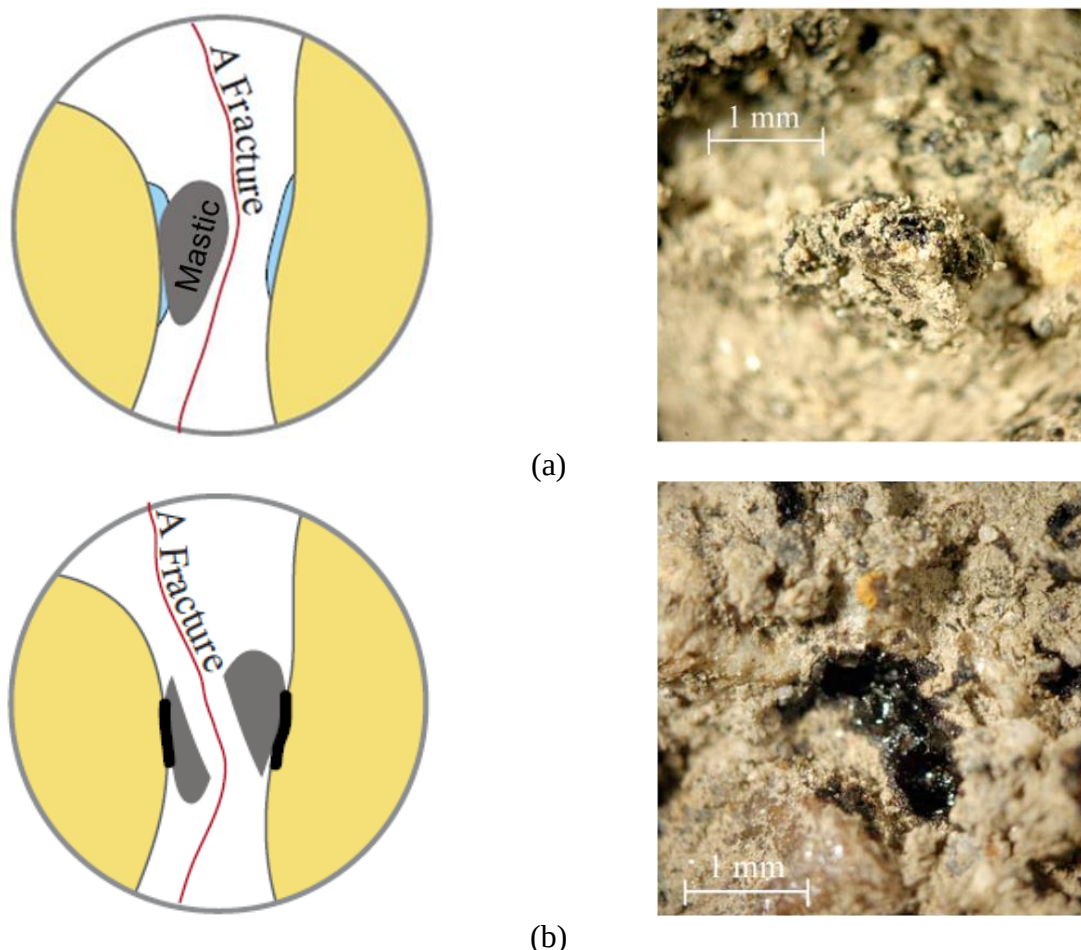


Figura 23. Face fraturada das amostras: (a) após cura A e (b) após cura B (Fu et al., 2010)

De acordo com Fu et al. (2011), além da adesão mástique-agregado, as misturas estabilizadas com espuma de asfalto apresentam outros dois mecanismos distintos para resistir ao carregamento imposto pelo tráfego após a cura, a saber:

- (i) adesão mástique-agregado;
- (ii) intertravamento dos agregados;
- (iii) sucção da água residual.

Para análise do efeito da umidade no comportamento mecânico das CRAMs, o mecanismo de sucção foi avaliado a partir de ensaios laboratoriais, cujo conceito já foi apresentado em trabalhos anteriores (Fu et al., 2010; Fu et al., 2011; Khosravifar et al., 2014).

2.7.2. Sucção da água residual

O conceito de sucção da água residual tem sido estudado amplamente no campo da mecânica dos solos não-saturados. Os solos não-saturados são compostos por três fases: gasosa, líquida e sólida. A fase gasosa corresponde ao espaço do poro que não é ocupado por um líquido. Analogamente, a fase líquida corresponde ao espaço do poro que não é ocupado por um gás, podendo ser representado por um líquido ou combinação de líquidos. Por fim, a fase sólida, corresponde aos solos e agregados cujas dimensões podem variar desde pequenas partículas como siltes e argilas até agregados de maiores dimensões como areias e britas (Lu e Likos, 2004).

Diferentemente da teoria desenvolvida para solos saturados, nos quais os vazios são preenchidos apenas por uma fase fluida, a mecânica dos solos não-saturados descreve sistemas compostos por mais de uma fase fluída (ar e água). Portanto, a teoria proposta por Karl Terzaghi que relaciona tensão efetiva (σ'), tensão total (σ) e pressão neutra (u_w) não é válida nesse cenário (Fredlund et al., 2012).

A zona de solo não-saturado está localizada entre o nível do lençol freático e a superfície do solo e também é conhecida como zona vadosa. A profundidade da zona vadosa é fortemente dependente das condições climáticas (temperatura, umidade relativa, pluviosidade) e consiste em uma região de transição na qual o solo está parcialmente saturado (Fredlund et al., 2012). Nesta condição, uma tensão de sucção é gerada nos poros a qual pode ser dividida em duas componentes de sucção: (i) mátrica e (ii) osmótica. A sucção total (Ψ) pode então ser calculada como a soma das duas componentes, como apresentado na **Equação 2**.

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (2)$$

Onde:

Ψ = a sucção total;

$(u_a - u_w)$ = a sucção mátrica;

π = a sucção osmótica.

A sucção osmótica está relacionada com a concentração de sais dentro do poro. Para maiores concentrações, gera-se um gradiente osmótico atraindo a água para dentro do poro, e equalizando o potencial químico entre as regiões com alta e baixa concentração de sais (Marinho, 1994). Apesar da influência da sucção osmótica nas propriedades dos solos não-saturados, sua relevância é significativamente inferior em comparação com a sucção mátrica do ponto de vista de engenharia (Fredlund et al., 2012). Segundo Krahn e Fredlund (1972), o teor de umidade tem maior influência nos valores de sucção mátrica do que na sucção osmótica. Assim, a **Equação 2** pode ser simplificada para a **Equação 3**.

$$\Delta\Psi \approx \Delta(u_a - u_w) \quad (3)$$

De acordo com Marinho (1994), a sucção mátrica pode ser descrita como uma pressão negativa gerada no poro devido à capilaridade e a forças de adsorção. Durante o processo de perda de água pelo solo, o ar substitui parte dos vazios que anteriormente estavam ocupados por água. Na interface ar-água surge uma tensão superficial devido a forças intermoleculares dentro da fase água. Porém, tais forças são menores nas moléculas localizadas na interface ar-água em comparação com as moléculas no interior da fase água (**Figura 24a**). Esta diferença faz com que a interface se curve até que o equilíbrio de forças seja atingido, criando um menisco, frequentemente observado em ascensões capilares. Nesta condição, a sucção mátrica pode ser definida em função da tensão de superfície (T_s) e do raio de curvatura do menisco (R_s), e está representada pela **Figura 24b** e pela **Equação 4**.

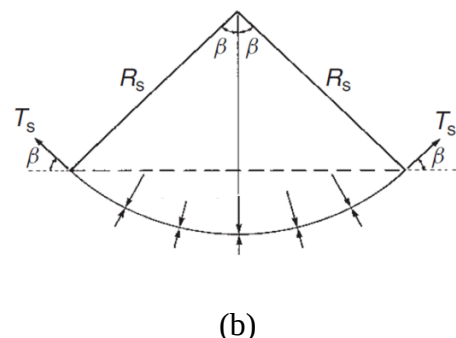
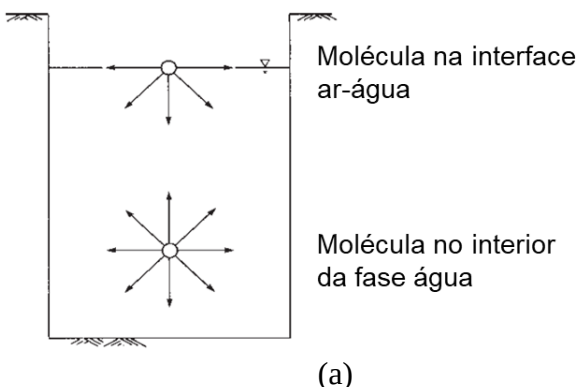


Figura 24. Comparação das (a) forças intermoleculares na interface ar-água e dentro da água e (b) representação de T_s e R_s (Fredlund et al., 2012)

$$\text{Sucção mátrica} = u_a - u_w = \frac{2T_s}{R_s} \quad (4)$$

Onde:

u_a = a pressão do poro com ar;

T_s = a tensão superficial;

R_s = o raio de curvatura do menisco.

É importante destacar que a **Equação 4** possui significado físico. Para menores teores de umidade, o valor de R_s reduz, aumentando assim a sucção mátrica. Por outro lado, para maiores teores de umidade, a diferença de pressão $u_a - u_w$ tende a zero. Neste caso, a interface ar-água não apresenta curvatura, aumentando o R_s infinitamente e reduzindo a sucção mátrica para zero (Fredlund et al., 2012).

Alguns estudos já constataram que a sucção mátrica é relevante para a capacidade de suporte do pavimento do ponto de vista estrutural (Oloo, 1994; Zapata et al., 2009). Han e Vanapalli (2014a, 2015), por exemplo, apresentaram diversos modelos de módulo de resiliência para materiais granulares em função da sucção. Assim, além de avaliar o processo de cura apenas comparando o comportamento mecânico das CRAMs em diferentes estágios de cura, a correlação com as medidas de sucção da água residual pode conferir um significado físico para o mecanismo de cura.

2.7.3. Influência da temperatura em seu comportamento

As CRAMs possuem um comportamento mecânico bastante complexo, tendo em vista que diversos fatores influenciam sua rigidez, como, por exemplo, a granulometria (Raschia et al., 2018), o teor de RAP (Godenzoni et al., 2015) e a técnica de reciclagem a frio (Diefenderfer et al., 2016). Além disso, alguns estudos já evidenciaram que o teor e tipo de ligante asfáltico e fíler ativo contribuem significativamente com a variabilidade das propriedades mecânicas das CRAMs (Jooste e Long, 2007; Bocci et al., 2014).

Dessa forma, a depender do comportamento mecânico assumido para este material, diferentes patologias devem ser consideradas no processo de dimensionamento. Se as CRAMs são consideradas como materiais granulares, o principal defeito esperado é a deformação permanente. Por outro lado, se as CRAMs forem consideradas como materiais coesivos com características viscoelásticas similares às de uma mistura asfáltica, então deformação permanente e trincamento por fadiga serão os principais defeitos a serem considerados (Nivedya et al., 2018).

De acordo com a Asphalt Academy (2009), as CRAMs não apresentam dependência da temperatura, uma vez que o ligante asfáltico não se encontra continuamente distribuído pela mistura. Além disso, tendo em vista que a CRAM apresenta volume de vazios similar ao de um material granular compactado, ela deve ser considerada também como granular, porém com maior coesão.

Guatimosim et al. (2018) observaram que o comportamento mecânico de uma mistura de RAP, BGTC britada e estabilização com espuma de asfalto é similar ao de um material granular, tendo em vista que o módulo de resiliência é dependente da tensão de confinamento em diferentes estágios de cura. Neste caso, a deformação permanente é o principal defeito esperado, e ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego foram realizados para avaliar o efeito da cura.

Por outro lado, Leandri et al. (2014) realizaram ensaios de módulo dinâmico em CRAMs estabilizados com emulsão asfáltica ou espuma de asfalto e observaram que esses materiais apresentam comportamento viscoelástico. Além da dependência tempo-temperatura, as curvas mestras do módulo dinâmico foram utilizadas como dados de entrada no software de simulação mecanicista *ViscoRoute 2.0*. Os autores observaram que, para as misturas estabilizadas com emulsão asfáltica, os valores de deformação e tensão previstos apresentaram boa correlação com aqueles medidos em campo quando as propriedades viscoelásticas da CRAM eram consideradas.

Nivedya et al. (2018) compararam o comportamento mecânica de uma CRAM estabilizada com espuma de asfalto com um macadame hidráulico. A partir dos ensaios de módulo de resiliência triaxial, foi observado que a caracterização da CRAM por meio da dependência do estado de tensões não é válida, tendo em vista que maiores tensões de confinamento implicaram na redução do módulo, comportamento distinto de materiais granulares. O ensaio de módulo dinâmico, por outro lado, indicou que a CRAM apresenta comportamento mais parecido com o de uma mistura asfáltica. Outros trabalhos também sugerem que as propriedades viscoelásticas das CRAMs não podem ser negligenciadas (Stimilli et al., 2013; Cizkova et al., 2015; Godenzoni et al., 2016).

Vorobeiff (2005), por outro lado, desenvolveu um método de dimensionamento provisório para misturas estabilizadas com espuma de asfalto, considerando três tipos de defeitos relacionados tanto a materiais granulares quanto asfálticos: (i) trincamento por fadiga, (ii) deformação permanente e (iii) trincamento por retração. O método de dimensionamento em si é baseado na hipótese de que o comportamento da CRAM pode ser dividido em duas fases: ‘antes do trincamento’ e ‘depois do trincamento’. Na primeira fase, a rigidez do material é elevada, enquanto na segunda, a integridade se reduz, diminuindo também o módulo da CRAM.

Esta hipótese foi primeiramente apresentada por Liebenberg e Visser (2003, 2004) que analisaram o comportamento mecânico de CRAMs estabilizadas com emulsão asfáltica e cimento. Na primeira fase, denominada “fase de fadiga efetiva” (*effective fatigue phase*), a CRAM apresenta comportamento mecânico similar ao de um material cimentado, no qual o trincamento por fadiga é predominante. Na segunda fase, denominada “fase de equivalência granular” (*equivalente granular phase*), a camada de CRAM já se encontra trincada e sua rigidez se reduz comparativamente à de um material granular, estando susceptível assim à deformação permanente. A **Figura 25** apresenta a variação da rigidez para as duas fases apresentadas anteriormente.

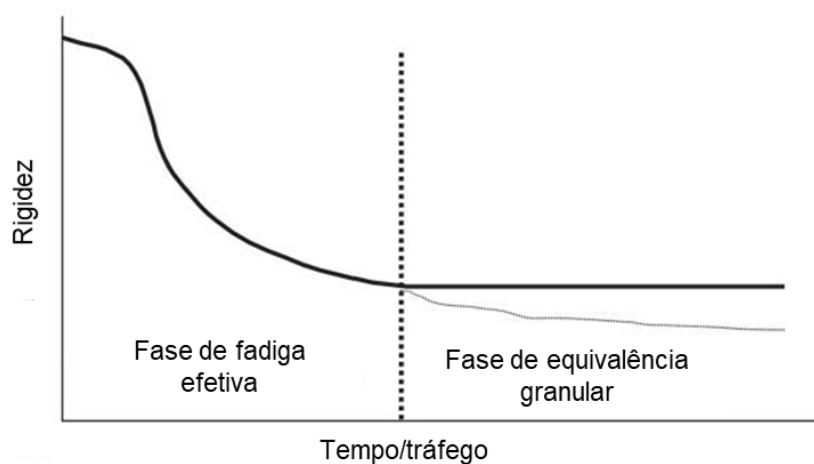


Figura 25. Hipótese das fases de fadiga efetiva e equivalência granular (Adaptado de Pérez et al., 2013)

Vale ressaltar que o comportamento mecânico proposto por Liebenberg e Visser (2003, 2004) foi baseado em CRAMs estabilizadas com emulsão asfáltica e 2% de cimento e ensaiados com a utilização do *Heavy Vehicle Simulator* (HVS) para avaliação estrutural em campo. O elevado teor de cimento, acima do limite de 1% recomendado pela Asphalt Academy (2009) e Wirtgen (2012), confere maior coesão à mistura fazendo com que o principal defeito observado seja o trincamento

por fadiga. Além disso, as elevadas cargas do HVS durante o ensaio podem ter contribuído para a rápida redução de rigidez, como indicado na **Figura 25** pela fase de equivalência granular.

Portanto, o modelo proposto para caracterização do comportamento mecânico das CRAMs mostrou-se inadequado. Ebels et al. (2005) propuseram um novo modelo para descrever a evolução da rigidez deste material composto por duas fases e apresentado na **Figura 26**. A “fase de cura” é definida como o período no qual ocorre aumento da rigidez com a saída da água por evaporação. Na segunda fase, denominada “fase de redução da rigidez”, o CRAM não apresenta o trincamento por fadiga como principal defeito, apesar de possuir comportamento viscoelástico evidente, porém menos pronunciado em comparação com as misturas asfálticas. Da **Figura 26**, é possível observar que o modelo proposto por Liebenberg e Visser (2003, 2004) encontra-se na fase de cura, na qual a rigidez do material ainda é reduzida e a ocorrência de trincamento por fadiga sugerida pelos autores está incorreta.

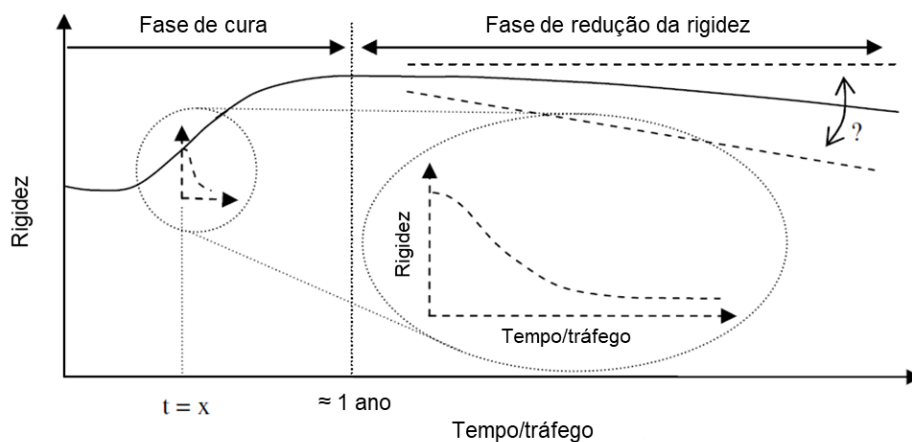


Figura 26. Hipótese das fases de cura e de redução de rigidez (Adaptado de Ebels et al., 2005)

Além da caracterização da CRAM em função do tipo de comportamento (granular ou asfáltico), as misturas recicladas podem ainda ser consideradas elásticas ou viscoelásticas. Tal consideração influencia diretamente no módulo a ser adotado durante o processo de dimensionamento de pavimentos. A partir de uma análise elástica, a CRAM pode ser caracterizada por apenas um valor de módulo. Porém, caso seja considerada um material viscoelástico, fatores como temperatura e frequência de carregamento são parâmetros fundamentais para determinação da rigidez deste material.

Collings e Jenkins (2011) sugerem que o CRAM deve ser caracterizado como um material visco-elasto-plástico, tendo em vista que o ensaio de módulo de resiliência triaxial indica dependência do estado de tensão (comportamento elasto-plástico) e o módulo dinâmico indica dependência da

temperatura e da frequência de carregamento (comportamento viscoelástico). Segundo os autores, mesmo com a adição de 1% de cimento Portland, que confere maior elasticidade, a CRAM não pode ser considerada puramente elástica.

Ebels (2008) realizou ensaios em vigotas por flexão em quatro pontos com o objetivo de avaliar a rigidez e as características viscoelásticas das CRAMs compostas com diferentes teores de RAP, cimento e tipos de ligante asfálticos (**Tabela 6**). Dos resultados, foi observado que esses fatores possuem influência considerável nas propriedades elásticas ou viscoelásticas desses materiais. Para maiores teores de RAP, as misturas com emulsão apresentaram caráter mais viscoelástico, enquanto a adição de 1% de cimento conferiu maior elasticidade às misturas tanto com emulsão quanto com espuma de asfalto. Além disso, as misturas com espuma de asfalto apresentaram comportamento mais elástico do que as misturas com emulsão devido aos menores valores de ângulo de fase obtidos.

Tabela 6. Influência de diferentes fatores nas características elásticas e viscoelásticas de CRAMs (Adaptado de Ebels, 2008)

Variável	Mistura com emulsão	Mistura com espuma
Aumento do %RAP	Mais elástico Mais viscoelástico	Sem efeito significativo
Adição de 1% cimento	Mais elástico	Mais elástico
Tipo de ligante	Emulsão A $\approx$ Emulsão B Mistura com espuma é mais elástica que espuma com emulsão	

2.8. Comparativo do comportamento estrutural de pavimentos flexíveis, semirrígidos e de bases asfálticas

O trabalho de Andrade (2017) teve como objetivo estabelecer uma análise comparativa dos comportamentos mecânicos de pavimentos asfálticos, empregando diferentes tipos de base: (i) granular; (ii) granular tratada com cimento; (iii) fresado de camada asfáltica reciclado e estabilizado com emulsão asfáltica; e (iv) fresado de camada asfáltica reciclado e estabilizado com espuma de asfalto.

Os pavimentos estudados foram referentes aos quatro primeiros trechos experimentais construídos na Fase 1, que contemplam estruturas flexíveis, semirrígidas e de base asfáltica (com emulsão e espuma de asfalto). Foi acompanhado o processo executivo de todo o trecho experimental *in loco*, e em laboratório foi realizado o controle das misturas aplicadas nas camadas de base e revestimento asfáltico. O ensaio de LWD realizado na camada de solo remanescente indicou que a camada se encontrava em bom estado, sem problemas de drenagem e altos valores de módulo de resiliência, com valor modular médio de 118 MPa.

A caracterização mecânica foi realizada por ensaios de módulos de resiliência que demonstraram a diferença da natureza dos materiais estudados. A BGS apresenta o efeito do confinamento esperado para os materiais granulares, mas os resultados obtidos foram abaixo do esperado em projeto, dada a baixa energia de compactação empregada na obra corroborando o indicado pelo ensaio de LWD feito sobre a camada executada. Para a mistura de BGTC, o ensaio de módulo de resiliência não apresentou resultados compatíveis com o de campo, pois este material em campo possui solicitação diferente da que em ensaio triaxial normalmente empregado no Brasil. Para as misturas recicladas de RAP com emulsão asfáltica e com espuma de asfalto constatou-se que os materiais não apresentam dependência da tensão de confinamento, o que demonstra não se tratarem de materiais granulares. Porém, na Fase II do projeto, foram empregados materiais de base asfáltica de comportamento bastante distinto, conforme abordado a seguir no item 3.2 deste relatório.

O trecho experimental foi monitorado ao longo por meio de ensaios funcionais e estruturais. O acompanhamento da evolução de defeitos na superfície mostrou o surgimento de trincas e deformação permanente precoces, já na idade de três meses no segmento com pavimento flexível. Na idade de 12 meses a porcentagem de área trincada e a deformação permanente ultrapassaram os limites aceitáveis pelo órgão regulador para os pavimentos brasileiros asfálticos concessionados. Já o monitoramento de irregularidade longitudinal mostrou que os processos construtivos influenciaram na irregularidade de todos os segmentos.

As bacias deflectométricas obtidas pelo ensaio de FWD indicam comportamentos distintos entre os pavimentos estudados. O uso de parâmetros de bacia deflectométrica para avaliação do comportamento estrutural mostrou ser um bom critério de compreensão dos diferentes comportamentos dos pavimentos asfálticos estudados, indicando onde, ou em que camada, há problemas. Entretanto, alguns dos valores limites dos parâmetros encontrados na bibliografia para qualificar as camadas da estrutura do pavimento ou do subleito, ou para avaliar riscos de fadiga precoce do revestimento asfáltico necessitam ser calibrados para os pavimentos brasileiros. A maior

parte dos parâmetros analisados demonstra a rigidez inadequada do pavimento do primeiro segmento, asfáltico flexível com base granular, para tráfego muito pesado, fazendo com que a camada de revestimento tenha iniciado processo de fadiga precocemente, após alguns meses de operação. Para o segundo segmento com base cimentada, os parâmetros indicam a alta rigidez da base, e a integridade da camada perante o tráfego atuante. Nos pavimentos compostos pelas bases asfálticas recicladas (com emulsão e com espuma de asfalto), os parâmetros indicam o processo de ganho de rigidez nos primeiros meses de operação, esperado em materiais desta natureza, devido à “cura” ou saída da água destas camadas estabilizadas.

Os valores obtidos pelas retroanálises no segmento com base granular de BGS indicam que houve dificuldade de compactação, e isso refletiu em um baixo módulo de resiliência retroanalisado, mostrando que desde a idade 0 apresentava um baixo valor. Todas as observações corroboram para a fadiga precoce do revestimento asfáltico. Os módulos de resiliência retroanalisados da base de BGTC encontram-se com valores compatíveis com os apresentados na bibliografia. Os módulos de resiliência das bases com RAP com Emulsão e com Espuma de Asfalto apresentaram uma elevação com o tempo, demonstrando o ganho de rigidez devido à cura do material. As bases estabilizadas com emulsão ou com espuma de asfalto mostram-se com rigidez intermediária entre uma base granular e uma cimentada.

O cálculo de espessura equivalente apresentou boa correlação para o pavimento flexível, apresentando boa correlação entre a deflexão registrada em campo e este parâmetro. Já para os demais pavimentos, o cálculo não apresentou boa precisão. Entretanto, analisando o resultado do parâmetro independentemente do tipo de material empregado na construção, obteve-se boa correlação entre a deflexão e a espessura equivalente.

A modelagem por método dos elementos finitos mostrou-se ser uma ferramenta adequada, que indica as variações de tensões e deformações com a evolução do processo de dano nos pavimentos flexíveis. Esta ferramenta também mostrou a estabilidade de camadas cimentadas com ao acúmulo do tráfego e o aumento de rigidez de camadas estabilizadas por ligante asfáltico (seja emulsão, ou espuma de asfalto). Nestes últimos casos, pode-se observar que a camada de revestimento asfáltico é beneficiada pelo aumento de rigidez da base, aliviando tensões e deformações no revestimento.

A referida dissertação mostrou vários aspectos estruturais de bases granulares, estabilizadas por ligante asfáltico e cimentadas, sugerindo os benefícios das soluções mais indicadas para tráfego muito pesado.

2.9. Parâmetros de análise de bacias deflectométricas para avaliação de pavimentos

A evolução da análise dos ensaios deflectométricos pode ser dividida em três fases, que são aplicadas a depender do nível de exigência do projeto. Na primeira fase avalia-se a deflexão máxima do pavimento e se aplicam métodos para determinação da vida remanescente da estrutura. A segunda fase se desenvolve a partir da observação de pavimentos com mesma deflexão máxima e comportamentos distintos. Por isso incrementaram-se análises de indicadores de capacidade estrutural, como o Raio de Curvatura (RC). Na terceira fase, avalia-se toda a bacia de deflexão juntamente com a adoção de teorias que avaliam o comportamento dos pavimentos *in situ* (WITCZAK, 1989 apud¹ MACEDO, 1996).

Há na literatura diferentes parâmetros de bacia que complementam o já consagrado RC adotado pelo DNER-PRO/11-79, que foram desenvolvidos de forma a obter uma melhor indicação das propriedades das camadas dos pavimentos, como: (i) o parâmetro AREA da AASHTO (1993); (ii) os indicadores *Structural Curvature Index* (SCI); o *Base Damage Index* (BDI) e o *Base Curvature Index* (BCI) da África do Sul (SAPEN, 2014); e (iii) o *Curvature Factor* (CF) da AUSTROADS (2008), que podem ser observados pela Figura 27, entre outros parâmetros descritos em XU *et al.* (2002) e Kim e Park (2002).

¹ WITCZAK, M. W., Uses And Misuses Of Pavement Deflection Data, 2nd International Symposium On Pavement Evaluation And Overlay Design, Brasil, 1989.

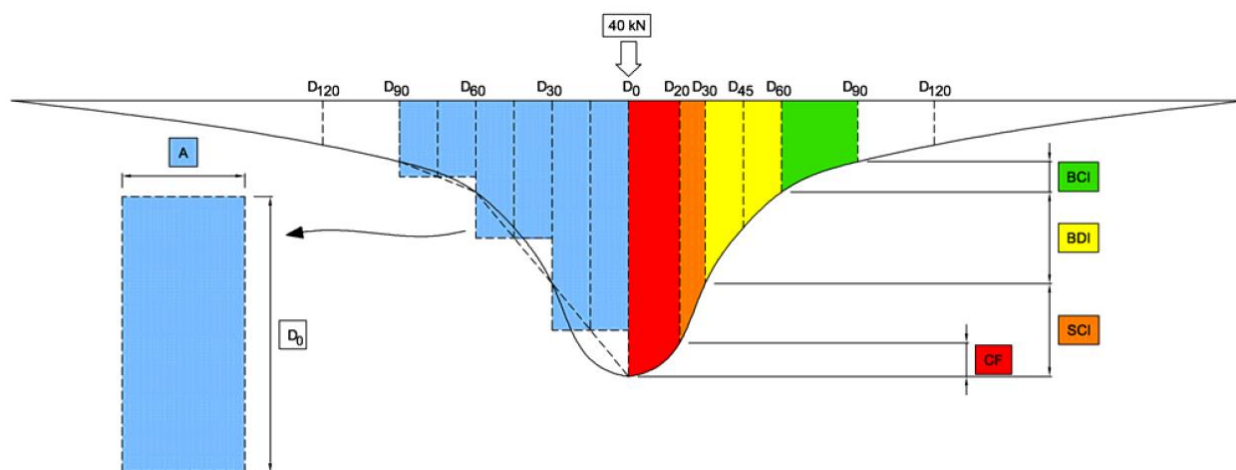


Figura 27. Representação gráfica esquemática da bacia defletoométrica e os respectivos índices de curvatura (FERRI, 2013)

2.9.1. Raio de Curvatura (RC)

O raio de curvatura é definido como o ponto de arqueamento da bacia de deflexão que, em geral, em pavimentos flexíveis é o ponto mais crítico. No Brasil este é o único parâmetro adotado para verificação da integridade estrutural dos pavimentos flexíveis através da norma DNER-PRO 011/1979. O RC complementa a análise do D_0 na análise da capacidade estrutural do pavimento, os quais são grandezas inversamente proporcionais. Assim pavimentos com boa condição estrutural apresentam valores de deflexão máxima baixos e valores de raio de curvatura elevados.

O raio de curvatura é um parâmetro que indica a situação da capacidade da estrutura de pavimentos flexíveis em distribuir os esforços solicitantes para as camadas 7 subjacentes. Horac (1987) propôs ainda um método para se estimar a tensão de tração na fibra inferior da camada de revestimento asfáltico de pavimentos flexíveis através da determinação do raio de curvatura.

A norma DNER-ME 024/1994, que determina a execução do ensaio de Viga Benkelman, apresenta a **Equação 5** para o cálculo do RC, considerando que o ponto de arqueamento ocorre a uma distância de 25,0 cm do ponto de aplicação da carga.

$$RC = \frac{6250}{2 \times (D_0 - D_{25})} \quad (5)$$

Onde:

RC é o raio de curvatura (m);

D_0 é a deflexão máxima (0,01 mm);

D_{25} é a deflexão a 25,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

O raio de curvatura tem bastante sensibilidade à grande parte das mudanças nos parâmetros estruturais das camadas dos pavimentos. Entretanto, para variações no módulo do subleito, o raio de curvatura não apresenta boa correlação. Segundo Dehlen² (1962) *apud* Horak (1987), o RC é dependente dos módulos das camadas superiores do pavimento, principalmente dos da base e sub-base.

2.9.2. Parâmetro AREA

O parâmetro AREA foi desenvolvido por Hoffman e Thompson (1981) que utilizaram a regra de Simpson para formular o parâmetro em função da localização dos sensores e de suas leituras na **Equação 6**.

$$AREA = 15 \times \left(1 + 2 \times \frac{D_{30}}{D_0} + 2 \times \frac{D_{60}}{D_0} + \frac{D_{90}}{D_0} \right) \quad (6)$$

Onde:

AREA é o valor do parâmetro (cm);

D_0 é a deflexão máxima (0,01 mm);

D_{30} é a deflexão a 30,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{60} é a deflexão a 60,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{90} é a deflexão a 90,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

A **Equação 6** é expressa de acordo com a configuração do FWD americano. Como o FWD brasileiro possui geofones intermediários aos americanos (D_{20} , e D_{45}), propõe-se neste trabalho a **Equação 7** para cálculo do parâmetro AREA para os levantamentos realizados com o FWD brasileiro.

² DEHLEN, G. L., (1961) The use of benkelman beam for the measurement of deflection and curvatures of a road surfasse between dual wheels. CSIR Special report. 1961.

$$AREA = 10 \times \left(1 + 1,5 \times \frac{D_{20}}{D_0} + 1,25 \times \frac{D_{30}}{D_0} + 1,5 \times \frac{D_{45}}{D_0} + 2,25 \times \frac{D_{60}}{D_0} + 1,5 \times \frac{D_{90}}{D_0} \right) \quad (7)$$

Onde:

AREA é o valor do parâmetro (cm);

D_0 é a deflexão máxima (0,01 mm);

D_{20} é a deflexão a 20,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{25} é a deflexão a 25,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{30} é a deflexão a 30,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{45} é a deflexão a 45,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{60} é a deflexão a 60,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{90} é a deflexão a 90,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

Os resultados obtidos com a utilização das duas equações são bem próximos, havendo uma pequena variação, que indica a maior sensibilidade aos resultados do FWD brasileiro.

O parâmetro *AREA* é adotado no manual de AASHTO (1993) como forma de avaliar os pavimentos de concreto e, a partir de um ábaco em que se combina D_0 e o *AREA*, é possível determinar o valor do módulo de reação do subleito (*k-value*), e do módulo de elasticidade do concreto (E_{pcc}). Long e Shatnawi (2000) usam a metodologia apresentada pela AASHTO e um método algébrico apresentado por Hal *et al.* (1997) para estipular o *k-value* do subleito de pavimentos rígidos.

Para os pavimentos flexíveis o parâmetro *AREA* pode ser utilizado para determinar o módulo do subleito e o *S_{Neff}* (*Effective Structural Number* da AASTHO). Livneh (2010) compara os métodos YONAPAVE, desenvolvido por Hoffman (2003), e o de método EVALIV. Este último usa o parâmetro *AREA* modificado, que acrescenta as leituras dos geofones D_{120} , D_{150} e D_{180} para o cálculo. Livneh chegou à conclusão de que o segundo método apresenta uma melhor confiabilidade que o primeiro.

A **Tabela 7** apresenta os parâmetros de avaliação segundo o WSDOT (2005) para avaliação dos valores do *AREA* (LOPES *et al.*, 2010).

Tabela 7. Faixas do parâmetro AREA segundo WSDOT (2005)

Tipo de Pavimento	Parâmetro AREA
	(cm)
Pavimento de Concreto - CCP	60 - 90
Asfálticos espessos - CA > 12 cm	55 - 75
Asfálticos delgados	40 - 55
Flexíveis "fracos"	28 - 40

2.9.3. Índice de Curvatura da Superfície

O Índice de Curvatura da Superfície (SCI do inglês *Surface Curvature Index*) é definido como a diferença entre D_0 e D_{30} (**Equação 8**). Este valor segundo Kim e Park (2002) e Kim e Ranjithan (2002) é o indicador mais sensível para evidenciar a situação da rigidez da camada de revestimento asfáltico.

$$SCI = D_0 - D_{30} \quad (8)$$

Onde:

SCI é o valor do parâmetro (0,01 mm);

D_0 é a deflexão máxima (0,01 mm);

D_{30} é a deflexão a 30,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

Os valores de SCI superiores a 25×10^{-2} mm indicam que a camada de revestimento é pouco resistente ou é de pequena espessura, pois é muito deformável. Kim e Park (2002) utilizam equações para determinar o módulo da camada de revestimento asfáltico através do SCI e da espessura conhecida do revestimento asfáltico.

2.9.4. Índice de Danos na Base

O Índice de Danos da Base (BDI do inglês *Base Damage Index*) é definido como a diferença entre D_{30} e D_{60} (**Equação 9**). Este valor, segundo Kim e Park (2000) e Kim e Ranjithan (2002) este indicador mostra a condição da base.

$$BDI = D_{30} - D_{60} \quad (9)$$

Onde:

BDI é o valor do parâmetro (0,01 mm);

D_{30} é a deflexão a 30,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{60} é a deflexão a 60,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

Valores de BDI superiores a 40×10^{-2} mm indicam pavimentos pouco resistentes ou pavimentos com problemas estruturais. Kim e Park (2002) utilizam equações para determinar a tensão de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico de pavimentos flexíveis, e as tensões de compressão no topo da camada de base granular e no topo do subleito através do BDI e da espessura conhecida do revestimento asfáltico.

2.9.5. Índice de Curvatura da Base

O Índice de Curvatura da Base (BCI do inglês *Base Curvature Index*) é definido como a diferença entre D_{60} e D_{90} (**Equação 10**). Este valor, segundo Kim e Park (2000) e Kim e Ranjithan (2002) é o indicador para verificar a condição do subleito.

$$BCI = D_{60} - D_{90} \quad (10)$$

Onde:

BCI é o valor do parâmetro (0,01 mm);

D_{60} é a deflexão a 60,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

D_{90} é a deflexão a 90,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

Valores de BCI superiores a 10×10^{-2} mm indicam que o subleito possui CBR menor que 10% e indicam problemas estruturais no subleito. Kim e Park (2002) utilizam equações que através do BCI determinam o CBR do subleito.

2.9.6. Fator de Curvatura

O Fator de Curvatura (CF do inglês *Curvature Function*), preconizado pela AUSTROADS, é definido como a diferença entre D_0 e D_{20} (**Equação 11**). Segundo a AUSTROADS (2008), este é o melhor indicativo para prever a probabilidade de fissuração da camada de revestimento asfáltico de um pavimento flexível.

$$CF = D_0 - D_{20} \quad (11)$$

Onde:

CF é o valor do parâmetro (0,01 mm);

D_0 é a deflexão máxima (0,01 mm);

D_{20} é a deflexão a 20,0 cm do ponto de aplicação da carga (0,01 mm);

2.10. Modelos de carga móvel

O primeiro código nacional (NB-6) para pontes de rodovias no Brasil foi publicado em 1943. O primeiro modelo de carga móvel deste código foi baseado em uma versão antiga do código alemão DIN 1072 (Rossigali, 2013). O código NB-6 classificava as pontes de rodovias em três conjuntos: a Classe I representava as rodovias mais importantes, onde veículos pesados deveriam trafegar, como as rodovias federais e estaduais; a Classe II representava as rodovias secundárias estaduais; e a Classe III basicamente representava as rodovias locais (Timerman, 2015). O modelo de carga móvel do NB-6 consistia de três tipos de carregamento: um rolo de três rodas, um caminhão e uma carga distribuída, conforme indicado na **Figura 28**. A carga distribuída dependia no comprimento do vão e no tipo de elemento estrutural que estaria sendo projetado, mas, no geral, estava entre 0,4 tf/m² e 0,5 tf/m². As pontes de Classe I eram dimensionadas com caminhões e rolo do tipo B e verificadas com o tipo C. As pontes de Classe II eram dimensionadas por meio do uso de caminhões e rolo do tipo A e verificadas com o tipo B, enquanto que as pontes de Classe III eram dimensionadas com as cargas do tipo A, conforme mostrado na **Tabela 8**. Apenas um rolo era usado, e o número de caminhões correspondia ao número de faixas menos um.

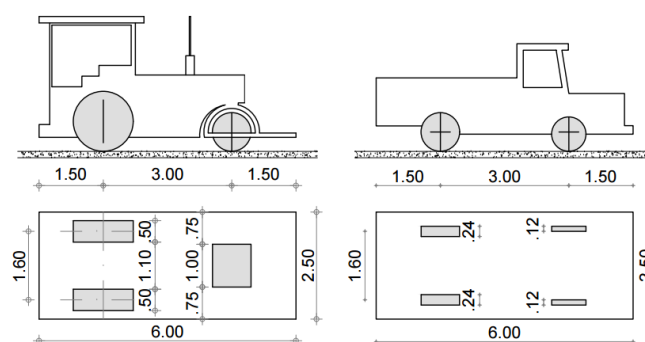


Figura 28. Modelo de carga móvel, conforme NB-6: 1943 (dimensões em metros)

Tabela 8. Modelo de carga móvel, conforme NB-6 (todas as cargas em toneladas)

COMPACTADOR	A	B	C
Total	7	16	24
Primeiro eixo	5	7	10
Eixo traseiro	1	4,5	7
CAMINHÃO	A	B	C
Total	6	9	N.A.
Primeiro eixo	1,5	3	N.A.
Eixo traseiro	4,5	6	N.A.

De 1960 a 1984, o modelo brasileiro de carga móvel para a maioria das pontes consistia em caminhão de três eixos com distâncias de 1,5m entre os eixos; o caminhão projetado possui 6m de comprimento e 3m de largura, conforme mostrado na **Figura 29**. Desde sua introdução no código brasileiro, as cargas dos eixos têm sofrido mudanças, mas as distâncias têm permanecido as mesmas. Além disso, o modelo de carga móvel usado durante esse período categorizava as pontes em três conjuntos. A correspondência com a NB-6:1943 é da seguinte forma: a Classe I foi chamada de Classe 36, a Classe II foi chamada de Classe 24, e a Classe III foi chamada de Classe 12 (Timerman, 2015). O número de novas classes corresponde ao peso total dos caminhões. Não há nenhum rolo na nova versão da NB-6, e as cargas distribuídas são de 0,3 tf/m² para a Classe 12, 0,4 tf/m² para a Classe 24, e 0,5 tf/m² para a Classe 36. O caminhão deve ser colocado em cima da posição mais desfavorável no elemento estrutural dimensionado. Não há necessidade de caminhões adicionais quando a ponte tiver mais de uma faixa.

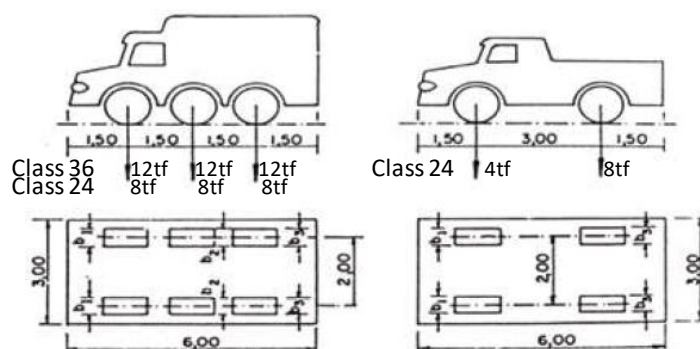


Figura 29. Modelo de carga móvel conforme NB-6: 1960 (dimensões em metros)

Em 1984, o código brasileiro de carga móvel mudou de nome para NBR7188. As classes de pontes e as cargas estão mostradas na **Tabela 9**. A Classe 12 se manteve igual àquela da NB-6, mas agora havia as Classes 45 e 30, e as cargas das rodas eram de 75kN e 50kN, respectivamente, e ambas usavam o mesmo caminhão com três eixos, conforme mostrado na **Figura 30**. O modelo de carga móvel utilizava apenas um caminhão, independentemente do número de faixas que a ponte tivesse.

Fora da projeção do caminhão, há uma carga distribuída, conforme mostrado na **Tabela 9**. O caminhão devia ser colocado em cima da posição mais desfavorável ao elemento estrutural.

Tabela 9. Modelo de carga móvel, conforme NBR7188:1984.

Classe da ponte	Peso bruto (kN)	Cargas distribuídas (kN/m ²)
45	450	5
30	300	5
12	120	4

A versão atual da NBR7188 (nova versão da NB-6), que está válida desde 2013, divide as pontes em duas classes: Classe 450 e Classe 240, que são representadas por um caminhão com PBT (peso bruto total) de 450kN e 240kN, respectivamente. O modelo de carga móvel para a Classe 450 (**Figura 30**) é conhecido como TB-450 e é o mais utilizado no Brasil. O modelo de carga móvel também tem uma carga distribuída de 0,5tf/m² para a Classe 450 e 0,4tf/m² para a Classe 240, e em ambos os casos, as cargas distribuídas são posicionadas for a da projeção do caminhão em cima da ponte. O código também especifica que as cargas devem ser colocadas na posição onde elas causem o maior efeito no elemento estrutural. Além disso, independentemente da quantidade de faixas, apenas um caminhão deve ser considerado.

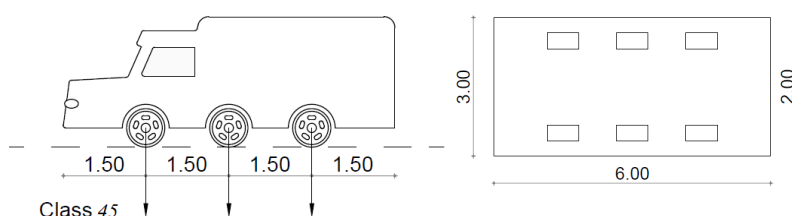


Figura 30. Modelo de carga móvel, conforme NBR7188: 2013 (dimensões em metros)
O dimensionamento realizado de acordo com a NBR7188 exige que o efeito final da carga seja multiplicado por três diferentes coeficientes: um que considere I impacto vertical do veículo em movimento na estrutura, um outro que considere o número de faixas em cima da ponte, e um último coeficiente que considere os efeitos das juntas de dilatação no carregamento móvel da ponte. O primeiro coeficiente é descrito pela **Equação 12**. O segundo coeficiente é descrito pela **Equação 13**.

$$CIV = 1 + 1.06 \left(\frac{20}{Liv + 50} \right) \quad (12)$$

Onde: *Liv* é o comprimento do vão (m);

CIV é 1,35, se $Liv < 10m$.

$$CNF = 1 - 0.05(n - 2) > 0.9 \quad (13)$$

Onde: n represente o número de faixas.

O terceiro coeficiente é chamado de CIA e pode ter dois valores: 1,25 para estruturas de concreto, e 1,15 para estruturas de metal. O modelo final de carga móvel será o produto de todos esses três coeficientes pelas cargas no modelo de carga do caminhão.

2.11. Modelo de desempenho quanto à fadiga

2.11.1. Método Mecanístico-Empírico

O trabalho de doutorado de Fritzen (2016), defendido na COPPE/UFRJ sob a orientação da Profa. Laura Motta, desenvolveu e calibrou uma função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfáltico. O estudo foi realizado para materiais e condições brasileiras, considerando métodos tradicionais para a caracterização de misturas asfálticas, com resultados provenientes do ensaio de módulo de resiliência e de fadiga por compressão diametral (também conhecido como ensaio de fadiga por tração indireta). O ensaio de compressão diametral de cargas repetidas vem sendo realizado no Brasil desde 1980. O primeiro sistema de aplicação de cargas e de leituras de deslocamentos para os ensaios de compressão diametral foram realizados no Laboratório da COPPE em 1979 (PINTO, 1980). Como qualquer ensaio de fadiga em laboratório é bastante severo, é necessário ajustar seus valores para a condição de campo, definindo-se Fator Campo Laboratório (FCL). Atualmente existem dois FCL usuais no Brasil em função da fadiga por compressão diametral, definidos por PINTO (1991). Esses fatores foram definidos para ensaios de fadiga em laboratório e acompanhamento sistemático dessas misturas em trechos em campo. Esses fatores, usuais até hoje, podem em algumas situações prever o comportamento de misturas asfálticas em campo, porém como foram definidos com poucos dados podem não ser aplicáveis de forma genérica.

Independentemente do ensaio ou método adotado é comum o uso de FCL devido à dificuldade da previsão do desempenho dos pavimentos em campo. Pode-se ressaltar a não consideração do envelhecimento nas misturas asfálticas no processo do dano no material durante o ensaio além de aspectos presentes no campo que não são simulados em laboratório. Isto aumenta a incerteza do dimensionamento dos pavimentos em relação ao desempenho previsto em campo. O importante é

dar continuidade à busca de FCLs calibrados para minimizar o erro entre os ensaios de laboratório e a previsão do desempenho em campo, além da obrigatoriedade de se fazer ensaios mecânicos na fase do pré-projeto.

No trabalho de Fritzen (2016), quarenta e cinco segmentos de diferentes trechos experimentais, que fazem parte do projeto Fundação, foram construídos e monitorados por oito anos ou mais, totalizando a análise de seis tipos de misturas asfálticas. O objetivo era prever o trincamento por fadiga por meio de um procedimento experimental e simulações computacionais.

Para obter o dano acumulado, o referido autor utilizou-se de um software de análise elástica de múltiplas camadas desenvolvido por Franco (2007), com algumas modificações feitas no âmbito da Rede Temática para melhorar o desempenho do programa. O dano médio calculado a partir de um total de 100 pontos na camada de revestimento asfáltico foi determinado para cada acúmulo de tráfego considerado na análise. O objetivo principal era encontrar uma correlação entre o dano simulado e a área trincada das diversas seções de pavimento monitoradas, a partir do desenvolvimento de uma função de transferência que pudesse estar bem ajustada para diferentes tipos de misturas asfálticas. O autor usou uma abordagem de deslocamento de dano, através de um shift factor, baseada na taxa de crescimento de dano inicial. Isso garantiria que houvesse uma relação única entre o dano deslocado e a área trincada do pavimento real. O dano médio reduzido foi determinado para 10% de área trincada. Fritzen (2016) descreve a metodologia usada para obter a função de transferência em 19 passos, que são resumidos a seguir.

Primeiramente, os dados de monitoramento dos pavimentos (evolução da área trincada) e os dados das simulações foram registrados para cada período de tempo. O dano médio foi então calculado a partir do valor de dano médio (para 10% de área trincada) do conjunto de 45 seções de pavimento que faziam parte do projeto inicial (o dano médio encontrado foi de 0.8). Então, para cada período em meses, o número N respectivo foi calculado.

Após a determinação dos parâmetros necessários (valores de dano e período, em meses, para 10% de área trincada; número N e período, em meses, para o dano médio), o shift factor foi calculado (**Equação 14**), para que o dano acumulado fosse convertido em um parâmetro chamado de dano médio reduzido. A função de transferência dano para área trincada era uma equação do tipo potencial (**Equação 15**), com seus coeficientes obtidos após o uso da ferramenta solver do Excel, no qual o erro quadrático médio mínimo fosse considerado entre os valores de área trincada previstos e observados. Os coeficientes de ajuste da equação são fornecidos na **Tabela 10**.

$$S = A \times (T_{0,8})^B \quad (14)$$

Onde: S é o shift factor;

$T_{0,8}$ é o período de tempo, em meses, para 0.8 de dano;

A e B são coeficientes de ajuste.

$$AT = C_1 \times (D_{red})^{C_2} \quad (15)$$

Onde: AT é a área trincada por fadiga prevista (%);

D_{red} é o dano médio reduzido (dano multiplicado por S);

C_1 e C_2 são coeficientes de ajuste.

Tabela 10. Coeficientes de ajuste de Fritzen (2016)

Coeficiente		Valor
Função do <i>shift factor</i>	A	0,8756
	B	0,0307
Função de transferência	C_1	$1,50 \times 10^5$
	C_2	40,61338

Para validar a função de transferência que foi desenvolvida e calibrada, Fritzen (2016) comparou a área trincada observada com a área trincada prevista para todas as seções de pavimento monitoradas em sua pesquisa. A **Figura 31** mostra a correlação entre ambos os parâmetros, com um valor de R^2 igual a 0,56, que foi considerado muito bom em comparação com a função de transferência de 2004 do MEPDG. Para fins de comparação, foram plotadas, para cada seção de pavimento, os valores de área trincada prevista e área trincada observada, e a maioria dos resultados apresentou uma boa correlação, validando então a função de transferência.

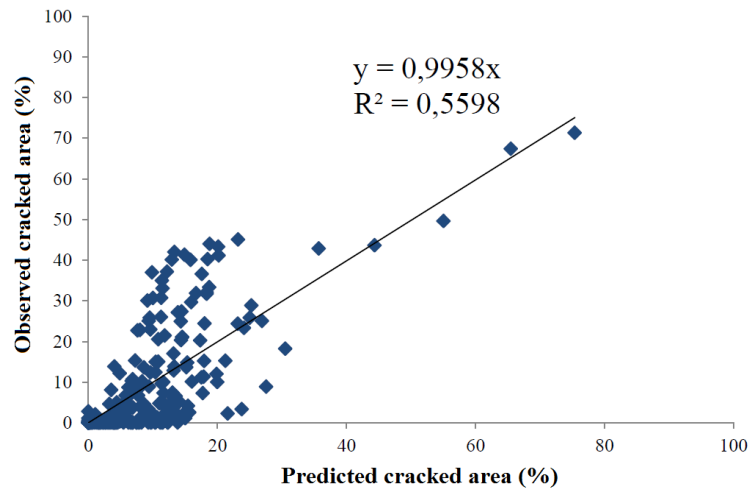


Figura 31. Comparação entre área trincada prevista e observada (Adaptado de Fritzen, 2016)

A metodologia usada por Fritzen (2016) para desenvolver, calibrar e validar a função de transferência proposta requeria dados de entrada simples, no que diz respeito à caracterização das misturas asfálticas e às simulações computacionais. Esses dados de entrada podem ser obtidos por meio de ensaios de fadiga tradicionais, normalmente realizado em centros de pesquisa e empresas de projetos de pavimentos brasileiros. O método foi baseado no protocolo feito por Nascimento (2015), que utiliza uma abordagem mais sofisticada em termos de caracterização de materiais e análise, descrita de forma resumida no item 2.11.2. a seguir. O método inclui a caracterização das propriedades viscoelásticas das misturas asfálticas, realizada por métodos de ensaio que ainda são restritos em um cenário nacional.

2.11.2. A Teoria do Dano Contínuo Viscoelástico aplicada a Misturas Asfálticas e Análise de Pavimentos

Nascimento (2015) em sua tese de doutorado desenvolvida na Carolina do Norte, EUA, também abordou a questão do trincamento por fadiga, definindo uma função de transferência para correlacionar o dano médio (N/N_f), com a área trincada de seções de pavimentos reais. Nesta pesquisa, as simulações de dano foram feitas no programa Layered ViscoElastic Pavement Analysis for Critical Distresses – LVECD 1.1^{Beta} e parte dos dados de entrada são propriedades das misturas asfálticas obtidas por meio do ensaio de tração direta (compressão-tração) associado ao protocolo de análise S-VECD proposto pelo autor. Outros parâmetros, como o número N acumulado e as condições climáticas, também foram considerados no programa. Nesta pesquisa, 27 seções de pavimento do projeto Fundão mais 17 seções de diferentes regiões do país, sujeitas a carregamento real de tráfego, foram selecionadas. As pistas do Fundão foram utilizadas no desenvolvimento da

função de transferência e as nacionais para validação/calibração, entre elas as pistas experimentais da monitoradas pela equipe do LTP/EPUSP.

O protocolo usado para desenvolver a função de transferência foi similar ao mencionado no item 2.11.1 (Fritzen, 2016), porém com diferentes premissas. Neste caso, a função de deslocamento usada para transformar o dano médio em dano médio reduzido considerou outros índices: o período de tempo, em meses, para atingir um valor de dano de 0,35 ($T_{0,35}$) e a taxa secante entre doze meses e um mês (R_{12-1}). Os valores de dano foram determinados para 10% de área trincada. O valor de dano médio obtidos para as diferentes misturas usadas nesse estudo foi de 0,5. A **Equação 16** e a **Equação 17** apresentam as duas funções para obtenção do shift 102ator apresentadas no estudo de Nascimento (2015). Esse estudo usou inicialmente o modelo de função de transferência como primeiro teste, mas o autor optou por descartá-lo, pois não foi observada uma forma sinusoidal nas curvas de ‘dano versus área trincada’ para os dados da pesquisa em questão. Finalmente, o modelo de equação potencial foi selecionado para a função de transferência do dano para área trincada, como apresentado na **Equação 18**. Observa-se que os valores dano simulado maiores do que 100% devem ser considerados como 100%. Os coeficientes de ajuste das equações fornecidas são mostrados na **Tabela 11**.

$$S_{T_{0,35}} = A \times T_{0,35} + B \quad (16)$$

$$S_{R_{12-1}} = \beta_1 \times (R_{12-1})^2 + \beta_2 \times (R_{12-1}) + \beta_3 \quad (17)$$

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

$S_{R_{12-1}}$ é o shift factor baseado em R_{12-1} ;

A e B são coeficientes de ajuste;

β_1 , β_2 e β_3 são coeficientes de ajuste.

$$AT = C_1 \times \left(\frac{N}{N_f} \text{red} \right)^{C_2} \quad (18)$$

Onde: AT é a área trincada por fadiga prevista (%);

$\frac{N}{N_f} \text{red}$ é o dano médio reduzido (dano multiplicado por S);

C_1 e C_2 são coeficientes de ajuste.

Tabela 11. Coeficientes de ajuste de Nascimento (2015)

Coeficiente		Valor
Função do <i>shift factor</i>	Baseada em $T_{0.35}$	A 0,008274
		B 0,635237
	Baseada em R_{12-1}	β_1 836,913
		β_2 -50,496
		β_3 1,399
Função de transferência	Baseada em $T_{0.35}$	C_1 7272,68
		C_2 8,6629
	Baseada em R_{12-1}	C_1 3700,98
		C_2 7,4006

O autor comparou os valores de área trincada observados e previstos para as 27 seções de pavimentos monitoradas durante a pesquisa, para diferentes períodos de tempo de acúmulo de tráfego. A **Figura 32** mostra a correlação obtida, com um valor de R^2 igual a 0,72 para ambos os critérios de dano considerados.

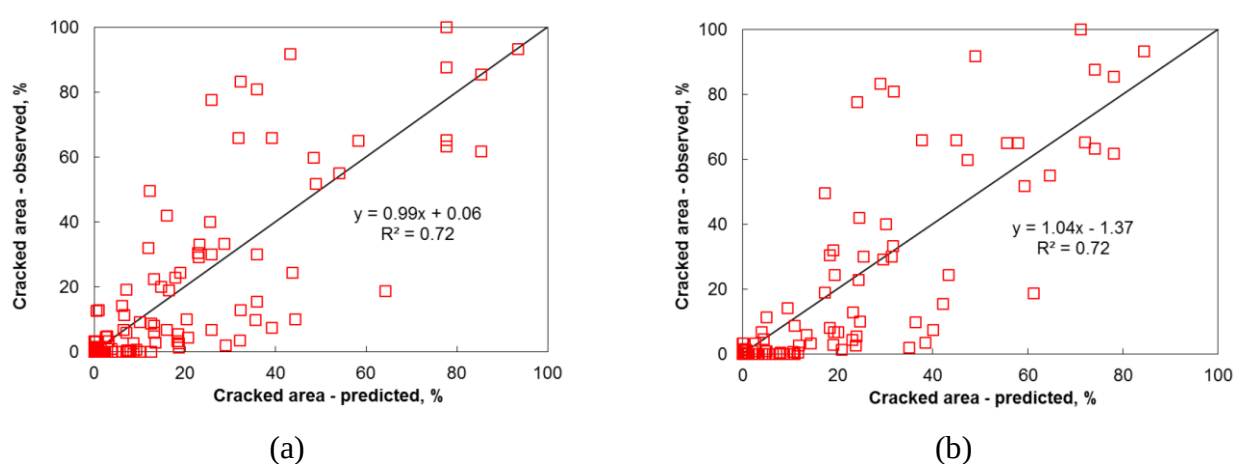


Figura 32. Comparação entre área trincada observada e prevista: (a) baseada em $T_{0.35}$ e (b) baseada em R_{12-1} (NASCIMENTO, 2015)

Nascimento (2015) propôs um protocolo para o dimensionamento de pavimentos no Brasil, baseando-se em seus experimentos e na função de transferência de dano para área trincada desenvolvida em seu estudo. Uma estrutura típica de pavimento foi selecionada (**Figura 33a**) e algumas considerações foram feitas: taxa de crescimento anual de tráfego de 3% e três diferentes níveis de tráfego, baseados no número N : $5,0 \times 10^6$, $1,5 \times 10^7$ e $2,5 \times 10^7$. O objetivo principal do

dimensionamento de pavimentos é determinar a espessura da camada asfáltica, e Nascimento (2015) considerou dois níveis de confiabilidade (50 e 99%) e dois critérios de ruptura (20 e 40% de área trincada). A metodologia do dimensionamento proposta é resumida na sequência.

Primeiro, o programa LVECD realiza simulações utilizando diferentes espessuras para as camadas asfálticas. Então, a função de transferência (baseada em $T_{0,35}$) é aplicada para obter a área trincada prevista (**Figura 33b**). Curvas de área trincada por tráfego acumulado para cada espessura proposta são construídas (**Figura 33c**), e o número N para cada critério de ruptura é determinado. O último passo da metodologia é a definição das espessuras da camada asfáltica que devem ser consideradas para cada nível de tráfego e condição (**Figura 33d**). Essa definição é baseada nos níveis de tráfego assumidos no começo do protocolo. A **Figura 33** mostra um exemplo do dimensionamento proposto, para uma mistura asfáltica encontrada no trecho experimental da USP, utilizada na calibração da função de transferência. Neste exemplo, o nível de confiabilidade foi de 99% e o critério de ruptura foi de 40% de área trincada.

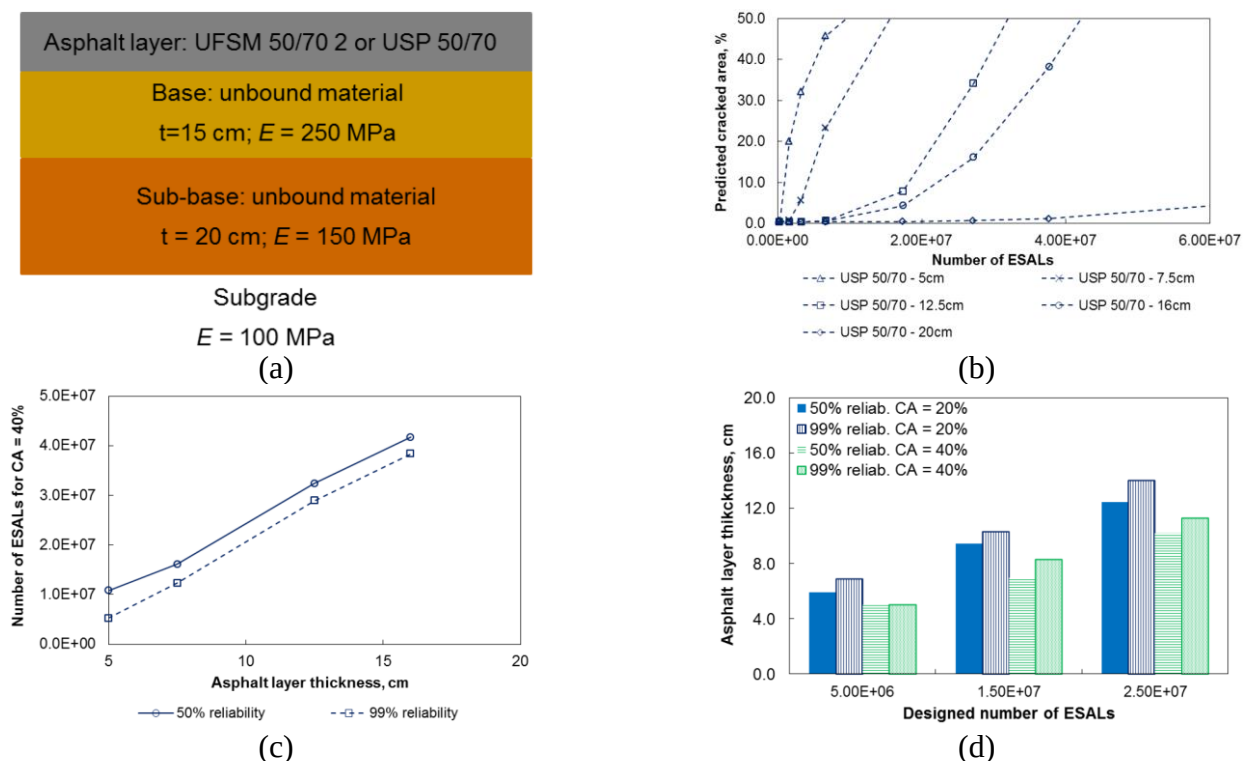


Figura 33. Protocolo de dimensionamento: (a) estrutura típica de pavimento usado no Brasil, (b) área trincada prevista versus tráfego, (c) acumulação do tráfego versus espessura da camada e (d) espessuras dimensionadas para a camada asfáltica (NASCIMENTO, 2015)

A **Figura 34** ilustra de forma simplificada a estrutura computacional para o dimensionamento de pavimentos asfálticos, sendo apresentadas no fluxograma as duas principais patologias: trincamento por fadiga e deformação permanente em trilha de roda. Os trabalhos de Nascimento (2015) e Fritzen (2016) relacionam-se ao trincamento por repetição de carga, ou trincamento por fadiga.

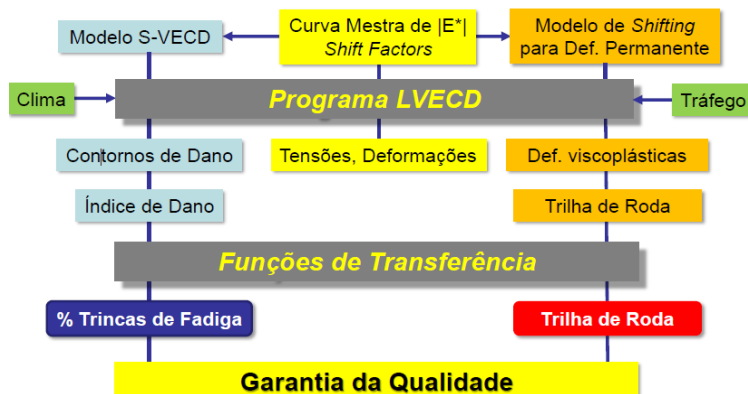


Figura 34. Estrutura computacional para o dimensionamento de pavimentos asfálticos (Nascimento, 2016)

3. ETAPA TRECHOS EXPERIMENTAIS

Uma das principais etapas do projeto de pesquisa (Fase II) consistiu da construção e do monitoramento de trecho experimental construído na Autopista Fernão Dias. Além disso, o presente projeto também contemplou a reconstrução de um dos segmentos do trecho experimental da Fase I, que apresentava um índice elevado de trincamento por fadiga, medido em termos de área trincada. Para o presente relatório, foi adotada uma nomenclatura padronizada para cada segmento dos trechos experimentais, tanto da Fase I como da Fase II (**Tabela 12**).

Tabela 12. Nomenclatura dos segmentos dos trechos experimentais (Fase I e Fase II)

Projeto	Segmento	Material de base	Material de revestimento
Fase I	Segmento 1	BGS	CBUQ
	Segmento 1A*	BGS	CBUQ
	Segmento 2	BGTC	CBUQ
	Segmento 3	RAP + EMULSÃO	CBUQ

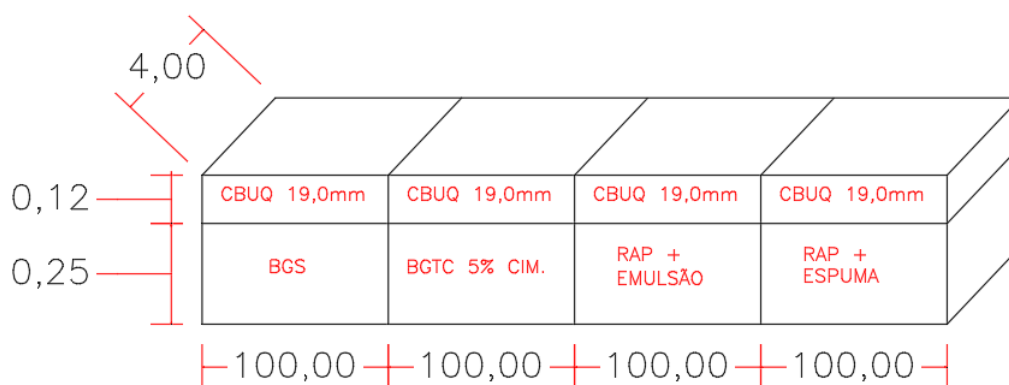
	Segmento 4	RAP + ESPUMA	CBUQ
Fase II	Segmento 5	BGTC	CBUQ
	Segmento 6	BRITA + RAP + CIMENTO	CBUQ
	Segmento 7	RAP + ESPUMA	GAP-GRADED
	Segmento 8	BRITA + ESPUMA	GAP-GRADED

* Segmento reconstruído em substituição ao segmento 1

3.1. Estrutura dos trechos experimentais e localização

Os trechos experimentais da Fase I e da Fase II (**Figura 35**) foram construídos próximos um ao outro, na Autopista Fernão Dias, entre os km 948 + 800 e 949 + 200 (Fase I) e km 949 + 200 e 949 + 600 (Fase II), sentido sul (de MG para SP). A Faixa 2 do tráfego foi selecionada para a construção dos trechos, uma vez que é aquela mais solicitada pelos veículos comerciais.

A Autopista Fernão Dias (BR-381), com extensão total de 570 quilômetros, liga as cidades de Contagem (MG) e Guarulhos (SP). Sua relevância na rede rodoviária brasileira se justifica, principalmente, por interligar São Paulo e Belo Horizonte, duas importantes capitais da Região Sudeste do Brasil, atendendo a fluxos inter-regionais de cargas, bem como a exportações de produtos através do Porto de Santos, ou mesmo por vias internas em direção aos outros países do Mercosul.



(a)

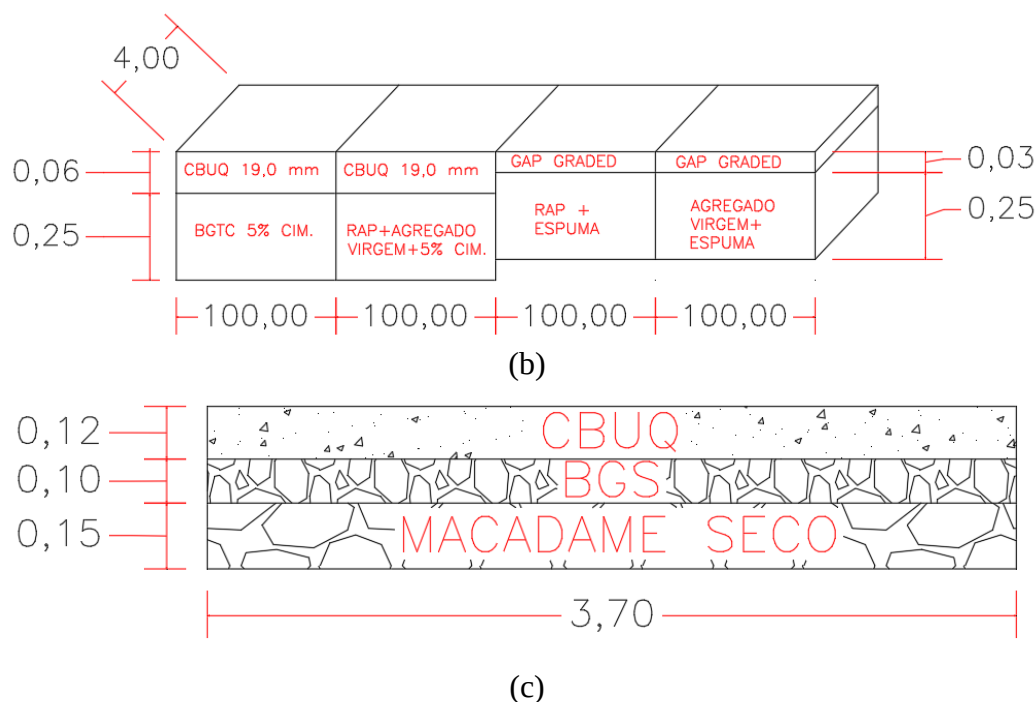


Figura 35. Estruturas dos trechos experimentais: (a) Fase I, (b) Fase II e (c) reconstrução do segmento 1 da Fase I

3.2. Materiais do trecho experimental (Fase II)

Nesta etapa da pesquisa, foram caracterizadas amostras dos materiais incorporados aos segmentos do trecho experimental da Fase II. Com o uso dessas amostras, foi realizado o projeto de dosagem das misturas que compuseram cada uma das camadas dos 4 segmentos construídos. Além da dosagem, ensaios de caracterização básica também foram realizados.

3.2.1. Misturas asfálticas para o revestimento

O trecho experimental da Fase II é composto por 4 segmentos que possuem camadas de base distintas. Dois desses segmentos (chamados aqui de 5 e 6) têm, em sua camada de revestimento, uma mistura asfáltica do tipo CBUQ. Os outros dois (7 e 8) possuem uma camada de revestimento composta por mistura tipo gap-graded. A **Figura 36** apresenta a granulometria dos agregados utilizados na composição das duas misturas asfálticas.

Para a mistura do tipo gap-graded, a composição de agregados foi 72% de brita 0; 26,5% de pó de pedra; e 1,5% de cal hidratada CH-1. Para a mistura de CBUQ, foram utilizadas as seguintes proporções: 38% de brita 1; 4 % de brita 1/2"; 25% de brita 0; 31,5% de pó de pedra; e 1,5% de cal hidratada CH-1. A **Figura 37** apresenta a granulometria final de cada uma das misturas asfálticas, com os limites das faixas adotadas. Além da granulometria, os agregados foram caracterizados em termos de suas principais propriedades físicas: abrasão Los Angeles, equivalente de areia, absorção e porcentagem de partículas lamelares (**Tabela 13**).

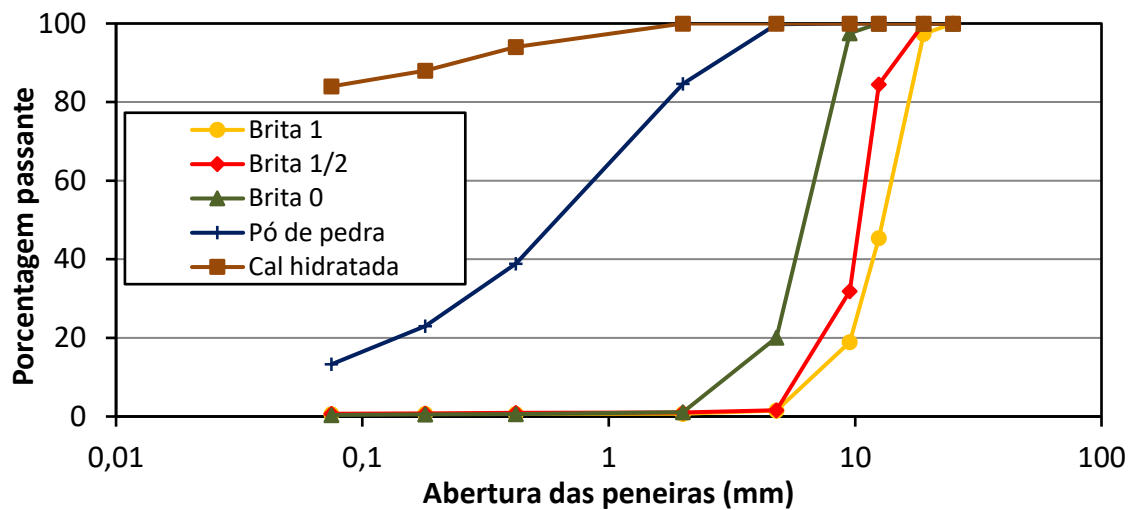


Figura 36. Granulometria dos agregados utilizados nas misturas asfálticas

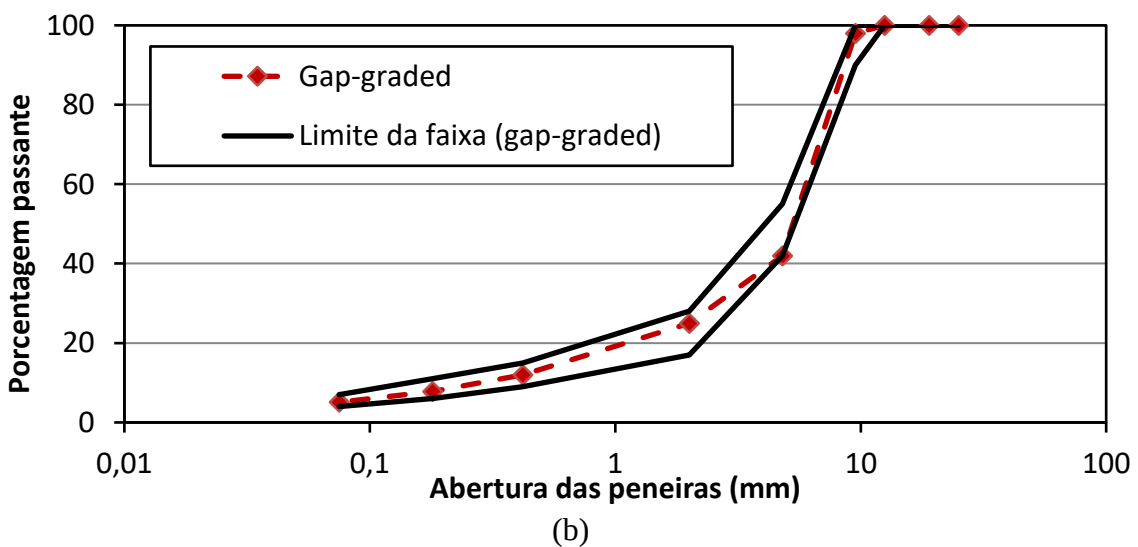
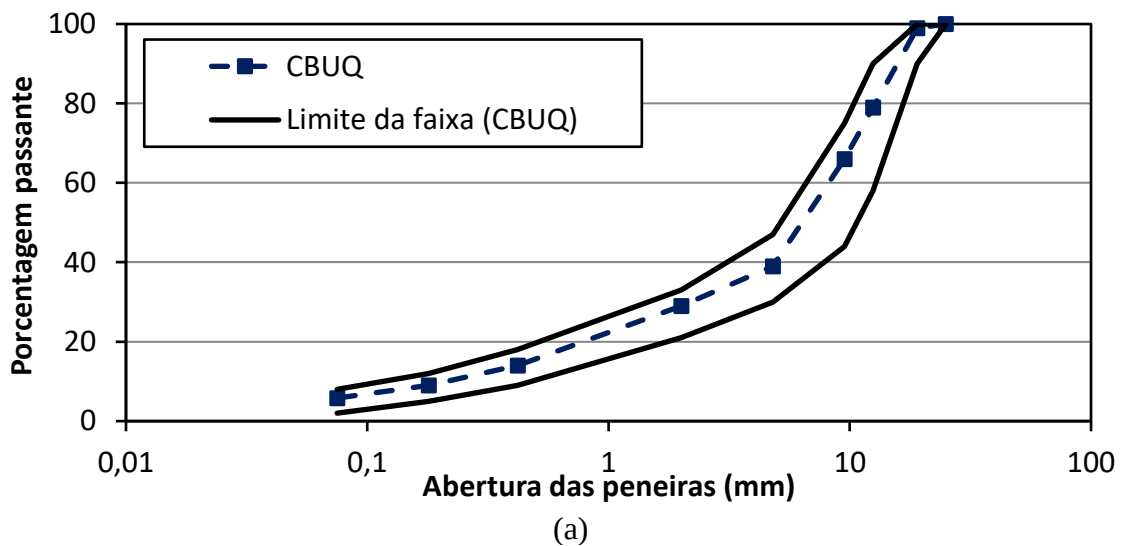


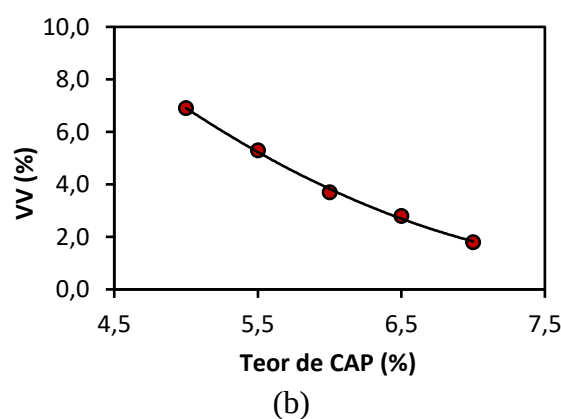
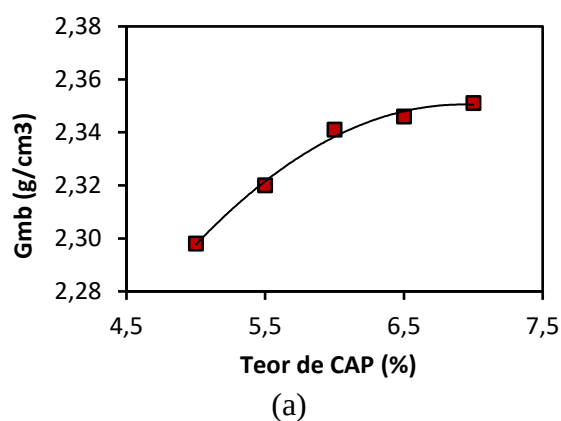
Figura 37. Distribuição granulométrica das misturas asfálticas: (a) CBUQ e (b) gap-graded

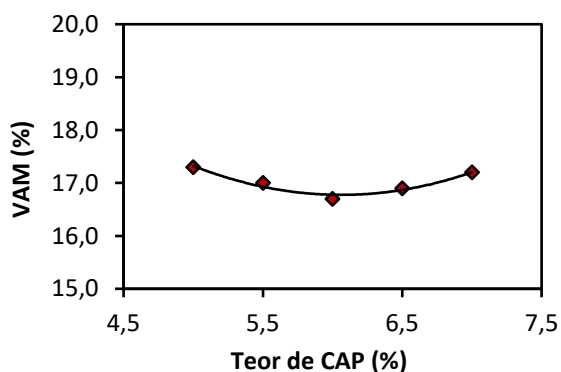
Tabela 13. Propriedades dos agregados utilizados

Propriedade	Requisito	Resultado
Abrasão Los Angeles (%)	< 45	25
Equivalente de areia (%)	> 60	65
% de partículas lamelares (relação > 3:1)	< 20	8
% de partículas lamelares (relação > 5:1)	< 5	0
Absorção (%)	Brita 1"	0,5
	Brita 1/2"	0,5
	Brita 0"	0,7
	Pó de pedra	0,2

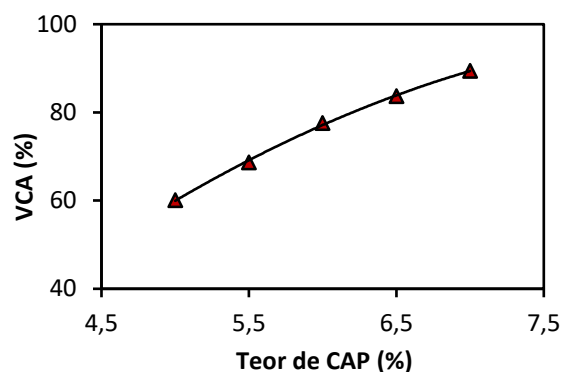
A partir da determinação da composição de agregados para cada mistura asfáltica, deu-se continuação aos procedimentos de dosagem, ou seja, da determinação do teor ótimo de CAP. A dosagem das duas misturas foi feita por meio de compactação Marshall, com aplicação de 75 golpes por face do corpo de prova. Por possuírem o mesmo CAP (modificado por polímero, CAPFLEX 60/85), a temperatura de compactação foi a mesma para as duas misturas (165°C). Após a usinagem, houve simulação do envelhecimento de curto prazo em estufa por 2h antes da compactação.

Para a dosagem da mistura gap-graded, foram selecionados inicialmente teores de CAP variando de 5,0 a 7,0%, com incrementos de 0,5%. Os resultados das propriedades volumétricas para cada teor são apresentados na **Figura 38**.





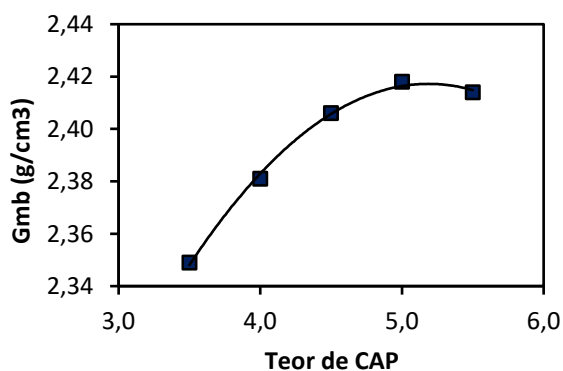
(c)



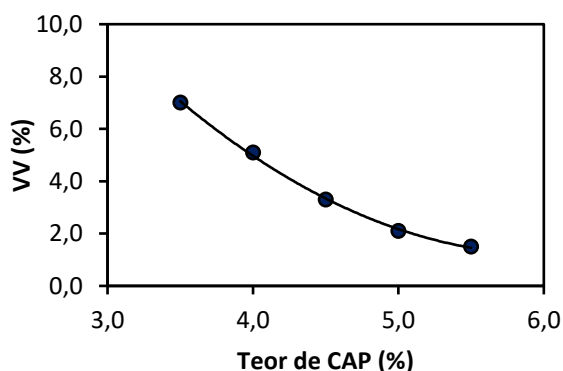
(d)

Figura 38. Parâmetros volumétricos da dosagem do gap-graded: (a) densidade aparente da mistura (Gmb), (b) volume de vazios (VV), (c) vazios do agregado mineral e (d) vazios cheios de asfalto (VCA)

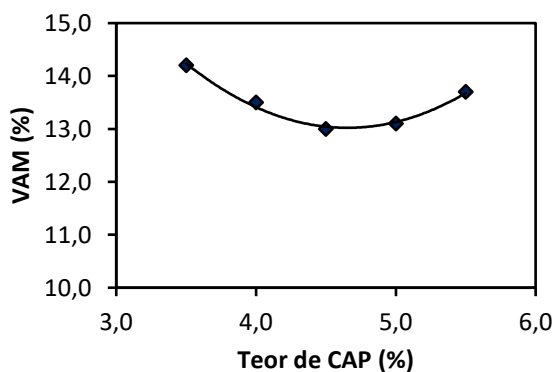
O objetivo principal da dosagem foi determinar o teor de CAP que fornece à mistura asfáltica um VV de 4,5%, considerado ideal para este tipo de mistura. Neste caso, o teor de CAP ótimo foi de 5,7%. Para a mistura de CBUQ, os teores iniciais foram de 3,5 a 5,5% também com incrementos de 0,5%. Em relação à mistura asfáltica do tipo CBUQ, a **Figura 39** apresenta os resultados dos parâmetros volumétricos determinados. Para essa mistura, o teor ótimo de CAP obtido foi de 4,3%, baseando-se num teor de VV de 4,0%.



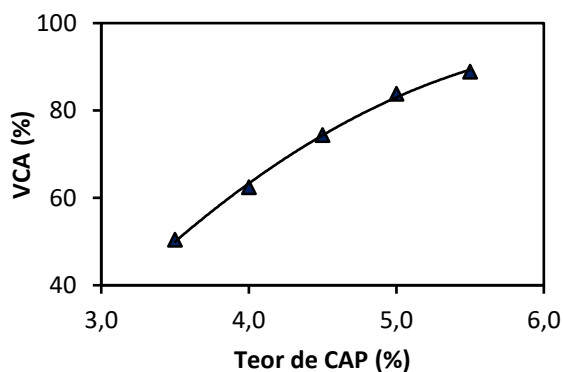
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 39. Parâmetros volumétricos da dosagem do CBUQ: (a) densidade aparente da mistura

(Gmb), (b) volume de vazios (VV), (c) vazios do agregado mineral e (d) vazios cheios de asfalto (VCA)

Após a determinação do teor de CAP das duas misturas asfálticas, foram feitas réplicas de amostras das misturas no teor adotado para cada uma, e então os parâmetros de dosagem foram obtidos (**Tabela 14**). Além disso, foi realizado o teste de resistência a tração por compressão diametral (RT) à temperatura de 25°C, obtendo-se também o deslocamento do corpo de prova na ruptura (**Figura 40**).

Tabela 14. Parâmetros volumétricos das dosagens das misturas asfálticas

Parâmetro	CBUQ	Gap-graded
Teor de CAP (%)	4,3	5,7
Massa específica aparente da mistura, Gmb (g/cm ³)	2,397	2,332
Massa específica máxima da mistura, Gmm (g/cm ³)	2,497	2,442
Volume de Vazios (%)	4,0	4,5
Vazios do agregado mineral, VAM (%)	13,1	16,8
Vazios cheios de asfalto, VCA (%)	69,5	73,1

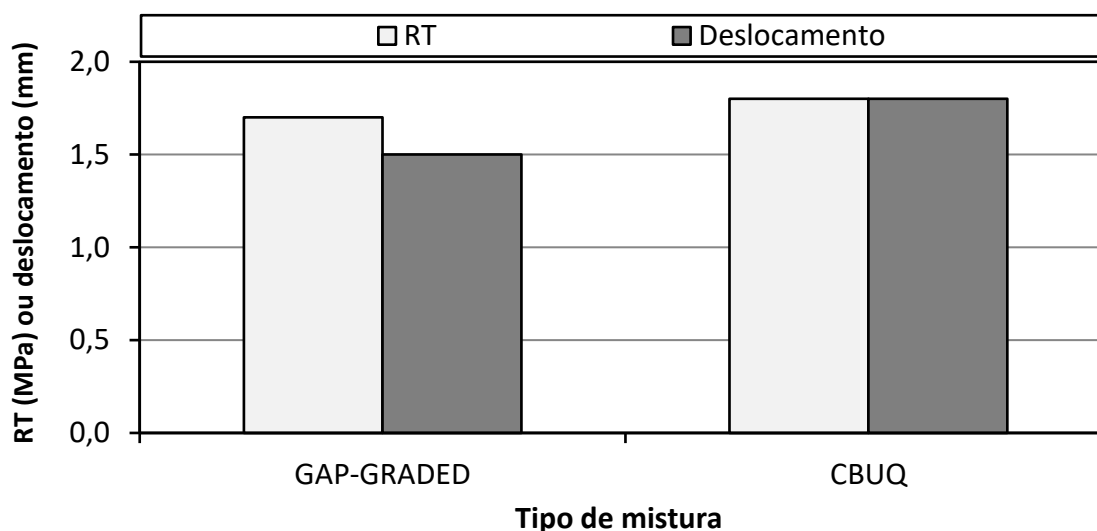


Figura 40. Resultados de RT das misturas asfálticas

3.2.2. Materiais para camada de base

Os materiais das camadas de base também foram projetados em laboratório, a fim de se obter o teor ótimo de umidade de cada um deles. Baseando-se no projeto do trecho experimental construído, os quatro segmentos foram codificados de acordo com a sequência abaixo:

- Segmento 5: camada de base de brita graduada tratada com 5% cimento (BGTC); e

- Segmento 6: camada de base de brita graduada tratada com 5% de cimento com incorporação de 33% de fresado (brita + RAP + cimento).
- Segmento 7: camada de base de mistura reciclada a frio com espuma de asfalto (RAP + espuma);
- Segmento 8: camada de base de agregado britado com espuma de asfalto (brita + espuma);

A misturas de base que compõem as estruturas dos segmentos 5 e 6 são constituídas por BGTC e brita + RAP + cimento (adição de 5% de cimento a ambos os materiais). A **Figura 41** mostra a granulometria dos agregados utilizados na composição desses materiais, bem como a distribuição granulométrica final das duas misturas e a faixa adotada. As curvas de compactação são apresentadas na **Figura 42**. Por fim, os resultados dos parâmetros de dosagem estão na **Tabela 15**.

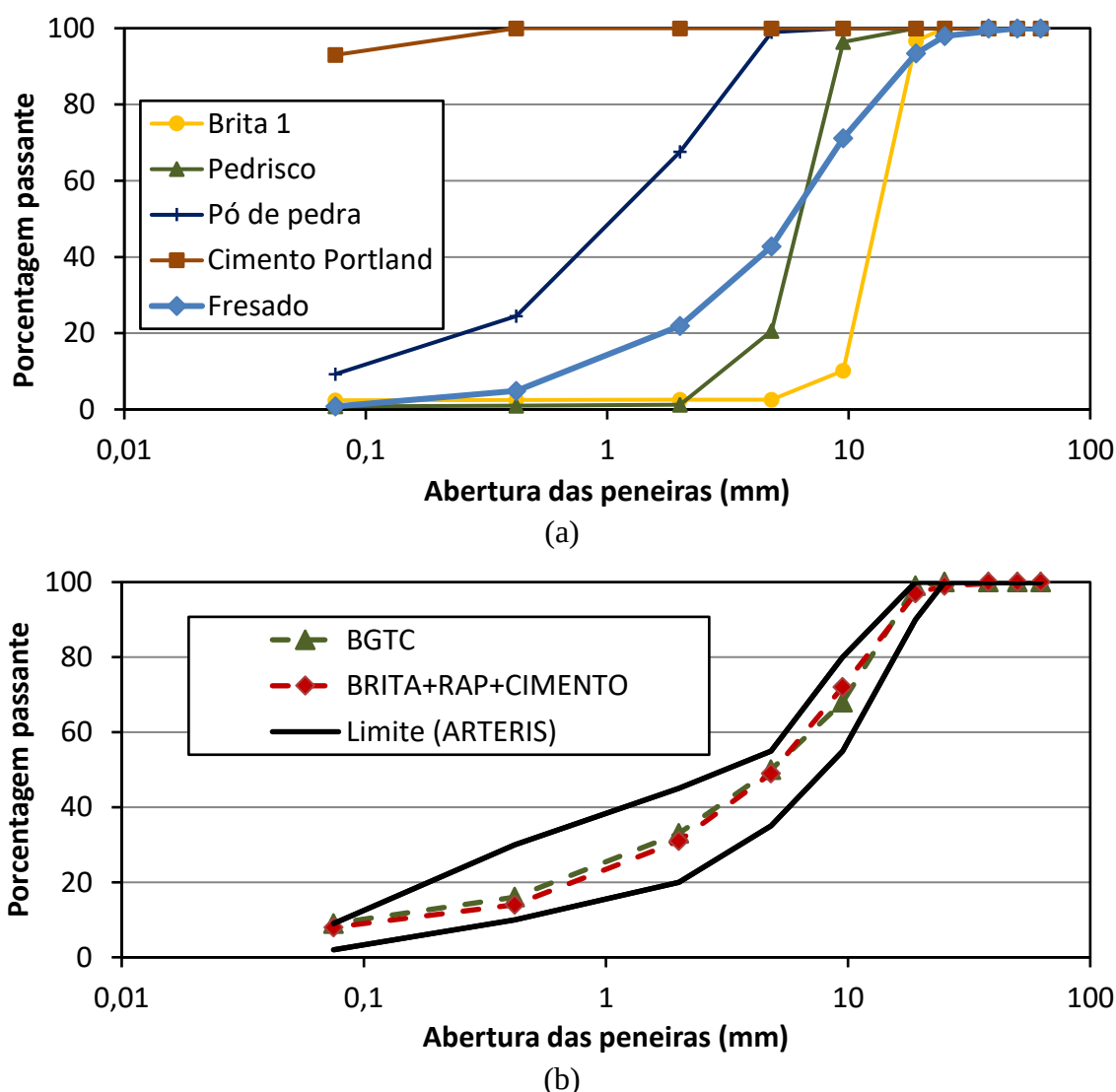


Figura 41. Granulometria dos materiais das bases de BGTC e brita + RAP + cimento: (a) distribuição granulométrica dos agregados utilizados e (b) granulometria das misturas finais

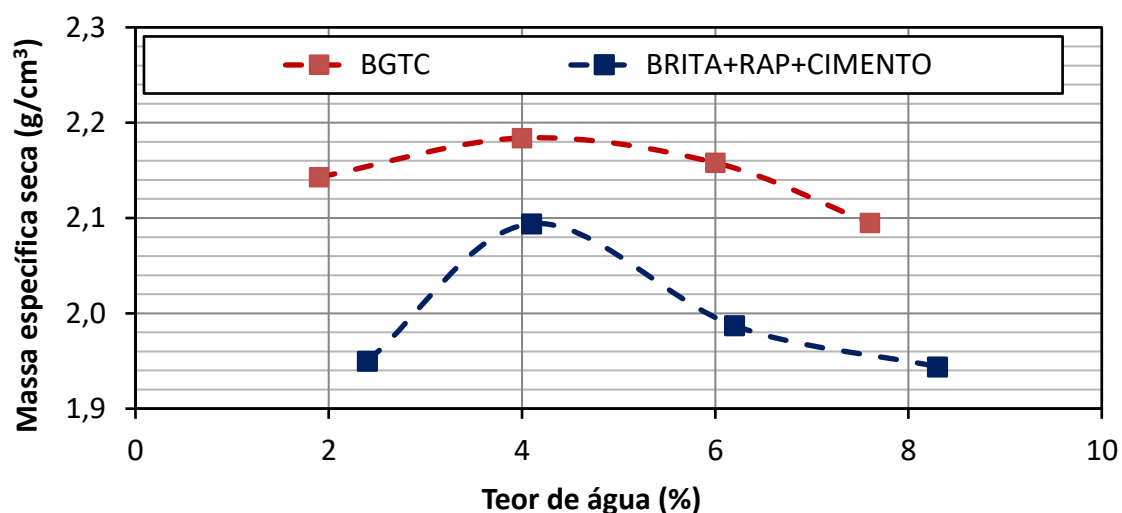
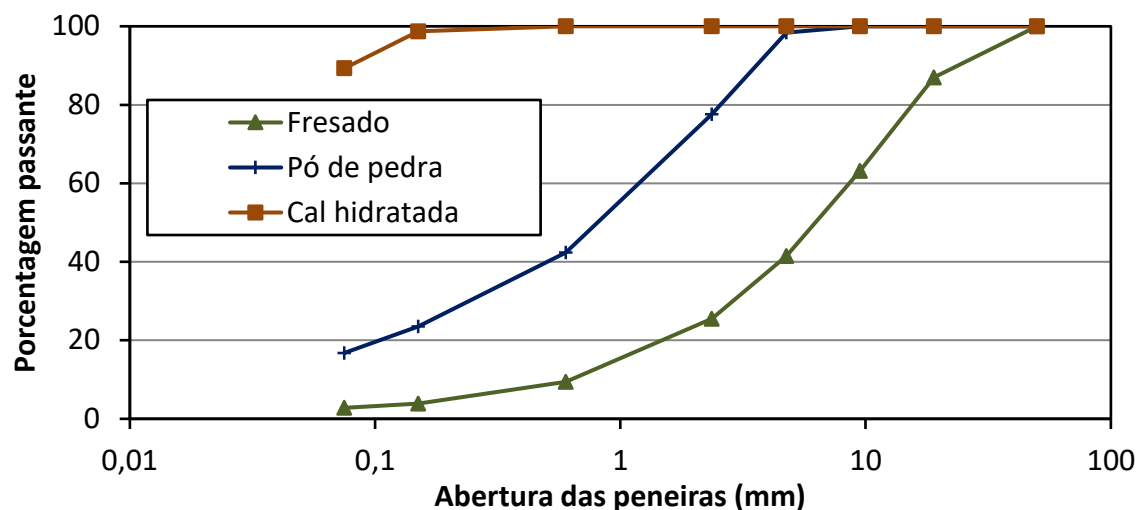


Figura 42. Curvas de compactação das bases de BGTC e brita + RAP + cimento

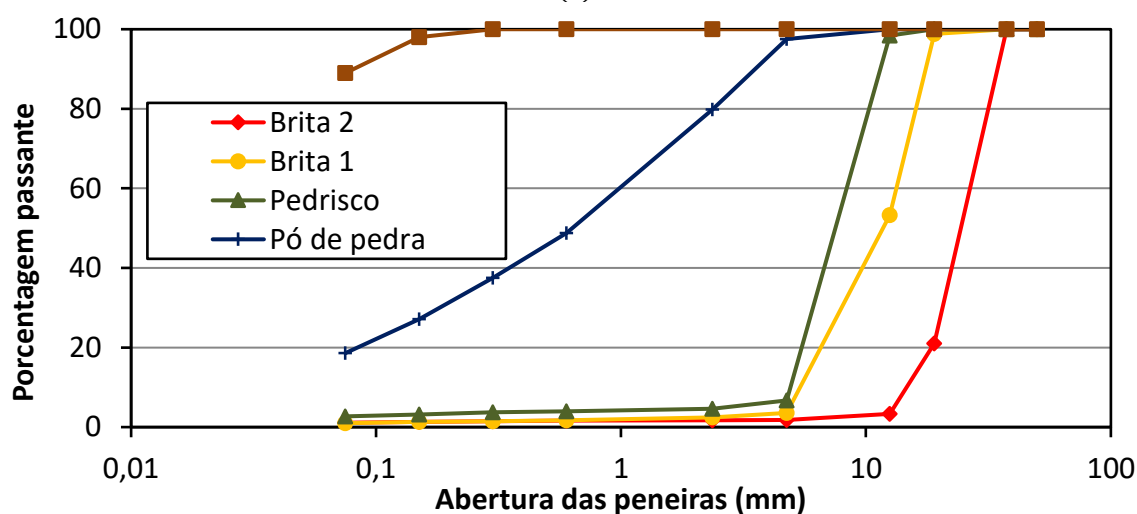
Tabela 15. Parâmetros da dosagem dos materiais de BGTC e de brita + RAP + cimento

Parâmetro	BGTC	BRITA + RAP + CIMENTO
Teor ótimo de umidade (%)	4,0	4,1
Massa específica seca máxima (g/cm ³)	2,188	2,090
Resistência à compressão simples, RCS (MPa)	8,9	4,7
Resistência à tração, RT (MPa)	1,32	—

A base que compõe a estrutura do segmento 7 é constituída por 89% de material fresado (RAP), com correção granulométrica de 10% de pó de pedra e adição de 1,0% de cal hidratada. O RAP foi obtido a partir de fresagem realizada na rodovia. No caso da base utilizada no segmento 8 (material britado espumado), a composição é de 25% de brita 2, 20% de brita 1, 17% de pedrisco e 37% de pó de pedra, todos provenientes da Pedreira Pau Pedra. A **Figura 43** apresenta distribuição granulométrica dos materiais citados.



(a)



(b)

Figura 43. Granulometria dos agregados utilizados nas bases com espuma: (a) RAP + espuma e (b) brita + espuma

A composição granulométrica das bases estabilizadas com espuma de asfalto foi feita de forma que a faixa indicada pelo manual da Wirtgen (2012) fosse atendida. O resultado final da mistura de agregados é apresentado na **Figura 44**, para os dois materiais de base a serem construídos no trecho experimental. Observa-se que a faixa foi atendida para os dois casos. Os dois materiais espumados apresentam granulometria similar em termos de quantidade de materiais graúdos e miúdos (aproximadamente 32% de material passante na peneira #8, de 2,36mm, para os dois casos), porém é possível perceber que a mistura de RAP + espuma possui uma maior quantidade de fíler.

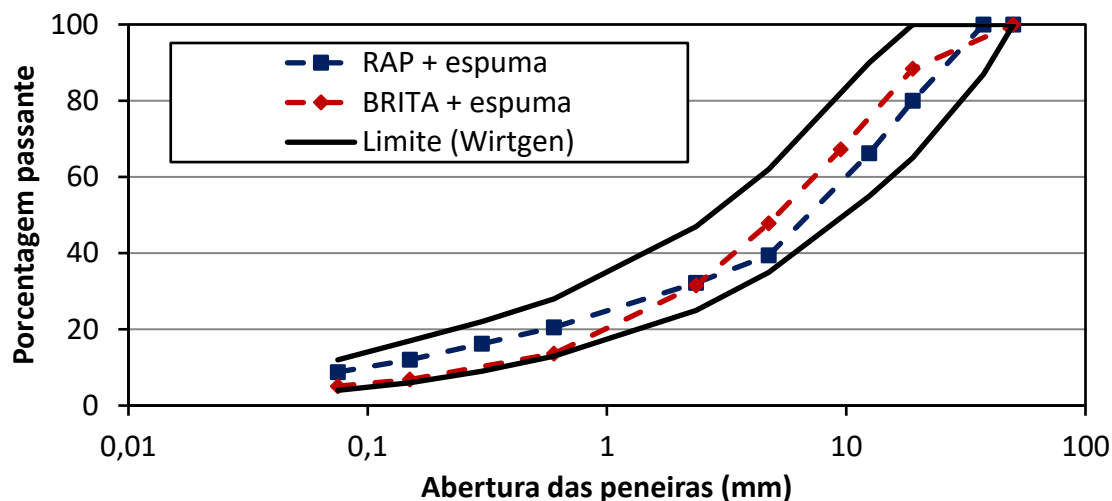


Figura 44. Distribuição granulométrica das bases com espuma

Em relação à dosagem dos dois materiais, as misturas foram compactadas por meio do uso do ensaio de compactação Proctor. Assim, foi determinado o teor ótimo de umidade baseado no valor de massa específica seca máxima, proveniente das curvas de compactação (**Figura 45**). Os parâmetros de dosagem são apresentados na **Tabela 16**. Por fim, foi realizado o ensaio de RT (seco e condicionado) para as duas bases espumadas, e os resultados são mostrados na **Figura 46**. Vale ressaltar que se recomenda valores mínimos de 0,225MPa e 0,100MPa, para a condição seca e condicionada, respectivamente.

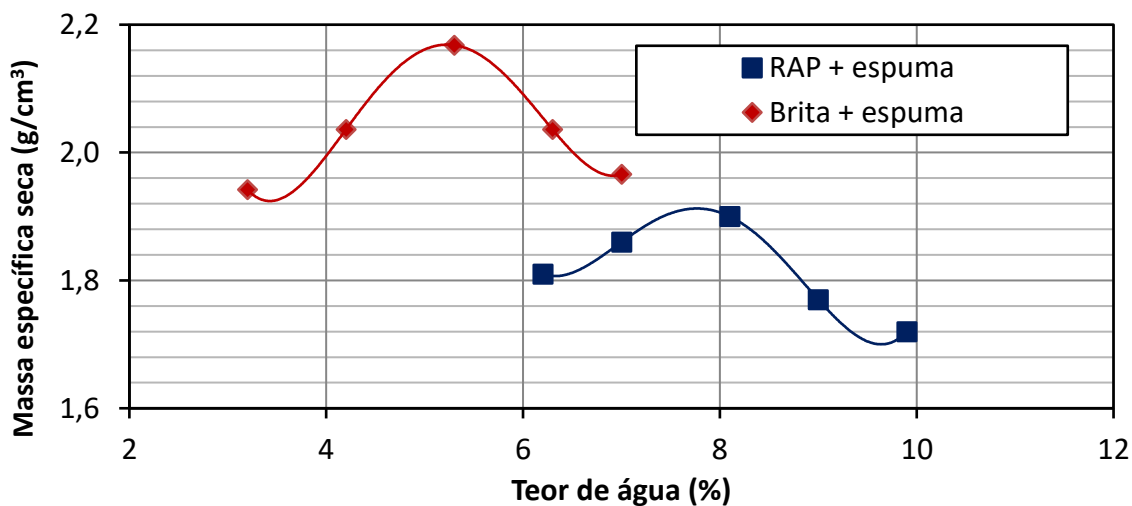


Figura 45. Curvas de compactação das bases estabilizadas com espuma

Tabela 16. Parâmetros das dosagens das bases estabilizadas com espuma

Parâmetro	RAP + espuma	Brita + espuma
Teor de CAP (%)	2,2	2,0
Massa específica seca máxima (g/cm ³)	1,914	2,168
Umidade ótima de compactação (%)	7,8	5,3

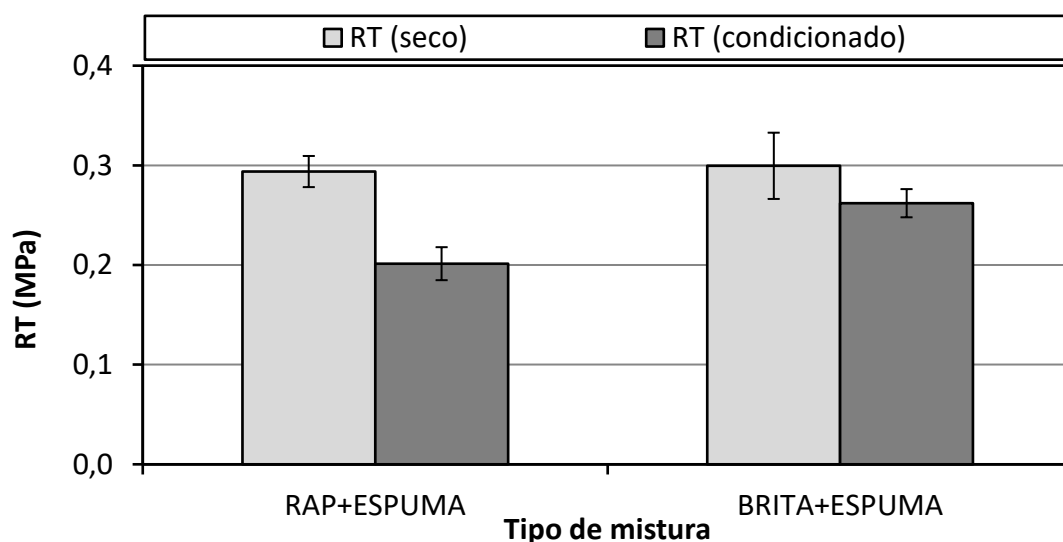


Figura 46. Resultados de RT das bases espumadas

3.3. Construção do trecho experimental (Fase II)

Durante esta etapa da pesquisa, foi inicialmente realizada a reconstrução do segmento 1 do trecho experimental da Fase I. Anteriormente, foi apresentada a estrutura existente e a nova estrutura que foi construída em substituição ao segmento deteriorado. Na sequência, é apresentado o descritivo do restante da obra (segmentos 5, 6, 7 e 8), que ocorreu no mês de maio de 2017.

3.3.1. Reconstrução do segmento 1 da Fase I

• Dia 1

Durante o primeiro dia do cronograma de execução da obra, foi realizada a mobilização de todos os equipamentos necessários, que permaneceram estacionados no canteiro de obras. A **Figura 47** mostra alguns dos equipamentos mobilizados.



(a)



(b)

Figura 47. Mobilização na obra: (a) rolos compactadores e (b) escavadeira

• Dia 2

Foi realizada a sinalização da obra, para que fosse possível dar início à execução dos serviços na rodovia com segurança. Inicialmente, foi realizado um levantamento defletoométrico com utilização do equipamento Viga Benkelman no pavimento existente. Os dados são apresentados na **Tabela 17**.

Tabela 17. Levantamento defletoométrico por meio de Viga Benkelman

Segmento 1 (Faixa 2)				
Estaca	Trilha interna	Trilha externa	Trilha interna D _f (0,01mm)	Trilha externa D _f (0,01mm)
	Leitura	Leitura		
948+780	-	5	-	15
948+790	5	-	15	-
948+800	-	25	-	75
948+810	24	-	72	-
948+820	-	23	-	69
948+830	36	-	108	-
948+840	-	30	-	90
948+850	20	-	60	-
948+860	-	30	-	90
948+870	24	-	72	-
948+880	-	27	-	81
948+890	30	-	90	-
948+900	-	19	-	57

* constante da viga = 3

A fresagem inicial da camada de revestimento foi realizada no sentido do tráfego, com largura de 3,8m e espessura de 6cm, por passada do equipamento, tendo início às 9h45min (**Figura 48a**). O RAP proveniente da fresagem do revestimento foi lançado em caminhões que realizaram o transporte do mesmo até o bota-espera ao lado da obra (**Figura 48b**).



(a)



(b)

Figura 48. Fresagem do revestimento: (a) fresadora e (b) estocagem do material

O serviço foi executado até 11h, onde foi solicitado a construtora um prazo para execução de ensaios de interesse da pesquisa, antes do início da fresagem da base existente. Foi realizado então levantamento deflectométrico com utilização de *Light Weight Deflectometer* (LWD) na base em BGS, para obtenção dos módulos da camada após sua vida útil de serviço (**Figura 49**). A média dos resultados obtidos foi 54,2MPa.

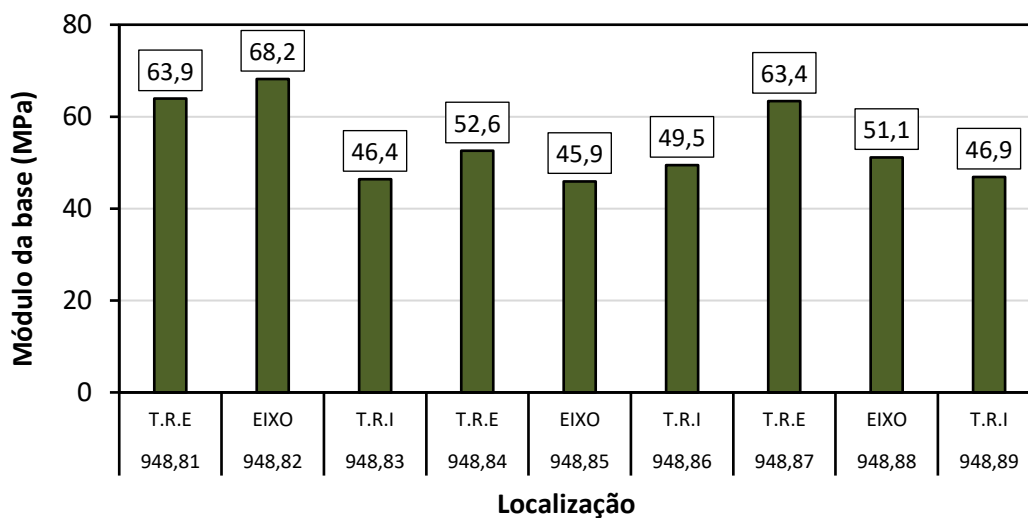


Figura 49. Módulos obtidos através da execução de ensaio com LWD

• Dia 3

Durante o terceiro dia, a fresadora apresentou defeitos e ficou à disposição dos mecânicos durante o período da manhã. Após a realização da manutenção, foi realizada a fresagem da camada de base em BGS normalmente, entre as 14h e 17h, conforme **Figura 50a**. Durante a remoção da camada, foi observada a presença de elevada umidade na camada de BGS durante a execução da fresagem, conforme **Figura 50b**. Isto ocorreu, pois, o revestimento antigo, que apresentava um grau de trincamento avançado, permitiu a infiltração de água da chuva nas camadas subjacentes.



(a)



(b)

Figura 50. Fresagem da camada de BGS: (a) fresadora e (b) umidade observada na camada de BGS durante a fresagem

- **Dia 4**

No quarto dia de obra, foi realizada a regularização da infraestrutura remanescente com a utilização de motoniveladora. Com a regularização finalizada, deu-se início a aplicação da camada de macadame seco, com espessura de 15cm. Foi aplicada inicialmente uma camada de bloqueio, com granulometria atendendo as porcentagens apresentadas na **Tabela 18**, com espessura de 2cm (**Figura 51**).

Tabela 18. Granulometria das camadas de bloqueio e enchimento

Bloqueio e enchimento			
Peneira	Abertura (mm)	% passante	
1"	25	100	100
3/4"	-	90	100
3/8"	23	50	85
No. 4	-	35	70



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 51. Regularização da infraestrutura remanescente: (a) nivelamento com motoniveladora, (b) aplicação da camada de bloqueio, (c) espalhamento da camada de bloqueio e (d) compactação da camada de bloqueio

Posteriormente, foi realizado o espalhamento da camada com agregados graúdos (**Figura 52a** e **Figura 52b**), com granulometria 100% passante na peneira de 150mm e entre 5% e 25% retido na peneira de 127mm, e a compactação da camada com rolo corrugado e liso (**Figura 52c** e **Figura 52d**).



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 52. Aplicação do macadame seco: (a) material graúdo utilizado na camada de macadame seco, (b) espalhamento com escavadeira, (c) camada compactada pelo rolo corrugado e (d) compactação final com rolo liso

- **Dia 5**

No quinto dia de obra, foi realizada a aplicação da camada de BGS com vibro acabadora (**Figura 53a**), de forma a garantir uma superfície homogênea e sem segregação do material. A compactação foi realizada com rolos pneumáticos e rolo liso vibratório (**Figura 53b** e **Figura 53c**) e devido à iminência de chuva, aplicou-se imediatamente após compactação a imprimação impermeabilizante (**Figura 53d**), para garantir o tempo mínimo de cura necessário e evitar infiltração de água na camada.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 53. Aplicação da camada de BGS: (a) aplicação com vibroacabadora, (b) compactação da camada com rolo pneumático, (c) compactação da camada com rolo liso vibratório e (d) imprimação executada

Após a completa cura do material, deu-se início a aplicação do CBUQ modificado por polímero. A aplicação foi realizada em duas camadas, sendo cada uma com 6cm de espessura. Foram utilizados dois rolos pneumáticos e um rolo tandem liso vibratório, para dar acabamento na superfície do material (**Figura 54**).



(a)



(b)

Figura 54. Aplicação da camada de CBUQ: (a) aplicação e (b) compactação com rolos pneumáticos e rolo liso vibratório

Foi realizada a medição da temperatura das massas nos caminhões, conforme **Tabela 19**, e foram coletadas amostras do CBUQ de cada um dos caminhões, para conferência da granulometria e teor de ligante asfáltico, além da realização de ensaios para determinação da massa específica máxima da mistura solta. Os resultados obtidos são apresentados na **Tabela 20**, **Tabela 21**, **Tabela 22**, **Tabela 23** e **Tabela 24**.

Tabela 19. Controle de temperatura do CBUQ

Caminhão (placa)	Chegada		Acabadora
	Hora	Temperatura (°C)	Temperatura (°C)
DCG-0852	18:36	152	152
EIV-4086	19:05	160	160
CPN-1765	20:40	154	154
FEI-6059	21:20	167	167
FRR-8819	21:43	157	157

Tabela 20. Extração, granulometria e RICE (caminhão 1)

UC-053-RMA-Arteris-19,0mm /2017					
1º Caminhão - Temp. 154°C - Trecho Experimental					
Peneiras		Passante Encontrado (%)	Projeto (%)	Faixa de Trabalho	
(ASTM)	mm			Lim. Inf (%)	Lim. Sup (%)
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	97,4	99,5	92,5	100,0
1/2"	12,7	77,6	75,6	68,6	82,6
3/8"	9,5	63,5	61,7	54,7	68,7
Nº 4	4,76	41,7	38,2	33,2	43,2
Nº 10	2	26,4	27,3	22,3	32,3
Nº 40	0,59	12,8	12,5	7,5	17,5
Nº 80	0,18	8,7	8,0	5,0	11,0
Nº 200	0,075	5,8	4,4	2,4	6,4

— Lim. Inf (%) — Lim. Sup (%) - - - Passante Encontrado (%)

CAP (%)	4,0	Massa Esp. Efetiva	
Rice (g/cm³)	2,508	(g/cm³)	2,673

Tabela 21. Extração, granulometria e RICE (caminhão 2)

UC-053-RMA-Arteris-19,0mm /2017					
2º Caminhão - Temp. 160°C - Trecho Experimental					
Peneiras		Passante Encontrado (%)	Projeto (%)	Faixa de Trabalho	
(ASTM)	mm			Lim. Inf (%)	Lim. Sup (%)
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	98,5	99,5	92,5	100,0
1/2"	12,7	73,7	75,6	68,6	82,6
3/8"	9,5	59,2	61,7	54,7	68,7
Nº 4	4,76	38,0	38,2	33,2	43,2
Nº 10	2	25,1	27,3	22,3	32,3
Nº 40	0,59	12,1	12,5	7,5	17,5
Nº 80	0,18	7,8	8,0	5,0	11,0
Nº 200	0,075	4,8	4,4	2,4	6,4

Gráfico de granulometria mostrando a curva de passante encontrado em relação ao tamanho das peneiras. O eixo X representa o tamanho em mm (0,08 a 37,5) e o eixo Y representa o percentual de passante (0 a 100%). A curva sólida representa o limite inferior (Lim. Inf (%)) e a curva tracejada representa o limite superior (Lim. Sup (%)). A curva de pontos representa o passante encontrado (Passante Encontrado (%)).

CAP (%)	3,8	Massa Esp. Efetiva	2,666
Rice (g/cm³)	2,511	(g/cm³)	

Tabela 22. Extração, granulometria e RICE (caminhão 3)

UC-053-RMA-Arteris-19,0mm /2017					
3º Caminhão - Temp. 154°C - Trecho Experimental					
Peneiras		Passante Encontrado (%)	Projeto (%)	Faixa de Trabalho	
(ASTM)	mm			Lim. Inf (%)	Lim. Sup (%)
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	99,1	99,5	92,5	100,0
1/2"	12,7	70,4	75,6	68,6	82,6
3/8"	9,5	58,8	61,7	54,7	68,7
Nº 4	4,76	39,1	38,2	33,2	43,2
Nº 10	2	26,7	27,3	22,3	32,3
Nº 40	0,59	13,1	12,5	7,5	17,5
Nº 80	0,18	8,6	8,0	5,0	11,0
Nº 200	0,075	5,5	4,4	2,4	6,4

Gráfico de granulometria mostrando a curva de passante encontrado (linha tracejada azul) entre os limites inferior (linha sólida preta) e superior (linha sólida preta) para o projeto. O eixo X representa o tamanho em mm (0,08 a 37,5) e o eixo Y representa o percentual de passante (0 a 100%).

Tamanho (mm)	Lim. Inf (%)	Passante Encontrado (%)	Lim. Sup (%)
0,08	2,4	5,5	6,4
0,18	5,0	8,6	11,0
0,59	7,5	13,1	17,5
2,00	22,3	26,7	32,3
4,76	33,2	39,1	43,2
9,50	54,7	58,8	68,7
12,70	68,6	70,4	82,6
19,10	92,5	99,1	100,0
25,00	100,0	100,0	100,0
37,50	100,0	100,0	100,0

CAP (%)	3,8	Massa Esp. Efetiva	2,668
Rice (g/cm³)	2,513	(g/cm³)	

Tabela 23. Extração, granulometria e RICE (caminhão 4)

UC-053-RMA-Arteris-19,0mm /2017					
4º Caminhão - Temp. 167°C - Trecho Experimental					
Peneiras		Passante Encontrado (%)	Projeto (%)	Faixa de Trabalho	
(ASTM)	mm			Lim. Inf (%)	Lim. Sup (%)
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	98,3	99,5	92,5	100,0
1/2"	12,7	71,6	75,6	68,6	82,6
3/8"	9,5	60,8	61,7	54,7	68,7
Nº 4	4,76	38,7	38,2	33,2	43,2
Nº 10	2	26,8	27,3	22,3	32,3
Nº 40	0,59	13,2	12,5	7,5	17,5
Nº 80	0,18	8,6	8,0	5,0	11,0
Nº 200	0,075	5,5	4,4	2,4	6,4

— Lim. Inf (%)
— Lim. Sup (%)
- - - Passante Encontrado (%)

CAP (%)	3,7	Massa Esp. Efetiva	2,656
Rice (g/cm³)	2,505	(g/cm³)	

Tabela 24. Extração, granulometria e RICE (caminhão 5)

UC-053-RMA-Arteris-19,0mm /2017					
5º Caminhão -Temp. 157°C - Trecho Experimental					
Peneiras		Passante Encontrado (%)	Projeto (%)	Faixa de Trabalho	
(ASTM)	mm			Lim. Inf (%)	Lim. Sup (%)
1 1/2"	37,5	100,0	100,0	100,0	100,0
1"	25	100,0	100,0	100,0	100,0
3/4"	19,1	98,7	99,5	92,5	100,0
1/2"	12,7	78,4	75,6	68,6	82,6
3/8"	9,5	61,7	61,7	54,7	68,7
Nº 4	4,76	36,7	38,2	33,2	43,2
Nº 10	2	24,0	27,3	22,3	32,3
Nº 40	0,59	12,2	12,5	7,5	17,5
Nº 80	0,18	8,1	8,0	5,0	11,0
Nº 200	0,075	5,3	4,4	2,4	6,4

Gráfico de granulometria mostrando a curva de passante encontrado em relação ao tamanho das peneiras. O eixo X representa o tamanho em mm (0,08 a 37,50) e o eixo Y representa o percentual de passante (0 a 100%). A curva de passante encontrado (linha tracejada azul) está entre as curvas de limite inferior (linha sólida preta) e limite superior (linha sólida preta).

CAP (%)	3,6	Massa Esp. Efetiva (g/cm³)	2,636
Rice (g/cm³)	2,492		

- Dia 6**

A **Figura 55** ilustra o trecho experimental executado. Foi realizada a extração de corpos de prova para determinação de suas densidades aparentes e verificação do volume de vazios na camada compactada. Os resultados são apresentados na sequência (**Tabela 25**).



Figura 55. Novo segmento 1 do trecho experimental recém executado

Tabela 25. Volume de Vazios da camada compactada

Resultados obtidos										
Identificação das Amostras						Volumetria		Espessuras		
Nº Cp	Km/Est.	Posição	Faixa	Comprimento (m)	Largura (m)	Massa Esp. Aparente (g/cm³)	Vazios (%)	Esp. Projeto (cm)	Esp. Pista (cm)	Relação (Proj/Pista)
1	948,810	T.R.E	2	100	3,8	2,371	5	12,0	11,1	0,9
2	948,820	EIXO	2	100	3,8	2,359	6	12,0	11,1	0,9
3	948,830	T.R.I	2	100	3,8	2,314	8	12,0	10,3	0,9
4	948,840	EIXO	2	100	3,8	2,293	8	12,0	10,9	0,9
5	948,850	T.R.E	2	100	3,8	2,345	6	12,0	11,3	0,9
6	948,860	EIXO	2	100	3,8	2,326	7	12,0	11,7	1,0
7	948,870	T.R.I	2	100	3,8	2,357	6	12,0	13,2	1,1
8	948,880	EIXO	2	100	3,8	2,330	7	12,0	12,5	1,0
9	948,890	T.R.E	2	100	3,8	2,373	5	12,0	11,2	0,9
10	948,900	EIXO	2	100	3,8	2,329	7	12,0	13,7	1,1
CAP (%)		3,8	IRI (m/km)	-		Tx. Ligante Residual (l/m²)		-		
RICE (g/cm³)		2,506	M Esp Efetiva (g/cm³)	2,660		Volume Aplicado (m³)		-		
DUI (%RRT)		-				Mancha de areia		-		
ANÁLISE ESTATÍSTICA										
Nº Amostras		10	Média	6,6	X Máx	8		Análise Volumétrica		
Const. K		1,21	Desvio Padrão	1,0	X Mín	5				
Espessura		0,86								

Além da reconstrução do segmento 1 do trecho experimental da Fase I, foi feita a construção do trecho experimental referente à Fase II do projeto, composto por quatro segmentos. Na sequência, é apresentado o descritivo da obra, que foi realizada no mês de julho de 2017.

3.3.2. Construção do trecho experimental da Fase II

- **Dias 1 e 2**

No primeiro dia programado para o início da obra, houve apenas a mobilização dos equipamentos e a entrega dos materiais das bases espumadas. No segundo dia, deu-se início à fresagem (**Figura 56**) do pavimento antigo, em uma espessura total de 31cm. Foram duas passadas da fresadora, o que totalizou em uma largura de 4m, e um comprimento de 200m, correspondente à abertura das duas primeiras caixas onde seriam aplicadas as bases com adição de cimento (BGTC e brita + RAP + cimento).



(a)



(b)



(c)

Figura 56. Fresagem do pavimento antigo (Fase II): (a) fresadora, (b) caixa aberta após a fresagem e (c) controle da fresadora

Após a abertura da caixa por meio de fresagem, foi realizado o espalhamento da base composta por BGTC, em camada única de 25cm de espessura, por meio do uso de vibroacabadora (modelo AF5000 da marca Ciber). A compactação foi iniciada com o uso do rolo do tipo pé de carneiro (corrugado), de forma a garantir o grau de compactação desejado para a parte inferior camada. Na sequência, foram utilizados rolos lisos vibratórios para garantir a compactação da parte superior da camada e para finalizá-la. A **Figura 57** apresenta a sequência de atividades.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 57. Aplicação da camada de BGTC:(a) e (b) espalhamento do material, (c) compactador de rolo pé de carneiro e (d) compactador de rolo liso

Após a compactação da camada, foi realizado o ensaio para a obtenção da densidade *in situ* e consequente verificação do grau de compactação (GC), conforme mostrado na **Figura 58**. O resultado obtido foi de um valor de 115%. É recomendável que o GC seja de no mínimo 100%.



(a)

(b)

Figura 58. Verificação da densidade in situ por meio do frasco de areia: (a) abertura do buraco e (b) colocação da areia

Após a finalização da camada de BGTC, foi realizada a imprimação da camada (**Figura 59**). Por questões operacionais, foi utilizada a caneta (espargidor manual, **Figura 59a**) no início e no final da execução, porém a maior parte da camada foi imprimada com o uso da barra espargidora (**Figura 59b**). A determinação da taxa de imprimação foi realizada por meio do método da bandeja, resultando num valor de 1,3L/m².



(a)



(b)



(c)

Figura 59. Imprimação da camada de BGTC: (a) uso da caneta espargidora, (b) uso da barra espargidora e (c) aparência da BGTC após a imprimação

• Dia 3

No terceiro dia de obra, foi realizada a fresagem para abertura da caixa para a aplicação do segmento 7. A espessura total de fresagem foi de 28cm, com largura de 4cm. Neste procedimento, foi realizado um escalonamento do pavimento para evitar a infiltração de água nas camadas inferiores. Em seguida, foi feita a aplicação da camada de base composta por RAP + espuma (**Figura 60a**) em duas etapas, dividindo-se em duas camadas de 12,5cm. A primeira camada foi compactada com rolo corrugado (**Figura 60b**) e rolo de pneus (**Figura 60c**); a segunda camada (superior) foi compactada por meio do uso do rolo liso vibratório e do rolo de pneus. Por fim, foi feito o ensaio de frasco de areia (**Figura 60d**) para determinação da densidade in situ, e o resultado de grau de compactação médio obtido foi 105%.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 60. Aplicação da camada de RAP + espuma: (a) espalhamento do material, (b) compactador de rolo pé de carneiro, (c) compactador de rolo de pneu e (d) ensaio de frasco de areia

Durante o período da tarde, foi realizada a aplicação da camada de base composta por material reciclado com cimento (brita + RAP + cimento), como mostra a **Figura 61a**. A execução dessa camada seguiu procedimentos similares àquela realizada anteriormente para a camada de BGTC, com compactação com rolo pé de carneiro, seguida pela compactação com rolo liso (**Figura 61b**). O valor obtido para grau de compactação neste caso foi de 111% (**Figura 61c**). A pintura de ligação teve uma taxa de aplicação de $1,8\text{L/m}^2$. Para esta camada, foram compactados corpos de prova (**Figura 61d**) para uma verificação posterior de suas propriedades mecânicas e volumétricas.





Figura 61. Aplicação da camada de brita + RAP + cimento: (a) espalhamento do material, (b) compactador de rolo liso, (c) produção de corpos de prova e (d) ensaio de frasco de areia

3.4. Instrumentação do trecho experimental

3.4.1. Testes em laboratório

Inicialmente, foram realizados testes em laboratório para determinação da forma de instrumentação e realização das leituras em campo. Com este propósito, foram adquiridos *strain gauges* da marca HBM modelo LY11–10/120, com grade de medição de 10mm de comprimento por 4,6mm de largura, conforme **Figura 62**, além de terminais de soldas.

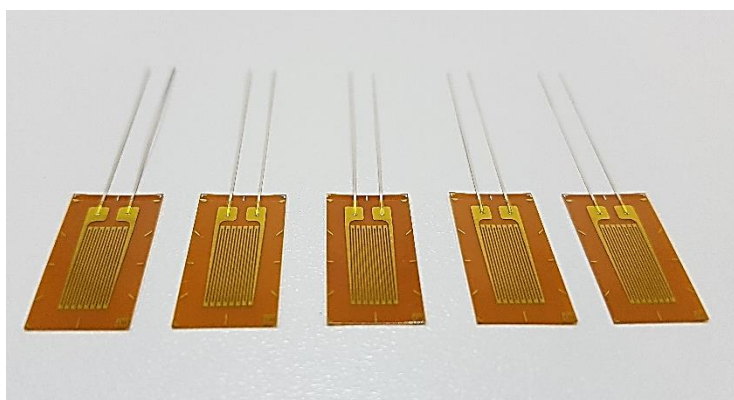


Figura 62. Strain Gages HBM - LY11 - 10/120

Foram colados 4 sensores em uma vigota de CBUQ de 380mm de comprimento por 63mm de largura e 50mm de altura, sendo 3 sensores nas laterais e 1 sensor no centro da fibra inferior. Esse procedimento foi realizado visando a verificação da possibilidade de determinar o diagrama de tração e compressão no material através dos sensores laterais, e por meio deste diagrama determinar a deformação na fibra inferior. A **Figura 63** ilustra o procedimento de colagem dos sensores na vigota de laboratório.

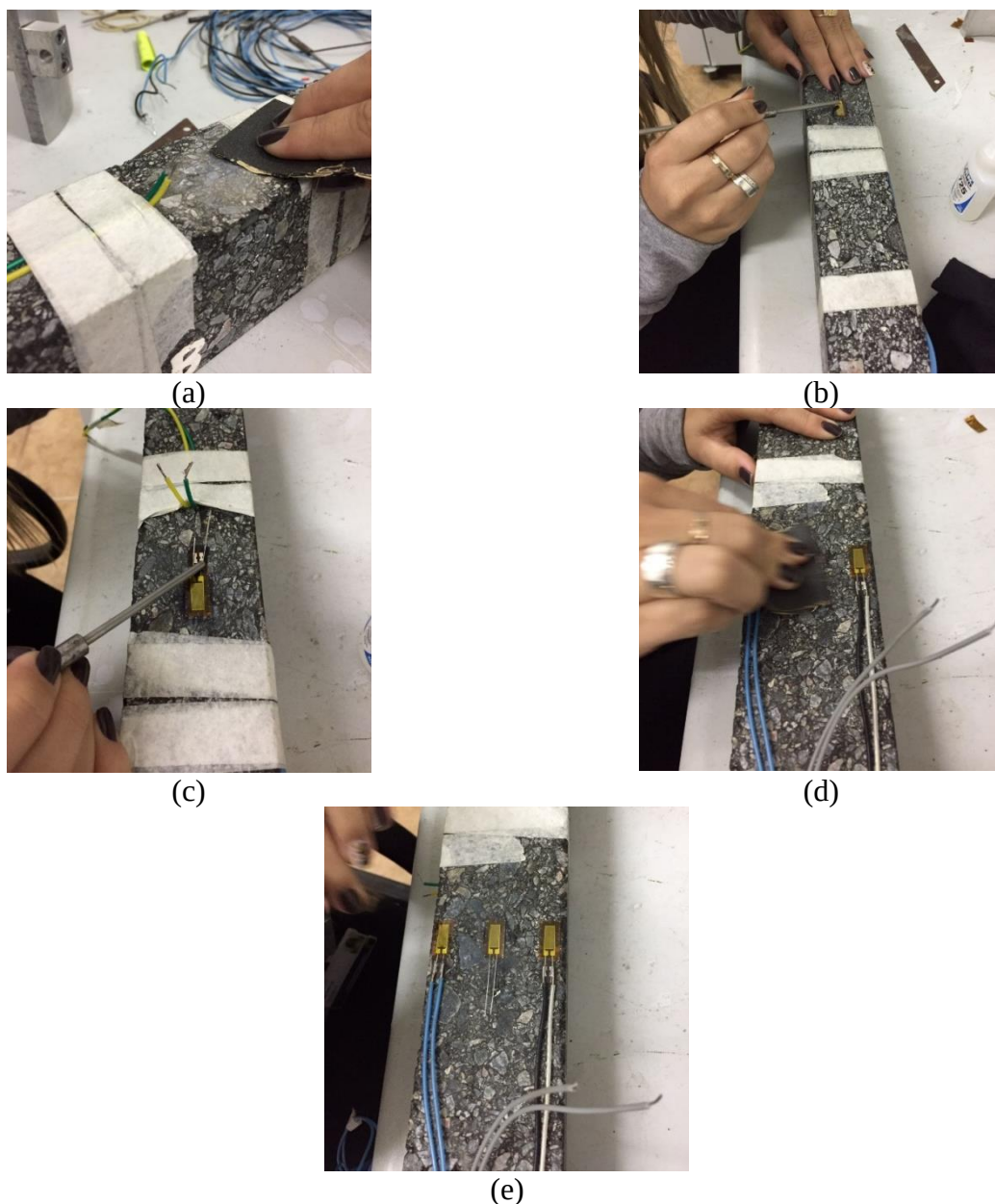


Figura 63. Colagem dos sensores em vigota: (a) preparação da vigota para colagem do sensor da fibra inferior, (b) colagem do *strain gauge* na fibra inferior da vigota, (c) realização da solda dos cabos de aquisição no sensor, (d) preparação da lateral da vigota para colagem dos sensores e (e) colagem dos sensores na lateral da vigota

Os sensores laterais foram colados a 0,78, 3,3 e 5,8cm de profundidade, determinados a partir do topo da vigota, e o sensor colado na fibra inferior apresentou distanciamento de 6,39cm da fibra superior da amostra. A vigota foi submetida ao ensaio de flexão em quatro pontos, que permite induzir deformações de flexão controladas na amostra, de forma a ser possível verificar se as leituras dos sensores estavam coerentes. A **Figura 64** ilustra o equipamento utilizado.



Figura 64. Equipamento para flexão da vigota em 4 pontos

Foi aplicada uma taxa de deformação de $300\mu\text{m/m}$ na fibra inferior da amostra em uma frequência de 10Hz. A **Figura 65** ilustra os dados obtidos durante a indução da deformação no material.

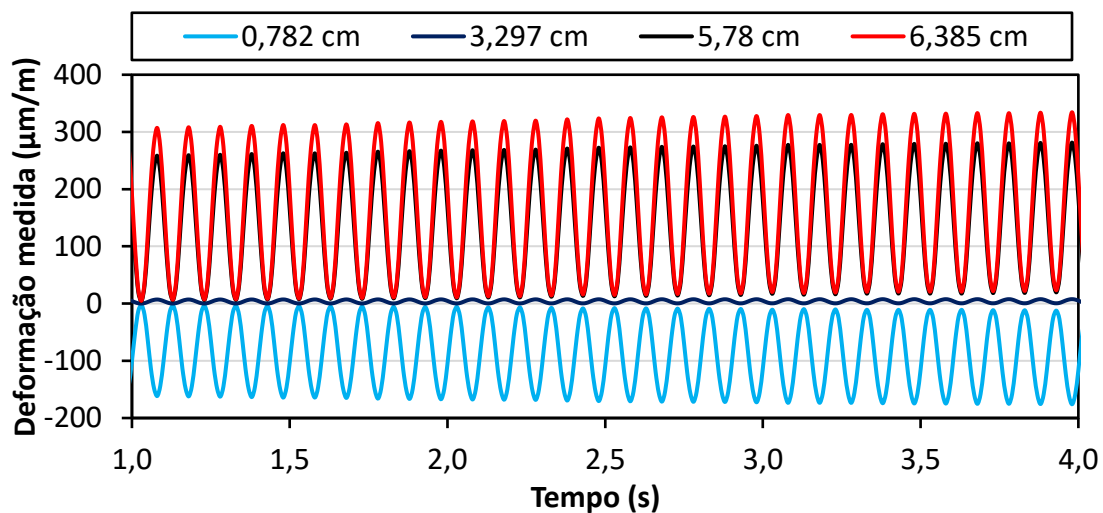


Figura 65. Deformações obtidas através dos sensores de deformação colados na vigota

É possível observar que o sensor colado a 6,39cm de profundidade, ou seja, na fibra inferior da amostra, apresentou leituras de deformações coerentes, na ordem de $300\mu\text{m/m}$. É possível inferir também que o sensor colado na lateral inferior do corpo de prova, a 5,78cm de profundidade, apresentou deformações inferiores ao sensor da fibra inferior, conforme era esperado. O sensor colado no centro do corpo de prova, ou a 3,40cm de profundidade em relação à superfície, apresentou deformação quase imperceptível, visto que foi colado muito próximo à linha neutra. Por último, o sensor colado na lateral superior da vigota, a 0,78cm de distância da superfície, apresentou deformações de compressão.

Através da observação dos dados, os mesmos foram tratados para identificação das deformações máximas e verificação do diagrama de tração e compressão do material submetido à flexão. A **Figura 66** ilustra o diagrama obtido para os picos de deformações na amostra ensaiada.

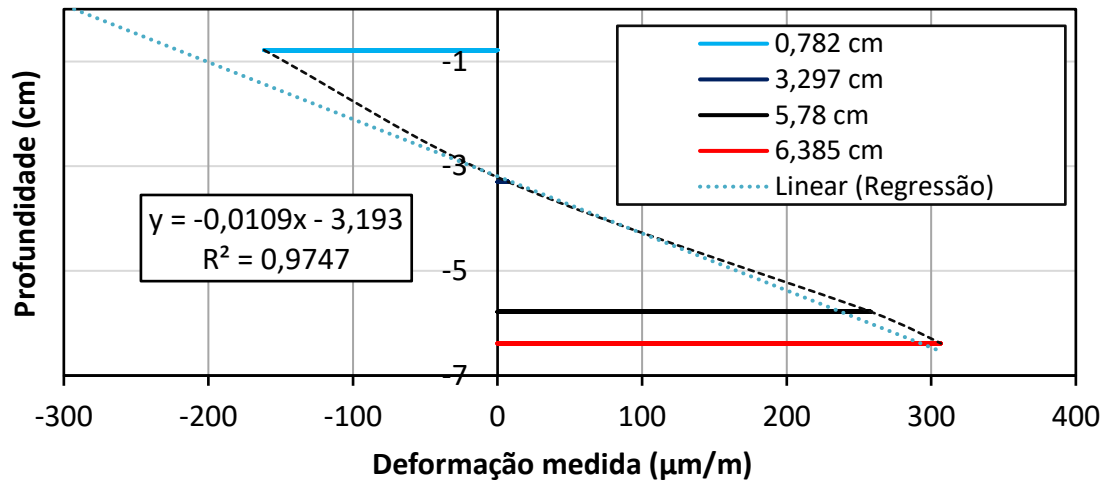


Figura 66. Diagrama de tração e compressão obtido através de flexão em 4 pontos

Após a avaliação dos dados, foi confirmada a possibilidade de criação do diagrama de tração e compressão do material submetido à flexão, o que nos permite determinar as deformações em qualquer ponto da camada compactada, inclusive em suas fibras superior e inferior, independente dos sensores estarem colados lateralmente.

Desta forma, foi determinado que a instrumentação do trecho experimental deveria ocorrer conforme o experimento realizado, ou seja, seriam abertos pequenos cortes na camada de rolamento, onde os sensores seriam colados lateralmente para determinação do diagrama de deformações sofridas através das solicitações provenientes dos pneus dos veículos.

Para utilização em campo, foram adquiridos *strain gauges* da marca HBM modelo K-CLY4-10/120-1000-1-120-O, com grade de medição de 100mm de comprimento por 4,9mm de largura, sendo este modelo pré-cabeado, para evitar a danificação dos sensores ao soldar os fios para aquisição de dados. A escolha pelo sensor de maior comprimento ocorreu devido à recomendação do fabricante em respeitar a relação 1:5 entre o diâmetro máximo dos agregados da mistura e o sensor, para garantia de maior precisão na medição da deformação. A **Figura 67** ilustra os *strain gauges* adquiridos.



Figura 67. Strain Gages HBM - LY11 - 10/120

3.4.2. Instrumentação em campo

Com objetivo de avaliar o comportamento mecânico e variação térmica que ocorrem de fato no trecho experimental, sensores de deformação (*strain gauges*) e de temperatura foram instalados nos dois trechos tratados com espuma de asfalto. Os sensores de deformação são da HBM, com resistência de $120\ \Omega \pm 0.35\%$. Os sensores de temperatura, por sua vez, são do tipo termorresistores modelo PT100 3 fios haste 5 x 35mm. Esses dois trechos foram escolhidos tendo em vista a dificuldade de caracterizá-los em termos de seu comportamento mecânico. Alguns estudos consideram que esse material deve ser considerado como granular, e sua rigidez é dependente da tensão de confinamento (Asphalt Academy, 2009; Fu et al., 2010; Guatimosim et al., 2018). Outros estudos, por outro lado, consideram que os materiais tratados com espuma de asfalto apresentam comportamento viscoelástico e sua rigidez é dependente tanto da variação de temperatura quando da frequência de carregamento (Ebels, 2008; Godenzoni et al., 2017; Nivedya et al., 2018). Dessa forma, a partir dos dados dos sensores de deformação e temperatura, espera-se obter um melhor entendimento do comportamento deste tipo de material, comparando as medições de campo com as simulações computacionais. A **Figura 68** apresenta a sequência de etapas para instalação desses sensores. A **Figura 69** apresenta os sensores de temperatura e deformação já devidamente instalados.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 68. Etapas de instalação dos sensores: (a) marcação da posição dos cortes, (b) execução dos cortes com serra, (c) limpeza dos cortes e (d) instalação dos sensores



(a)



(b)

Figura 69. Vista superior dos sensores de (a) temperatura e (b) deformação já instalados

A **Figura 70** e a **Figura 71** apresentam croquis com o objetivo de melhor ilustrar a posição dos sensores instalados nos trechos com base estabilizada com espuma de asfalto (Fases I e II). No trecho de RAP + espuma da Fase I (12cm de CBUQ e 25cm de base) foram instalados um total de 9 *strain gauges* (3 posições longitudinais diferentes e 3 profundidades) e 1 sensor de temperatura (topo da base).

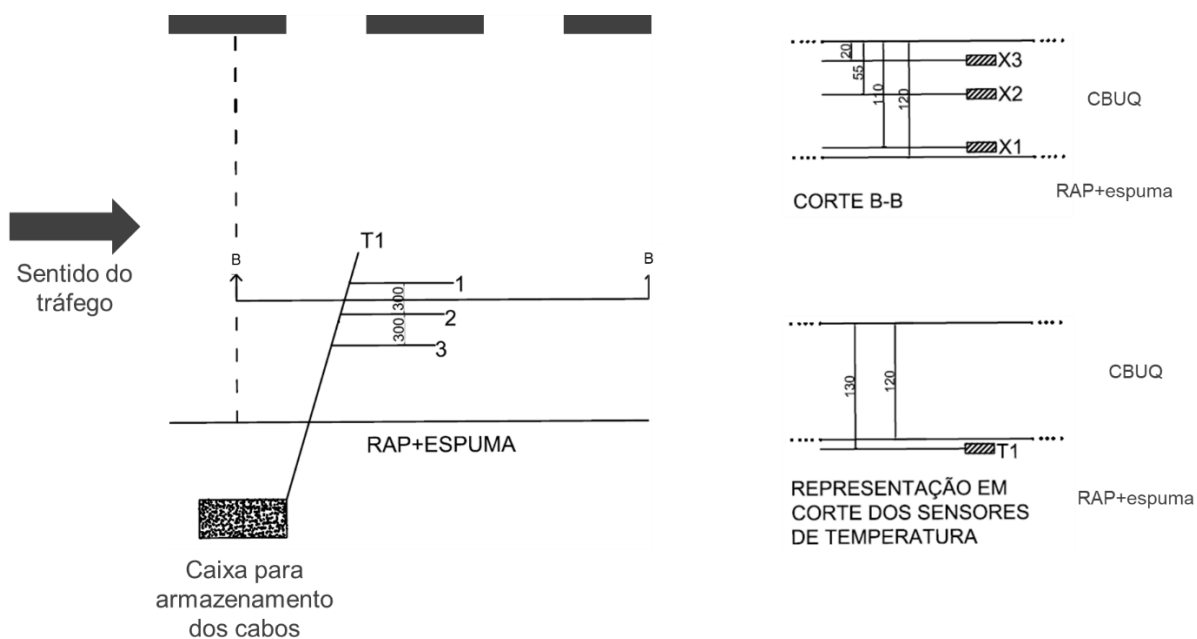


Figura 70. Croquis com indicação da posição dos sensores no trecho de RAP + espuma (Fase 1)

Para o trecho de RAP + espuma da Fase II, foram instalados 3 sensores tipo *strain gauges* (3 posições longitudinais e 1 profundidade) e 2 sensores de temperatura (topo e fundo da camada de base).

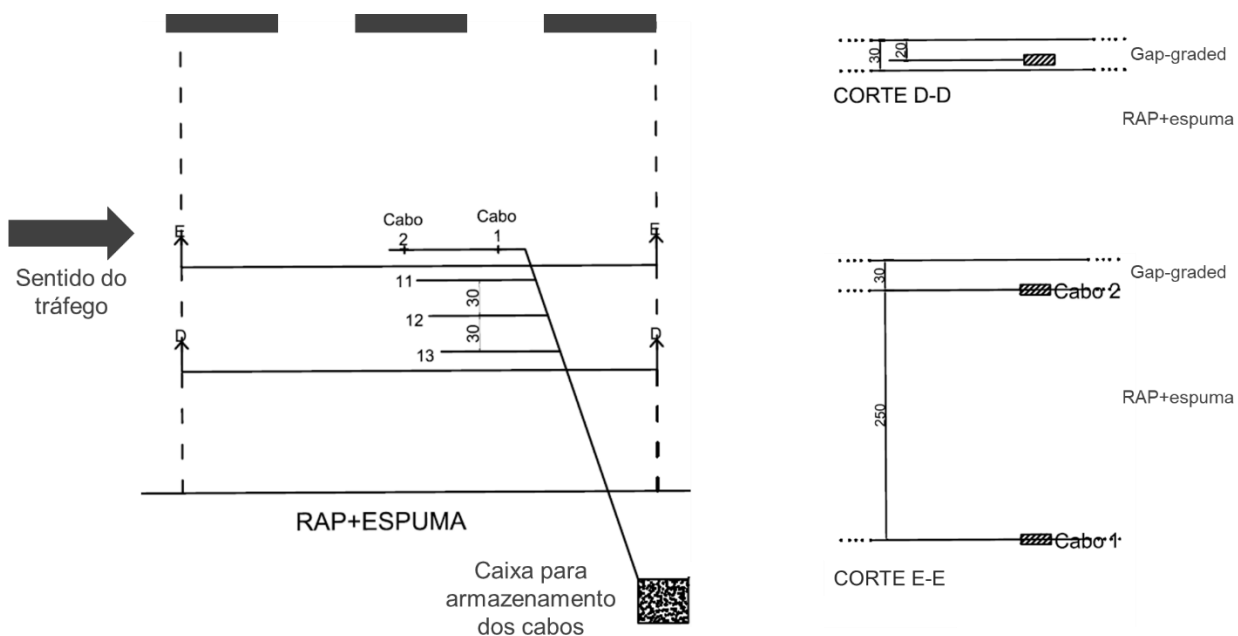


Figura 71. Croquis com indicação da posição dos sensores no trecho de RAP + espuma (Fase II)

Foram realizados os cortes no pavimento de acordo com a configuração definida anteriormente para instalação dos sensores. A **Figura 72** ilustra o procedimento de corte com utilização de serra *cliper*.

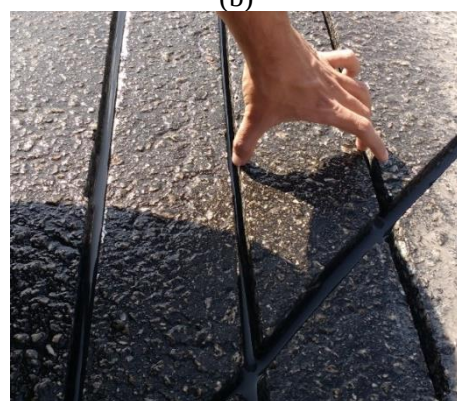
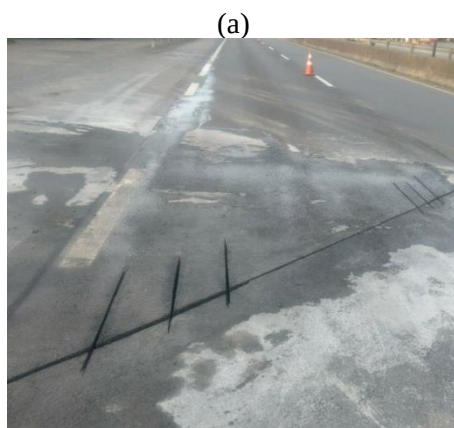


Figura 72. Corte do pavimento para a colocação dos sensores: (a) corte do pavimento para passagem do cabeamento, (b) corte do pavimento para colagem dos sensores, (c) cortes finalizados e (d) cortes longitudinais para instalação dos sensores

Devido à presença de umidade e sujeira proveniente do procedimento de corte, foi necessária a realização de limpeza no local. Inicialmente, foi realizada uma lavagem, principalmente dentro dos cortes onde os sensores seriam colados. Após a lavagem e secagem dos cortes e da superfície, foi utilizado um pano umedecido com álcool isopropílico para remoção de quaisquer outras formas de sujeira e também do pó ainda presente dentro dos cortes. A **Figura 73** ilustra os procedimentos descritos acima.

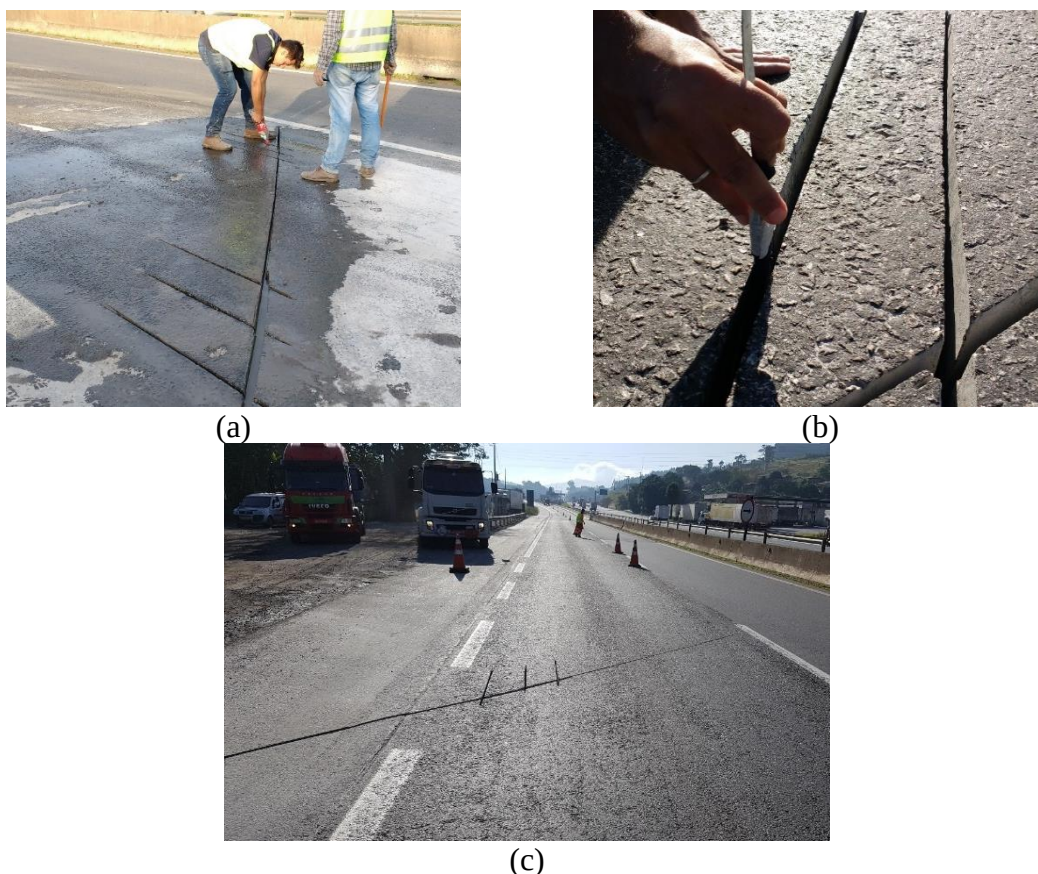
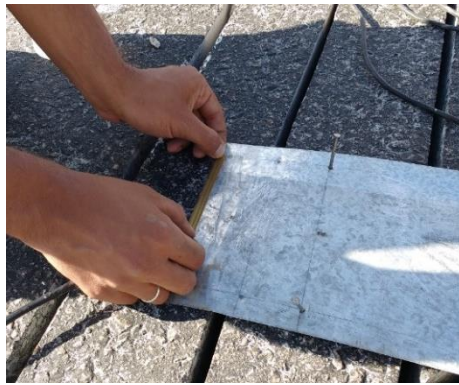


Figura 73. Preparação do pavimento para a colocação dos sensores: (a) lavagem dos cortes, (b) limpeza interna dos cortes com álcool isopropílico e (c) aparência do segmento após a realização da limpeza

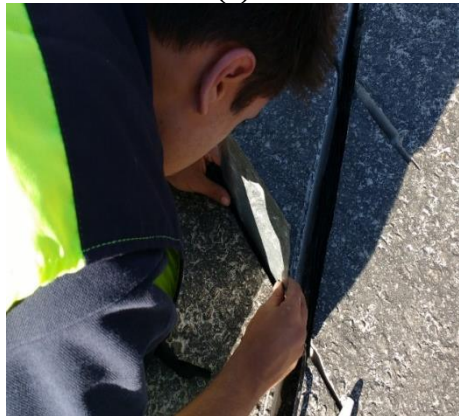
Para instalação dos sensores, foi utilizada uma chapa metálica e fita adesiva dupla face. A placa foi adaptada para que os sensores alcançassem profundidades de 11, 6 e 2cm da superfície do pavimento. As fitas adesivas do tipo dupla face foram coladas na extremidade inferior da placa, de forma a fixar os sensores nesta posição para inserção nos cortes do pavimento. Os sensores foram então fixados na fita adesiva, e foi aplicada cola a base de cianoacrilato na superfície exposta do sensor, garantindo que quando o mesmo entrasse em contato com o pavimento, permanecesse aderido na camada após a remoção da placa metálica. A **Figura 74** ilustra os procedimentos adotados.



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)

Figura 74. Colocação dos sensores: (a) fixação do *strain gage* na placa metálica, (b) aplicação de cola a base de cianoacrilato na superfície do *strain gage*, (c) inserção do *strain gage* no corte transversal do pavimento, (d) sensor colado na parede do corte, a 11cm de profundidade e (e) sensores colados a 2, 6 e 11cm de profundidade

Após a instalação dos sensores em pista, foi realizado o fechamento dos cortes com utilização de CAP de forma a impermeabilizar os sensores, e evitar possíveis processos corrosivos. A **Figura 75** mostra o procedimento realizado.

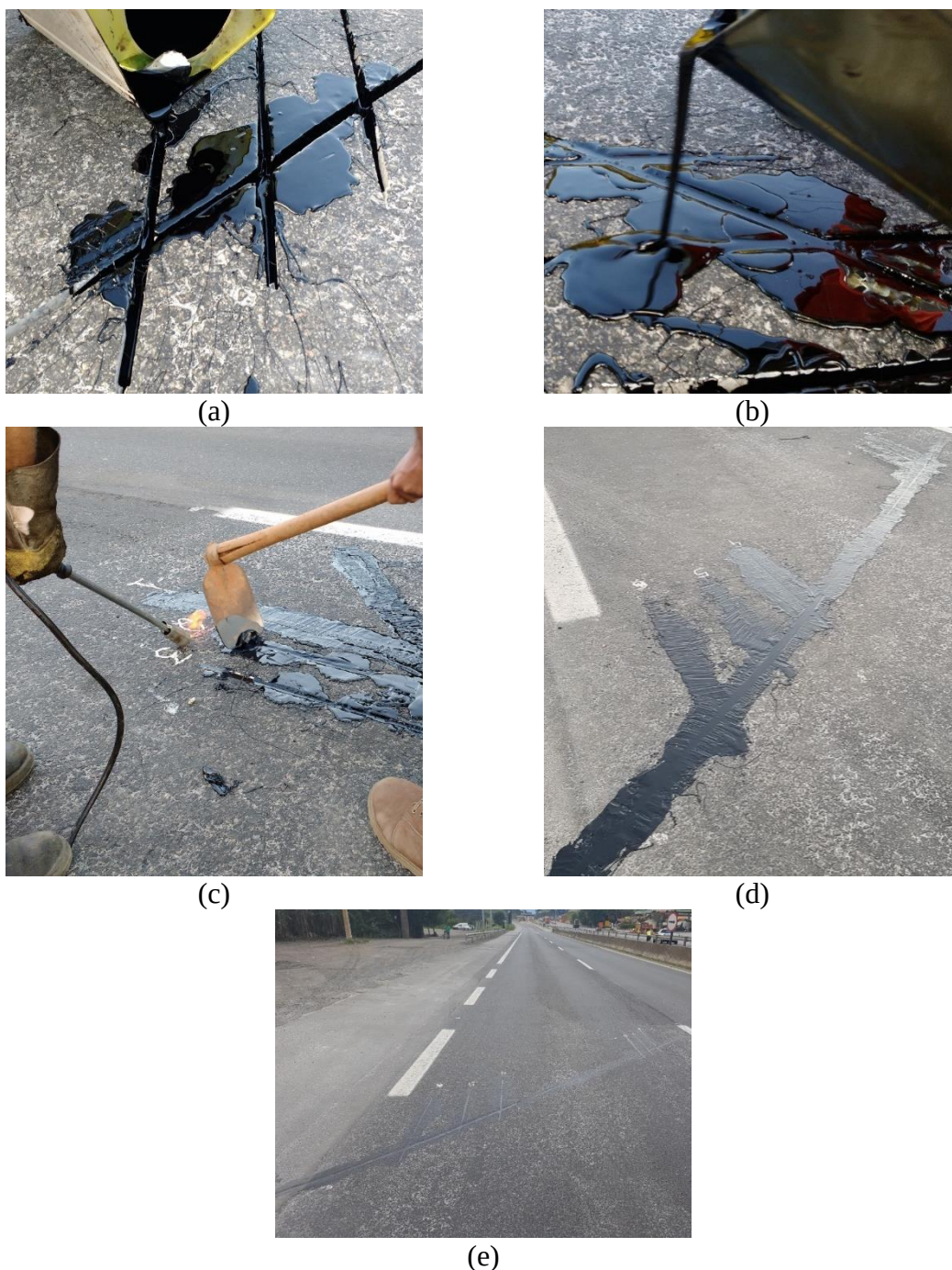


Figura 75. Fechamento dos cortes: (a) aplicação de CAP nos cortes do pavimento, (b) CAP derramado sobre a superfície do pavimento, (c) remoção do excesso de CAP com utilização de maçarico e enxada, (d) aparência do serviço após remoção do excesso de CAP da superfície do pavimento e (e) serviço finalizado

Foi construída uma caixa de alvenaria para suporte e proteção dos fios conectados aos sensores, para que a aquisição de dados fosse executada de maneira rápida, prática e fácil. A caixa está localizada ao lado do acostamento da rodovia, próxima a um poste, devido à possibilidade de utilização da energia elétrica (**Figura 76**).



(a)



(b)



(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 76. Colocação da caixa de aquisição de dados: (a) preparação do terreno, (b) processo construtivo, (c) caixa acabada, (d) abertura da vala para passagem do cabeamento, (e) cabos conectados aos sensores e (f) tubulação para passagem do cabeamento

4. ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os materiais utilizados na composição das diversas camadas dos segmentos do trecho experimental foram levados para o laboratório para a caracterização por meio de diferentes ensaios. Para o presente relatório, a apresentação dos resultados será dividida entre: (i) ligantes asfálticos, tanto das misturas estabilizadas que compõe as camadas de base, como das misturas asfálticas da camada de revestimento; (ii) misturas asfálticas a quente que compõe o revestimento; (iii) misturas a frio estabilizadas com ligante asfáltico; e (iv) materiais cimentados. Para fins de comparação, alguns ensaios apresentados neste relatório trazem resultados obtidos para materiais testados na Fase I do projeto e podem já ter sido apresentados anteriormente, a fim de facilitar a comparação entre materiais.

4.1. Ligantes asfálticos

4.1.1. *Ligantes asfálticos das misturas a frio estabilizadas com ligante asfáltico*

Os ligantes asfálticos utilizados para os quatro materiais de base que contém material estabilizado com ligante asfáltico foram avaliados em função de suas propriedades viscoelásticas lineares com a utilização do reômetro de cisalhamento dinâmico.

O CAP utilizado na mistura de RAP + emulsão (Fase I) foi obtido a partir do processo de extração da emulsão asfáltica, que continha, além do CAP, água e emulsificante em sua composição, enquanto que o CAP da mistura de RAP + espuma (Fase I) foi coletado antes do processo de produção da espuma.

Para as misturas de RAP + espuma e brita + espuma (Fase II), o CAP foi extraído e recuperado a partir das misturas, que já se encontravam estabilizadas em campo durante a construção do trecho experimental. Os procedimentos seguiram as recomendações das normas ASTM D2172-17 (método B) e ASTM D1856-09 (método Abson) para extração e recuperação de ligante, respectivamente.

Em seguida, amostras de 25mm de diâmetro e 1mm de altura foram moldadas e ensaiadas no reômetro. A **Figura 77** abaixo apresenta a sequência de preparação do ensaio, desde a moldagem até o ajuste do gap de 1mm antes da execução do ensaio. As amostras foram preparadas seguindo a norma ASTM D7175-15.

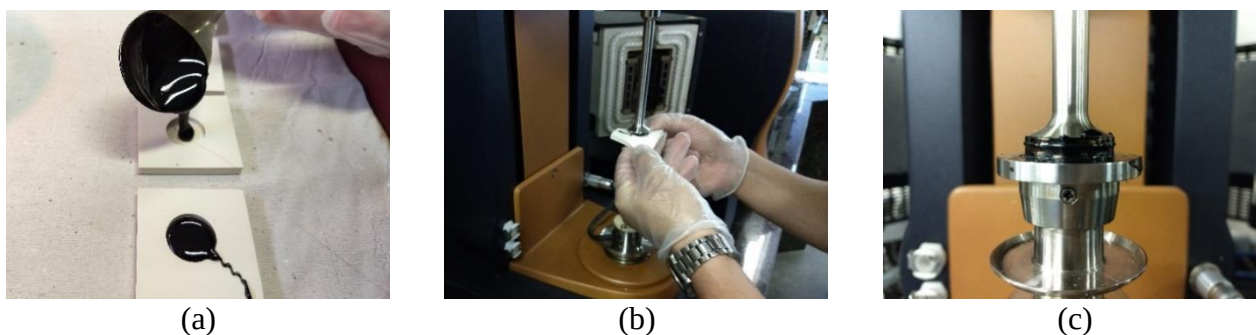
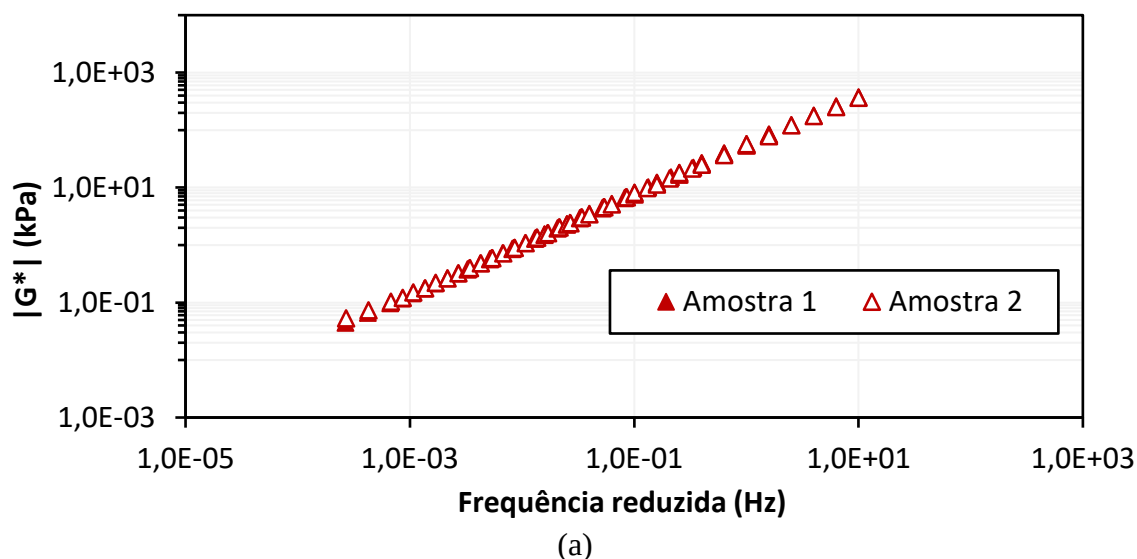
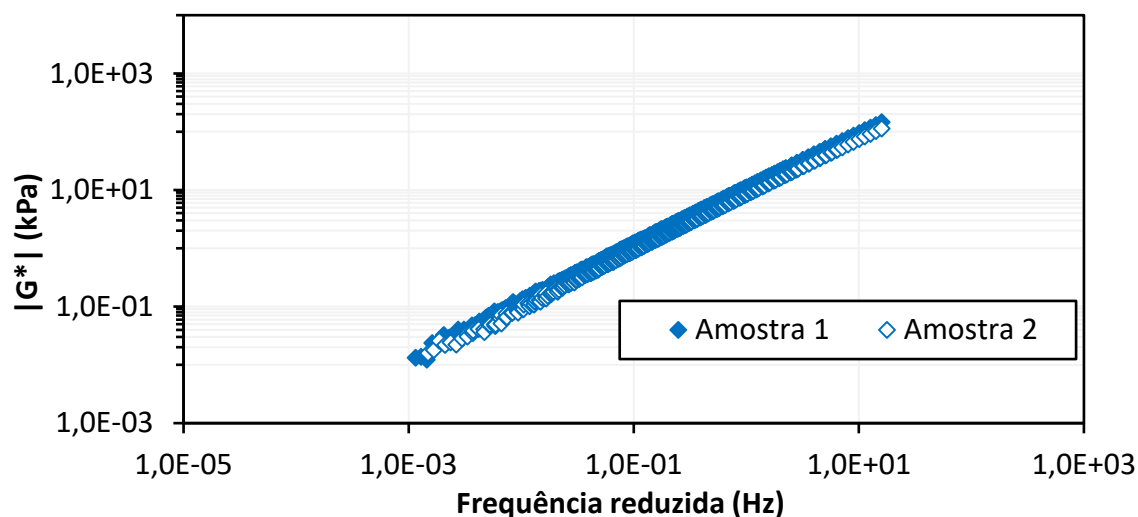


Figura 77. Ensaio no reômetro: (a) moldagem das amostras, (b) posicionamento das amostras no reômetro e (c) ajuste do gap de 1mm entre os pratos paralelos.

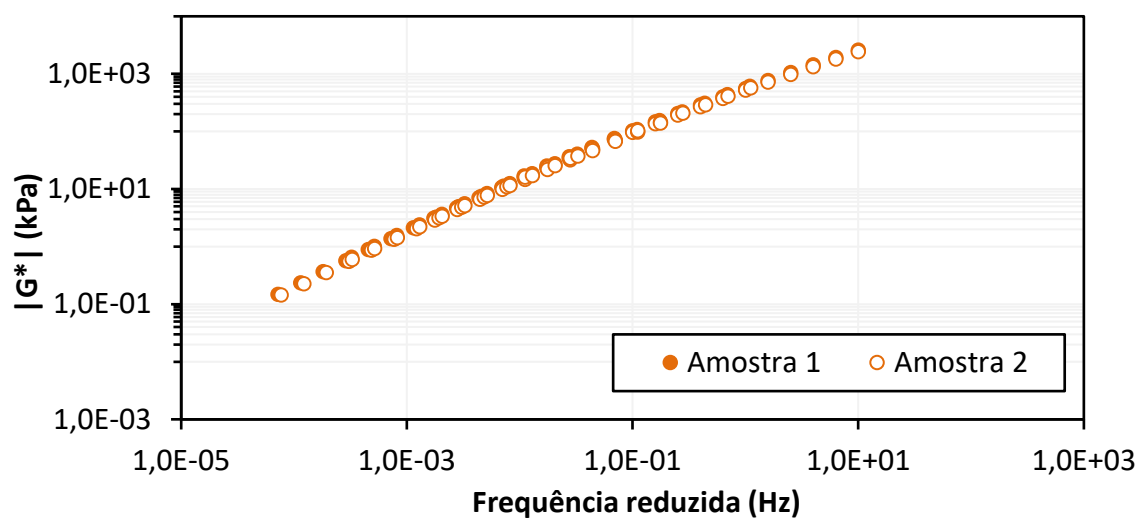
Para a determinação das curvas mestras, uma deformação de 0,1% foi aplicada a todas as amostras, com frequência variando de 0,1 a 10Hz em 5 temperaturas diferentes: 40, 50, 60, 70, e 80°C. Duas amostras de cada ligante foram ensaiadas e as curvas mestras foram determinadas à temperatura de referência de 40°C. Vale ressaltar que os resultados de $|G^*|$ também são utilizados como dados de entrada no software 3D-Move Analysis para simulação mecânica da estrutura do pavimento.

As curvas mestras do módulo de cisalhamento dinâmico ($|G^*|$) de cada uma das réplicas são apresentadas separadamente por tipo de ligante asfáltico na **Figura 78** (temperatura de referência de 40°C).

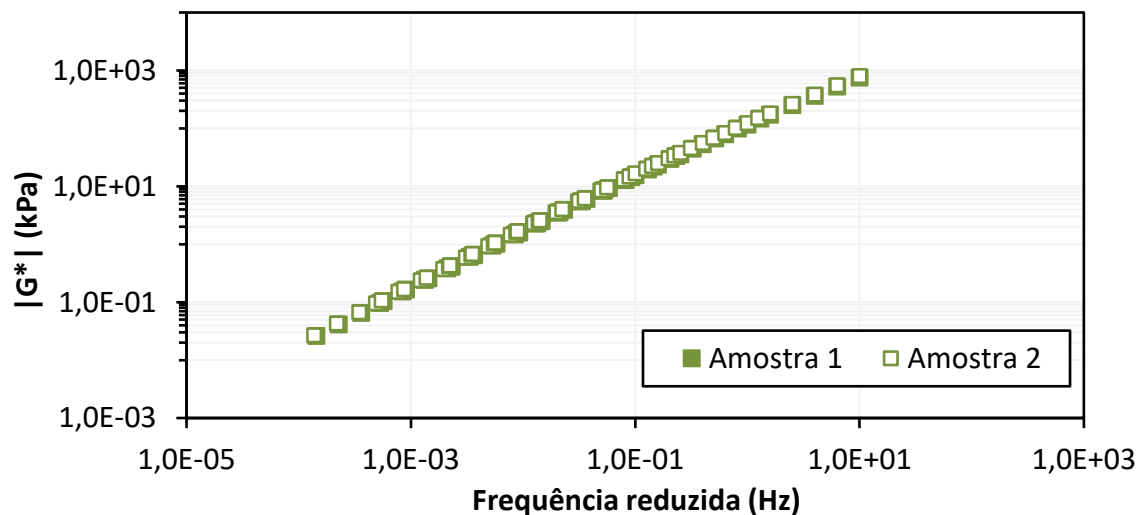




(b)



(c)



(d)

Figura 78. Curvas mestras dos CAPs das misturas de base: (a) RAP + emulsão (Fase I), (b) RAP + espuma (Fase I), (c) RAP + espuma (Fase II) e (d) brita + espuma (Fase II)

A **Figura 79** apresenta as curvas mestras do $|G^*|$ para os ligantes das quatro bases estabilizadas com ligante asfáltico à temperatura de referência de 40°C, plotadas em um mesmo gráfico, para fins de comparação.

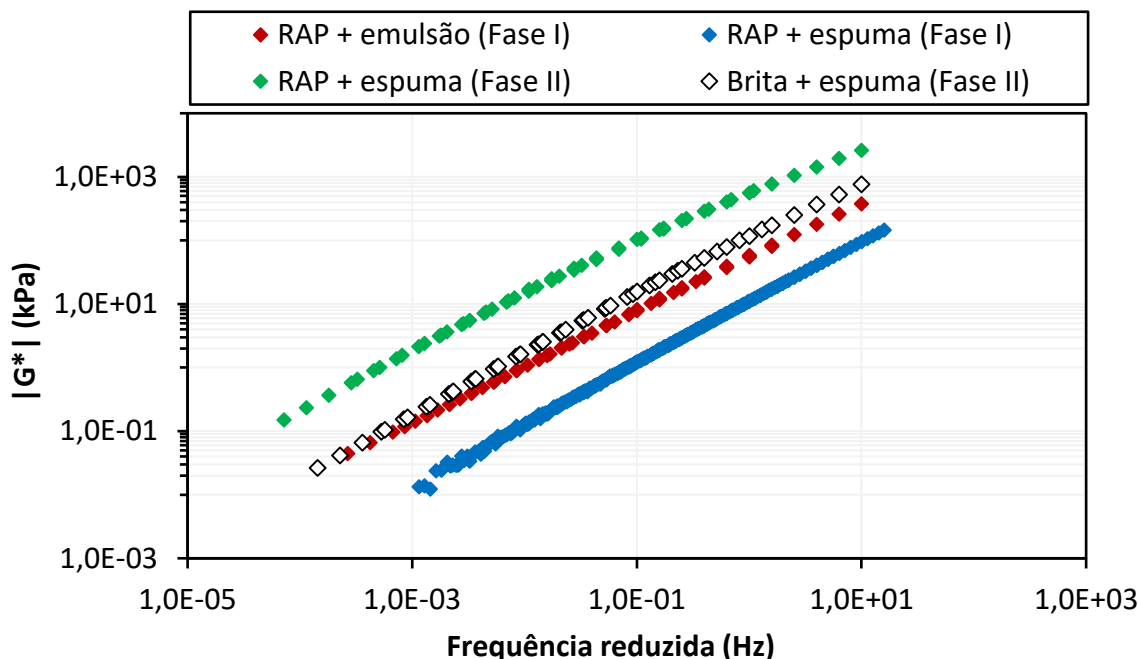


Figura 79. Curvas mestras dos CAPs de todas as misturas de base estabilizadas com ligante asfáltico

Os CAPs das misturas da Fase II apresentaram valores de $|G^*|$ superiores em relação aos demais materiais. Uma das possíveis razões para essa diferença é o nível de envelhecimento do RAP utilizado em cada uma das Fases do projeto. Vale acrescentar que o CAP da mistura de RAP + espuma (Fase II) apresentou rigidez superior ao CAP da mistura de Brita + espuma, pois o ligante da espuma se misturou com o ligante presente no RAP após o processo de extração. Tendo em vista que o ligante do RAP está mais oxidado, sua mistura com o ligante da espuma resulta no aumento da rigidez.

Por fim, o ligante da mistura de RAP + espuma da Fase I apresentou valores de $|G^*|$ reduzidos, indicando baixa rigidez em comparação com os demais ligantes avaliados. O CAP da mistura de RAP + emulsão da Fase I, por outro lado, apresentou valores elevados de $|G^*|$ em relação ao CAP da mistura de RAP + espuma da Fase I, possivelmente devido a menor viscosidade do CAP utilizado para a base com espuma.

4.1.1.1. Comparação do método de obtenção do resíduo da emulsão

Tendo em vista que os resultados de $|G^*|$ são utilizados como dados de entrada no software *3D-Move Analysis*, a caracterização adequada dos ligantes asfálticos é essencial. Para a mistura de RAP + emulsão, a obtenção do resíduo da emulsão é necessária, pois após a ruptura da mesma apenas o resíduo permanece recobrindo os agregados no campo. Com o objetivo de comparar qual o método mais adequado para obtenção do resíduo da emulsão asfáltica, para posterior análise reológica, dois métodos distintos foram adotados: (i) ABNT NBR 14896-12 e (ii) ASTM D7497-09.

No primeiro método (ABNT), aproximadamente 300g de emulsão asfáltica é mantida em estufa a $130 \pm 5^\circ\text{C}$, de forma a garantir que a água evapore e uma massa constante seja obtida. Foram necessárias aproximadamente 25h para que a massa constante fosse atingida. Durante o processo o recipiente com emulsão asfáltica deve ser constantemente homogeneizado com espátula. A **Figura 80** apresenta algumas das etapas do processo de obtenção do resíduo da emulsão asfáltica.



Figura 80. Emulsão asfáltica: (a) transferência da emulsão asfáltica para recipiente metálico e (b) resíduo da emulsão após evaporação a 130°C

Para o segundo método (ASTM), o resíduo da emulsão asfáltica também é obtido por evaporação da água, porém com temperatura reduzida. A emulsão asfáltica é despejada em recipiente de forma a garantir uma taxa de $1,5\text{kg}/\text{cm}^2$. Posteriormente, o conjunto é mantido a $25 \pm 2^\circ\text{C}$ durante $24 \pm 1\text{h}$ seguido por mais $24 \pm 1\text{h}$ a $60 \pm 2^\circ\text{C}$. É importante ressaltar que o segundo método tem como objetivo obter o resíduo da emulsão para posterior caracterização no reômetro de cisalhamento dinâmico, diferentemente do primeiro método, que objetiva apenas determinar o teor do ligante residual. Por este motivo, o segundo método recomenda temperaturas mais reduzidas para

minimizar efeitos de envelhecimento no ligante e, conseqüentemente, alterar suas propriedades reológicas. A **Figura 81** apresenta a película do ligante asfáltico residual após 24h a 25°C.



Figura 81. Resíduo da emulsão após 24h a 25°C

A **Figura 82** apresenta as curvas mestras do $|G^*|$ à temperatura de referência de 40°C para as amostras obtidas pelo método ABNT e ASTM. Ambas as réplicas estão apresentadas abaixo.

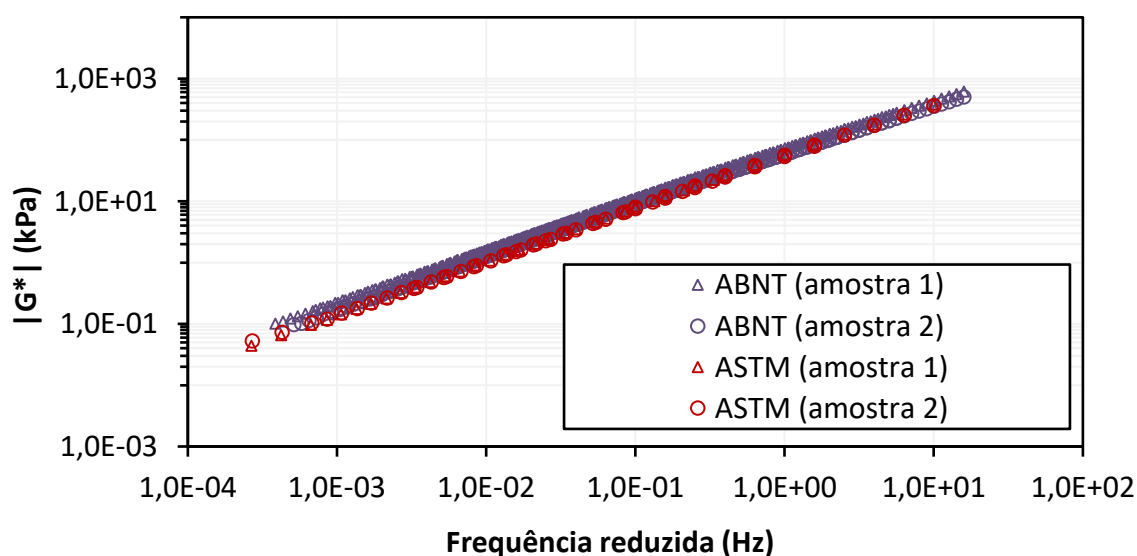


Figura 82. Curvas mestras do CAP obtido pelo método ABNT e pelo método ASTM

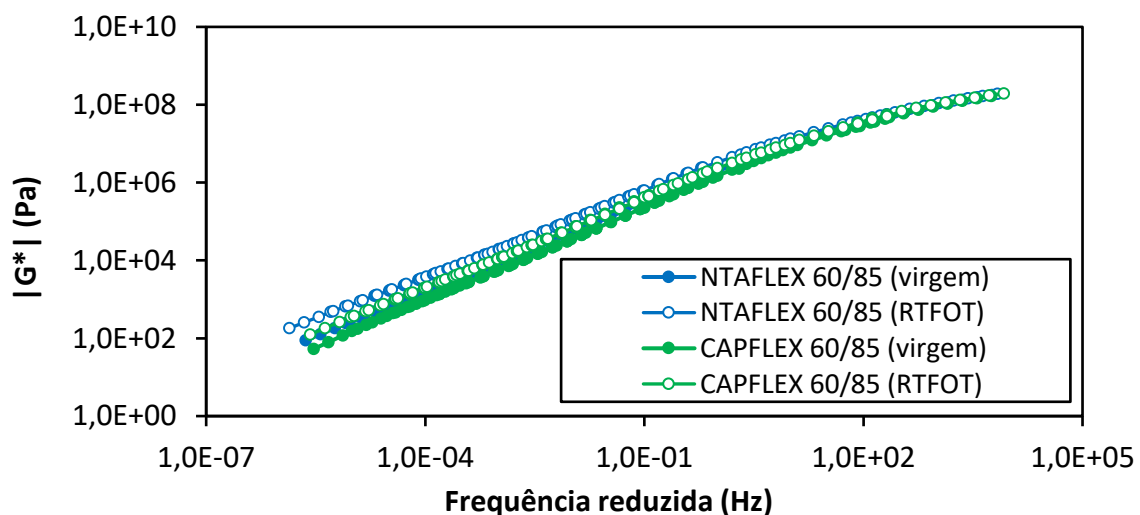
Da **Figura 82**, observa-se que as amostras obtidas pelo método da ABNT apresentam $|G^*|$ ligeiramente superior, devido à temperatura de obtenção do resíduo de 130°C que pode ter ocasionado o envelhecimento do ligante asfáltico. Porém, considerou-se para análise nesta pesquisa que a diferença das curvas mestras entre os métodos de obtenção do resíduo não é significativa. Isto indica que, apesar de a norma da ABNT não ser destinada para obter o resíduo para ensaios

posteriores no reômetro, o envelhecimento do ligante é reduzido, com pequenas diferenças no $|G^*|$ em relação ao método recomendado pela ASTM.

4.1.2. Ligantes asfálticos das misturas asfálticas usinadas a quente

Os ligantes asfálticos modificados (CAPs) utilizados na construção de todas as camadas de revestimento do trecho experimental da Fase II e na reconstrução do segmento 1 deteriorado da Fase I foram caracterizados em termos de suas propriedades reológicas e resistência aos dois principais mecanismos de dano: fadiga e deformação permanente. Foram testados dois ligantes asfálticos, que foram utilizados: (i) na mistura asfáltica de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ) do segmento reconstruído da Fase I (denominado de NTAFLX 60/85) e (ii) nas misturas asfálticas de CBUQ e gap-graded dos quatro segmentos do trecho experimental da Fase II (denominado de CAPFLEX 60/85).

A caracterização das propriedades viscoelásticas lineares foi realizada em termos de obtenção da curva mestra. O ensaio foi feito a uma deformação controlada de 0,1%, com varredura de frequência de 0,1 a 10 Hz e varredura de temperatura de 0 a 80°C (com incrementos de 10°C). A **Figura 83** apresenta os resultados de módulo de cisalhamento dinâmico ($|G^*|$) e ângulo de fase (δ) para amostras virgens e amostras envelhecidas no equipamento de envelhecimento em curto prazo, o *rolling thin film oven test* (RTFOT). A temperatura de referência para a construção das curvas mestras foi de 20°C.



(a)

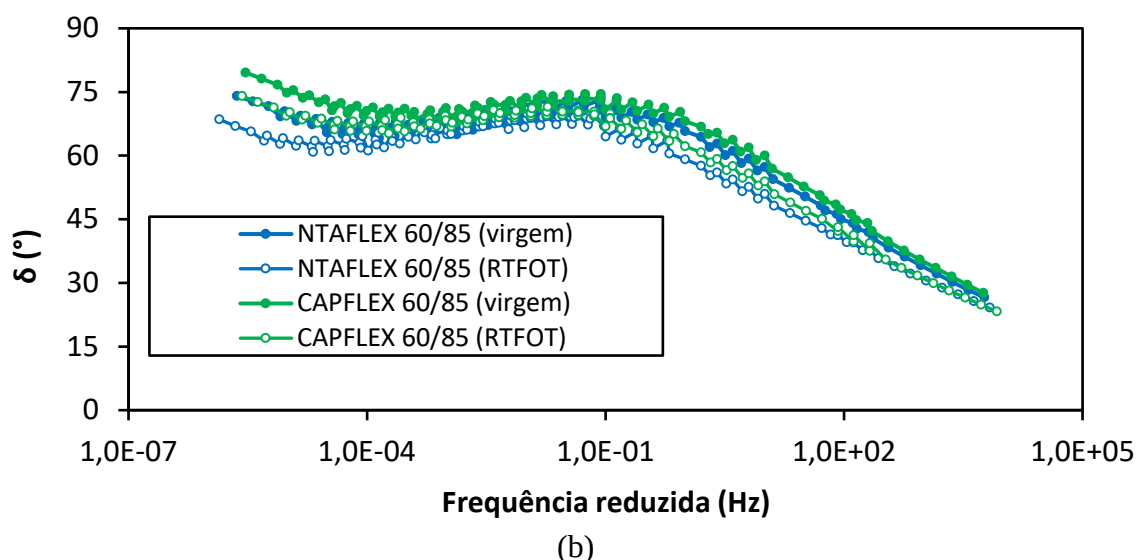
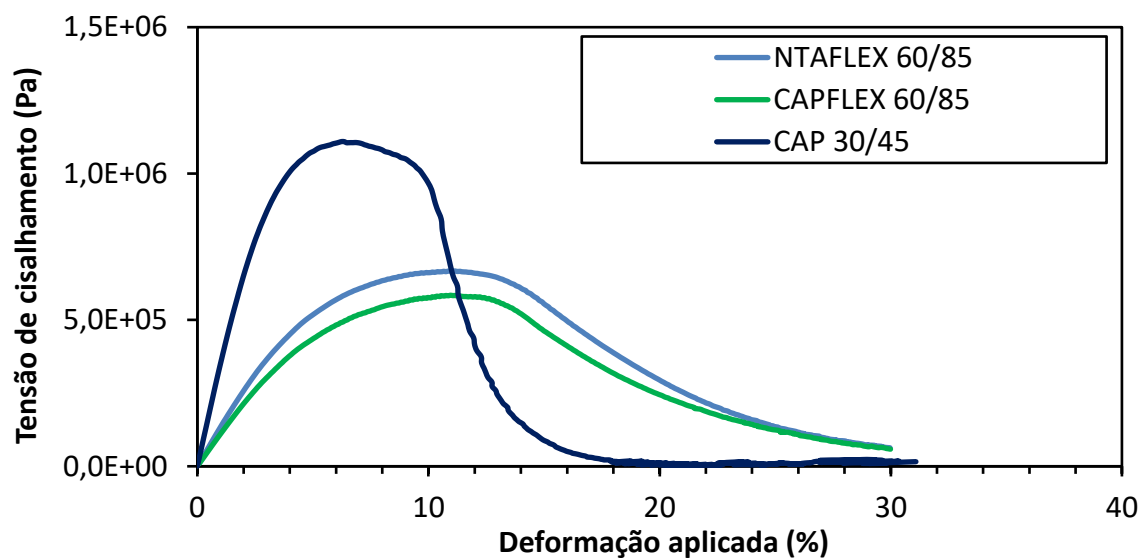


Figura 83. Curvas mestras dos CAPs das misturas de revestimento: (a) módulo de cisalhamento dinâmico e (b) ângulo de fase

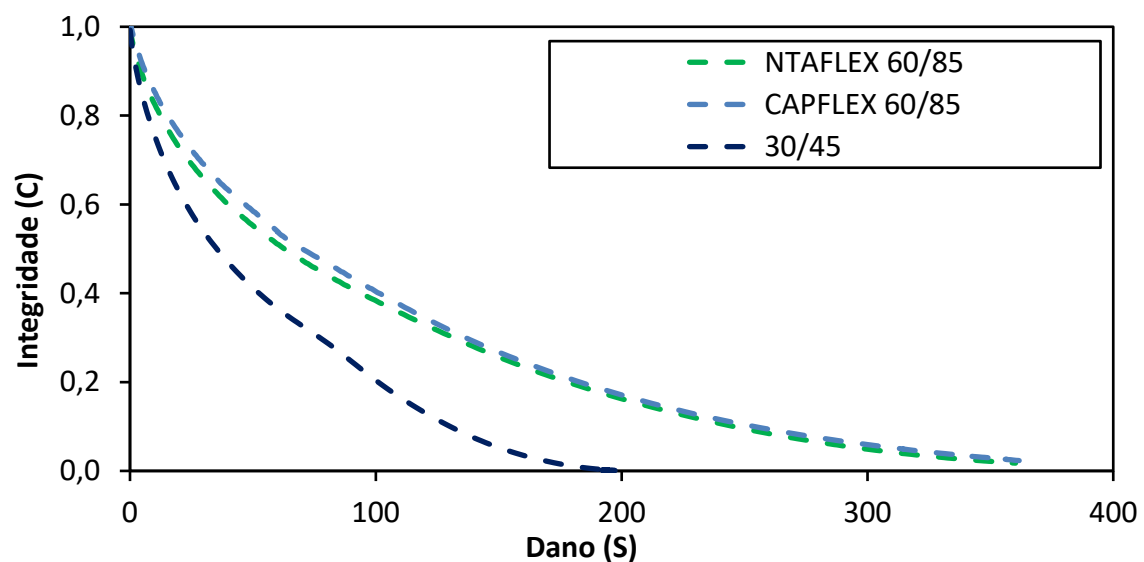
Os resultados indicam que os dois ligantes asfálticos são muito similares em termos de rigidez, o que era esperado, uma vez que ambos possuem a mesma classificação para asfalto modificado por polímero (AMP). A diferença é mais pronunciada para frequências baixas, ou seja, temperaturas elevadas, com o ligante CAPFLEX 60/85 (utilizado nas misturas asfálticas dos segmentos da Fase II) tendo uma rigidez menor, indicando um possível comportamento inferior à deformação permanente. O envelhecimento dos materiais em curto prazo provocou um aumento na rigidez dos CAPs. Em relação ao ângulo de fase, o ligante asfáltico mais rígido (NTAFLEX 60/85) teve menores valores, indicando uma maior elasticidade. O envelhecimento em curto prazo de ambos os ligantes também levou os materiais a uma menor viscosidade em relação à sua condição inicial. Por fim, o comportamento das quatro amostras estudadas foi similar para as diferentes temperaturas/frequências analisadas, uma vez que a forma da curva mestra foi semelhante para todos os materiais.

Em seguida, os CAPs foram estudados em termos de resistência ao trincamento por fadiga e à deformação permanente. O ensaio de *linear amplitude sweep* (LAS), para análise da fadiga, foi realizado por meio da norma AASHTO TP101 (2014), que divide o ensaio em duas partes. A primeira parte consiste em uma varredura de frequência de 0,2 a 30Hz a uma deformação controlada de 0,1%, para a obtenção das propriedades viscoelásticas lineares do material ensaiado. O segundo passo é uma varredura de amplitude de deformação de 0 a 30% com incrementos lineares, durante aproximadamente 300 segundos, a uma frequência constante de 10Hz. O critério de ruptura é considerado no ponto onde ocorre o valor máximo da tensão de cisalhamento durante o ensaio. A partir dessa consideração, a evolução do dano na amostra é calculada por meio do modelo

do *simplified viscoelastic continuum damage* (S-VECD), e então a equação de fadiga para cada material é obtida, em função da deformação. Para este ensaio, as amostras foram envelhecidas em curto prazo no RTFOT. Duas amostras de cada ligante asfáltico foram analisadas. Os resultados são apresentados em diferentes etapas. Primeiramente, a **Figura 84a** apresenta a curva de tensão versus deformação durante o ensaio, e a **Figura 84b** mostra as curvas características de dano, também conhecidas como curvas C versus S. Nestes gráficos, os resultados do CAP 30/45 (não modificado), utilizado na mistura asfáltica do trecho experimental da Fase I, também são apresentados para efeito comparativo.



(a)



(b)

Figura 84. Ensaio de fadiga nos ligantes asfálticos: (a) curva de tensão versus deformação e (b) curva característica de dano

Os dois CAPs modificados se comportam de maneira muito similar quanto à evolução do dano, uma vez que suas curvas de integridade praticamente se colapsam ao longo da maior parte do ensaio. Em relação à ruptura das amostras, o pico do valor de tensão foi muito próximo para os dois materiais. Apesar disso, é possível perceber que o CAPFLEX 60/85 gerou menos energia dissipada durante o ensaio, uma vez que sua curva de tensão versus deformação está mais para baixo. A comparação entre os materiais modificados e o CAP não modificado indica uma perda de integridade mais acentuada e um acúmulo menor de dano para o CAP 30/45; além disso, o ponto de ruptura desse CAP é observado em uma deformação mais baixa. Isso era esperado devido às propriedades reológicas dos diferentes tipos de CAP. A **Figura 85** apresenta a vida de fadiga, em termos de número de ciclos até a ruptura (N_f), dos materiais analisados.

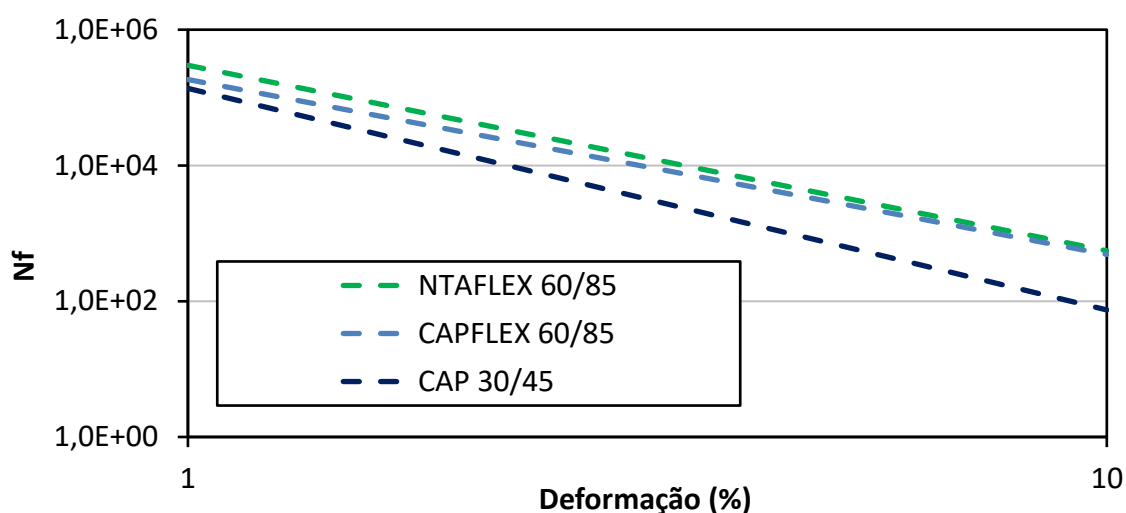


Figura 85. Curvas de fadiga dos ligantes asfálticos

Os CAPs modificados possuem uma vida de fadiga similar, especialmente para deformações elevadas. No entanto, para deformações mais baixas, o NTAFLEX 60/85 apresenta uma melhor resistência. A **Tabela 26** apresenta os coeficientes de ajuste da equação de fadiga ($N_f = a\gamma^{-b}$, na qual γ é a deformação aplicada, em %) para cada um dos ligantes testados. Os valores confirmam que o ligante NTAFLEX 60/85 possui melhor resistência à fadiga e maior susceptibilidade à variação da deformação (valores dos coeficientes a e b mais elevados). Em relação ao CAP 30/45, não modificado, sua vida de fadiga é inferior àquela dos CAPs modificados, especialmente para deformações mais altas.

Tabela 26. Coeficientes da equação de fadiga

Ligante asfáltico	Coeficientes	
	a	b
NTAFLEX 60/85	$2,99 \times 10^5$	2,73
CAPFLEX 60/85	$1,84 \times 10^5$	2,58
CAP 30/45	$1,37 \times 10^5$	3,26

Em relação à resistência ao defeito de deformação permanente, os ligantes asfálticos foram caracterizados por meio do ensaio de *multiple stress creep and recovery* (MSCR), de acordo com a norma ASTM D7405 (2015). O ensaio MSCR tem por objetivo avaliar o percentual de recuperação (%R), a compliância não-recuperável (Jnr) e a dependência dos ligantes asfálticos, especialmente os não modificados, quanto ao nível de tensão ($J_{nr,diff}$). São aplicados 10 ciclos de carregamento e fluência com tempos de 1 e 9s, respectivamente, sob duas tensões distintas (100 e 3.200Pa) nos ligantes asfálticos após envelhecimento em curto prazo. Antes do início do ensaio propriamente dito, há a aplicação de 10 ciclos de 100Pa para fins de condicionamento da amostra.

O ensaio de MSCR deve ser realizado em altas temperaturas, uma vez que o defeito de deformação permanente ocorre nessas condições. A norma AASHTO M332 (2014) limita valores máximos de Jnr de acordo com o nível de tráfego da rodovia no qual o material será incorporado: padrão (S), pesado (H), muito pesado (V) e extremo (E), baseado no número N acumulado da rodovia de acordo com a metodologia AASHTO. A **Tabela 27** apresenta esses valores.

Tabela 27. Valores limite de Jnr para diferentes níveis de tráfego

Nível de tráfego	Valor máximo de Jnr a 3,2kPa
Padrão (S)	$4,5\text{kPa}^{-1}$
Pesado (H)	$2,0\text{kPa}^{-1}$
Muito pesado (V)	$1,0\text{kPa}^{-1}$
Extremo (E)	$0,5\text{kPa}^{-1}$

Para os ligantes asfálticos estudados, o ensaio de MSCR foi realizado em duas temperaturas distintas a fim de se definir qual a temperatura máxima cada material seria capaz de suportar em campo, ou seja, a temperatura alta de desempenho em termos de *performance grade* (PG), de

acordo com a metodologia Superpave. A **Figura 86** mostra os resultados para as temperaturas de 64 e 70°C.

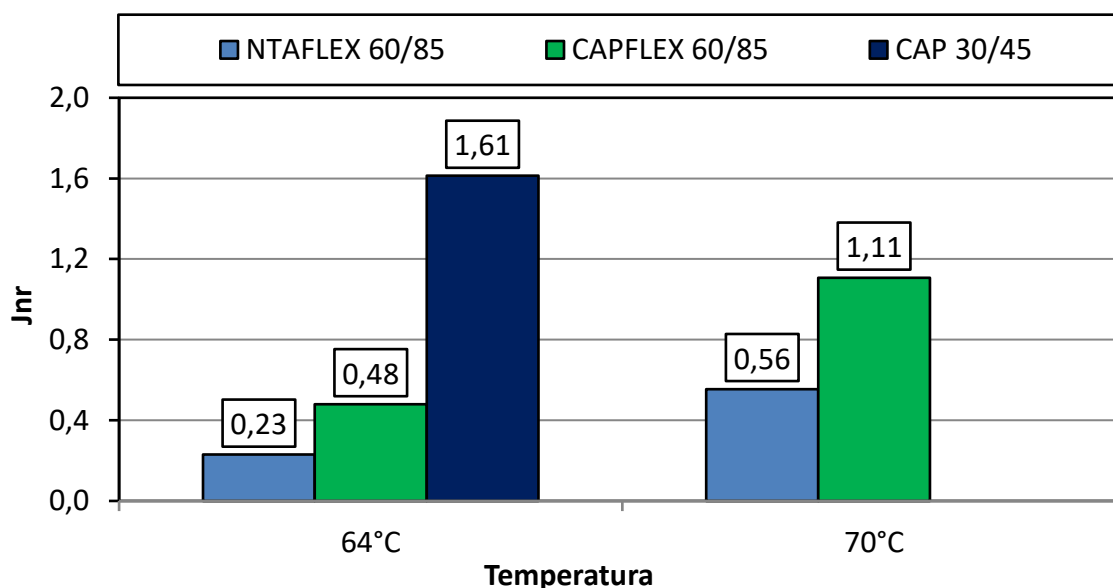


Figura 86. Resultados do ensaio de MSCR

Os resultados indicam que o ligante NTAFLEX 60/85 apresenta uma maior resistência à deformação permanente, devido aos baixos valores de Jnr (em torno de 50% dos valores obtidos para o CAPFLEX 60/85, nas duas temperaturas testadas). Em relação aos valores de $J_{nr\text{diff}}$, o ligante NTAFLEX 60/85 também teve resultados no mínimo 50% menores do que aqueles obtidos para o ligante CAPFLEX 60/85, indicando que é o material menos suscetível à variação de tensão. Um ensaio complementar realizado para o ligante NTAFLEX 60/85, na temperatura de 76°C, resultou em um valor médio de Jnr de 1,24. Para o ligante convencional não modificado (CAP 30/45), o valor de Jnr foi bastante elevado em comparação com os ligantes modificados. Ensaio complementares realizados em temperaturas mais baixas indicam que esse CAP teria comportamento similar para deformação permanente apenas em temperaturas próximas a 52°C (valores de Jnr próximos a 0,25).

Para classificar os ligantes asfálticos em termos de PG de acordo com a norma AASHTO M332 (2014), é necessário também, entre outros, obter os valores do parâmetro Superpave $|G^*|/\sin\delta$ em amostras virgens para diversas temperaturas. Deve-se registrar a maior temperatura na qual esse parâmetro resulta em um valor mínimo de 1,0kPa. A **Tabela 28** mostra os resultados obtidos.

Tabela 28. Valores de $|G^*|/\sin\delta$ (kPa)

Ligante asfáltico	Temperatura (°C)					
	58	64	70	76	82	88
NTAFLEX 60/85	6,46	3,54	2,01	1,16	0,68	0,41
CAPFLEX 60/85	4,78	2,57	1,43	0,81	0,47	0,28
CAP 30/45	14,49	5,90	2,55	1,23	-	-

A partir dos resultados do parâmetro Superpave e dos resultados de J_{nr} , pode-se concluir que o ligante NTAFLEX 60/85 é classificado como PG 70V-XX (para tráfego muito pesado, caso da rodovia em estudo) ou PG 76-XX para tráfego pesado. Já o ligante CAPFLEX 60/85 é classificado como PG 64V-XX (para tráfego muito pesado) ou PG 70H-XX (para tráfego pesado). Isso significa que o primeiro ligante pode ser utilizado em regiões com temperaturas mais elevadas, tendo um comportamento melhor nessas condições. No caso do CAP 30/45, o mesmo pode ser classificado com PG 64H-XX.

4.2. Misturas asfálticas a quente

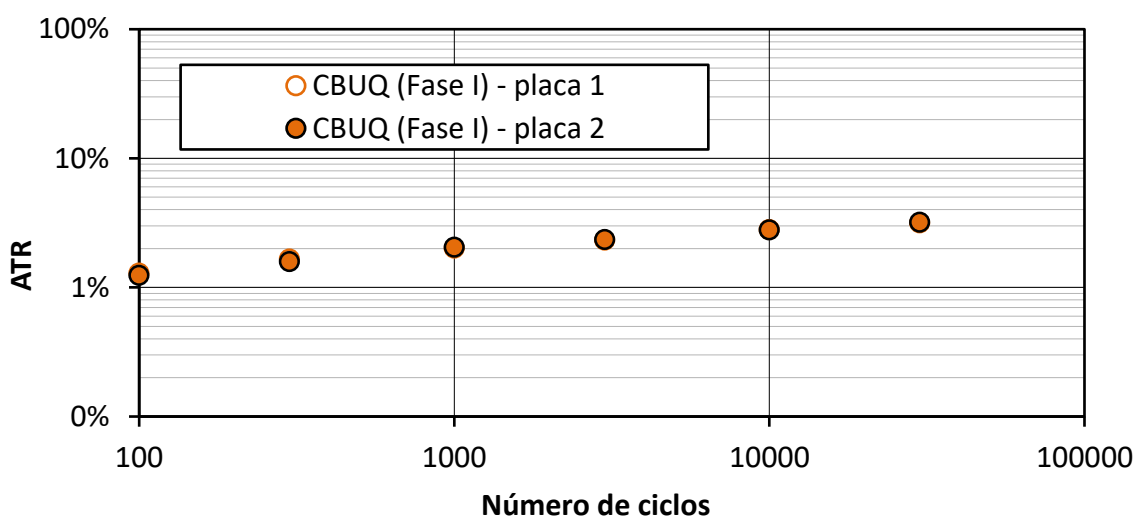
As misturas asfálticas a quente utilizadas nas camadas de revestimento do trecho experimental da Fase II foram caracterizadas em termos de sua rigidez e do comportamento quanto à deformação permanente. O ensaio para obtenção do afundamento em trilha de roda (ATR) foi realizado por meio do uso do simulador de tráfego de laboratório do tipo LCPC, na temperatura de 60°C (EN 12697-22, 2003). Além disso, foi realizado o ensaio de creep dinâmico para obtenção do flow number de cada mistura asfáltica testada.

O ensaio de simulação de tráfego consiste na passagem de uma carga, a uma frequência de 1Hz, por meio do contato de um pneu e uma placa de mistura asfáltica de dimensões de 100mm de espessura, 180mm de largura e 500mm de comprimento.

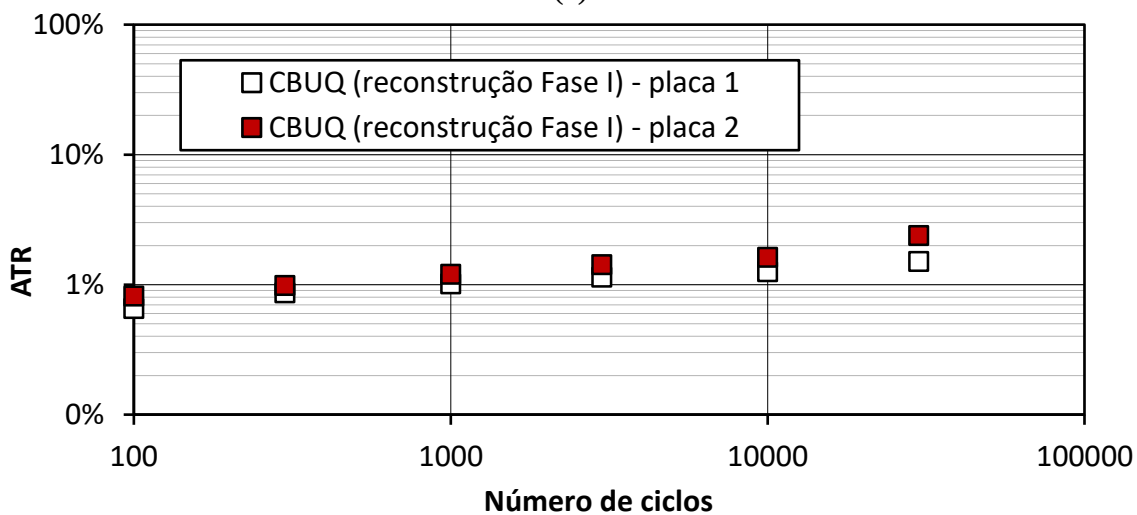
Três misturas asfálticas a quente, todas compostas por CAP modificado por polímero, foram testadas: (i) CBUQ da reconstrução do segmento I do trecho experimental da Fase I, (ii) CBUQ dos segmentos 5 e 6 do trecho experimental da Fase II e (iii) gap-graded dos segmentos 7 e 8 do trecho experimental da Fase II. Devido ao tamanho máximo nominal (TMN) de cada mistura, o ensaio foi realizado em amostras de 50mm de espessura para a mistura de gap-graded e em amostras de

100mm de espessura para as misturas de CBUQ, com duas placas para cada mistura, totalizando seis amostras.

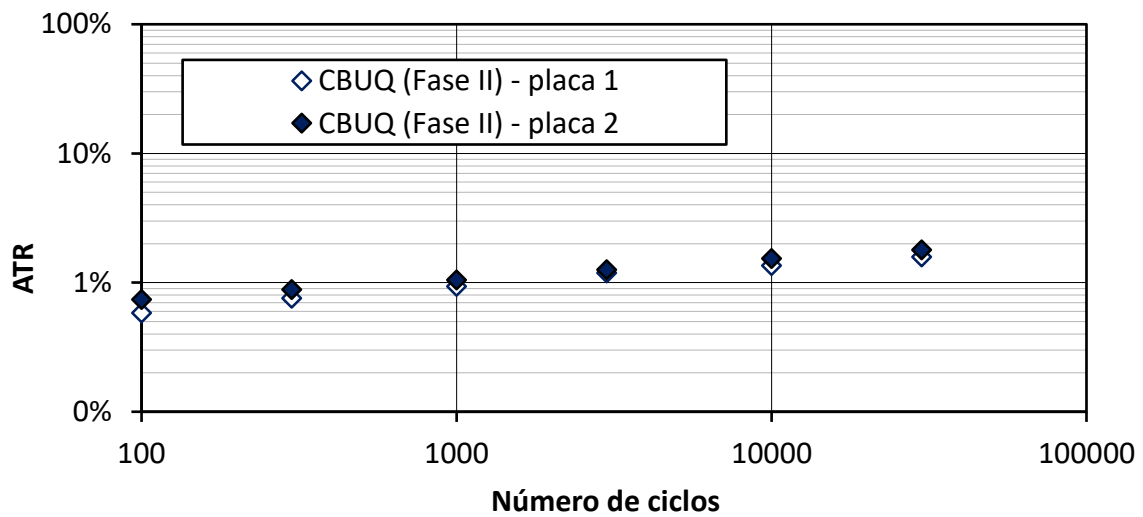
À medida que a carga passa em cima da placa, são realizadas leituras em termos de ATR nos seguintes números de ciclos: 100, 300, 1.000, 3.000, 10.000 e 30.000. A **Figura 87** apresenta os resultados obtidos, em termos de percentual de ATR, para todas as misturas ensaiadas. Vale lembrar que também é apresentado o resultado obtido para a mistura asfáltica de CBUQ utilizada na camada de revestimento do trecho experimental Fase I, para efeito comparativo.



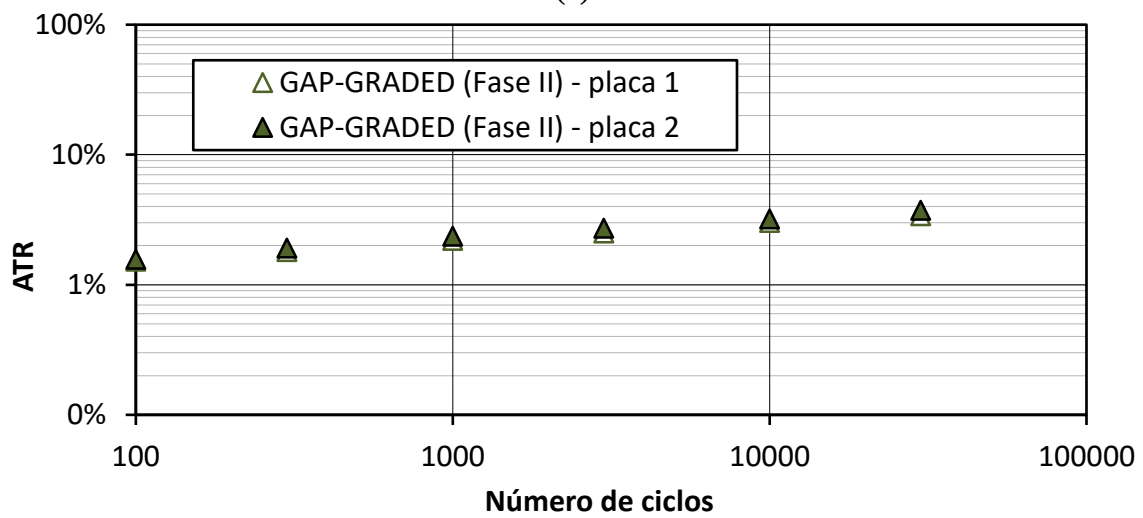
(a)



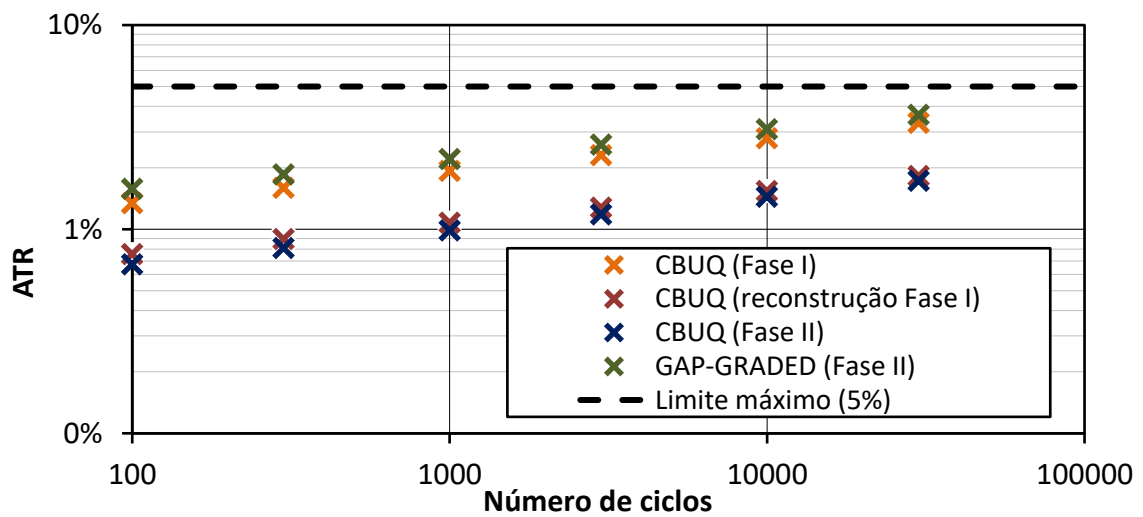
(b)



(c)



(d)



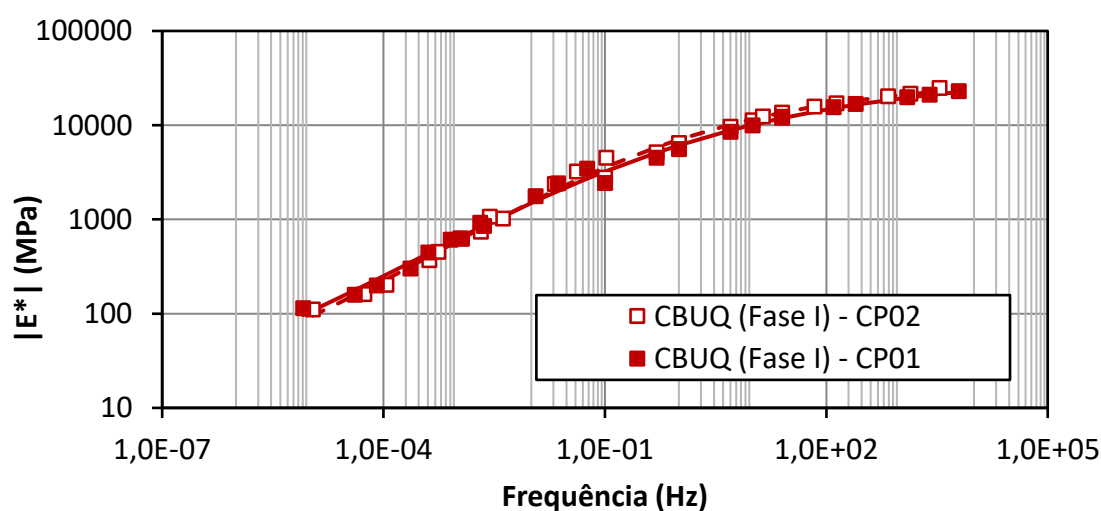
(e)

Figura 87. Resultados do ensaio de afundamento da trilha de roda: (a) CBUQ – Fase I, (b) CBUQ – reconstrução da Fase I, (c) CBUQ – Fase II, (d) GAP-GRADED – Fase II e (e) todas as misturas juntas

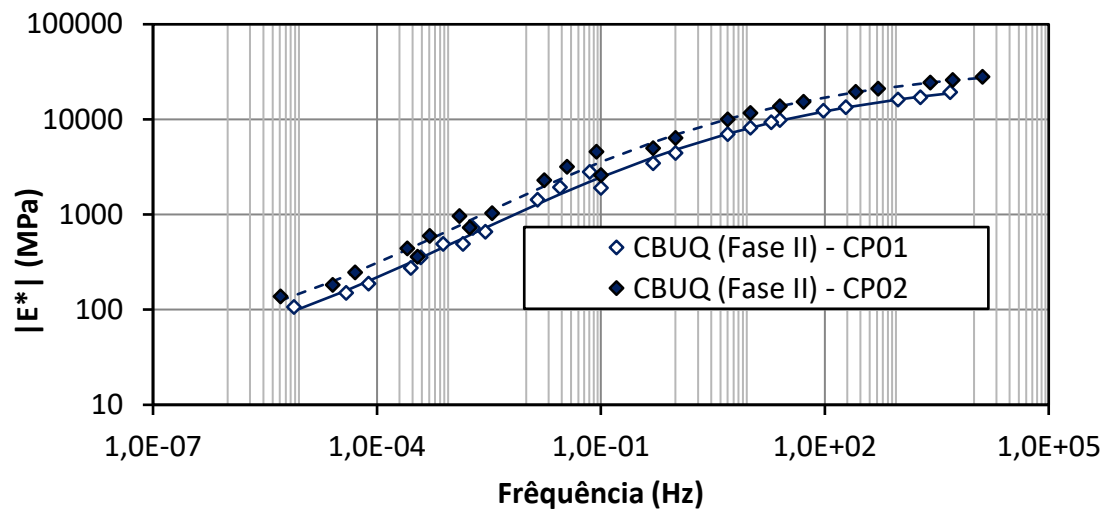
Tem-se adotado no Brasil, como limite recomendável para ATR após 30.000 ciclos (final do ensaio), um valor máximo de 5%, quando a mistura testada é utilizada como camada de revestimento em rodovias de tráfego pesado. Sendo assim, os resultados obtidos para as misturas asfálticas testadas indicam um bom comportamento em termos de deformação permanente, uma vez que o percentual de ATR ao final do ensaio foi de 3,3%, 1,8%, 1,7% e 3,6% para as misturas de CBUQ (Fase I), CBUQ (reconstrução da Fase I), CBUQ (Fase II) e gap-graded (Fase II), respectivamente. Os valores baixos de afundamento podem ser creditados pela presença do ligante asfáltico modificado por polímero em algumas das misturas testadas, bem como um bom travamento dos agregados. Para a mistura de CBUQ da Fase I, não há polímero em sua composição, por isso o valor de ATR é mais elevado em relação às misturas de CBUQ modificadas.

A diferença entre os resultados obtidos para as misturas do tipo CBUQ e a mistura do tipo gap-graded pode ser explicada especialmente por três propriedades que são diferentes nesses dois tipos de materiais: (i) teor de ligante asfáltico, que é, pelo menos, 1% mais elevado para a mistura gap-graded, (ii) volume de vazios, que é maior para a mistura gap-graded (4,5% em comparação com 4,0%) e (iii) distribuição granulométrica dos agregados mais fina (apesar da descontinuidade) para a mistura gap-graded.

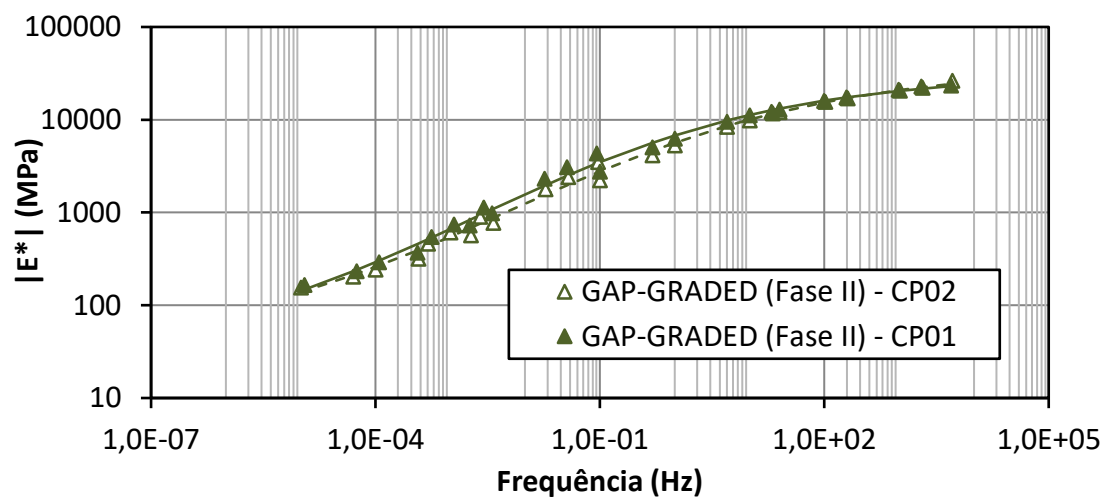
Para a caracterização da rigidez das misturas asfálticas, foi realizado o ensaio de módulo dinâmico em prensa hidráulica do tipo MTS. O ensaio foi feito de acordo com a norma AASHTO T 342 (2011), com a aplicação de quatro temperaturas (4,4°C, 21,1°C, 37,8°C e 54,0°C) e seis frequências de carregamento (0,1Hz, 0,5Hz, 1,0Hz, 5Hz, 10Hz e 25Hz). Os resultados são mostrados na **Figura 88** em função das curvas mestras obtidas na temperatura de referência de 21,1°C.



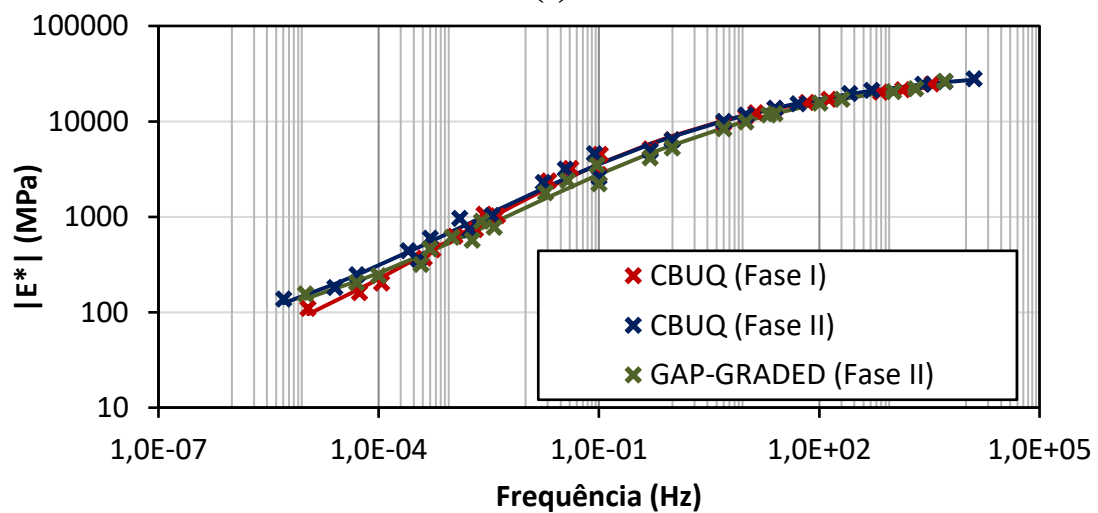
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 88. Módulo dinâmico das misturas asfálticas a quente: (a) CBUQ – reconstrução da Fase I, (b) CBUQ – Fase II, (c) gap-graded – Fase II e (d) todas as misturas juntas

4.3. Materiais cimentados

Foi realizada a caracterização das misturas cimentadas, BGTC (4,0% de umidade ótima) e brita + RAP + cimento (4,1% de umidade ótima), utilizados como camadas de base dos segmentos 5 e 6 do trecho experimental da Fase II. Essas misturas foram curadas em laboratório com o auxílio de uma manta geotêxtil. Os corpos de prova são cobertos pela manta (**Figura 89a**), e, durante o processo de cura, é borrifada água em cima do conjunto, para manter a manta sempre úmida, evitando a troca de umidade entre as amostras e o ambiente.

Ensaio de resistência à compressão simples (RCS) foram feitos a partir da norma ABNT NBR 5739 (2018), normalmente utilizada para concreto de cimento Portland, devido à falta de especificação específica para os materiais cimentados utilizados no trecho experimental. O ensaio (**Figura 89b**) consiste na aplicação de carregamento monotônico a uma velocidade de 0,45MPa/s com tolerância de $\pm 0,15\text{MPa/s}$ em corpo de prova de 15cm de diâmetro e 30cm de altura e é concluído quando há a ruptura total do corpo de prova, que acontece quando há uma queda na força aplicada pela prensa. O valor de RCS é obtido por meio da **Equação 19**. Os resultados obtidos para tempos de cura de 3 e 7 dias são uma média de três amostras de cada mistura testada, em cada tempo de cura proposto (**Figura 90**). Recomenda-se um valor mínimo de RCS de 4,2MPa após 7 dias de cura do material.



(a)



(b)

Figura 89. Ensaio de resistência à compressão simples (RCS): (a) corpo de prova em processo de cura e (b) prensa para o ensaio de ruptura

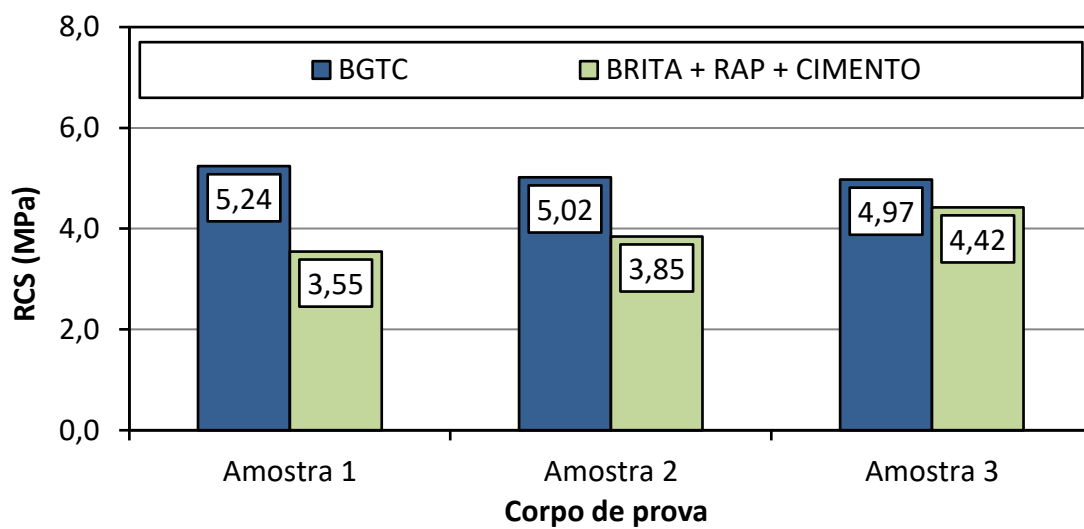
$$f_c = \frac{4F}{\pi \times D^2} \quad (19)$$

Onde:

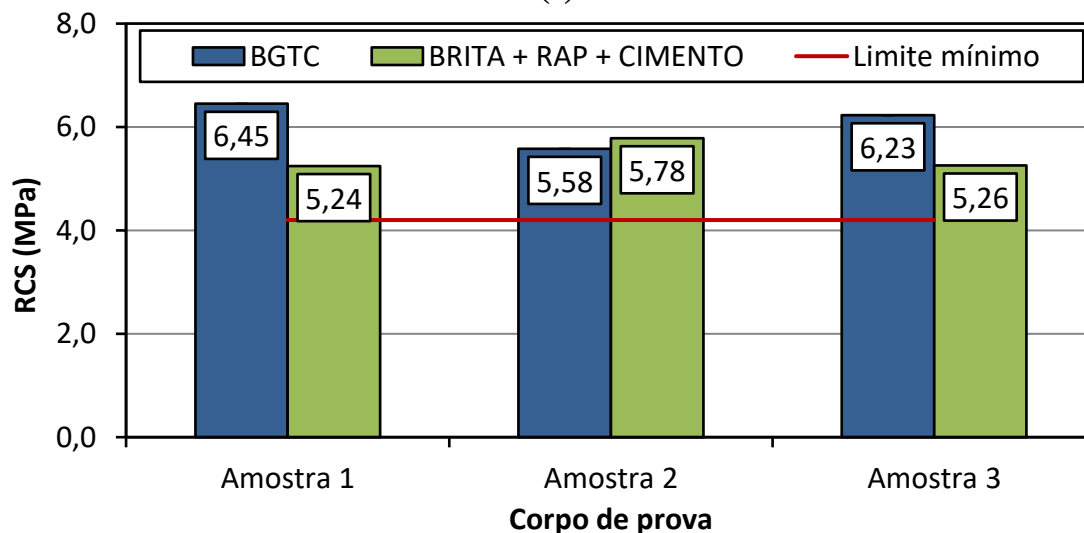
f_c = resistência à compressão simples (MPa);

F = força máxima aplicada durante o ensaio (N);

D = diâmetro do corpo de prova (mm).



(a)



(b)

Figura 90. RCS para as misturas cimentadas: (a) 3 dias de cura e (b) 7 dias de cura

Os resultados obtidos mostram que a mistura composta parcialmente por material fresado (brita + RAP + cimento) possui valores de resistência à compressão mais de 20% inferiores àqueles obtidos

para a mistura de BGTC sem fresado, considerando o primeiro tempo de cura (3 dias). Apesar disso, para 7 dias de cura, esse material teve resultados satisfatórios, com valores de RCS acima do limite mínimo recomendado (média de 5,43MPa).

4.4. Misturas a frio estabilizadas com ligante asfáltico

As misturas recicladas a frio, ou misturas estabilizadas com ligante asfáltico (RAP + emulsão, RAP + espuma e brita + espuma de ambos os projetos da Fase I e Fase II), aqui chamadas de CRAMs (do inglês *cold recycled asphalt mixtures*), foram preparadas, compactadas e testadas em termos de rigidez e deformação permanente.

4.4.1. Preparação dos materiais

A preparação dos materiais da Fase I e da Fase II foi realizada de forma diferente. Tendo em vista que as misturas de RAP + espuma e RAP + emulsão da Fase I apresentam cimento Portland em sua composição, os insumos foram coletados separadamente durante a construção do trecho experimental. Isto foi feito porque após a estabilização com espuma de asfalto ou emulsão asfáltica e cimento, o ligante hidráulico sofre hidratação conferindo resistência e rigidez inicial e dificultando os processos de mistura e compactação em laboratório. Schwartz e Khosravifar (2013) observaram que para maiores tempos de estocagem da mistura após a adição do cimento uma maior redução da resistência à tração de misturas estabilizadas com espuma de asfalto é obtida. As misturas de RAP + espuma e brita + espuma (Fase II), por outro lado, não contêm cimento em sua composição e sim cal hidratada. Dessa forma, tais misturas puderam ser coletadas já estabilizadas com espuma de asfalto e posteriormente transportadas ao laboratório, em sacos vedados para evitar perda excessiva de umidade, sem que suas propriedades mecânicas fossem comprometidas, tendo em vista que a cal hidratada não sofre hidratação.

Para a composição das misturas de RAP + emulsão e RAP + espuma (Fase I), o RAP foi previamente seco em estufa a 40°C durante 24h e, em seguida, fracionado. Antes da realização da compactação da mistura de RAP + emulsão, o RAP e o cimento foram misturados em uma bandeja, seguidos pela adição de água e emulsão. O material resultante foi revolvido até que uma mistura homogênea fosse obtida, como ilustrado na **Figura 91**.



Figura 91. RAP + emulsão (Fase I) sendo misturado antes da compactação

Para obtenção do RAP + espuma (Fase I), foi utilizado o equipamento WLB 10S da Wirtgen (**Figura 92a**). O ligante utilizado (**Figura 92b**) para a produção da espuma foi aquecido a 165°C e utilizado para a calibração inicial da máquina. Em seguida, o teor de água de 2,6% para produção da espuma de asfalto foi determinado em função dos parâmetros de taxa de expansão (ER, do inglês *expansion ratio*) e tempo de meia-vida ($\tau_{1/2}$). Tal teor produziu uma espuma de asfalto com ER igual a 24 vezes e $\tau_{1/2}$ de 14,3s, cujos valores são superiores àqueles recomendados pela Wirtgen (2012). O RAP, o cimento e o pó-de-pedra (agregado virgem) foram misturados em um *pugmill* WLM 30 da Wirtgen (**Figura 92c**). Em seguida, a água e a espuma de asfalto foram adicionadas e um total de aproximadamente 25kg de mistura foi produzida por batelada.



(a)



(b)



(c)

Figura 92. Preparação da mistura RAP + espuma (Fase I): (a) equipamento WLB 10S, (b) adição do ligante asfáltico e (c) adição dos agregados na WLM 30

Para a preparação das misturas de RAP + espuma e brita + espuma da Fase II, foi necessário realizar apenas a correção da umidade, tendo em vista que ambos os materiais já estavam estabilizados com espuma de asfalto. Dez sacos com aproximadamente 20kg de RAP + espuma cada foram previamente quarteados (DNER-PRO 199/96), **Figura 93**, e estocados em dezesseis sacos separadamente. Durante o processo de homogeneização, uma pequena redução da umidade foi observada de 4,38% para 4,35%.



(a)



(b)



(c)

Figura 93. Quarteamento da mistura RAP + espuma (Fase II)

Para a mistura de brita + espuma, o teor de umidade era inferior e, portanto, um quarteador mecânico com tambor rotativo foi adotado com o objetivo de reduzir perda excessiva de umidade. O material foi despejado em um funil, direcionando-o para uma esteira rolante que o transportava

para uma mesa rotativa com dezesseis compartimentos. Após a separação, a mistura de brita + espuma foi então colocada em sacos para que a umidade não fosse perdida antes da compactação. O teor de umidade antes e depois do quarteamento foi de 3,66% e 3,46%, respectivamente. Apesar de o método de quarteamento mecânico ser mais rápido e mitigar a perda excessiva de umidade, observa-se que a redução da umidade foi superior em comparação ao método manual. Isto pode ter ocorrido por questões de amostragem na determinação da umidade antes e depois do quarteamento, ou mesmo condições climáticas no laboratório. A **Figura 94** apresenta alguns dos estágios do quarteamento mecânico em tambor rotativo.

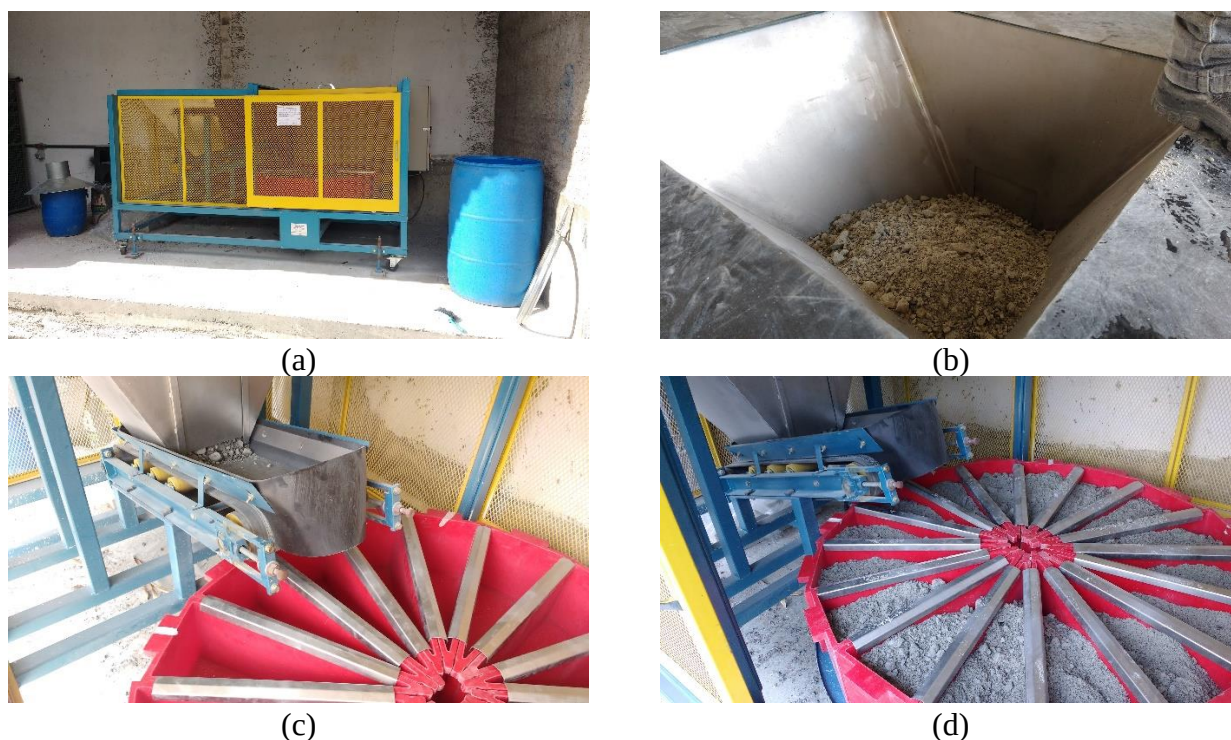


Figura 94. Quarteamento da mistura brita + espuma em: (a) equipamento mecânico com tambor rotativo, (b) material no funil, (c) na esteira rolante e (d) nos compartimentos

Antes da compactação, os agregados maiores que 19mm foram removidos dos sacos e cuidadosamente fragmentados com auxílio de um soquete Proctor utilizado para compactação com energia modificada. O material resultante foi então fracionado na peneira 12,5mm e os agregados retidos foram devolvidos aos sacos enquanto os passantes foram descartados (Jenkins e Collings, 2017). A fragmentação foi adotada devido à inexistência de material suficiente retido na peneira de 12,5mm para substituir o retido na peneira de 19 mm, como recomendado pela diretriz sul-africana (Asphalt Academy, 2009).

4.4.2. Compactação das misturas

Apesar dos diferentes métodos de compactação para CRAMs (Tebaldi et al., 2014), o método de compactação vibratória foi selecionado tendo em vista que este método melhor representa a orientação dos agregados após compactação em campo (Asphalt Academy, 2009). Corpos de prova de dois tipos de geometria diferentes foram preparados: 100mm de diâmetro e 150mm de altura (para ensaio de módulo dinâmico e flow number) e 100mm de diâmetro e 200mm de altura (para ensaio de módulo de resiliência). O equipamento utilizado para a compactação foi o martelo vibratório Bosch GSH 11 VC com 1700W de potência. As amostras foram compactadas, extraídas e envoltas por tubos de PVC e sacos plásticos, buscando proteger os CPs e preservar a umidade de compactação. A **Figura 95** apresenta algumas das etapas da compactação.

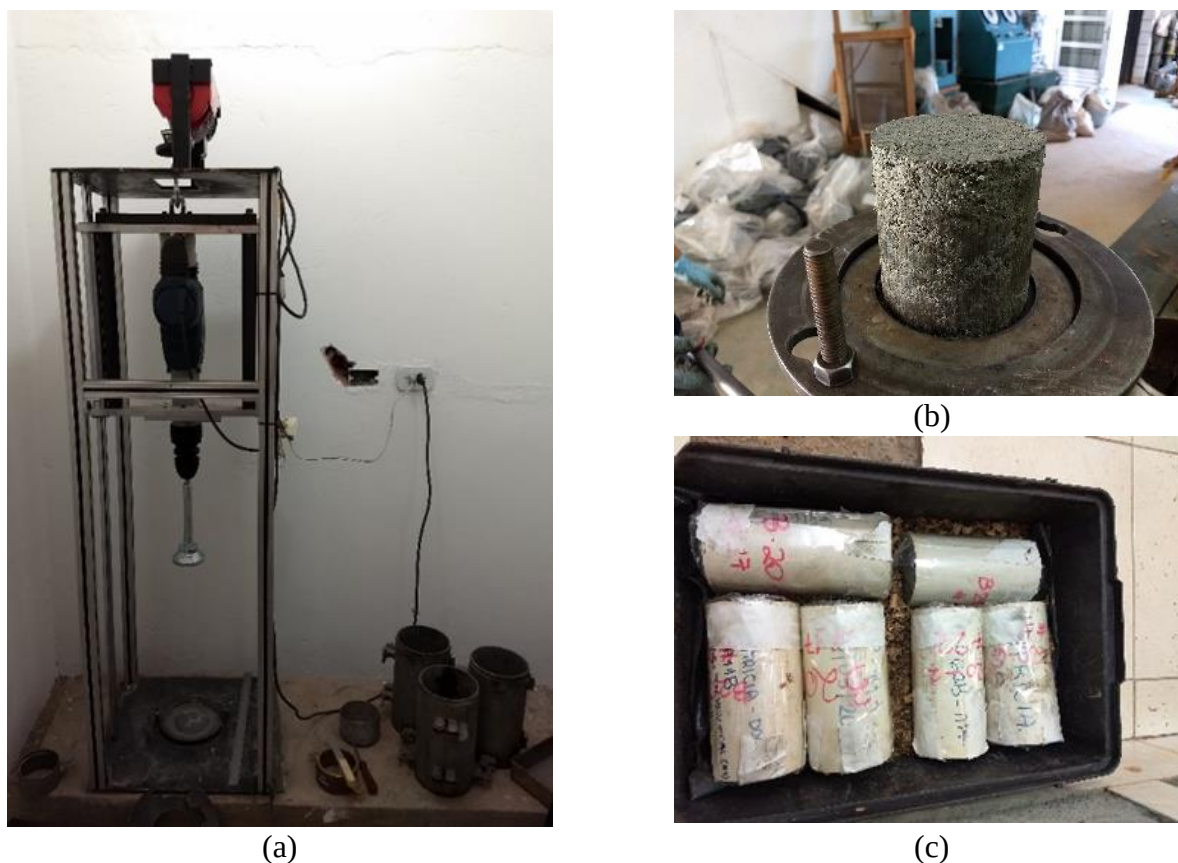


Figura 95. Compactação das misturas recicladas a frio: (a) martelo vibratório, (b) extração do corpo de prova e (c) armazenamento

O número de camadas e o tempo de compactação por camada (em segundos) foram diferentes para cada tipo de CP (150 ou 200mm de altura). Vale ressaltar que o martelo vibratório recomendado pela Asphalt Academy (2009) apresenta pequenas diferenças em relação à potência em comparação com o utilizado para a compactação das amostras. Além disso, os dois tipos de geometria (100mm × 150mm e 100mm × 200mm) não são especificados na norma. Portanto, o número de camadas e o

tempo de compactação foram determinados por meio de tentativa e erro, com o objetivo de atingir a massa específica seca máxima de projeto de cada material. A **Tabela 29** apresenta o número de camadas, o tempo de compactação, a massa específica seca obtida e a massa específica seca máxima para cada material.

Tabela 29. Controle da compactação com martelo vibratório

Mistura	Altura do CP (mm)	Número de camadas	Tempo de compactação por camada (s)	Massa esp. seca média (g/cm ³)	Massa esp. seca máxima (g/cm ³)
RAP + emulsão (Fase I)	150	2	15	2,074	2,006
	200	2	20	2,048	
RAP + espuma (Fase I)	150	2	7	2,056	2,060
	200	2	15	2,051	
RAP + espuma (Fase II)	150	2	5	1,980	1,914
	200	2	7	1,971	
Brita + espuma (Fase II)	150	2	15	2,150	2,168
	200	2	20	2,131	

4.4.3. Cura das misturas

Diferentes metodologias de cura podem ser utilizadas para as CRAMs. Bessa et al. (2016) propuseram um método de cura a 60°C durante 24h. Apesar dos elevados valores de resistência obtidos nesta condição, os autores destacam que a 60°C, temperatura acima do ponto de amolecimento do ligante, a redistribuição do mesmo pode ocorrer. Por outro lado, temperaturas mais baixas de 15 a 25°C dificultam a repetibilidade em laboratório (Fu et al., 2010).

A cura dos CPs foi realizada com base na perda de água ao longo do tempo. Foi feito o controle de umidade nas amostras curadas a 40°C, pesando-se os CPs esporadicamente até que sua massa ficasse constante. A estabilização da umidade ocorreu, no geral, após 7 dias, diferente do período de 3 dias indicado pela Wirtgen (2012). A **Figura 96** mostra a variação de massa (com a perda de água) dos CPs de RAP + espuma (Fase II) e brita + espuma (Fase II) ao longo do tempo. Foi dado como finalizado o processo de cura quando a perda de água era menor do que 0,01% entre uma pesagem e a pesagem imediatamente anterior.

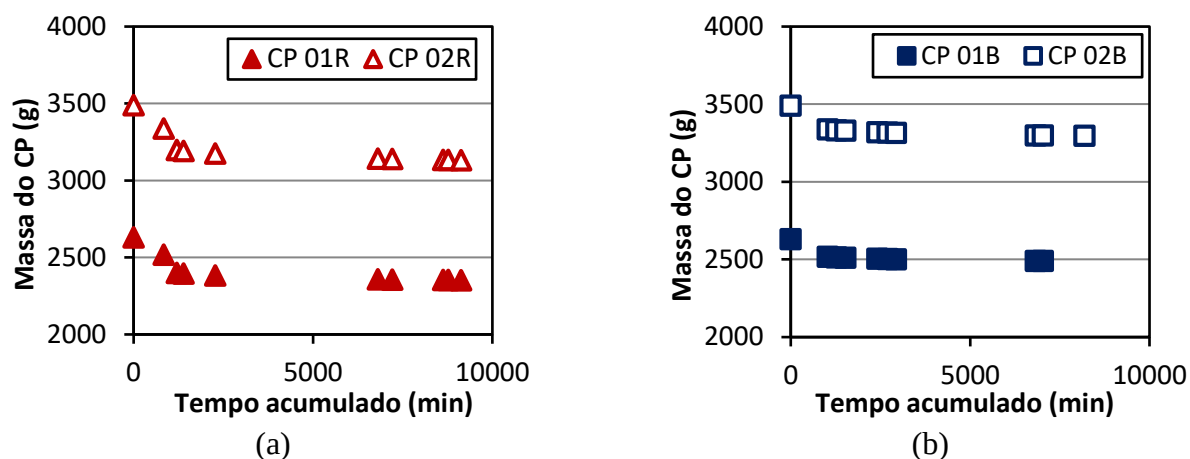


Figura 96. Evolução da perda de água ao longo do tempo de cura: (a) CPs de RAP + espuma e (b) CPs de brita + espuma

As amostras com cimento (RAP + emulsão e RAP + espuma da Fase I), por sua vez, foram curadas durante 28 dias a 40°C. Apesar de o tempo adotado ser diferente dos outros dois tipos de material, buscou-se garantir que todas as amostras estivessem curadas, sem que houvesse influência do tempo de hidratação do cimento.

4.4.4. Módulo de resiliência e análise de sucção

O ensaio de módulo de resiliência triaxial (MR) foi realizado de acordo com a norma DNIT ME 134/10. Durante o ensaio, amostras de 100mm de diâmetro e 200mm de altura são submetidas a ciclos de cargas axiais semi-senoidais (*haversine*), com 0,1s de carga e 0,9s de descanso. Diferentes combinações de tensões confinantes e desviadores são aplicadas, com o objetivo de simular estados de tensão distintos. Todos os ensaios de MR foram realizados a temperatura ambiente. Para avaliar o efeito da umidade no comportamento mecânico das misturas de RAP + espuma e brita + espuma (Fase II), os ensaios de MR foram divididos em duas etapas.

Na etapa 1, o ensaio de MR foi realizado nas amostras em duas condições: (i) *condição 0*, que corresponde à amostra na umidade ótima de compactação, e (ii) *condição F1*, na qual o CP já curou durante sete dias a 40°C. Para cada condição de cura, duas amostras foram ensaiadas. O objetivo da etapa 1 é avaliar o ganho de rigidez comparando duas condições de umidade extremas.

Na etapa 2, as amostras utilizadas no ensaio de MR na *condição F1* foram imersas em água destilada a 20°C durante 24h (*condição I*) e posteriormente submetidas ao ensaio de MR. Em seguida, as mesmas amostras foram curadas novamente a 40°C durante sete dias (*condição F2*) e o ensaio de MR foi realizado uma última vez. O objetivo da etapa 2 é avaliar se a imersão reduz o MR para a mesma rigidez obtida na *condição 0*. Além disso, os ensaios de MR na *condição F2*

poderiam indicar se a curva de MR translada novamente para a posição *F1*, ou se a umidade pode causar alguma redução na rigidez dessas amostras.

4.4.5. Etapa 1 (umidade ótima vs. cura final)

Os resultados de MR podem ser expressos em função da tensão de confinamento e de duas constantes de regressão, k_1 e k_2 . A equação exponencial e suas variáveis estão apresentadas na **Equação 20**. A **Figura 97** apresenta as curvas de MR das misturas de RAP + espuma e brita + espuma (Fase II) antes e após o processo de cura. Foram ensaiadas duas amostras para cada condição de umidade.

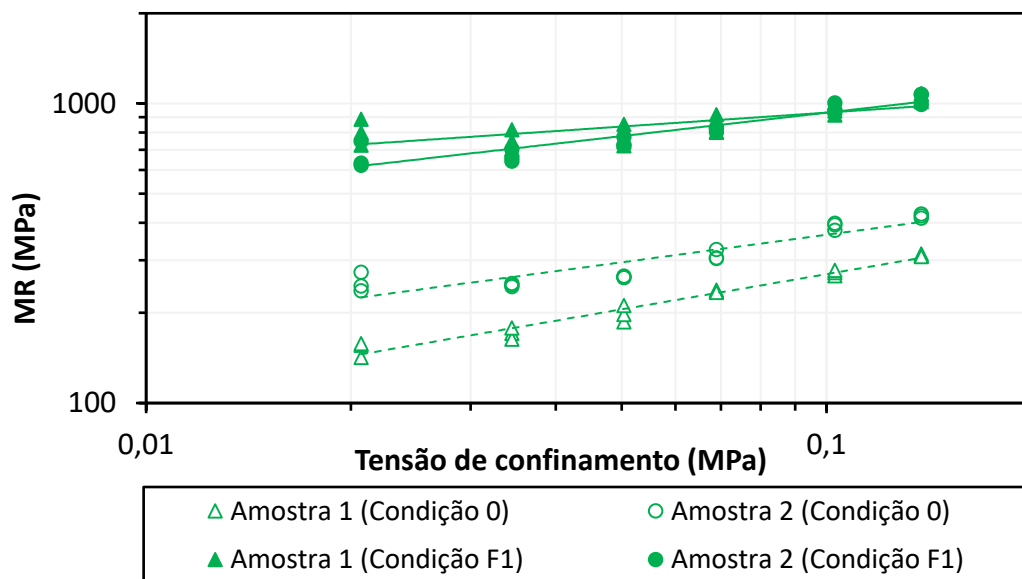
$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (20)$$

Onde:

MR = módulo de resiliência (MPa);

σ_3 = tensão de confinamento (MPa);

k_1, k_2 = coeficientes de regressão.



(a)

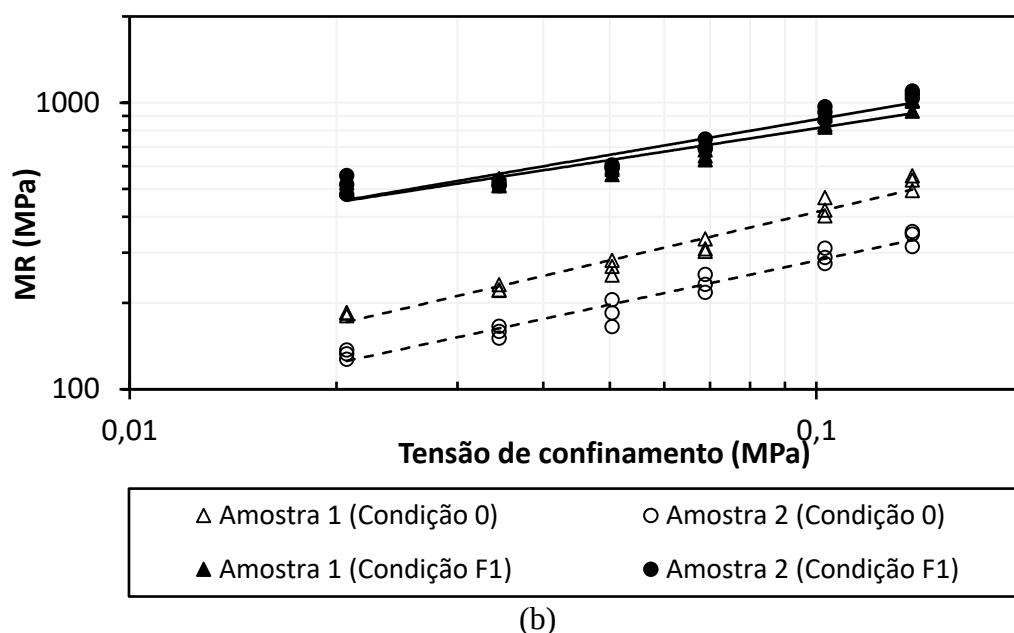


Figura 97. Curvas de módulo de resiliência: (a) RAP + espuma (Fase II) e (b) brita + espuma (Fase II)

Da **Figura 97** é possível observar que o processo de cura aumenta consideravelmente a rigidez de ambas as misturas, sendo equivalente a 3 vezes a rigidez inicial, aproximadamente. Na *condição 0*, o MR da mistura de RAP + espuma variou de 140 a 420MPa e, após a cura, de 620 a 1020MPa. A mistura de brita + espuma, por sua vez, apresentou valores de MR variando de 180 a 350MPa e de 480 a 1020 MPa nas *condições 0 e F*, respectivamente. Vale ressaltar que, após a cura, ambos os materiais apresentaram valores de MR equivalentes, indicando que a substituição de material virgem por RAP pode apresentar vantagens econômicas, ambientais e também estruturais.

Além disso, observa-se que a rigidez de ambas as misturas é dependente da tensão de confinamento em todas as condições. A **Tabela 30** apresenta os coeficientes de regressão da equação previamente apresentada, juntamente com o coeficiente de determinação (R^2).

Tabela 30. Coeficientes de regressão do modelo de MR em função da tensão de confinamento

Mistura	Amostra	Condição	k_1	k_2	R^2
RAP + espuma (Fase II)	20-1	0	662,4	0,391	0,97
	20-5	0	736,8	0,306	0,85
	20-6	F	1329,7	0,154	0,56
	20-7	F	1694,9	0,260	0,87
Brita + espuma	20-4	0	915,6	0,513	0,96

Mistura	Amostra	Condição	k_1	k_2	R^2
(Fase II)	20-9	0	1511,2	0,561	0,97
	20-11	F	1909,3	0,370	0,89
	20-12	F	2253,2	0,411	0,90

Da **Tabela 30** é possível observar que após a cura os valores de k_2 reduziram, indicando uma menor dependência da tensão de confinamento. Na *condição 0*, a água dentro da amostra impede que haja adesão do mástique de espuma de asfalto com os agregados graúdos. Nesse caso, a tensão de confinamento possui maior influência na resposta mecânica da amostra durante o ensaio. Após a cura (*condição F*), a adesão entre mástique-agregado já ocorreu e, conseqüentemente, contribuem para a resistência ao carregamento. Dessa forma, a tensão de confinamento possui menor influência nos valores de MR e o coeficiente k_2 reduz. Vale acrescentar que a mistura de RAP + espuma apresenta menores valores de k_2 em comparação com a mistura de brita + espuma, indicando que o uso de RAP faz com que a rigidez do material seja menos dependente da variação da tensão de confinamento.

Como apresentado por Fu et al. (2010), a adesão entre mástique-agregado corresponde a um dos mecanismos de resistência ao carregamento em misturas estabilizadas com espuma de asfalto. O ensaio com o uso de papel filtro a ser apresentado na sequência deste relatório tende a fornecer um melhor entendimento do terceiro mecanismo relacionado à sucção da água residual.

Etapa 2 (ciclos de saturação)

A **Figura 98** apresenta as curvas de MR para diferentes condições de umidade das misturas recicladas a frio da Fase II. A **Tabela 31** apresenta os valores dos coeficientes de regressão k_1 e k_2 , além dos coeficientes de determinação (R^2) e as umidades dos CPs logo antes do ensaio.

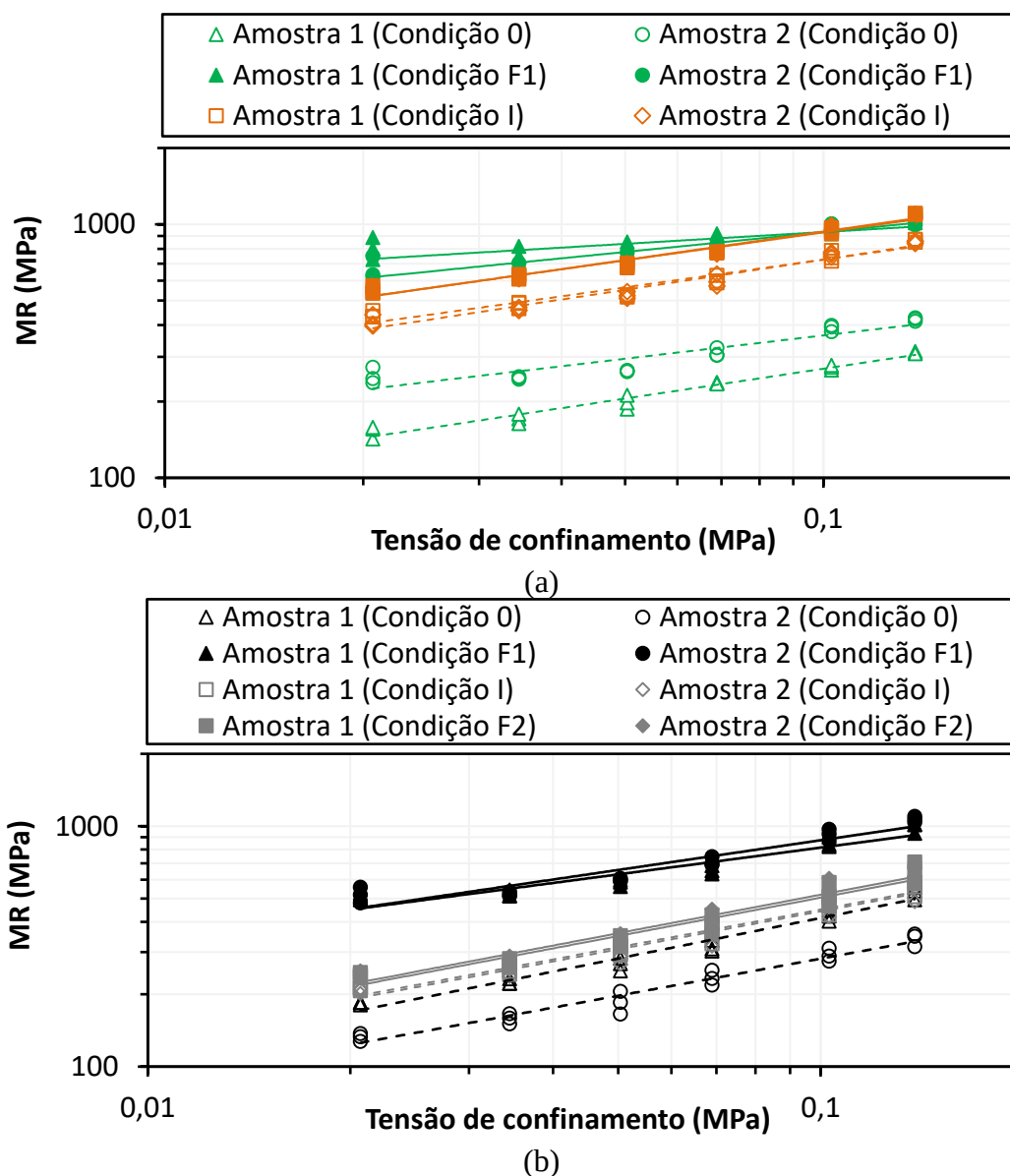


Figura 98. Curvas de MR das misturas recicladas a frio (Fase II) para diferentes condições de umidade: (a) RAP + espuma e (b) brita + espuma

Tabela 31. Coeficientes de regressão e umidade dos CPs

Mistura	Amostra	Condição	Umidade (%)	k ₁	k ₂	R ²
RAP + espuma (Fase II)	20-1	0	7,8	662,4	0,391	0,97
	20-5		7,8	736,8	0,306	0,85
	20-6	F1	1,0	1329,7	0,154	0,56
	20-7		0,6	1694,9	0,260	0,87
	20-6	I	6,9	1677,4	0,364	0,94
	20-7		6,9	1806,4	0,396	0,96
	20-6	F2	0,0	2158,6	0,366	0,97

Mistura	Amostra	Condição	Umidade (%)	k ₁	k ₂	R ²
Brita + espuma (Fase II)	20-7	0	0,4	2210,6	0,373	0,96
	20-4		5,3	915,6	0,513	0,96
	20-9		5,3	1511,2	0,561	0,97
	20-11	F1	0,3	1909,3	0,370	0,89
	20-12		0,5	2253,2	0,411	0,90
	20-11	I	6,0	1499,4	0,522	0,96
	20-12		5,9	1482,3	0,525	0,94
	20-11	F2	0,0	1714,2	0,531	0,93
	20-12		0,0	1768,1	0,532	0,94

Para a mistura de RAP + espuma, observa-se uma redução do MR quando a amostra passa da *condição F1*, com umidade média igual a 0,8%, para a *condição I*, com umidade de 6,9%. Além disso, o valor de k₂ aumenta, indicando uma maior dependência da rigidez com a tensão de confinamento, decorrente da possível perda de adesão entre o mástique de asfalto e os agregados graúdos. Apesar da redução, a curva de MR não retorna à mesma posição que na *condição 0*. Isto indica que a entrada de água durante a imersão não é capaz de deteriorar todas as ligações existentes entre o mástique de asfalto e o agregado, uma vez que a adesão desses dois componentes já ocorreu entre os estágios *0* e *F1*. Fu et al. (2010) obtiveram resultados similares para amostras de RAP estabilizadas com espuma de asfalto.

Na *condição F2*, por sua vez, houve um aumento da rigidez, mas a curva de MR ficou inferior à curva na *condição F1* para a maior parte das tensões de confinamento. Mesmo com a saída da água após o segundo processo de cura, a entrada de água na *condição I* pode ter danificado permanentemente algumas das interfaces mástique-agregado. Isto pode ser evidenciado pelos elevados valores de k₂, que não reduziram após a segunda cura, indicando que a amostra continua apresentando elevada dependência da tensão de confinamento mesmo após a saída da água.

Para a mistura de brita + espuma, a curva de MR segue a mesma tendência apresentada pela mistura de RAP + espuma, para as *condições 0* e *F1*, mas na *condição I* a redução do MR é consideravelmente superior. Uma possível explicação é a de que haja um maior potencial de adesão do mástique no RAP do que nos agregados virgens da mistura de brita + espuma. Ghabchi et al. (2014) realizaram ensaios para análise de energia de superfície livre combinando diferentes tipos de ligante asfáltico, agregados e teores de RAP. menores valores de trabalho de deslocamento, indicando menor susceptibilidade à perda de adesão entre ligante e agregado na presença de água.

Dessa forma, a presença de 89% de RAP na composição granulométrica da mistura de RAP + espuma pode ter acarretado no acréscimo da adesão e, conseqüentemente, na menor redução do MR após a saturação na *condição I* em comparação com a mistura de brita + espuma. Após o segundo processo de cura (*condição F2*), porém, o MR da mistura não retorna à mesma posição da *condição F1*. Observa-se um ganho reduzido de rigidez na *condição F2* que pode ser atribuída a mecanismos como o aumento da sucção.

É importante destacar que o teor de umidade influencia significativamente na rigidez das misturas recicladas a frio e estabilizadas com espuma de asfalto. Além disso, a cura logo após a compactação do material é essencial para que sua rigidez não seja comprometida de forma expressiva com a entrada de água no esqueleto mineral da mistura.

Papel filtro

A determinação da sucção pode ser realizada a partir de diferentes técnicas, tanto para análise em campo quanto em laboratório. Dentre os métodos existentes, o ensaio de papel filtro foi selecionado devido ao seu baixo custo, à simplicidade de execução e análise e ao fato de que nenhum equipamento especial é necessário (Leong et al., 2002). Os valores de sucção são então determinados a partir de equações de calibração que correlacionam os valores de umidade com a sucção em si.

O ensaio de papel filtro pode ser realizado a partir de duas técnicas diferentes: (a) com contato e (b) sem contato. No método com contato, o papel filtro permanece em contato com a superfície do CP, e a água é transferida do CP para o papel filtro por meio de fluxo capilar. Dessa forma, tendo em vista que não há nenhuma descontinuidade entre o papel filtro e o CP, é necessário que as forças capilares que seguram a água dentro da amostra sejam vencidas de modo de que a mesma possa ser transferida ao papel filtro. Assim, a sucção mátrica é determinada. No método sem contato, por sua vez, o papel filtro não permanece em contato com a amostra de forma que a camada de ar que os separa atue como uma barreira física para o fluxo de água. Nesta condição, o vapor de água precisa vencer as forças capilares e osmóticas dentro do CP de forma a ser transferido ao papel filtro. Assim, a sucção total é determinada. Para a análise de sucção o método com contato foi selecionado para se avaliar a sucção mátrica nas *condições 0, F1, I e F2*.

Diferentes equações de calibração podem ser utilizadas para determinação da sucção (Ψ) a partir da umidade presente no papel filtro (w). Tendo em vista que na literatura as CRAMs não são comumente caracterizadas em função da tensão de sucção, quatro equações distintas foram utilizadas. As curvas de calibração são divididas em duas regiões a depender da umidade do papel

filtro. A **Tabela 32** apresenta quatro equações de calibração distintas para o papel filtro Whatman nº 42 em função da umidade, e a **Tabela 33** mostra os valores calculados a partir dessas equações.

Tabela 32. Equações de calibração do papel filtro Whatman nº 42

Fonte	w (%)	Equação
Oliveira (2004)	$w < 33$	$\log(\Psi) = 4,83 - 0,0839w$
	$w \geq 33$	$\log(\Psi) = 2,57 - 0,0154w$
Leong et al. (2002)	$w \geq 47$	$\log(\Psi) = 2,909 - 0,0229w$
	$w < 47$	$\log(\Psi) = 4,945 - 0,0673w$
Chandler et al. (1992)	$w \leq 47$	$\log(\Psi) = 4,84 - 0,0622w$
	$w > 47$	$\log(\Psi) = 6,05 - 2,48 \log(w)$
ASTM 5298-16	$w < 45,3$	$\log(\Psi) = 5,237 - 0,0779w$
	$w > 45,3$	$\log(\Psi) = 2,412 - 0,0135w$

Tabela 33. Valores de sucção para cada condição de umidade

Material	Fonte	Sucção (kPa), na condição:			
		0	F1	I	F2
RAP + espuma (Fase II)	Oliveira (2004)	1,8	17464,7	1,1	25958,6
	Leong et al. (2002)	0,3	29748,7	0,1	40882,1
	Chandler et al. (1992)	4,5	25363,0	3,6	34025,4
	ASTM 5298-16	2,5	49113,4	1,5	70959,6
	Umid. do papel filtro (%)	149,59	7,01	164,77	4,95
	Umidade do CP (%)	7,80	0,29	6,77	0,00
Brita + espuma (Fase II)	Oliveira (2004)	23,2	19345,4	1,0	28603,7
	Leong et al. (2002)	13,1	32292,0	0,1	44191,2
	Chandler et al. (1992)	22,6	27360,8	3,5	36563,2
	ASTM 5298-16	22,7	54005,6	1,4	77649,3
	Umid. do papel filtro (%)	78,19	6,48	166,93	4,45
	Umidade do CP (%)	5,30	0,20	5,81	0,00

Da **Tabela 33**, é possível observar que os valores de sucção estão coerentes com as umidades para cada condição de umidade. Para todas as equações testadas, a sucção mátrica medida apresentou

aumento considerável da *condição 0* para a *condição F1*, seguida de uma redução expressiva na *condição I*. Tais resultados indicam que a sucção é diretamente proporcional ao MR dos materiais testados nas condições extremas de umidade (*0, F1 e I*) para ambos os materiais.

Na *condição F2*, por outro lado, o valor da sucção mátrica aumenta novamente, superando a obtida na *condição F1*, diferentemente da curva de MR na mesma condição, a qual apresenta redução da *condição F1* para a *condição F2*. Este resultado pode ser observado tanto para a mistura de RAP + espuma quanto para a mistura de brita + espuma. Tal redução pode ser atribuída à perda de coesão entre mástique-agregado que pode ter ocorrido de forma parcial na amostra, como mencionado anteriormente. Após a saída da água, o aumento do MR observado entre as *condições I e F2* pode ser decorrente do aumento de tensão de sucção mátrica, evidenciado pelos resultados do ensaio de papel filtro apresentados na **Tabela 33**.

Para a mistura de brita + espuma na *condição F2*, não foi observado um ganho significativo de rigidez, apesar do aumento considerável da sucção mátrica. Este resultado reforça o papel secundário da sucção na rigidez das CRAMs, a qual pode estar sendo comandada principalmente pela adesão entre mástique e agregado.

Vale ressaltar que os valores de MR e sucção não seguem a mesma tendência, uma vez que diferentes mecanismos de resistência ao carregamento, como adesão ou perda de adesão entre mástique-agregado e a estrutura interna das amostras, podem influenciar a rigidez do CP simultaneamente. Para avaliar o efeito do intertravamento dos agregados separadamente, ensaios de tomografia antes e após os ciclos de saturação podem ser realizados com o objetivo de avaliar variações da distribuição e teor de vazios no interior das amostras.

Comparação de todos os materiais de base (condição F)

A **Figura 99** apresenta as curvas de módulo de resiliência para os quatro tipos de materiais de base estabilizados com ligante asfáltico. Foram ensaiadas duas réplicas para cada tipo de mistura, todas na condição final de cura.

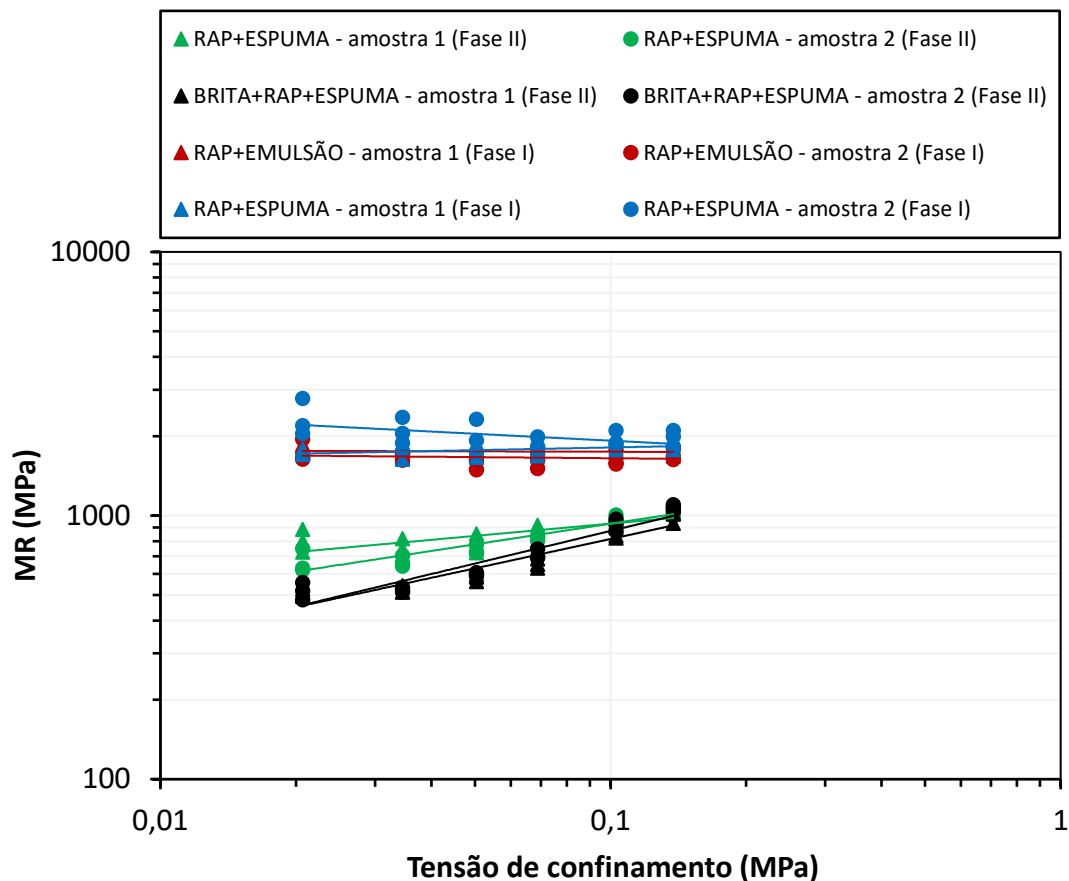


Figura 99. Módulo de resiliência das quatro misturas estabilizadas com ligante asfáltico

Da **Figura 99**, é possível observar que as misturas com cimento (RAP + espuma e RAP + emulsão da Fase I) apresentam valores de MR consideravelmente superiores às misturas com cal hidratada. Isto se deve ao fato de que após a cura, a hidratação do cimento confere rigidez à mistura, além de ter sido usado um percentual maior, 2% de cimento versus 1% de cal hidratada). Somado a isso, a saída da água por evaporação gera a adesão do mástique com os agregados graúdos e um consequente aumento da sucção, principalmente na mistura com espuma de asfalto. Tais fatores também acarretam o acréscimo da rigidez.

Analizando os valores de MR em função da tensão de confinamento, observa-se que as misturas com cal hidratada (RAP + espuma e brita + espuma da Fase II) apresentam maior dependência do estado de tensões do que as misturas com cimento, as quais possuem 2% de cimento em sua composição. Após a hidratação do cimento, as misturas da Fase I (RAP + espuma e RAP + emulsão) apresentam comportamento mecânico similar ao de misturas cimentadas, cujo MR independe da tensão de confinamento aplicada durante o ensaio. Resultados similares foram encontrados em misturas estabilizadas com emulsão asfáltica e 1% de cimento (Bessa et al., 2016; Kuchiishi et al., 2017). As misturas de RAP + espuma e brita + espuma (Fase II), por outro lado, são compostas de cal hidratada, que não sofre o mesmo processo de hidratação igual ao do cimento.

Nesta situação, a resistência ao carregamento é resultante apenas do intertravamento dos agregados, da adesão do mástique de espuma de asfalto e dos agregados graúdos e do aumento de sucção com a evaporação da água, como descrito por Fu et al. (2010). Assim, o ganho de rigidez por hidratação não ocorre, e o material apresenta comportamento mais parecido com a de um material granular, cujo MR é dependente da tensão de confinamento.

Vale ressaltar que apesar de as misturas com cimento apresentarem vantagens do ponto de vista estrutural devido ao elevado MR, o cimento possui custo superior em comparação com a cal hidratada, tendo em vista que ambos podem ser utilizados como fíleres ativos na granulometria de CRAMs. Além disso, o uso do cimento inviabiliza a estocagem do material estabilizado em pilhas no canteiro central por conta de sua hidratação. As misturas com cal hidratada, por outro lado, apresentam maior flexibilidade em termos de armazenamento e transporte. A escolha de um ou outro tipo de fíler ativo não deve ser baseada apenas em aspectos estruturais, sendo importante haver compatibilidade entre o projeto dos materiais e o projeto estrutural.

4.4.6. Comparação do método de compactação (RAP + espuma e RAP + emulsão - Fase I)

Para a análise da influência do método de compactação, apenas as misturas de RAP + espuma e RAP + emulsão da Fase I (com adição de cimento) foram utilizadas. As amostras foram compactadas por meio de dois métodos distintos: (i) compactação com martelo vibratório (procedimento já descrito anteriormente) e (ii) compactação por impacto.

Na compactação por impacto foi utilizado o soquete Proctor (aproximadamente 4,5kg e 45cm de altura de queda) e as amostras foram compactadas em 8 camadas com 26 golpes/camada. Em ambos os métodos buscou-se atingir a massa específica seca máxima dos dois materiais: 2,060g/cm³ para a mistura de RAP + espuma e 2,006g/cm³ para a mistura de RAP + emulsão. Vale ressaltar que diferentes procedimentos de cura foram adotados para as amostras compactadas utilizando soquete Proctor. A mistura de RAP + espuma foi curada a 40°C até que a umidade ótima reduzisse para 60% (Guatimosim, 2015), enquanto a mistura de RAP + emulsão foi curada durante 3 dias a 60°C fora do saco plástico, para garantir evaporação da água (Bessa et al., 2016), e mais 3 dias a 60°C dentro do saco plástico para que a umidade se distribuisse de forma homogênea pela geometria do corpo de prova.

A **Tabela 34** apresenta as massas específicas obtidas para cada CP por método de compactação. A **Figura 100** e **Figura 101** apresentam as curvas de MR para as amostras compactadas por impacto (I) e pelo martelo vibratório (V).

Tabela 34. Massa específica seca obtida para as amostras de 200 mm de altura por método de compactação

Material	Compactação	Massa específica seca média (g/cm ³)	Diferença
RAP + emulsão	Impacto	1,970	3,93%
	Vibratório	2,048	
RAP + espuma	Impacto	2,070	0,93%
	Vibratório	2,051	

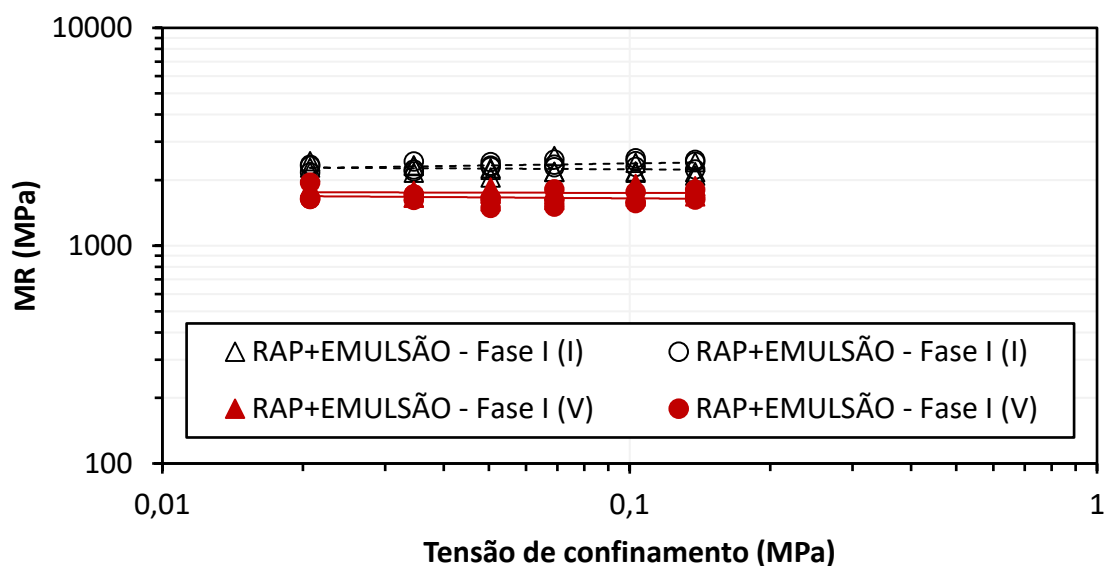


Figura 100. Comparação do método de compactação para a mistura de RAP + emulsão (Fase I)

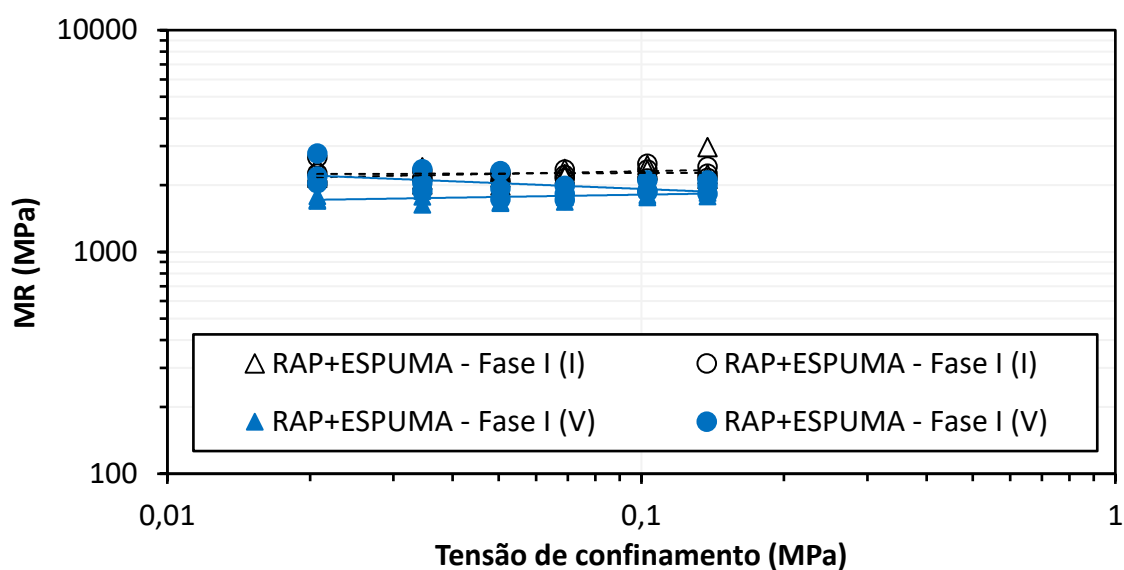


Figura 101. Comparação do método de compactação para a mistura de RAP + espuma (Fase I)

Das figuras acima é possível observar que a compactação por impacto produziu amostras com MR superior em comparação às aquelas com martelo vibratório. As amostras apresentaram densidades secas similares, como observado na **Tabela 34**, e, portanto, sua influência no módulo de resiliência pode ser considerada pequena. Mesmo para as amostras estabilizadas com emulsão asfáltica, entre as quais as compactadas com soquete Proctor apresentaram massa específica seca pouco inferior que as compactadas com martelo vibratório, o MR das primeiras foi superior em comparação com as segundas.

Apesar da compactação por martelo vibratório melhor simular a orientação das partículas em campo (Asphalt Academy, 2009), a utilização do soquete Proctor produz amostras com rigidez superior. Isto pode estar relacionado com o número de camadas utilizadas em cada método de compactação. Quando utilizado o soquete Proctor, a amostra é compactada em 8 camadas, diferentemente do martelo vibratório, com o qual foram necessárias apenas 2 camadas. Neste último caso, a camada em si pode estar mais compactada próximo à superfície de contato com o martelo vibratório em comparação com o material presente no fundo da mesma, diferentemente do outro método, no qual o maior número de camadas faz com que o nível de compactação por camada seja similar. Dessa forma, a massa específica individualmente não é capaz de evidenciar os diferentes níveis de compactação por camada, uma vez que é um parâmetro volumétrico que corresponde à densidade da amostra como um todo.

Tendo em vista as diferenças obtidas no MR, o método de compactação apresenta influência significativa no comportamento mecânico das CRAMs. Apesar de ambos os métodos produzirem amostras com valores de massa específica seca similares, a rigidez resultante é diferente, o que pode afetar consideravelmente o processo de dimensionamento da estrutura do pavimento.

4.4.7. Módulo dinâmico

Umidade de compactação

O ensaio de módulo dinâmico (AASHTO T342-11) é realizado em amostras com 100 mm de diâmetro e 150mm de altura. Cargas cíclicas senoidais são aplicadas axialmente sobre as amostras de forma a garantir que as deformações resultantes permaneçam entre 50 e 150 $\mu\epsilon$, região que corresponde ao domínio viscoelástico linear. Foram utilizadas seis frequências de carregamento (25 – 10 – 5 – 1 – 0,5 – 0,1Hz) e três temperaturas (37,8 – 21,2 – 4,4°C).

Para avaliar as propriedades viscoelásticas das amostras na umidade de compactação, apenas as misturas de RAP + espuma e brita + espuma da Fase II (com adição de cal hidratada) foram utilizadas. Resultados inconsistentes foram obtidos, tendo em vista que maiores temperaturas resultaram maiores valores de rigidez, contradizendo o princípio de superposição tempo-temperatura. Considerando que o ensaio de módulo dinâmico requer muitas horas para sua realização, essa inconsistência pode ser atribuída à saída de água durante o ensaio. Conforme a água evapora, a amostra ganha rigidez pelo processo de cura, o que acaba mascarando o efeito da redução da rigidez pelo aumento da temperatura característico de materiais viscoelásticos. A **Figura 102** apresenta os valores de $|E^*|$ para as amostras na umidade de compactação.

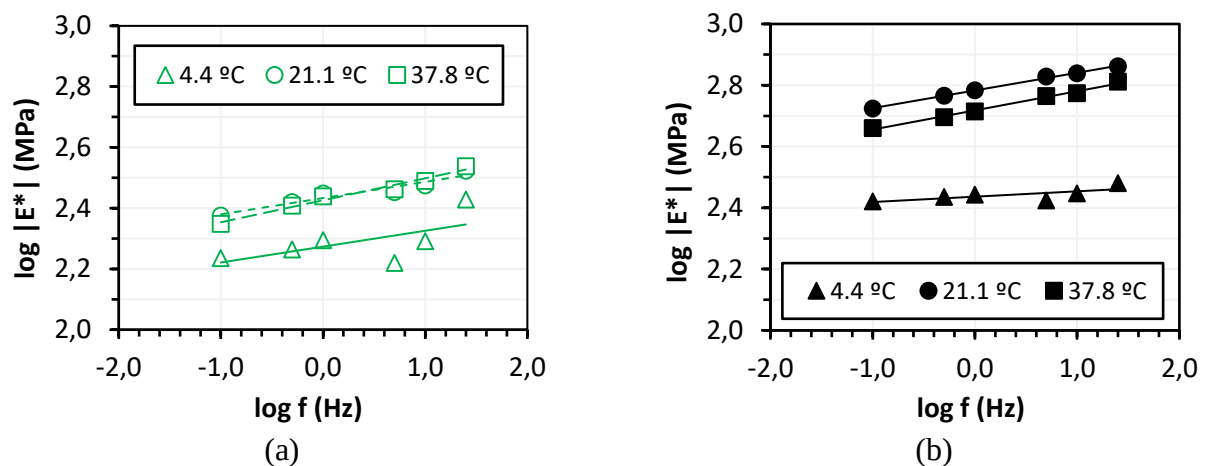


Figura 102. Valores de $|E^*|$ para amostras de: (a) RAP + espuma (Fase II) e (b) brita + espuma (Fase II) na umidade de compactação

Após cura a 40°C por 7 dias

A **Figura 103** apresenta as curvas mestras de $|E^*|$ para os materiais de base estabilizados com ligante asfáltico na temperatura de referência de 21,1°C. Duas réplicas de cada mistura foram ensaiadas, mas apenas uma está apresentada abaixo para melhor visualização. As curvas mestras das réplicas podem ser encontradas na **Figura 104**.

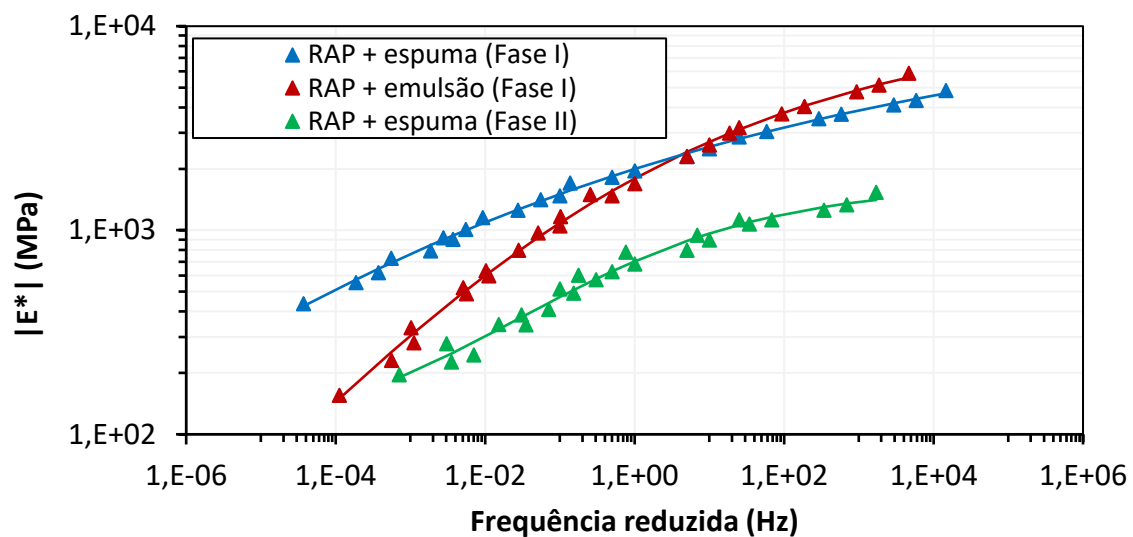
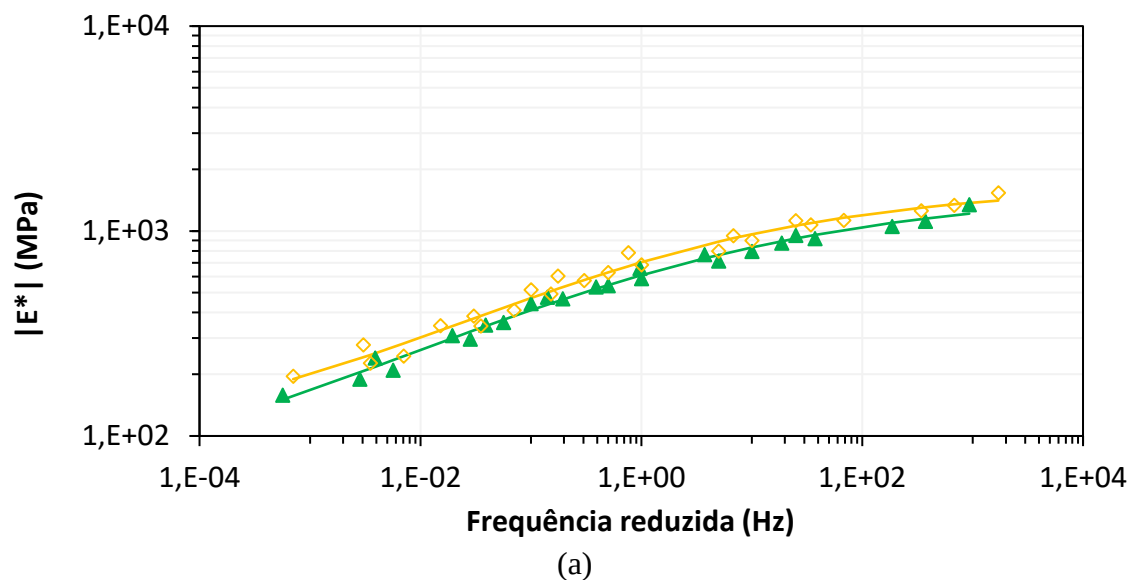
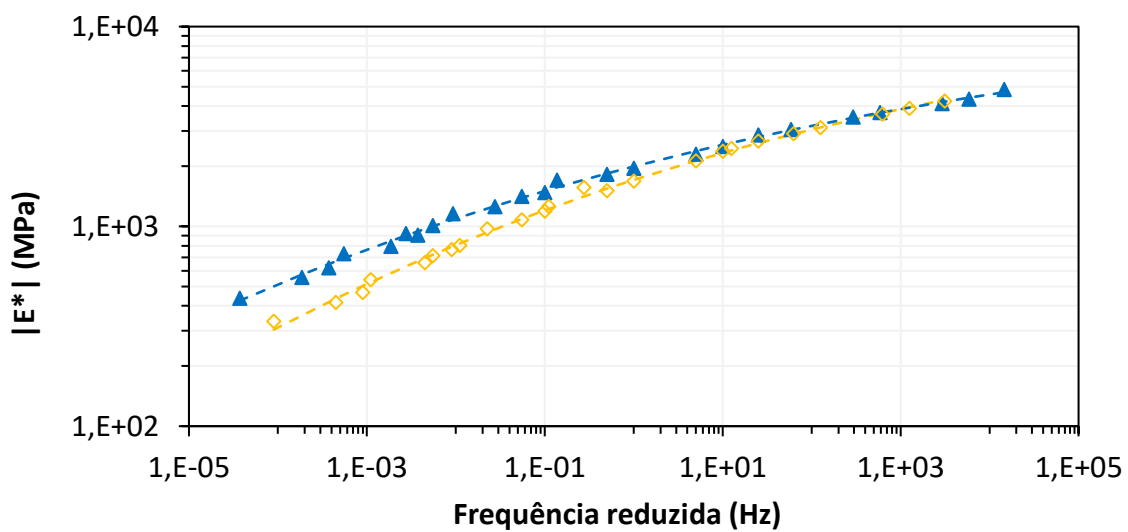


Figura 103. Curvas mestras de $|E^*|$ para os materiais de base



(a)



(b)

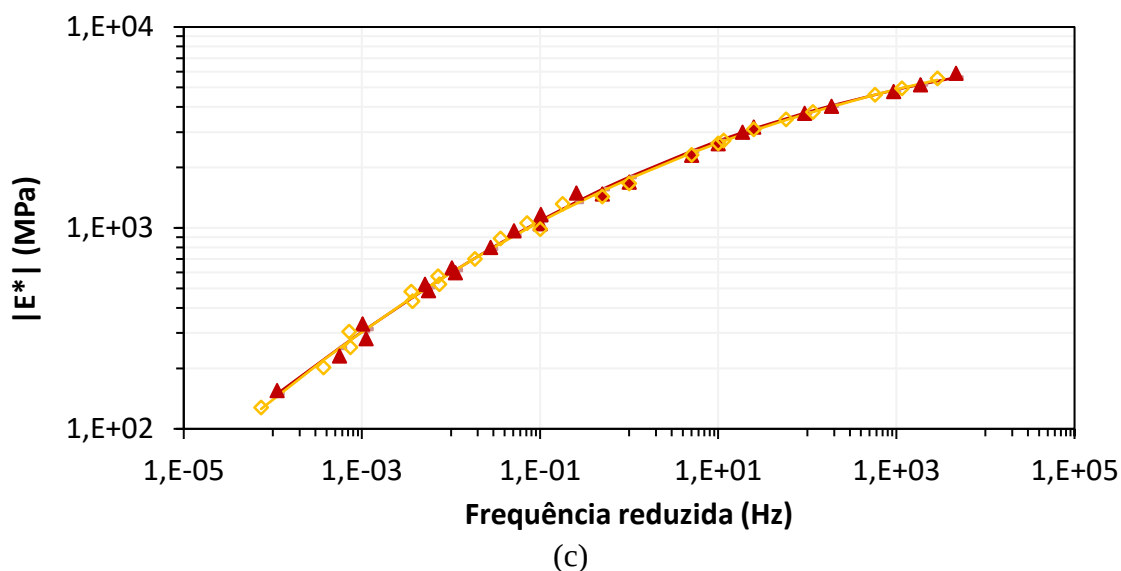


Figura 104. Réplicas das curvas mestras de $|E^*|$ para os materiais de base: (a) RAP + espuma (Fase II), (b) RAP + espuma (Fase I) e (c) RAP + emulsão (Fase I)

Da **Figura 103** é possível observar que o princípio de superposição tempo-temperatura (TTSP, do inglês *time-temperature superposition principle*) é válido para os materiais avaliados. Apesar de menos inclinadas, as curvas mestras indicam que tais materiais apresentam rigidez dependente da variação de temperatura e frequência de carregamento.

A mistura de RAP + emulsão (Fase I) apresenta comportamento mais viscoelástico do que as misturas de RAP + espuma (Fase I e Fase II), tendo em vista o maior intervalo de variação do $|E^*|$. Isto pode estar relacionado com a forma de dispersão do ligante asfáltico pela amostra. Apesar da mistura estabilizada com emulsão asfáltica ser caracterizada por uma fina camada de ligante recobrindo seus agregados, a variação da temperatura e frequência de carregamento possui maior influência na rigidez do que nas misturas estabilizadas com espuma de asfalto. Nestas últimas, o ligante distribui-se descontinuamente na forma de *spot welds* (pontos de solda). Resultados similares foram encontrados por Ebels (2008) e Leandri et al. (2014). Adiciona-se ainda o fato de a mistura com emulsão ter sido composta somente por RAP (que contém ligante asfáltico), enquanto a mistura com espuma tem um percentual de agregado britado em sua composição.

Para maiores valores de frequência reduzida (ou baixas temperaturas) as misturas da Fase I (RAP + emulsão e RAP + espuma com adição de cimento) apresentam rigidez similar. Porém, para menores valores de frequência reduzida (ou altas temperaturas), o $|E^*|$ da mistura de RAP + espuma da Fase I é significativamente superior, uma vez que nesta condição o ligante está mais fluido e as propriedades mecânicas do CP são comandadas pela granulometria (Pellinen et al., 2004). Tendo em vista que a mistura de RAP + espuma apresenta granulometria mais fina que a mistura de RAP + emulsão (ambas da Fase I, com adição de cimento), os agregados menores preenchem os vazios

deixados pelos maiores, aumentando o intertravamento do esqueleto mineral. Nesta condição, a amostra apresenta maior resistência, principalmente em temperaturas mais elevadas (Kuchiishi et al., 2018).

Comparando as curvas mestras das misturas de RAP + espuma (Fase I e Fase II), observa-se que ambas apresentam inclinação similar, indicando comportamento viscoelástico equivalente e que pode ser atribuído à forma de dispersão da espuma de asfalto. A mistura de RAP + espuma da Fase I (com cimento), em particular, apresenta rigidez consideravelmente superior que a mistura de RAP + espuma da Fase II (com cal hidratada), muito em virtude da presença do cimento, o qual hidrata e confere maior rigidez.

Comparação do método de compactação

Para a análise da influência do método de compactação nas amostras de 150mm de altura, apenas as misturas de RAP + espuma e RAP + emulsão com adição de cimento (Fase I) foram utilizadas. As amostras foram compactadas por meio de dois métodos distintos: (i) compactação com martelo vibratório (procedimento já descrito anteriormente) e (ii) compactação por impacto.

Em ambos os métodos buscou-se atingir a massa específica seca máxima de ambos os materiais: 2,060g/cm³ para a mistura de RAP com espuma e 2,006g/cm³ para a mistura de RAP + emulsão (Fase I). O procedimento de cura foi o mesmo para ambos os materiais, como já mencionado no item de módulo de resiliência.

A **Tabela 35** apresenta as massas específicas obtidas para cada CP por método de compactação para as amostras de 150mm de altura. A **Figura 105** apresenta as curvas de $|E^*|$ para as amostras compactadas por impacto (I) e pelo martelo vibratório (V).

Tabela 35. Massa específica seca obtida para as amostras de 150mm de altura por método de compactação

Material	Compactação	Amostra	Massa específica seca (g/cm ³)		Diferença
RAP + emulsão (Fase I)	Impacto	3	-	-	-
		4	-	-	
	Vibratório	8	2,091	2,074	
		15	2,057		
RAP + espuma (Fase I)	Impacto	1	-	-	-
		3	-		
	Vibratório	8	2,056	2,055	

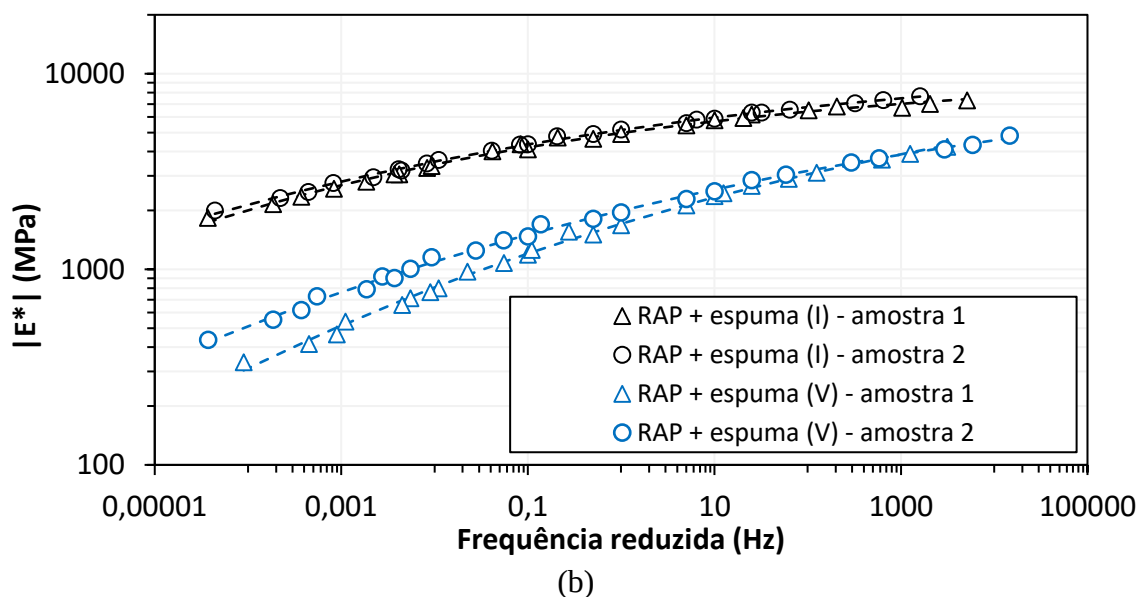
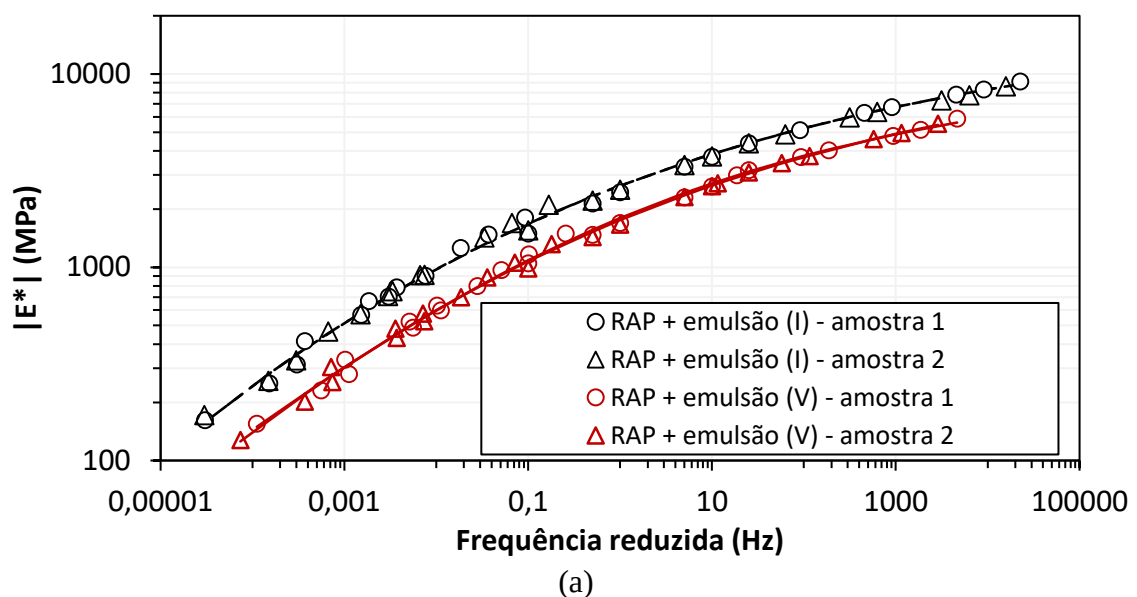


Figura 105. Comparação do método de compactação para: (a) mistura de RAP + emulsão (Fase I) e (b) mistura de RAP + espuma (Fase I)

Da mesma forma que os resultados de MR, as amostras compactadas utilizando o soquete Proctor apresentaram maior valor de $|E^*|$ do que aquelas com martelo vibratório, indicando assim maior rigidez.

4.4.8. Ensaio uniaxial de carga repetida (creep dinâmico)

Outro ensaio de caracterização mecânica realizado nas misturas recicladas estabilizadas com espuma de asfalto (Fase I e da Fase II) foi o ensaio uniaxial de carga repetida, para obtenção do parâmetro conhecido como *flow number* (FN), que é utilizado como previsão da resistência à deformação permanente de materiais asfálticos. Esse ensaio, realizado de acordo com a ABNT NBR 16505 (2016), consiste na aplicação de carregamentos cíclicos axiais de 204kPa em amostras cilíndricas à temperatura de 60°C. Cada carregamento dura 0,1s e é seguido por um período de repouso de 0,9s a uma tensão de 10,2kPa. O ensaio é finalizado quando o CP é rompido, ou seja, quando atinge o ciclo correspondente ao FN, momento em que a amostra entra em sua zona terciária (quando começa a haver cisalhamento com volume constante da amostra). Caso o FN não seja atingido, o ensaio é parado aos 10.000 ciclos de carregamento, ou quando a amostra chega a 2% de deformação axial – no caso de ensaios não confinados. A **Figura 106** apresenta a evolução do ensaio para dois CPs da mistura RAP + espuma da Fase I e dois CPs da mistura RAP + espuma da Fase II, e a **Tabela 36** mostra os resultados de FN para cada amostra. As curvas apresentadas são obtidas pelo uso do modelo de Francken (**Equação 21**).

$$\varepsilon_p = A \times N^B + C \times (e^{DN} - 1) \quad (21)$$

Onde:

ε_p = é a deformação plástica vertical uniaxial (microstrains);

N = número de ciclos;

A, B, C, D = constantes do modelo de Francken para a amostra testada.

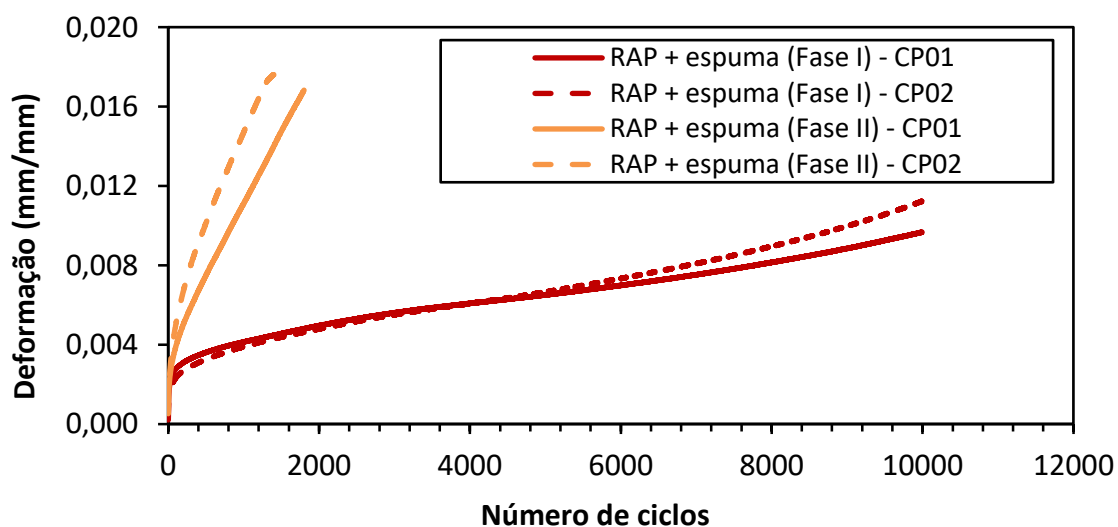


Figura 106. Evolução do ensaio de *flow number* nas misturas espumadas

Tabela 36. Resultados de *flow number* para as misturas espumadas

Mistura	Amostra				
	CP01	CP02	Média	Desvio padrão	Coefficiente de variação (%)
RAP + espuma (Fase I)	4.471	3.914	4.193	394	9,4
RAP + espuma (Fase II)	1.065	1.267	1.166	143	12,3

Os resultados obtidos indicam que a mistura de RAP + espuma da Fase I possui um valor de FN aproximadamente três vezes maior do que aquele obtido para a mistura da Fase II. Essa diferença pode ser explicada pelo teor de ligante hidráulico presente na mistura da Fase I (2,0% de cimento Portland), que é inferior àquele da mistura da Fase II (1,0% de cal hidratada), o que acaba tornando o material mais rígido na temperatura de ensaio. Sendo assim, espera-se que o defeito de deformação permanente seja mais precoce para a mistura de RAP + espuma da Fase II. Para efeito de comparação, a **Tabela 37** mostra valores recomendados como limite mínimo de FN para diferentes níveis de tráfego, de acordo com Nascimento (2008). Esse autor propôs os valores mostrados para misturas asfálticas usinadas a quente, utilizadas como camada de revestimento de pavimentos asfálticos.

Tabela 37. Valores recomendados para FN de misturas asfálticas a quente (Nascimento, 2008)

Propriedade		Valores recomendados
Volume de vazios (%)		6,5 a 7,5
Temperatura (°C)		60
Tensão axial (kPa)		204
Tráfego	Médio ($3 \times 10^6 \leq N < 1 \times 10^7$)	≥ 300
	Pesado ($1 \times 10^7 \leq N < 3 \times 10^7$)	≥ 750

5. MONITORAMENTO DO DESEMPENHO DO PAVIMENTO

5.1. Caracterização do tráfego monitorado

5.1.1. Identificação das categorias mais frequentes na rodovia

O conhecimento das categorias mais frequentes em uma rodovia é de grande relevância. A classificação dos veículos permite identificar características importantes para atividades como a elaboração de projetos de dimensionamento de pavimentos, quantificação do desempenho para fins de gerência da malha rodoviária, entre outras. A partir da análise de dados do sistema WIM instalado na BR-381, foi possível identificar as categorias que trafegaram pela rodovia entre setembro de 2015 e dezembro de 2017. Do total de 47 categorias de veículos de carga adotadas no sistema de classificação implantado na etapa de processamento dos dados, 40 foram registradas no período analisado. Cabe ressaltar que os dados de fevereiro a junho de 2016 não foram apresentados, visto que durante esse período os sensores de temperatura apresentaram problemas técnicos que afetaram a qualidade dos registros. Observou-se que as 15 categorias mais frequentes na rodovia representam 97,3% do total de veículos passantes. Na **Figura 107** são apresentadas as figuras esquemáticas dessas categorias.

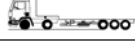
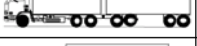
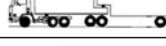
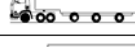
A		3C/3CD/3DC/3BB/3BC/3CB	I		3M6/3Q6
B		2C/2CB	J		3S2/32D
C		3S3/3D3	K		2I2/2C2/2DL/2BI/2BR/2RB/2BB
D		2S2/2B2/2BD/2DB	L		2S1/2B1
E		2S3	M		3I2/3DL/3D2/3DD/3DI/3C2/3IB
F		3D4/34D/3T4/3TD	N		3LD/3DT
G		3I3/3ID/3DN/3N3	O		3I1/3DI/33D/3C3/3JD
H		4DD/4DC/4CD/4CB/4DB/4CB/4BD			

Figura 107. Categorias mais frequentes na BR-381

Na **Figura 108** são apresentadas as quantidades de veículos registrados por categoria e mês. Uma classe adicional, que reúne os casos que não se enquadram em nenhuma das categorias definidas pelo DNIT, foi também implantada e identificada como NC (não classificados).

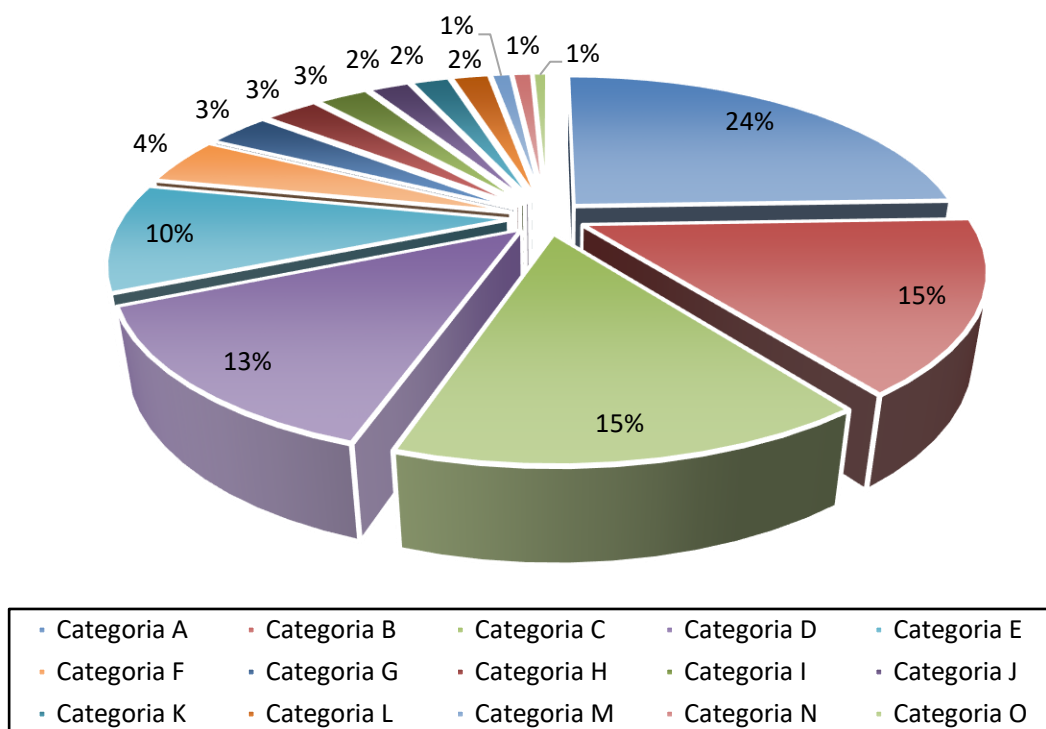


Figura 108. Porcentagem média de veículos registrados por categoria

A não classificação de veículos, observada para 0,4% dos veículos registrados pelo sistema WIM durante o período analisado, pode estar relacionada com possíveis medições incoerentes resultantes, por exemplo, da interpretação de proximidade entre caminhões em fila como um único veículo, caminhões com longo espaçamento entre eixos interpretados como dois veículos, possível troca de faixa, entre outros eventos.

5.1.2. Porcentagem de veículos comerciais na rodovia e distribuição nas faixas 1 e 2

Em um projeto de pavimento, a etapa do estudo de tráfego contempla a obtenção dos parâmetros necessários para o dimensionamento da estrutura. Devido à ausência de informações precisas, muitas suposições são feitas, incluindo a porcentagem de veículos comerciais que trafegam na faixa mais solicitada, informação utilizada nas premissas de dimensionamento de pavimentos brasileiros. Com a análise dos dados do sistema WIM é possível identificar a distribuição de veículos comerciais por faixa, possibilitando a adoção de hipóteses de projeto mais próximas à realidade.

A partir da análise de dados do sistema WIM instalado na BR-381, foi possível identificar a distribuição de veículos comerciais pelas faixas 1 e 2 no período de análise. Conforme esperado, a Faixa 2 é a faixa mais solicitada, onde trafegam, em média, 85,4% dos veículos comerciais, com um desvio padrão de 2%.

5.1.3. Distribuição do volume de tráfego na BR-381

O volume de tráfego de uma rodovia, embora oscile em torno de um valor médio, varia ao longo do tempo. Essa variação pode ser observada ao longo do dia, das semanas, dos meses e até dos anos. Diferentes fatores podem ser associados a esse fenômeno, tais como período de férias, feriados, escoamento de safras, crises econômicas, entre outros.

Na **Figura 109**, são apresentados os volumes médios diários (VMD) referentes aos meses dos anos de 2014 a 2017, obtidos a partir da análise dos dados do pedágio localizado a menos de 10 km do sistema WIM. Constata-se na análise do gráfico o efeito da sazonalidade ao longo do ano, sendo os maiores volumes observados, no geral, nos meses de janeiro e julho. No entanto, ao separar os veículos leves dos comerciais, nota-se que o volume médio diário comercial (VMD_c) se mantém durante os meses. A média do VMD_c durante o período analisado é de 5.463 caminhões no sentido sul da BR-381, com desvio padrão de 308 e coeficiente de variação de 5,6%.

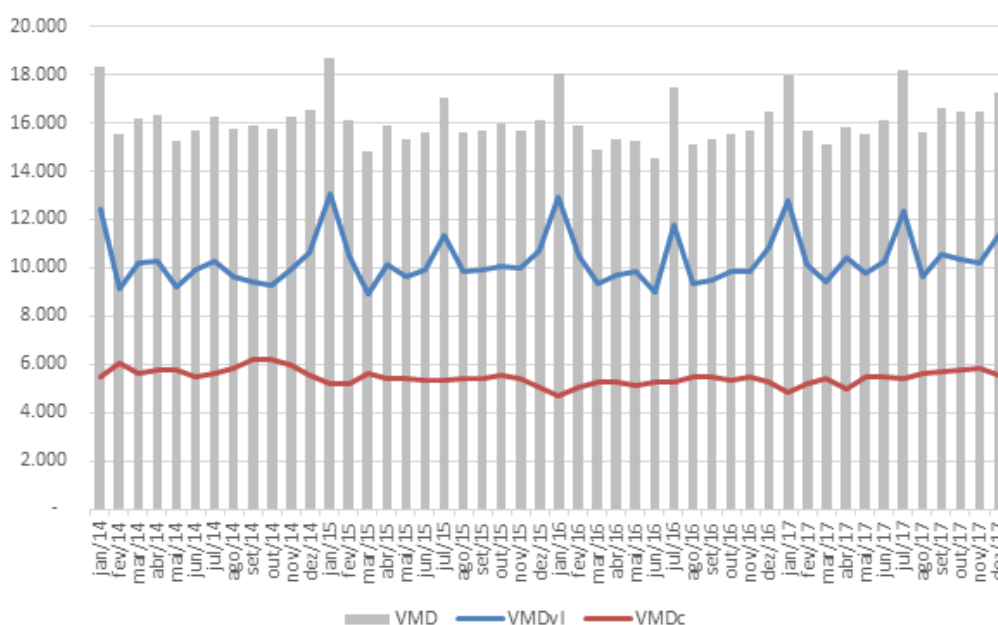


Figura 109. Volume médio diário (VDM) na pista sul nos anos de 2014 a 2017

5.1.4. Análise do excesso de carga

O tráfego de veículos comerciais com excesso de carga é um problema crítico, possuindo um impacto negativo na segurança viária e nível de serviço nas rodovias, bem como afetando a vida útil dos pavimentos e pontes. Dessa forma, com o objetivo de garantir a integridade das estruturas pelo período previsto em projeto, desde a década de 60 foram estabelecidos limites de pesos e dimensões para a circulação de veículos nas vias terrestres brasileiras. De modo complementar, uma tolerância máxima foi adotada com o intuito de equalizar possíveis discrepâncias de aferição dos

equipamentos de pesagem. Essa tolerância para o peso bruto total é 5% e para os eixos foi modificada algumas vezes, variando entre 5% e 10% (sendo esse último a tolerância praticada hoje).

Os sistemas de pesagem em movimento são uma alternativa para monitoramento das cargas reais aplicadas no pavimento, permitindo identificar a presença de veículos com excesso. Neste subitem, a partir da análise de dados do sistema WIM, é analisado o excesso de carga praticado na Rodovia Fernão Dias, admitindo-se que os dados da balança representem os dados reais e não possuem erros de aferição (análise determinística). Adicionalmente, um método para identificação de padrões de viagem dos veículos com excesso de carga é proposto.

Devido à grande quantidade de dados, são analisadas apenas as quinze categorias mais frequentes, que representam 97,3% do total de veículos de carga que trafegaram na BR-381 entre setembro de 2015 e dezembro de 2017. Conforme já mencionado, devido à limitação do sistema em distinguir eixos de roda simples e roda dupla, e na impossibilidade de se fazê-la por outros meios, no caso de dúvida sobre o tipo de eixo, a carga será sempre comparada ao limite admissível do eixo com rodas duplas, adotando-se assim uma medida conservadora na análise dos excessos. Os eixos dianteiros, por outro lado, são sempre considerados como eixos simples de rodas simples, sendo essa a configuração mais comum. Cabe ressaltar também que o sistema não identifica eixos suspensos e, portanto, os eixos identificados como ESRD ou ETD podem ser na realidade ETD ou ETT, respectivamente, com 1 eixo suspenso. No entanto, nesse estudo os mesmos serão tratados como foram registrados pelo WIM, visto ser essa configuração que se encontra em contato com a superfície do pavimento e o solicita diretamente.

Análise do excesso de carga com base na carga máxima legal

As cargas máximas legais por eixo preconizadas pelo CONTRAN, expostas na Resolução nº 210/06 e válidas atualmente são apresentadas na **Figura 110**. O limite de PBT/PBTC é obtido pela soma dos valores dos limites por eixo ou grupo de eixos. A **Figura 111** apresenta as categorias analisadas e seus respectivos pesos máximos legais.

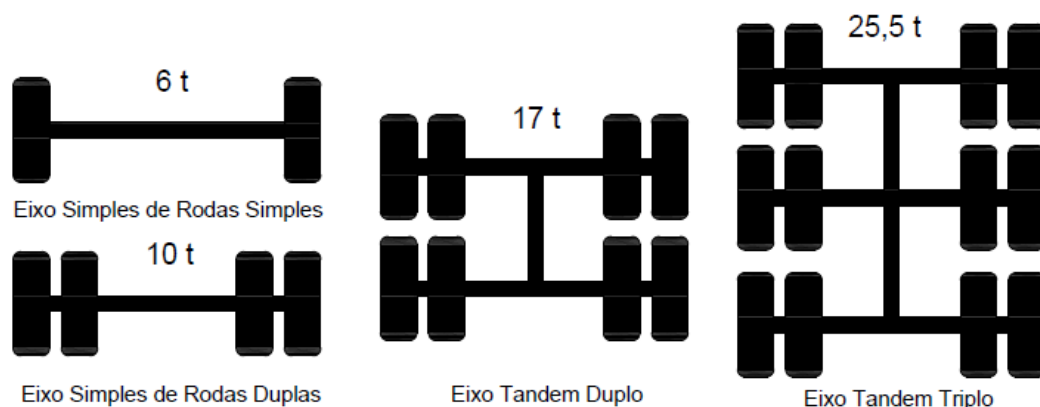


Figura 110. Cargas máximas legais por tipo de eixo

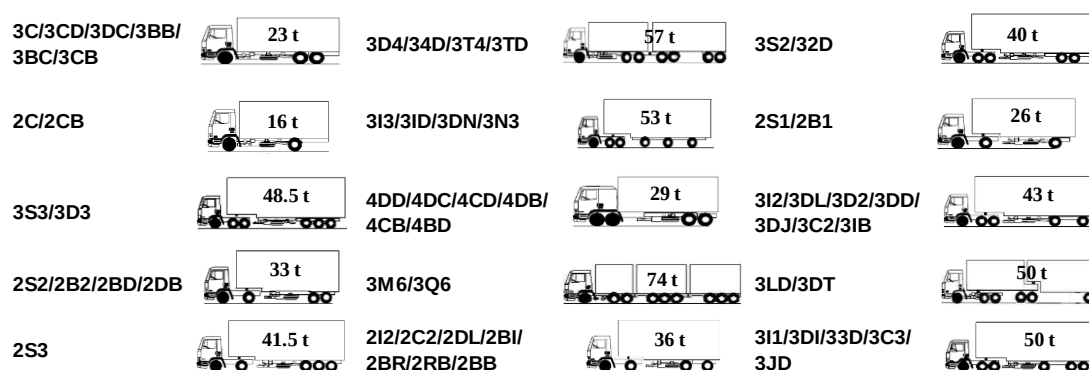


Figura 111. PBT/PBTC dos veículos analisados

No total, 1.394.725 veículos foram analisados, sendo que 330.779 veículos apresentaram excesso no peso bruto total e eixos, ou apenas nos eixos. A categoria 3I1/3DI/33D/3C3/3JD é a mais crítica, com 62% dos veículos analisados extrapolando os limites legais, seguida pelas categorias 3LD/3DT e 3M6/3Q6, com 60% e 50% dos veículos com excesso, respectivamente. Na **Figura 112** são apresentadas, de uma forma geral, as porcentagens de veículos com sobrecarga para as quinze categorias analisadas.

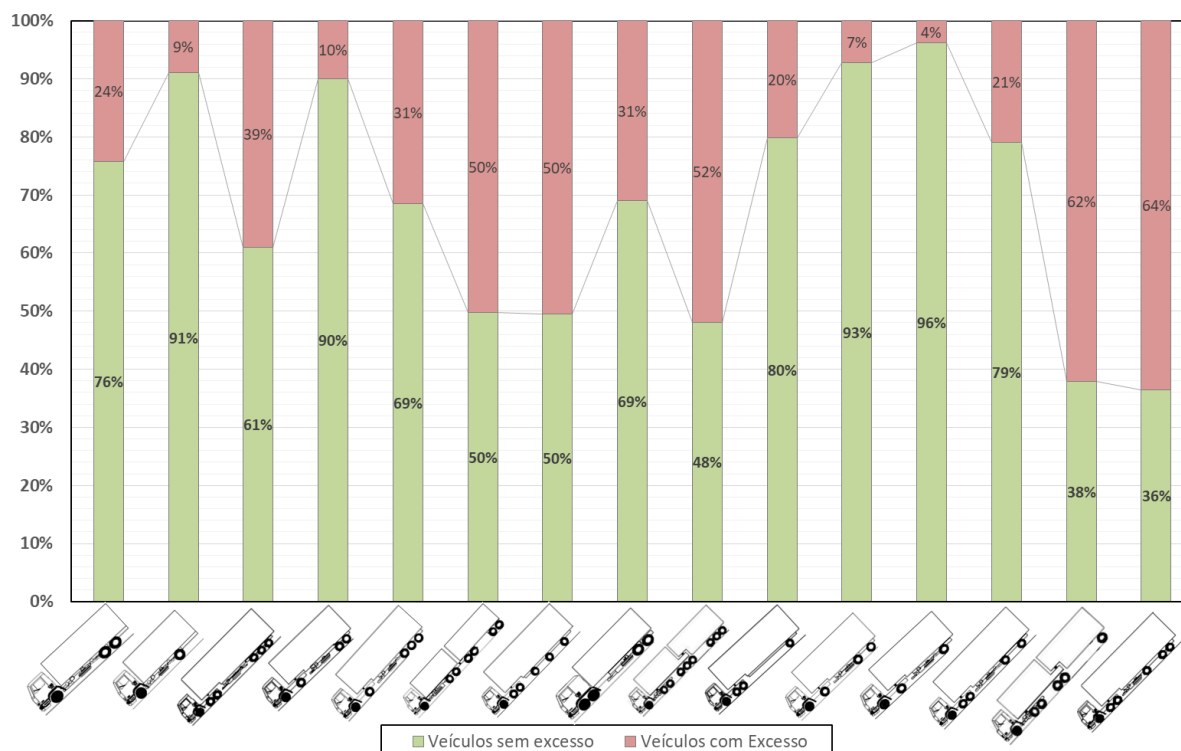
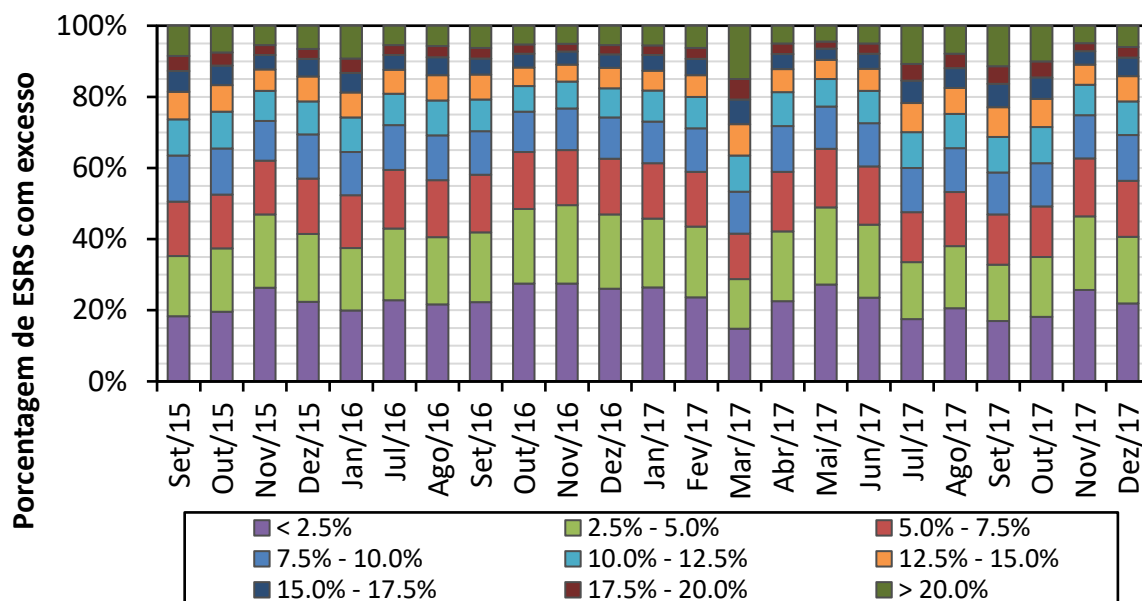


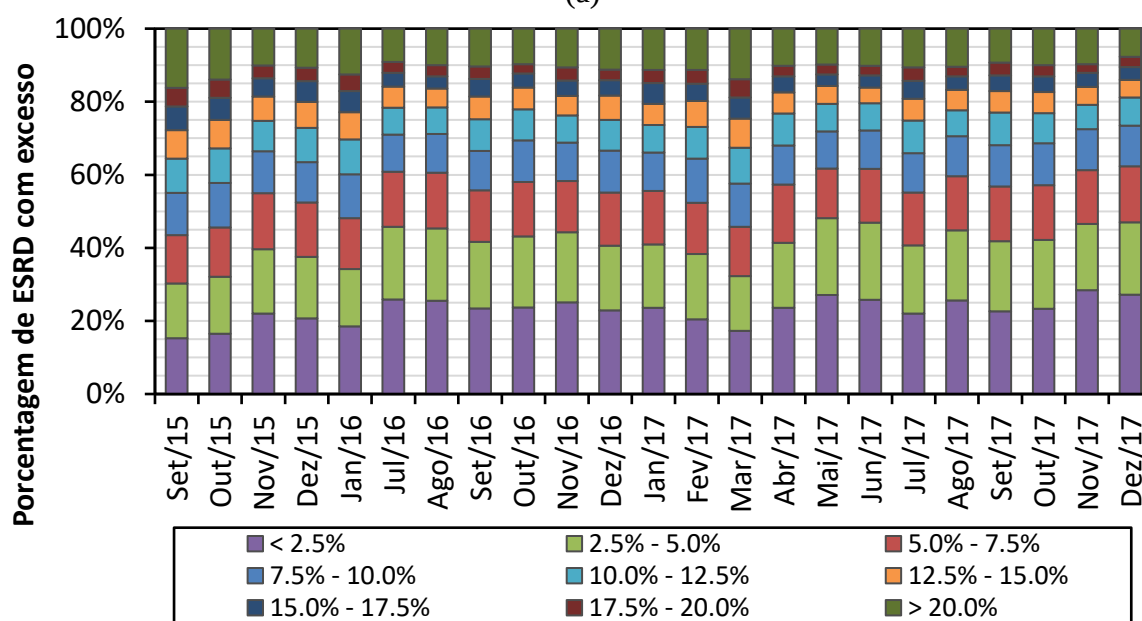
Figura 112. Porcentagem de veículos com excesso por categoria

O excesso pode ser classificado em excesso apenas no(s) eixo(s) ou excesso no(s) eixo(s) e peso bruto total, o que indica que o veículo já iniciou sua viagem com sobrecarga. Os maiores percentuais de eixos com sobrecarga foram os eixos simples (ESRS) com 15,8% e os eixos em tandem triplo (ETT) com 15,6% do total de eixos analisados. Os menores percentuais foram observados nos eixos simples de rodas duplas (ESRD) com 8,0%, que pode também estar relacionado também com a consideração de ESRS traseiro como ESRD, e eixos em tandem duplo (ETD) com 12,3% de eixos com sobrecarga.

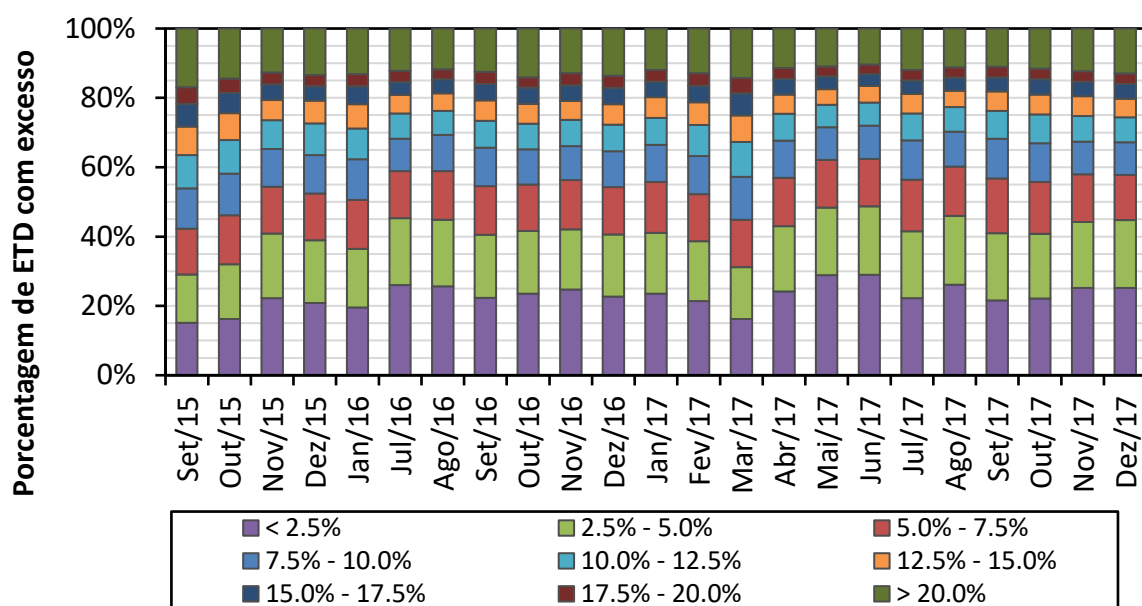
Além de identificar a presença de eixos sobrecarregados, pode-se também quantificar esse excesso com base nas cargas máximas legais por tipo de eixo. Com esse objetivo, os eixos sobrecarregados foram distribuídos em nove grupos, a depender do percentual de sobrecarga: (i) inferior a 2,5%; (ii) entre 2,5 e 5%; (iii) entre 5,0 e 7,5%; (iv) entre 7,5 e 10%; (v) entre 10% e 12,5%; (vi) entre 12,5% e 15%; (vii) entre 15% e 17,5%; (viii) entre 17,5% e 20%; e (ix) maior que 20%. A **Figura 113** apresenta as faixas de excesso de carga por tipo de eixo.



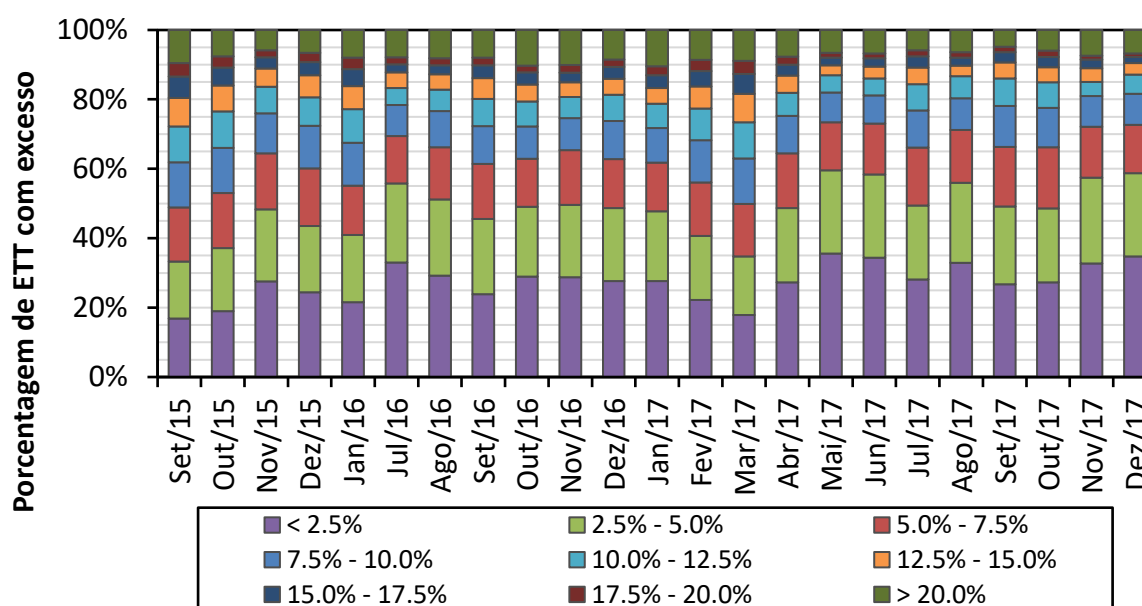
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 113. Faixas de excesso de carga por tipo de eixo: (a) ESRS, (b) ESRD, (c) ETD e (d) ETT

A análise mostra que há excessos de carga em todos os tipos de eixos. Com relação aos eixos simples de rodas simples (ESRS) e eixos tandem triplo (ETT), a maioria dos excessos se encontram na faixa até 10%, indicando que muitos transportadores carregam seus veículos considerando a tolerância como um ganho real de sobrecarga. Verifica-se essa mesma característica para os eixos simples de rodas duplas (ESRD), com a diferença que há uma quantidade considerável de eixos que excedem mais do que 20% do limite legal de 10 toneladas. Já os eixos tandem duplo (ETD) apresentam situações críticas onde a maioria dos eixos excedem 20% do limite legal, caso verificado nas categorias 3C/3CD/3DC/3BB/3BC/3CB, 3S2/32D, 3LD/3DT, 3I2/3DL/3D2/3DD/3DJ/3C2/3IB e 3I1/3DI/33D/3C3/3JD.

Análise de sensibilidade dos resultados de veículos infratores frente à variação de tolerância

A tolerância máxima adotada atualmente para cargas por eixo nas pesagens para fiscalização é a maior tolerância já adotada desde o início do controle de cargas. Sendo justificada pelos órgãos responsáveis como necessárias para compensar incertezas de medição nos equipamentos de aferição de peso, entende-se que o aumento da tolerância pode trazer danos severos ao pavimento.

Com o intuito de analisar a quantidade de eixos que estão acima da carga máxima legal permitida, mas que não são considerados infratores perante a tolerância de 10% adotada atualmente para os eixos, estudou-se os excessos de carga por eixo com base nas cargas máximas legais por eixo preconizadas pelo CONTRAN, expostas na Resolução nº 210/06, considerando os seguintes cenários: (i) sem tolerância máxima; (ii) 5% de tolerância; (iii) 7,5% de tolerância; e (iv) 10% de tolerância. Uma primeira análise pode ser feita com relação à quantidade de eixos com excesso para cada cenário, apresentadas na **Tabela 38**.

Tabela 38. Quantidade de eixos com excesso

Tolerância (carga por eixo)	Quantidade de eixos com excesso	Porcentagem do total
0,0%	491.330	12,9%
5,0%	293.632	7,7%
7,5%	220.686	5,8%
10,0%	163.165	4,3%

Nota-se que durante o período de análise, 491.330 eixos excederam as cargas máximas legais por eixo (Resolução nº 210/06), o que representa o triplo de veículos registrados ao se considerar a tolerância máxima de 10%. Análise semelhante à realizada com os eixos isolados foi realizada com os veículos, resultando na **Figura 114**, onde são apresentadas as porcentagens de veículos infratores, considerando-se a tolerância de 10% para eixos e 5% para o peso bruto total, e de veículos que excederam os limites legais, sem tolerância aplicada. Os resultados apenas enfatizam novamente que muitas transportadoras carregam seus veículos considerando a tolerância máxima permitida como um ganho de sobrecarga, e não como uma tolerância dos equipamentos de aferição de peso. Conclui-se por fim que, tendo em vista as distribuições das cargas praticadas por tipo de eixo na Autopista Fernão Dias, torna-se interessante avaliar as consequências dos respectivos excessos de cargas na redução da vida útil do pavimento.

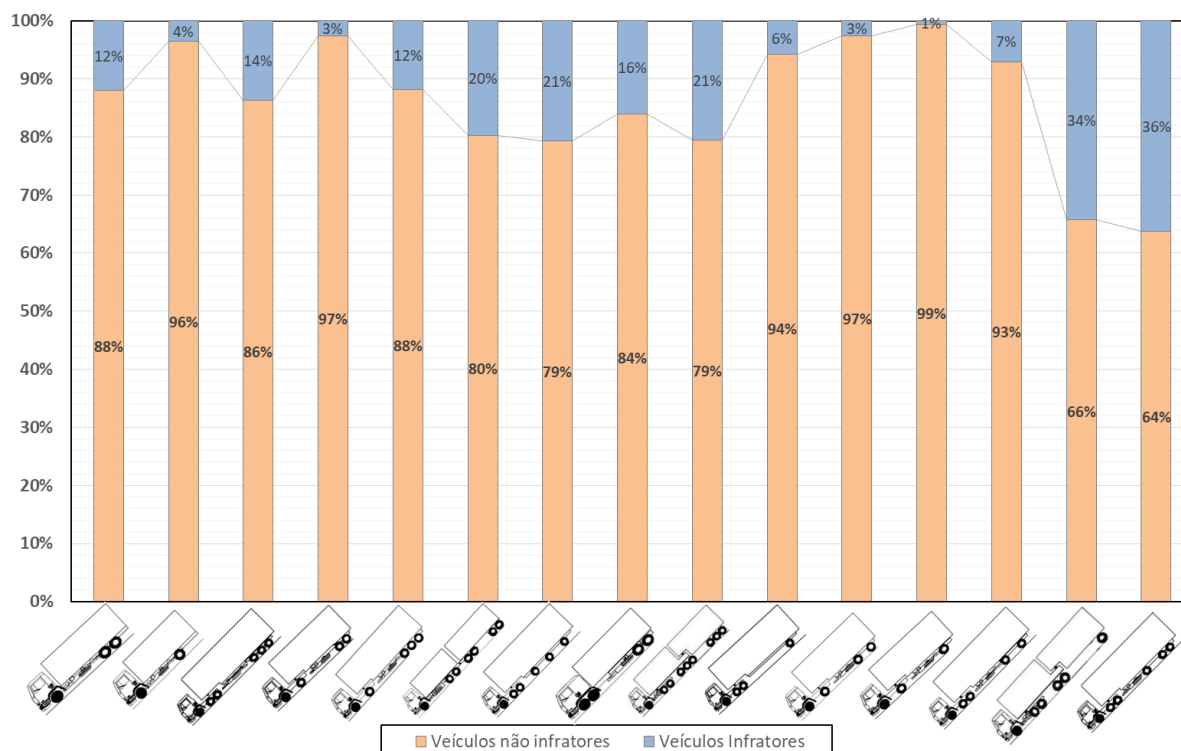


Figura 114. Quantidade de veículos infratores

5.2. Levantamento das estruturas do trecho experimental

O monitoramento do desempenho do pavimento (trecho experimental da Fase I e trecho experimental da Fase II) foi realizado em termos de levantamento de defeitos (área trincada e afundamento em trilha de roda), levantamento funcional (irregularidade longitudinal) e levantamento estrutural (bacias deflectométricas) por meio do uso de equipamento FWD. Para fins de comparação, são apresentados os resultados obtidos para cada tempo de levantamento até a conclusão da Fase II do projeto.

5.2.1. Levantamento de defeitos

O levantamento de defeitos do trecho experimental da das Fases I e II foi realizado para obtenção da deformação permanente em termos de afundamento em trilha de roda (ATR) e do trincamento por fadiga (por meio do percentual de área trincada). Em relação aos resultados da medição de ATR, realizada por meio do uso de treliça metálica, a **Figura 115** apresenta os valores obtidos para as duas fases do projeto. É importante ressaltar que, para a Fase I, o segmento 1 (com base composta por BGS) foi reconstruído após 25 meses de vida útil do pavimento.

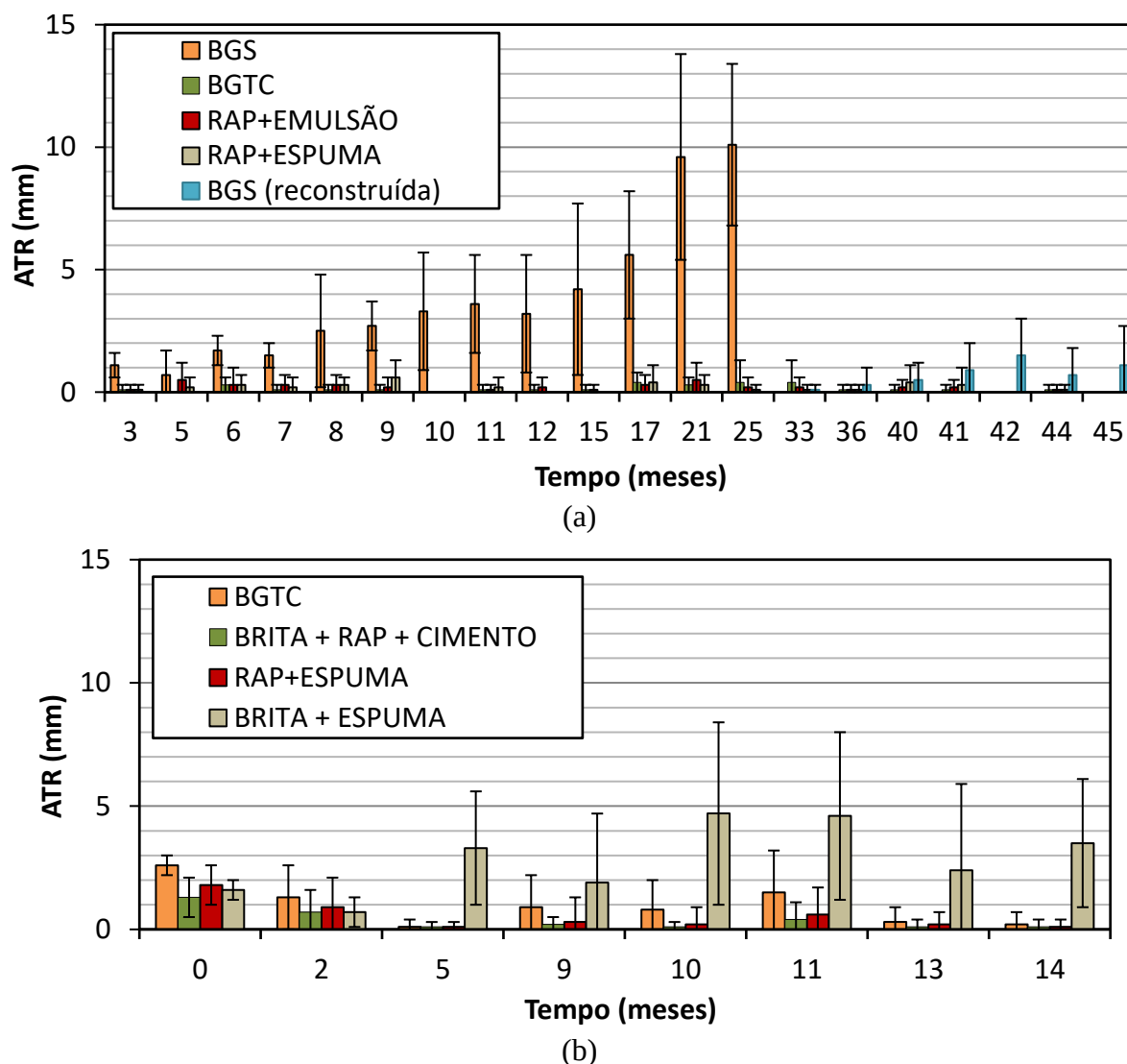


Figura 115. Evolução do afundamento em trilha de roda com o tempo: (a) Fase I e (b) Fase II

Os resultados de ATR dos trechos da Fase I mostram que, mesmo após 45 meses de vida útil, os segmentos de BGTC e os segmentos reciclados com espuma e emulsão possuem baixos valores de afundamento (no geral, menos do que 0,5mm). Em relação à Fase II, os resultados indicam que houve aumento no afundamento do segmento de brita + espuma entre 5 e 14 meses de vida útil do pavimento, não sendo observado porém um constante incremento e sim uma certa estabilização dos valores médios.

No que diz respeito ao percentual de área trincada, a **Figura 116** apresenta os valores medidos em campo para o segmento 1 da Fase I (com base de BGS), antes e após a reconstrução do mesmo, levando em consideração que na reconstrução foi adotado um CBUQ com asfalto modificado por polímero. A **Figura 117** traz os resultados para o segmento 2 do trecho experimental da Fase I (com base de BGTC), e a **Figura 118** apresenta a evolução desse defeito para o segmento 4 do trecho

experimental da Fase II (com base de brita + espuma), único segmento no qual apareceram trincas até o último levantamento realizado no projeto.

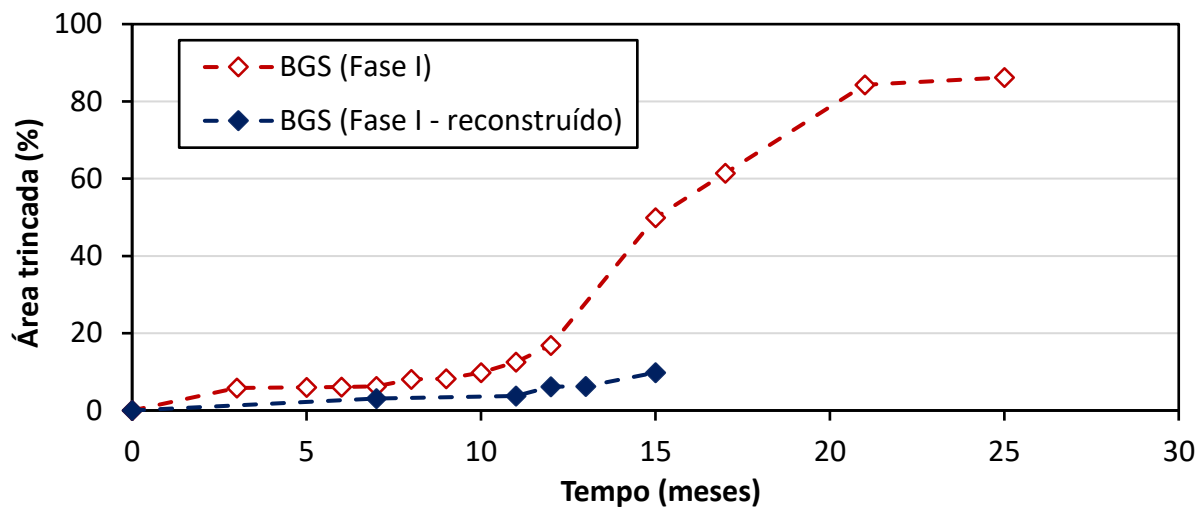


Figura 116. Evolução da área trincada do segmento 1 (BGS) da Fase I (antes e após reconstrução)

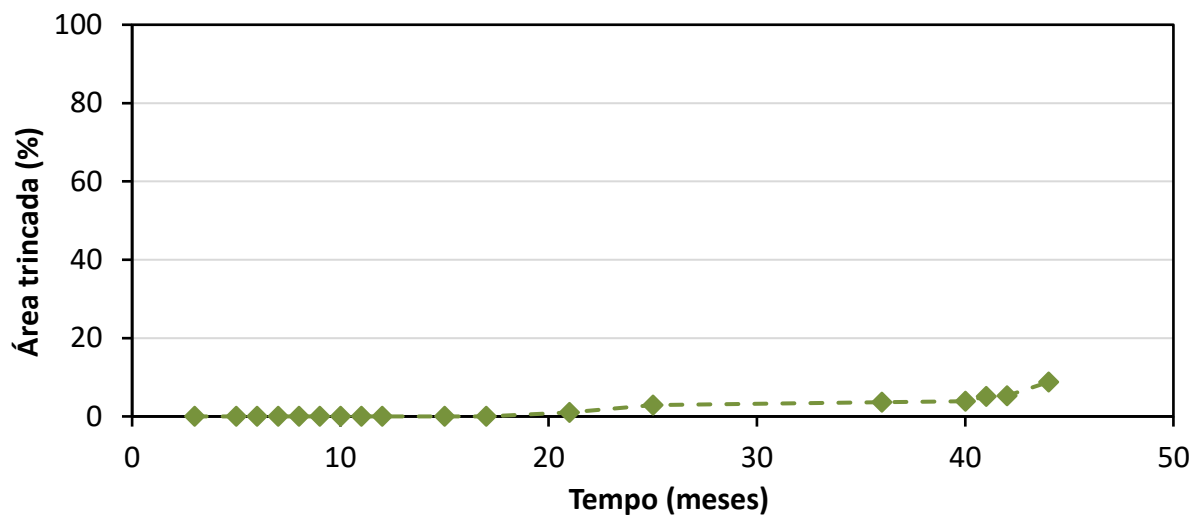


Figura 117. Evolução da área trincada do segmento 2 (BGTC) da Fase I

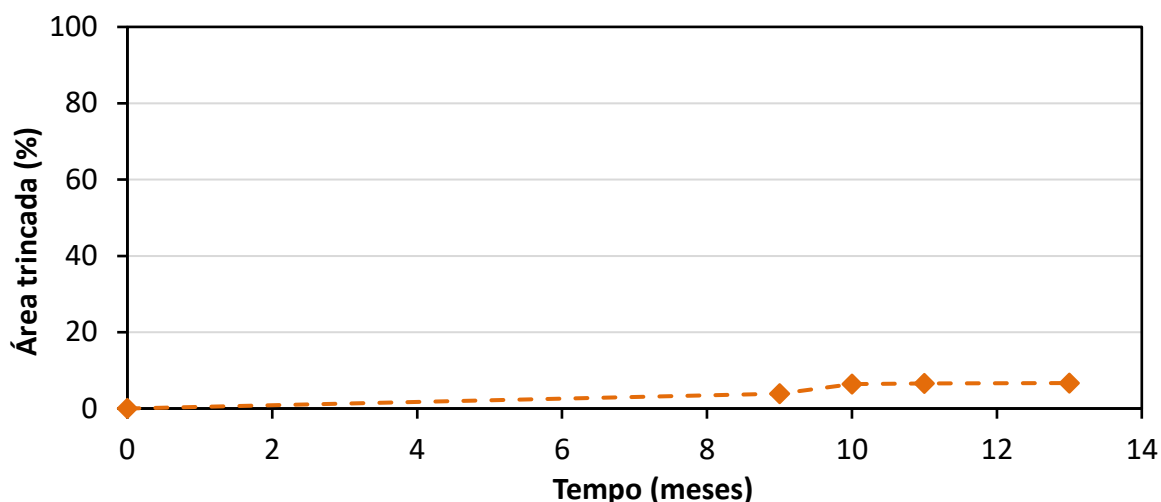


Figura 118. Evolução da área trincada do segmento 8 da Fase II

5.2.2. Levantamento deflectométrico – Fase I

A evolução da condição estrutural do pavimento foi monitorada ao longo do tempo através da utilização do equipamento *falling weight deflectometer* (FWD). Foram realizadas diversas campanhas de levantamentos deflectométricos no trecho experimental da Fase II desde o início da sua operação, com intervalo aproximado de 3 meses entre cada uma, com o objetivo de acompanhar a evolução das condições estruturais as diferentes estruturas construídas. Os trechos da Fase I também foram monitorados ao longo do andamento dessa segunda fase do projeto.

A correção da temperatura para o padrão de 24°C foi realizada com o intuito de isolar essa variável no tratamento dos dados obtidos em campo. Essa correção foi aplicada à rigidez da camada asfáltica e teve a seguinte sequência: (i) retroanálise das bacias deflectométricas na temperatura do pavimento em que foram obtidas, utilizando o software BAKFAA 2.0; (ii) cálculo do gradiente térmico na espessura total da camada em função da temperatura da superfície, de acordo com a **Equação 22**, dividindo-se a camada em duas subcamadas, obtendo-se a temperatura no meio dela (6cm de profundidade), e a temperatura no fundo (12cm); (iii) correção do módulo das camadas adjacentes por meio da **Equação 23** para a temperatura de referência de 24°C; e (iv) cálculo das bacias deflectométricas corrigidas por meio dos módulos da camada asfáltica obtidos na temperatura de referência e os módulos das camadas subjacentes por meio da retroanálise das bacias originais.

$$T_d = T_{\text{surf}} \times (1 - 0,063 \times d + 0,007 \times d^2 - 0,0004 \times d^3) \quad (22)$$

Onde:

T_d = temperatura da camada asfáltica na espessura d (°F);

T_{surf} = temperatura da camada asfáltica na superfície (°F);

d = profundidade da camada asfáltica (pol).

$$E' = \frac{E_T \times T^{2,81}}{185.000} \quad (23)$$

Onde:

E' = módulo corrigido da camada asfáltica na temperatura de 24°C (psi);

E_T = módulo da camada asfáltica na temperatura do levantamento T (psi);

T = temperatura da camada asfáltica no momento do levantamento (°F).

A **Figura 119** mostra a evolução do comportamento deflectométrico ao longo dos levantamentos realizados, para o segmento 1 da Fase I (constituído de base composta por material de BGS), até o momento de sua reconstrução. Para esse segmento, foram realizados 8 levantamentos até o fim de sua operação (24 meses). São apresentadas as médias de deflexão máxima (D_0) entre a trilha de roda interna e a externa. A **Figura 120** apresenta os resultados para o segmento 1A (reconstrução do segmento 1 da Fase I) nas idades de 3, 9, 12 e 15 meses.

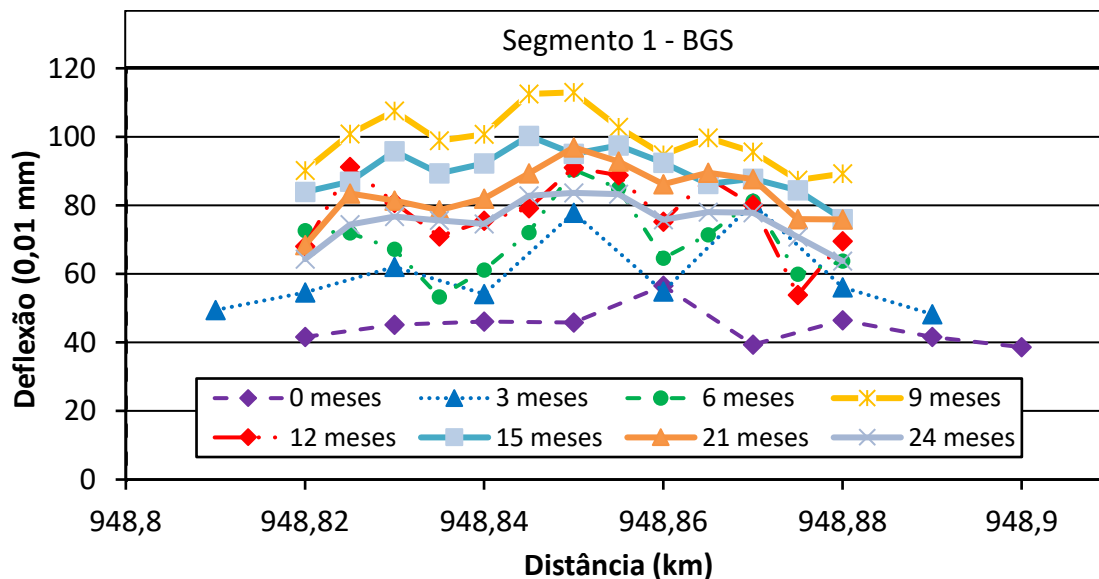


Figura 119. Evolução da deflexão máxima (D_0) para o segmento 1 da Fase I até o final de sua operação

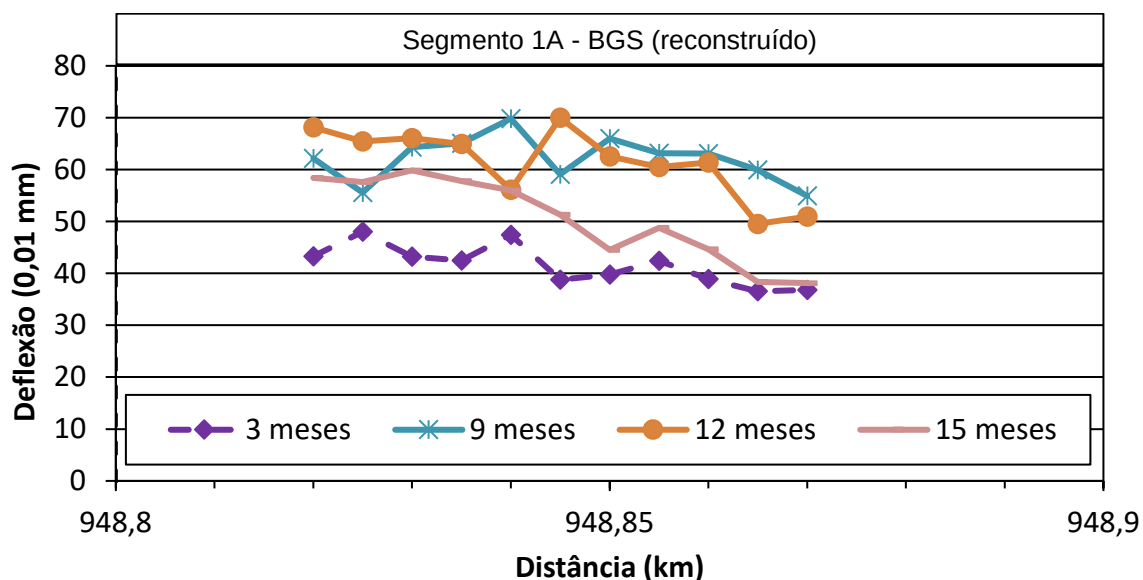


Figura 120. Evolução da deflexão máxima (D_0) para o segmento 1A da Fase I (reconstruído)

Os resultados indicam que, apesar de ter havido uma mudança nas espessuras das camadas e uma mudança nos tipos dos materiais utilizados, as deflexões máximas apresentam valores similares (considerados elevados) se comparadas àquelas apresentadas pela estrutura antiga, em idades semelhantes.

A **Figura 121** apresenta os resultados para os demais segmentos construídos na Fase I, nas idades de 0, 3, 6, 9, 12, 15, 21, 24, 30, 36 e 42 meses de operação.

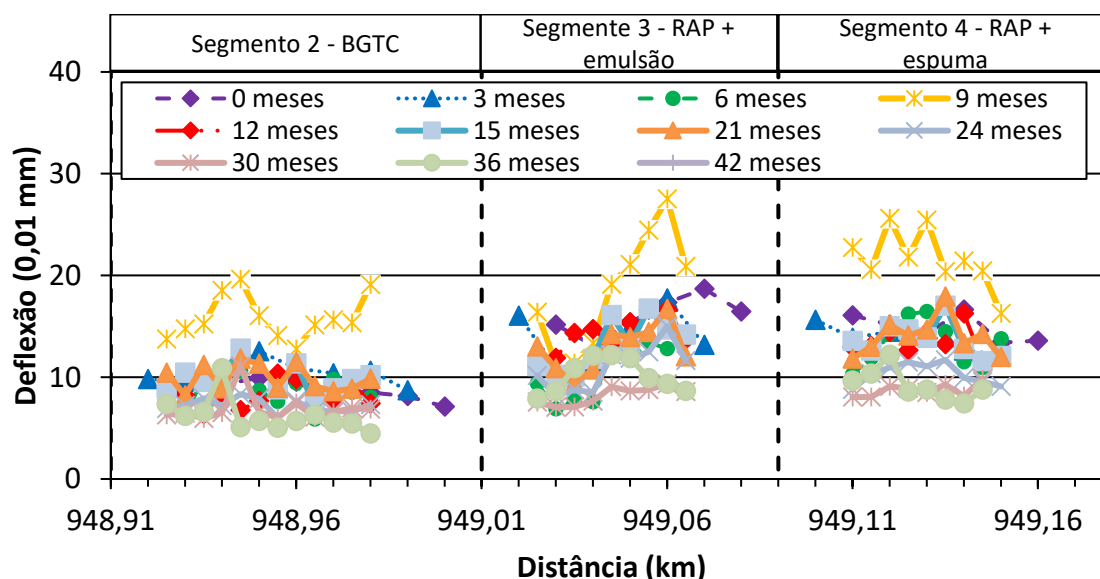


Figura 121. Evolução da deflexão máxima (D_0) para os segmentos 2, 3 e 4 da Fase I

Nota-se que os resultados para os segmentos construídos na Fase I evidenciam um bom desempenho da estrutura semirrígida e das estruturas estabilizadas com ligante asfáltico, não apresentando um aumento da deflexão máxima. Além disso, as bases recicladas da Fase I têm apresentado comportamento similar e de magnitude pouco superior ao da base cimentada, o que explica a semelhança de desempenho também quanto aos seus levantamentos de defeitos. Observando somente a deflexão máxima, como adotado em alguns métodos de avaliação, pode indicar que estes segmentos se equivalem, mas esta é uma conclusão errônea, pois o formato das bacias indica que estes pavimentos possuem comportamentos distintos, e a retroanálise (apresentada adiante) demonstra que estas estruturas apresentam valores de rigidez diferentes.

5.2.3. Levantamento defletoométrico – Fase II

Os novos segmentos (Fase II) foram monitorados nas idades 0, 3, 6, 9 e 12 meses. A **Figura 122** apresenta os resultados de deflexão máxima (D_0) para estes segmentos, e indica a diferença entre as estruturas cimentadas e aquelas estabilizadas com espuma de asfalto, que apresentam deflexões superiores.

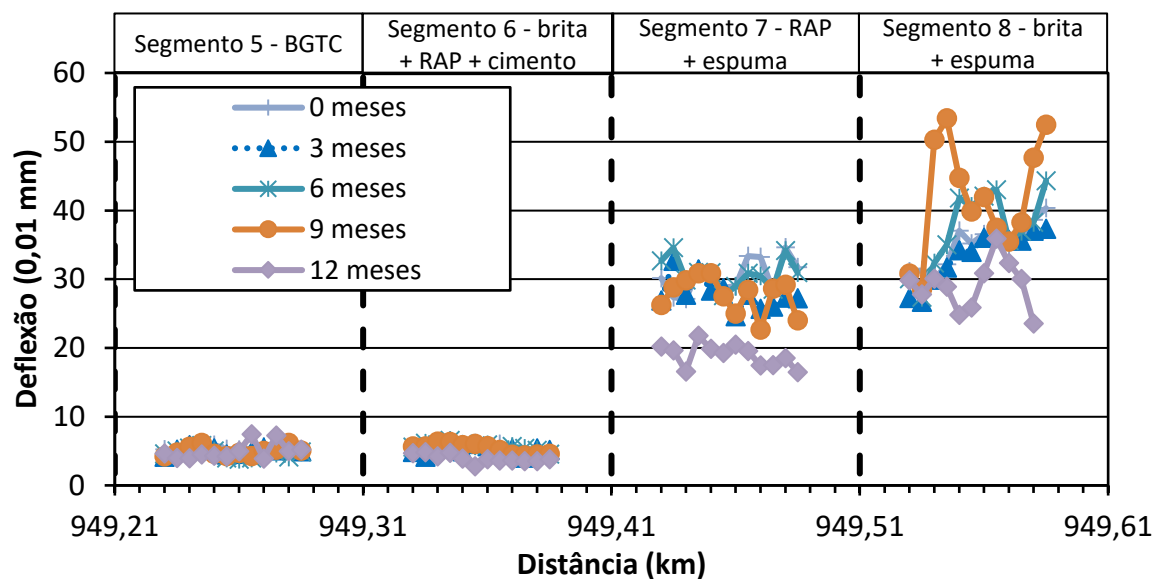


Figura 122. Evolução da deflexão máxima (D_0) para os segmentos construídos na Fase II

Estabelecendo uma comparação entre a **Figura 121** e a **Figura 122**, é possível perceber a diferença entre a base cimentada construída na Fase I, com 4% de cimento, e as bases cimentadas da Fase II, com 5% de cimento, com a primeira tendo média de deflexões máximas na ordem de 10×10^{-2} mm enquanto a segunda apresenta deflexões na ordem de 6×10^{-2} mm. Olhando as bases recicladas, percebe-se a mesma diferença. Com as bases da Fase I apresentando deflexões de grandeza de

15×10⁻²mm, enquanto a base da Fase II possui deflexões na casa dos 30×10⁻²mm, que também se explica pela diferença de composição das misturas.

5.2.4. *Bacias deflectométricas*

Outra forma de analisar o comportamento estrutural do pavimento é através da análise das bacias deflectométricas, que trazem informações relevantes de parâmetros e índices que, além de possibilitar a estimativa da condição estrutural do pavimento, fornecem os dados necessários para a realização do processo de retroanálise modular das camadas do pavimento.

Pavimentos flexíveis

A **Figura 123** e a **Figura 124** apresentam, respectivamente, as bacias deflectométricas para o segmento 1 construído na Fase I do projeto e para o segmento 1A reconstruído nessa segunda fase do projeto. Essas bacias se diferenciam pela espessura da camada de base de BGS que foi reduzida para 15cm para melhorar a compactação e os níveis de tensão confinante, sendo aplicada um macadame seco abaixo da BGS. Além disso, o CBUQ utilizado na reconstrução do segmento 1A foi composto por ligante asfáltico modificado por polímero, para que a camada de revestimento resistisse a maiores níveis de deformação.

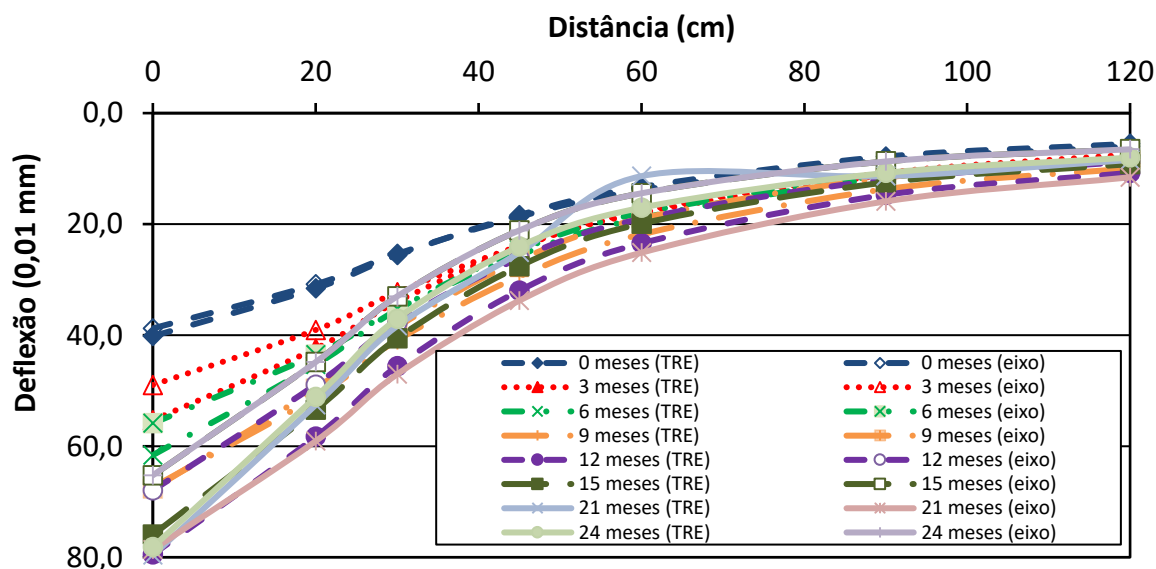


Figura 123. Evolução das bacias deflectométricas na estrutura flexível com base de BGS da Fase I

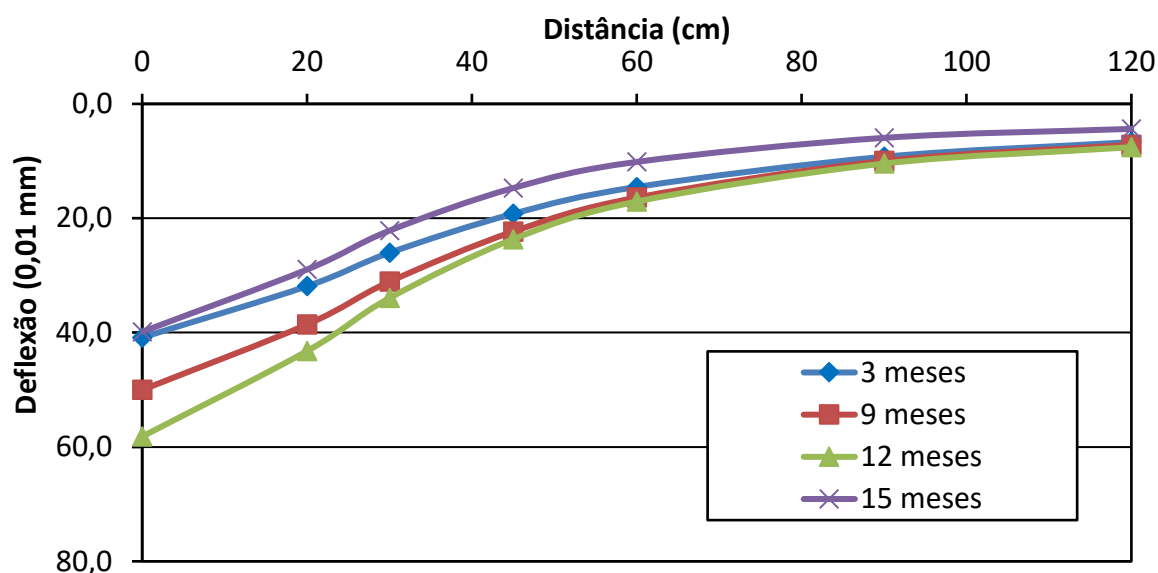


Figura 124. Evolução das bacias deflectométricas na estrutura flexível com base de BGS reconstruída na Fase II

Os resultados apresentados na **Figura 123** mostram a evolução das bacias deflectométricas ao longo dos 24 meses de operação e vida útil até a sua reconstrução na fase II do projeto. Nesse período, a deflexão máxima passou dos $38 \times 10^{-2} \text{ mm}$ no levantamento realizado na idade 0 para a casa dos $80 \times 10^{-2} \text{ mm}$ a partir da idade 15 meses, permanecendo nesse patamar até o momento da sua reconstrução. A permanência do valor nesse patamar, mesmo com o aumento da área trincada apresentada anteriormente, demonstra que a camada de CBUQ passou a se comportar em forma de blocos após o rápido aumento de sua área trincada.

A evolução das bacias deflectométricas mostradas na **Figura 124** demonstra a ação do tráfego na estrutura e que a camada de revestimento tem passado pelo mesmo incremento dos níveis deflectométricos apresentados para a estrutura flexível da Fase I do projeto (**Figura 123**), e isso é evidenciado pelo início da evolução de área trincada apresentada anteriormente.

Os dois segmentos apresentam as características de pavimento flexível. As deflexões iniciais do segmento inicial da Fase I possui as deflexões próximas as apresentadas pelo pavimento flexível da Fase II. A troca do CBUQ convencional pelo CBUQ modificado por polímero não resultou em deflexões menores, bem como a troca do perfil da estrutura projetada, em que a redução da espessura de BGS poderia resultar em um incremento na tensão confinante, mas esta opção não foi efetiva para a redução das deflexões, porém é possível diferenciar a evolução do trincamento dos revestimentos das duas estruturas.

Pavimentos semirrígidos

As bacias resultantes para os pavimentos semirrígidos são caracterizadas pelo efeito placa e não apresentam ponto de inflexão bem definido na bacia. A **Figura 125** apresenta as bacias deflectométricas para o segmento semirrígido construído na Fase I do projeto (com camada de base de BGTC).

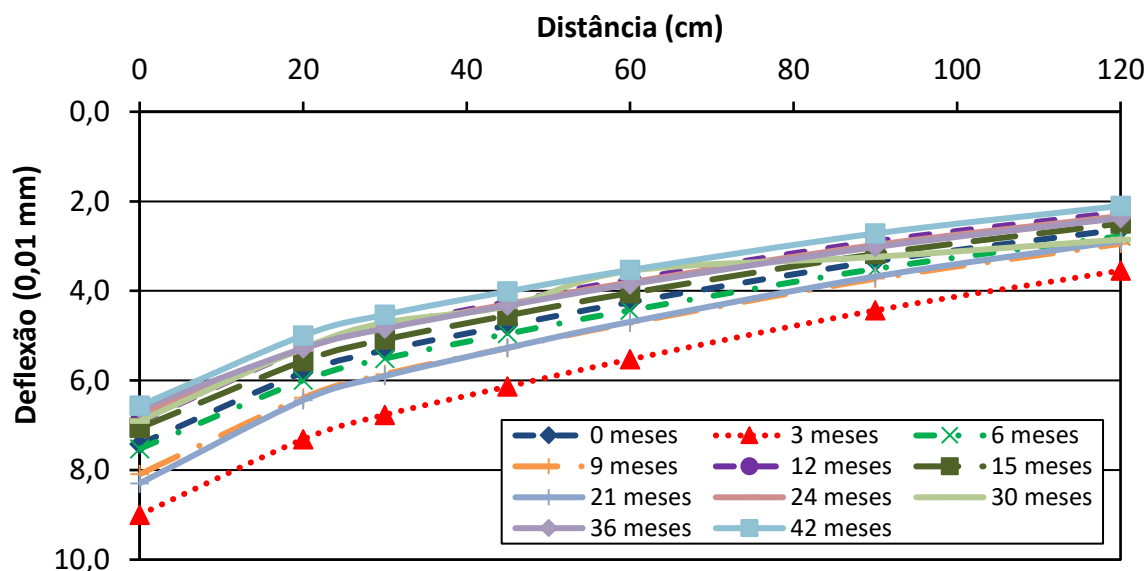


Figura 125. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de BGTC da Fase I

Embora, conforme apresentado anteriormente, o incremento da área trincada do segmento esteja chegando ao valor de 10%, as bacias resultantes dos levantamentos não indicam a perda de serventia da camada, que apresenta um comportamento estrutural coerente para o tempo de operação da estrutura. O aumento da área trincada pode estar acontecendo por causa da reflexão de trincas de retração da base. As trincas de retração são características construtivas desse tipo de base, que com o tempo podem ser refletidas nas camadas de revestimento. O referido segmento deve continuar sendo monitorado para acompanhamento da evolução dos defeitos.

As **Figura 126** e **Figura 127** apresentam as bacias deflectométricas das estruturas semirrígidas construídas na Fase II do projeto. O segmento 5 é composto por BGTC com 5% de cimento, e o segmento 6 é composto por brita + RAP + 5% de cimento.

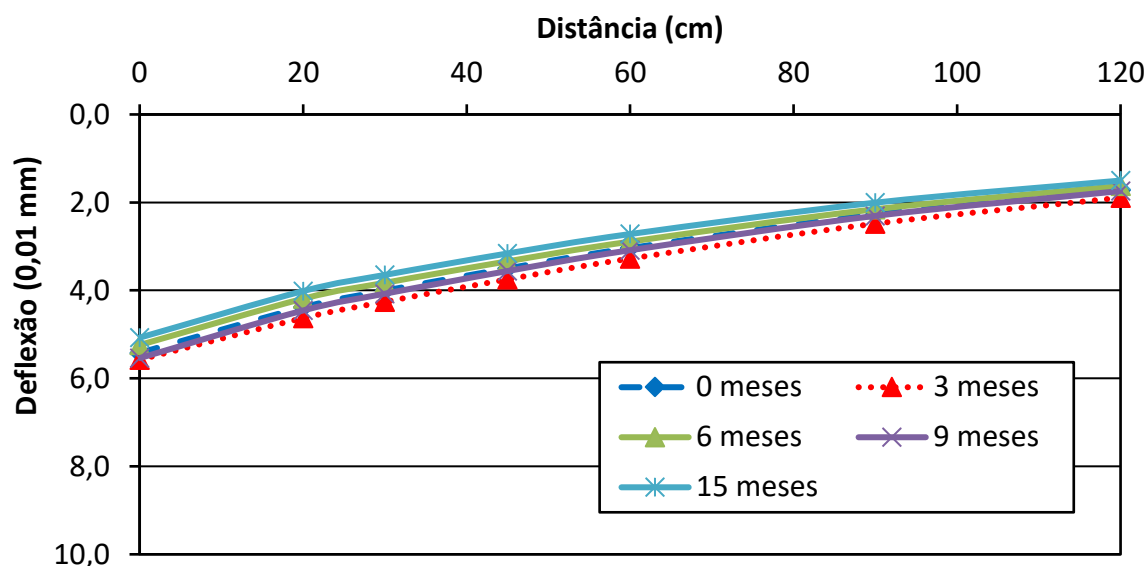


Figura 126. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de BGTC da Fase II

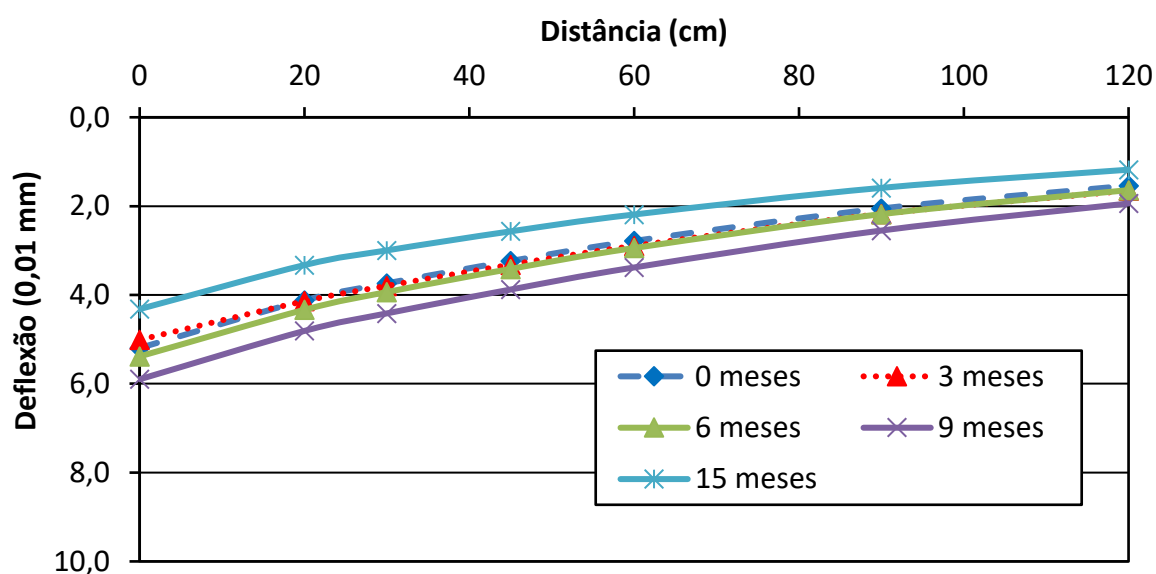


Figura 127. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura semirrígida com base de brita + RAP + cimento da Fase II

Os valores de deflexão na idade 0 são estatisticamente iguais aos valores para os demais levantamentos, o que indica que a base cimentada já estava curada no momento de abertura do pavimento para o tráfego.

As pequenas variações nas bacias apresentadas entre os levantamentos realizados na **Figura 127** nas idades 9 e 12 meses indicam a influência da viscoelasticidade do RAP já que esses levantamentos foram realizados em idades e temperaturas diferentes, e somente a rigidez do revestimento asfáltico é corrigida em função da temperatura do levantamento.

As bacias deflectométricas apresentadas na **Figura 126** são bem parecidas com a **Figura 127** o que indica que a mistura composta por RAP e material virgem (brita) não resultou na perda de rigidez da estrutura. A BGTC da Fase II resultou em uma deflexão média na ordem de $5 \times 10^{-2} \text{mm}$, enquanto que a BGTC da Fase I apresenta deflexões na casa dos $10 \times 10^{-2} \text{mm}$.

Pavimentos com base estabilizada por ligante asfáltico

A **Figura 128** e a **Figura 129** apresentam, respectivamente, as bacias deflectométricas para as estruturas estabilizadas com camadas de base compostas por RAP + emulsão e RAP + espuma da Fase I do projeto. Nota-se que durante o período monitorado há uma redução dos valores de deflexões entre os primeiros meses e os últimos, que se atribui a ocorrência do processo de cura que para essas camadas podem ocorrer em até um ano.

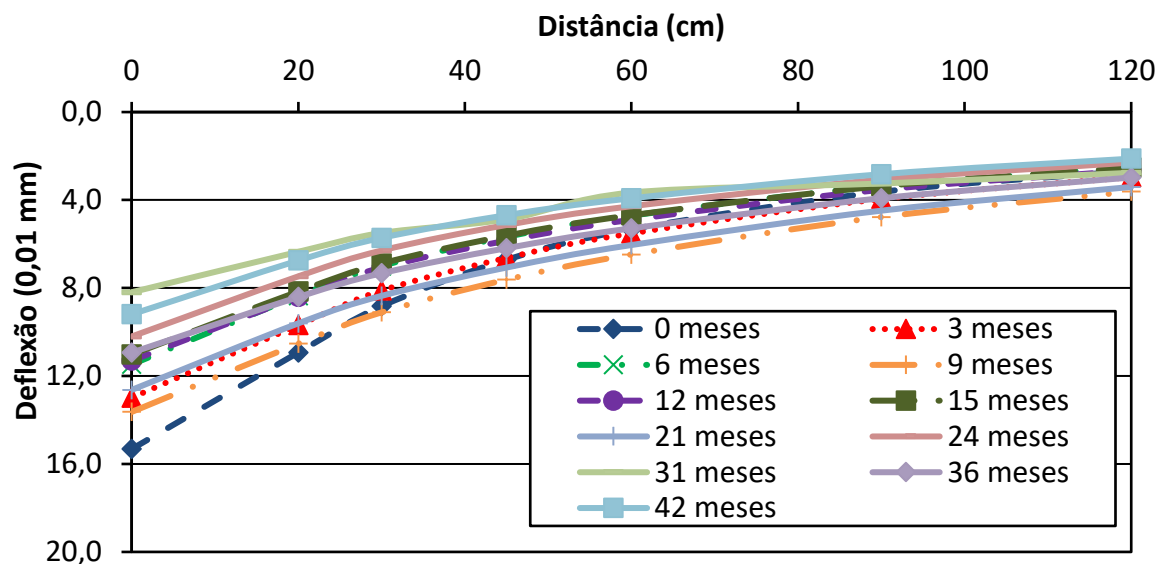


Figura 128. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + emulsão da Fase I

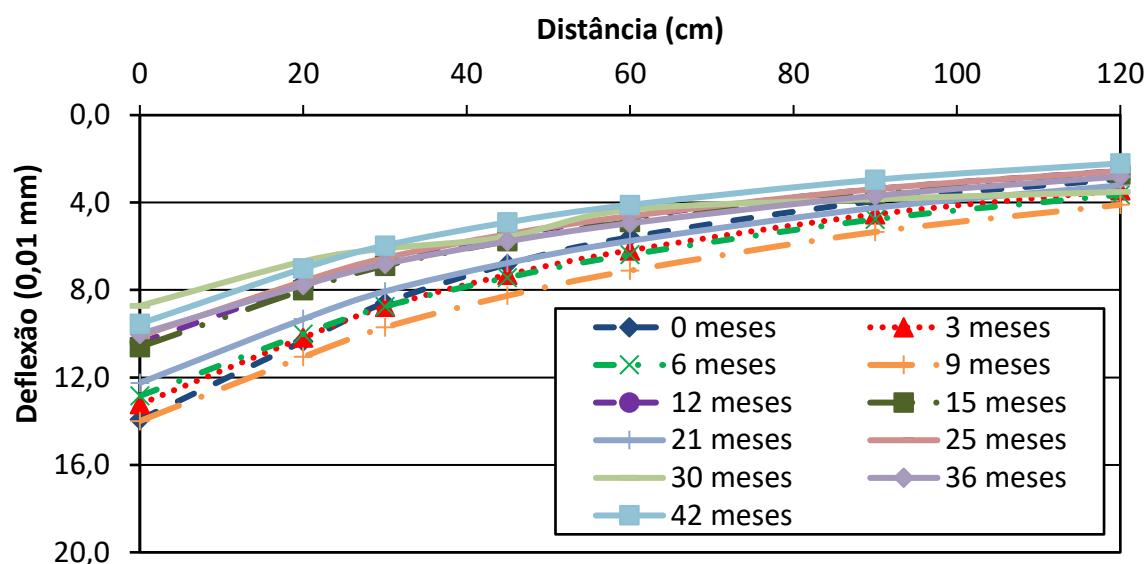


Figura 129. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + espuma da Fase I

Na **Figura 130** e na **Figura 131**, são mostradas as bacias deflectométricas para os segmentos de pavimentos estabilizados que integram os segmentos com base estabilizada com espuma de asfalto da Fase II do projeto, e são compostas por RAP + espuma e brita + espuma, respectivamente. Os níveis de deflexão apresentados são bem superiores aos apresentados pelas estruturas estabilizadas da primeira fase, e também apresenta ponto de inflexão da bacia indicando que esta estrutura vem se comportando como um pavimento flexível. As bacias apresentadas apresentam variações entre os levantamentos, atribuído as diferentes temperaturas em que os levantamentos foram realizados, e como não há processos de correção de temperatura para estes materiais, as bacias tentem a variar de um levantamento para o outro. Vale salientar que além da diferença dos materiais estabilizados entre as Fases I e II, a capa que foi construída acima das bases é um gap graded com ligante modificado, porém com apenas 3cm de espessura, enquanto na Fase I o CBUQ tem 12cm de espessura.

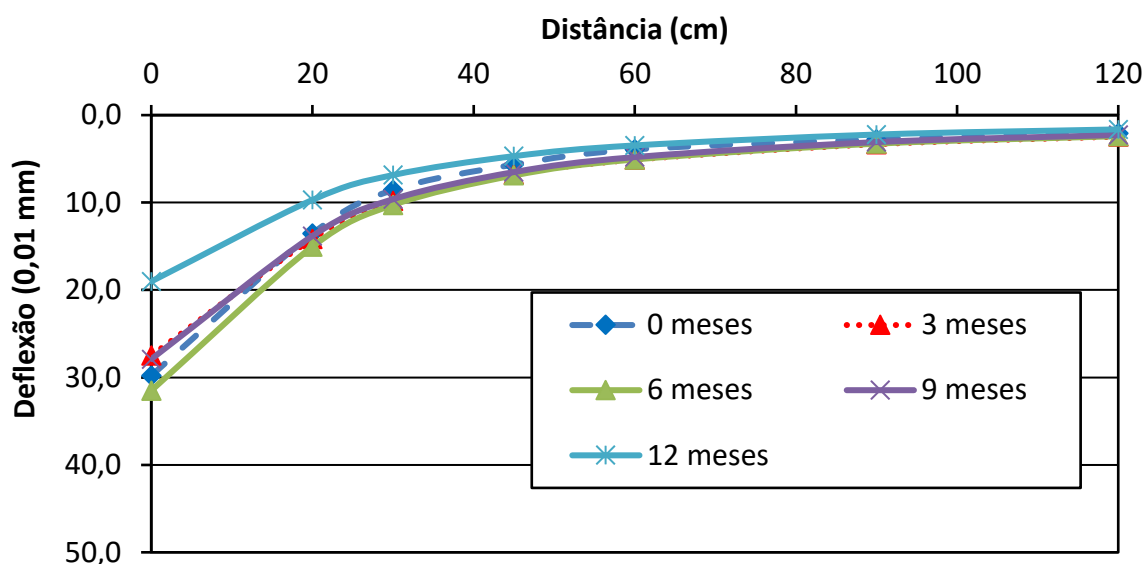


Figura 130. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de RAP + espuma da Fase II

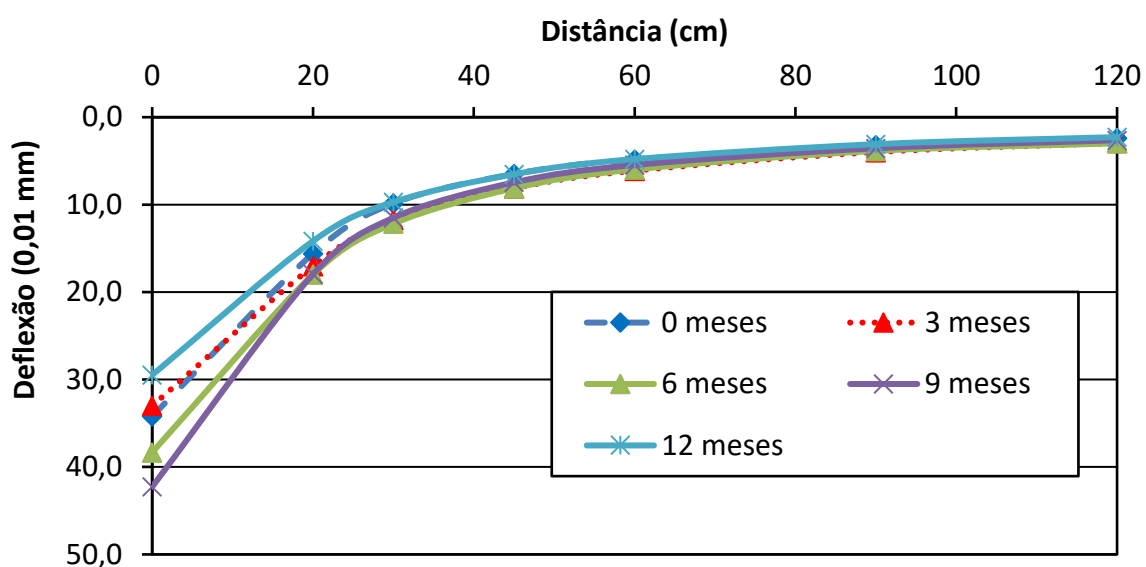


Figura 131. Evolução das bacias deflectométricas da estrutura estabilizada com base de brita + espuma da Fase II

5.2.5. Retroanálise

Foi realizado o processo de retroanálise dos dados deflectométricos obtidos em campo pela realização do monitoramento estrutural apresentados anteriormente, tanto para os segmentos construídos na primeira fase do projeto, quanto para os novos segmentos reconstruído e construídos para a segunda fase.

A retroanálise é um processo que se resume em estimar o desempenho mecânico, em termos de rigidez, das camadas do pavimento através da comparação com modelos teóricos de sistema de camadas elásticas à luz da mecânica dos pavimentos. As espessuras reais das camadas executadas, o

coeficiente de Poisson e as deflexões são dados de entrada necessários para a realização da retroanálise.

As bacias deflectométricas necessárias para o processo de retroanálise foram apresentadas anteriormente neste relatório. O software BAKFAA 2.0 foi utilizado para a realização do procedimento de retroanálise. O programa foi desenvolvido pela FAA (*Federal Aviation Administration*) para realizar retroanálises através dos levantamentos de FWD. Ele se baseia na Teoria de Sistemas de Camadas Elásticas (TSCE) e utiliza a função de mínimos quadrados para diminuir os desvios entre as bacias mensuradas e calculadas para minimizar os erros do processo de retroanálise.

Pavimentos flexíveis

Foi realizado o processo de retroanálise para os levantamentos realizados durante o monitoramento do segmento 1 composto por pavimento flexível até o fim de sua vida útil, que ocorreu com 24 meses. A **Figura 132** mostra a variação dos módulos retroanalizados das camadas que compõem a estrutura para as idades 0, 3, 6, 9, 12, 15, 21, e 24 meses.

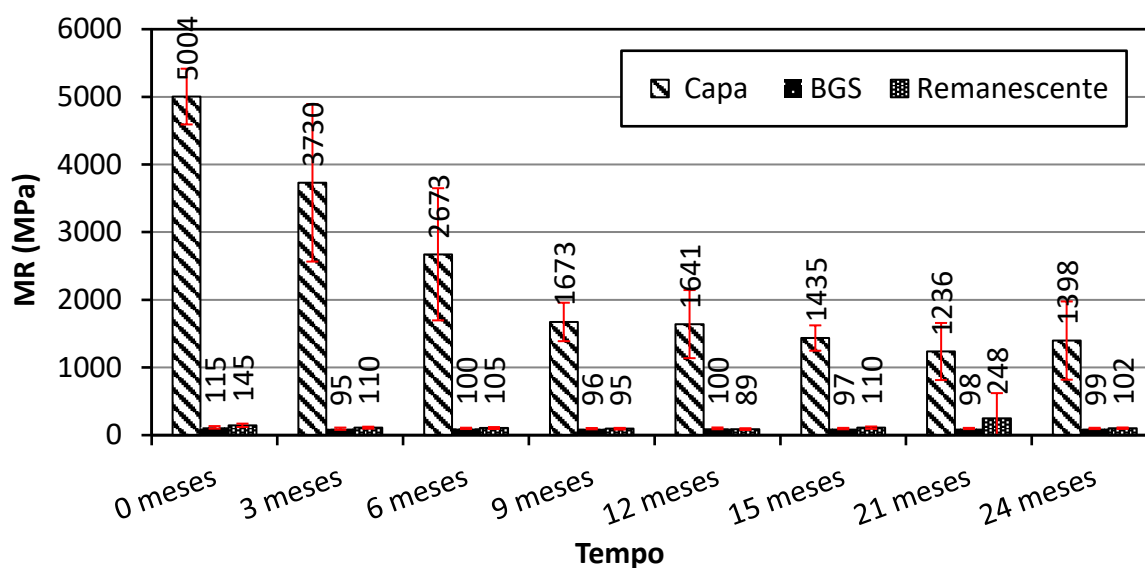


Figura 132. Módulos retroanalizados para o segmento 1 da Fase I

Podemos concluir da **Figura 132** a ocorrência: (i) da queda do módulo da camada de revestimento, que está correlacionada com o aumento da área trincada, apresentado anteriormente; (ii) os valores de módulo são baixos para a camada de base de BGS, sendo de 115 MPa no momento logo após a construção, e durante o período de operação o valor varia próximo dos 100 MPa; (iii) valores da camada remanescente alternado entre os períodos chuvosos e secos como se espera das camadas de solo, que alteram sua rigidez com a variação da umidade.

Os resultados da retroanálise do trecho flexível reconstruído (segmento 1A) para o pavimento flexível da Fase II são apresentados na **Figura 133**, que mostra a variação dos módulos para as idades 3, 6, 9, 12, e 15 meses para as camadas que compõem essa estrutura. Vale salientar que a camada de Macadame foi mantida fixa com 100MPa, por isso não se encontra apresentada na figura abaixo.

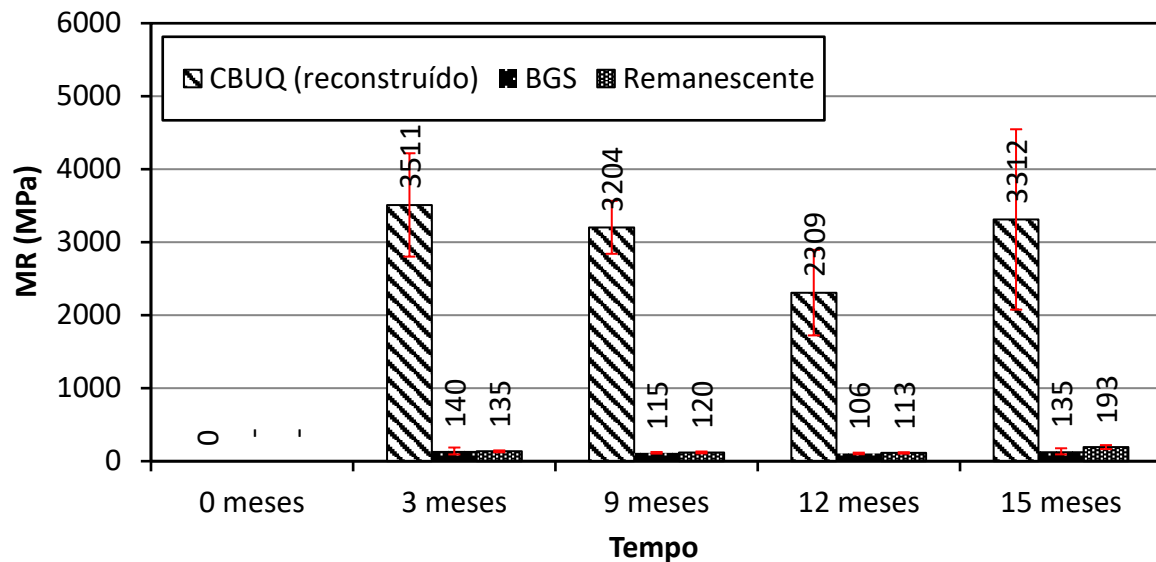


Figura 133. Módulos retroanalizados para o segmento 1 reconstruído na fase II

Os valores de módulos retroanalizados para as camadas do segmento 1A reconstruído apresentam (i) módulos iniciais da camada de revestimento menores que os valores médios dos revestimentos compostos por CBUQ convencional dos segmentos da Fase I; (ii) Os valores de módulos da camada de base composta por BGS é em média um pouco superior ao da camada de BGS retroanalizada da Fase I, isso pode ser devido uma melhor densificação na fase de execução do trecho reconstruído. (iii) os módulos da camada remanescente são compatíveis e similares ao da retroanálise da Fase I alternando entre módulos superiores e inferiores nas estações secas e chuvosas, respectivamente.

Pavimentos semirrígidos

O segmento 2 (Fase I) foi retroanalizado até a idade de 42 meses e a **Figura 134** mostra o comportamento dos módulos das camadas que compõem a estrutura nas idades 0, 3, 6, 9, 12, 15, 21, 24, 36 e 42 meses.

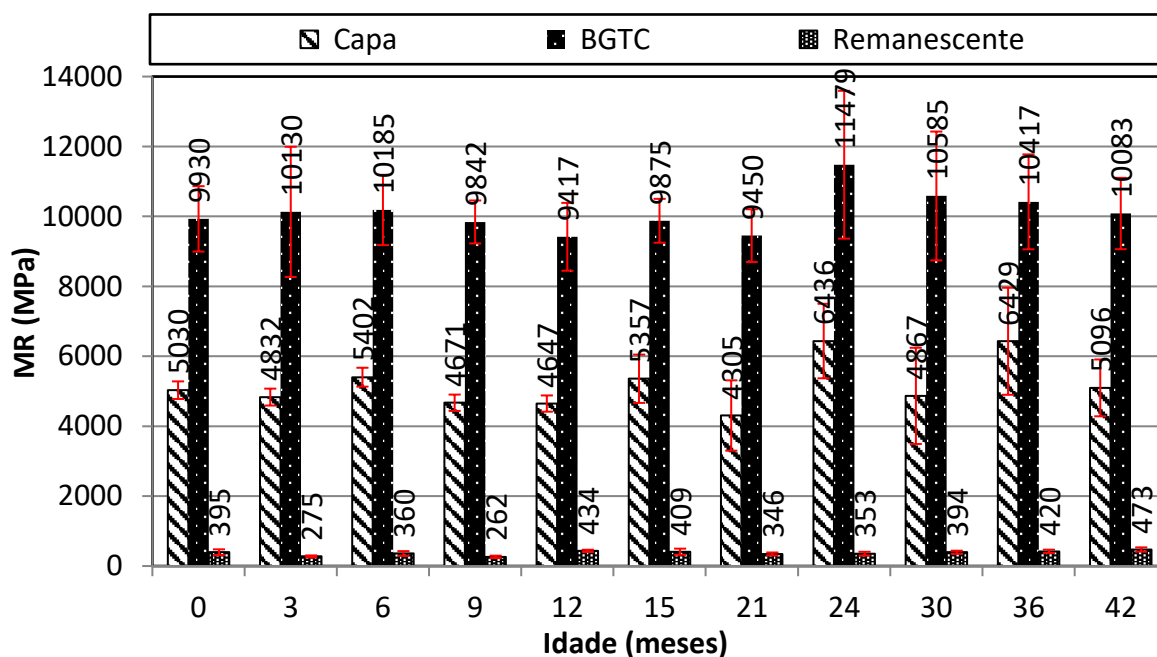


Figura 134. Módulos retroanalizados para o segmento 2 da Fase I

A partir desses resultados, pode-se fazer as seguintes considerações: (i) o valor em torno de 4.500MPa da capa asfáltica apresenta um pequeno incremento de módulo, que pode ser devido ao processo de envelhecimento natural da mistura, mas indica que a camada de revestimento ainda está íntegra e sem patologias, e que a evolução da área trincada mostrada anteriormente é devido à trinca de retração que ocorreu na camada cimentada da base. (ii) O módulo da camada de base de BGTC está com valor médio de aproximadamente 10.000MPa para todos os levantamentos, mostrando também estado íntegro até o momento, evidenciando que o incremento da área trincada é somente devido a retração da mistura composta por cimento e não por um processo de fadiga da camada, pois ainda não foi observada queda do módulo retroanalizado da camada; (iii) O elevado módulo da estrutura remanescente com o valor retroanalizado médio de 400Mpa, superior ao valor apresentado na Figura 132, é justificado pelo baixo nível de tensões que chega nesta camada em função da alta rigidez da base utilizada.

As **Figura 135** e **Figura 136** apresentam os módulos retroanalizados dos segmentos construídos na Fase II do projeto para o período de 12 meses após sua construção em que este foi monitorado com a periodicidade de 3 meses.

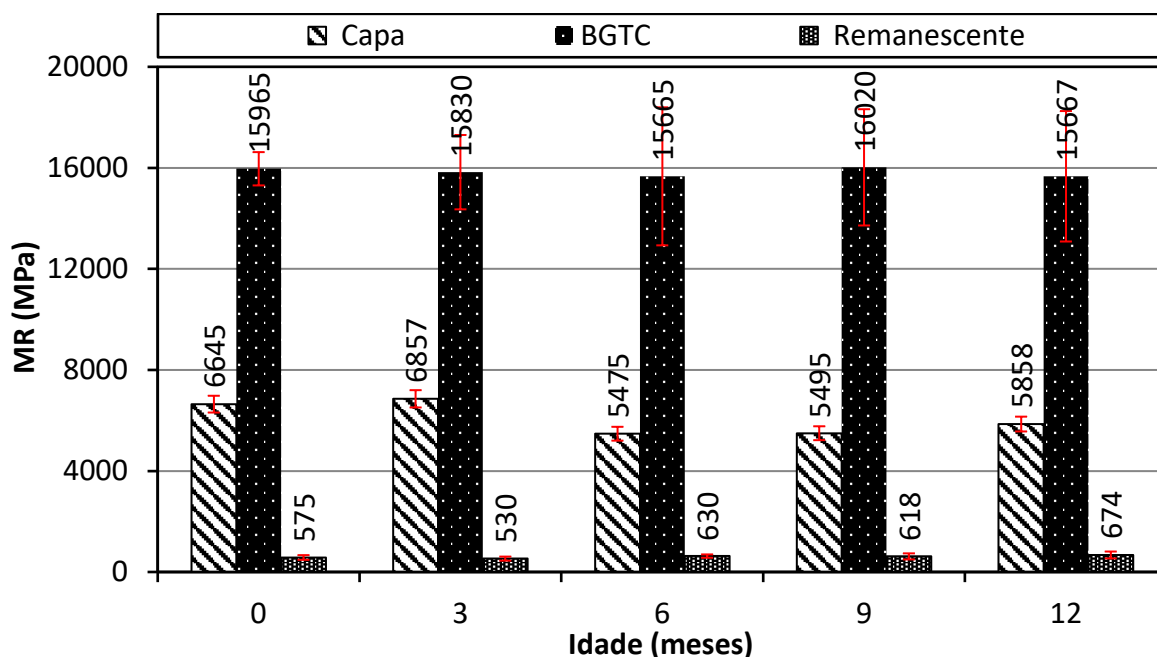


Figura 135. Módulos retroanalizados para o segmento 5 (BGTC) da Fase II

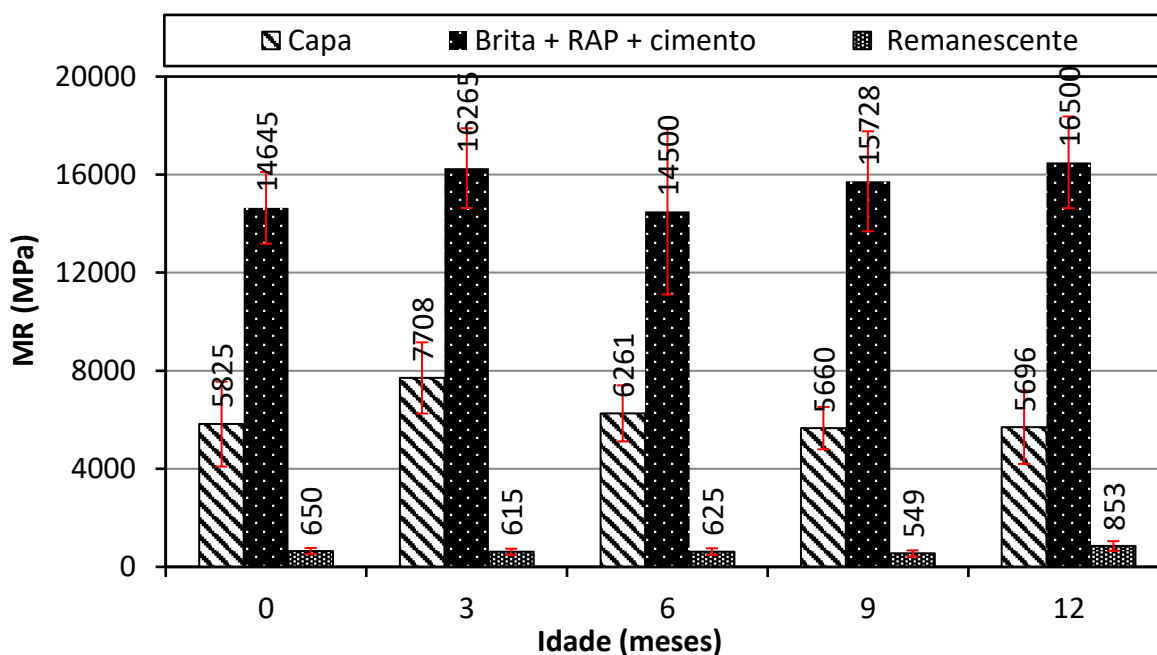


Figura 136. Módulos retroanalizados para o segmento 6 (Brita + RAP + Cimento) da Fase II

Analisando os valores de módulos retroanalizados das camadas das duas estruturas apresentados na **Figura 135** e na **Figura 136**, observa-se: (i) o módulo da camada de revestimento para estes segmentos é superior aos valores encontrados para o revestimento do segmento 1A reconstruído, mesmo ambos sendo compostos por CBUQ com polímero. Isto pode ser devido aos esforços que esta camada está submetida nos pavimentos semirrígidos, estando trabalhando somente a compressão; (ii) módulo da base bem superior aos apresentados no segmento 2 (Fase I), o que evidencia a diferença de rigidez que ocorreu devido ao maior teor de cimento na Fase II; (iii) maior

variação dos valores dos módulos para o segmento composto por base de brita + RAP + cimento, que pode ser o indicativo do comportamento viscoelástico da camada. Assim como todos os pavimentos, estão sujeitos a gradientes térmicos, e o processo de correção de temperatura só corrige a rigidez da camada de revestimento; (iv) elevados valores para a camada remanescente, se comparados aos valores das camadas remanescentes dos segmentos que integram os segmentos da Fase I. Como mostrando anteriormente, esta camada remanescente pode não ser composta pelos mesmos materiais que compõem a Fase I.

Pavimentos com base estabilizada por ligante asfáltico

Os segmento 3 e 4 (Fase I) foram retroanalísados até a idade de 42 meses e as **Figura 137** e **Figura 138** mostram a evolução dos módulos retroanalísados das camadas que compõem a estrutura nas idades 0, 3, 6, 9, 12, 15, 21, 24, 36 e 42 meses.

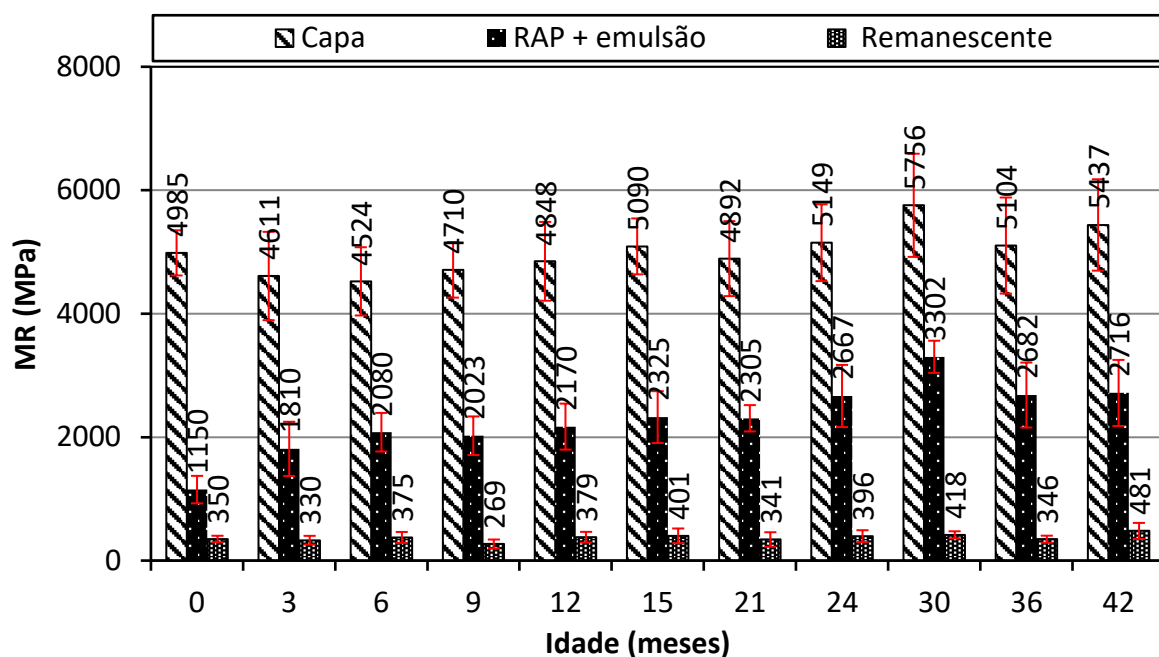


Figura 137. Módulos retroanalísados para o segmento 3 da Fase I

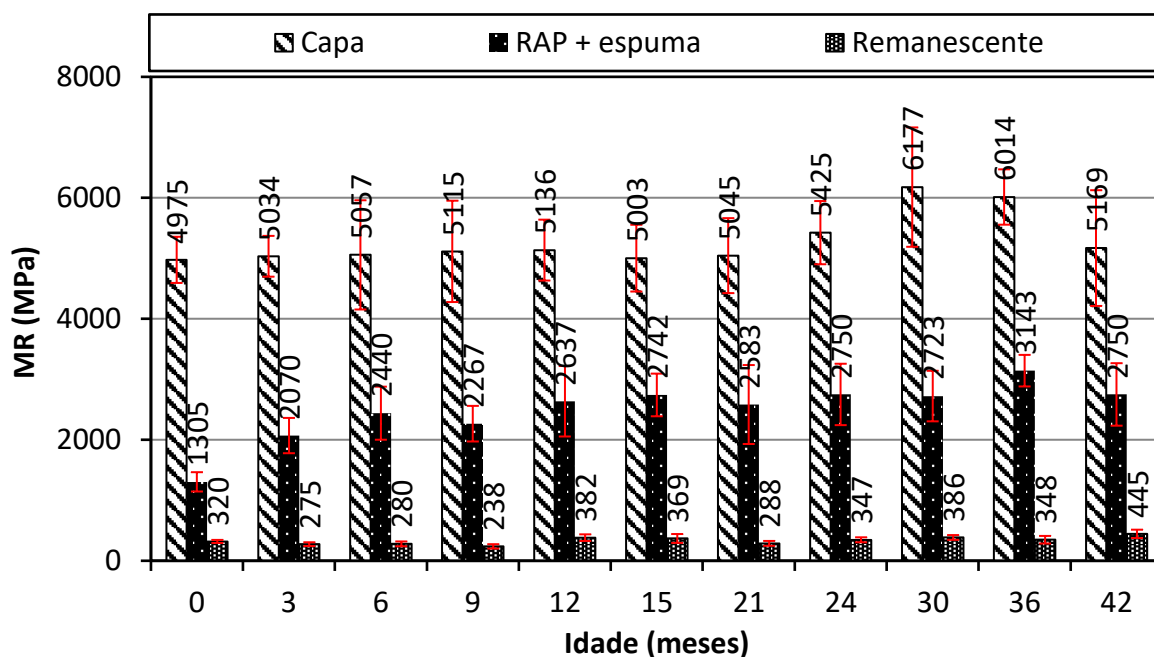


Figura 138. Módulos retroanalizados para o segmento 4 da Fase I

Por meio dos resultados apresentados nas **Figura 137** e **Figura 138**, é possível observar que: (i) assim como no segmento 2, a base está íntegra, e os valores dos módulos retroanalizados do revestimento permanecem constantes no período; (ii) na camada de base executada com o material reciclado estabilizado com emulsão asfáltica pode-se perceber um incremento no valor de módulo de aproximadamente 37% no período de 0 a 3 meses e de aproximadamente 47% no período de 3 a 6 meses. Após 6 meses de operação, ocorreu estabilização desses valores. Essa tendência de aumento de rigidez é explicada pelo efeito da cura deste tipo de material que, em campo, pode durar até um ano (Asphalt Academy, 2009); e (iii) na estrutura remanescente, a rigidez permanece com valores similares ao longo do tempo considerando-se os valores de desvio padrão apresentados nas análises.

A **Figura 139** e a **Figura 140** apresentam os módulos retroanalizados para as estruturas estabilizadas que compõem os segmentos 7 e 8 da Fase II do projeto, e foram realizadas nas idades 0, 3, 6, 9 e 12 meses.

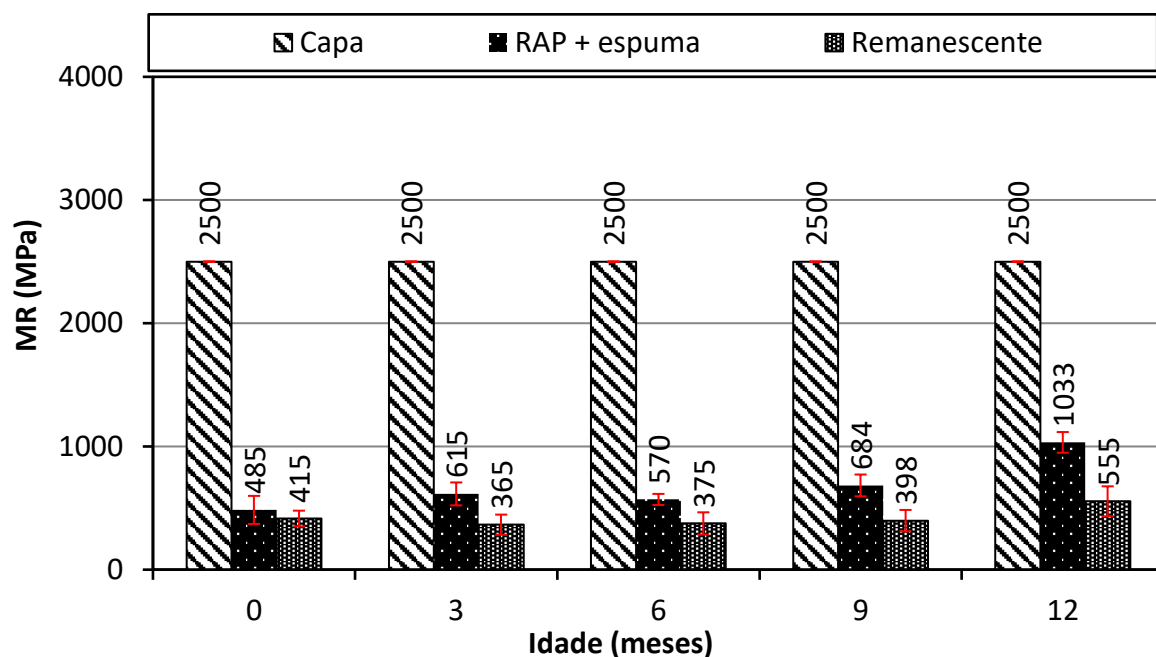


Figura 139. Módulos retroanalizados para o segmento 7 da Fase II

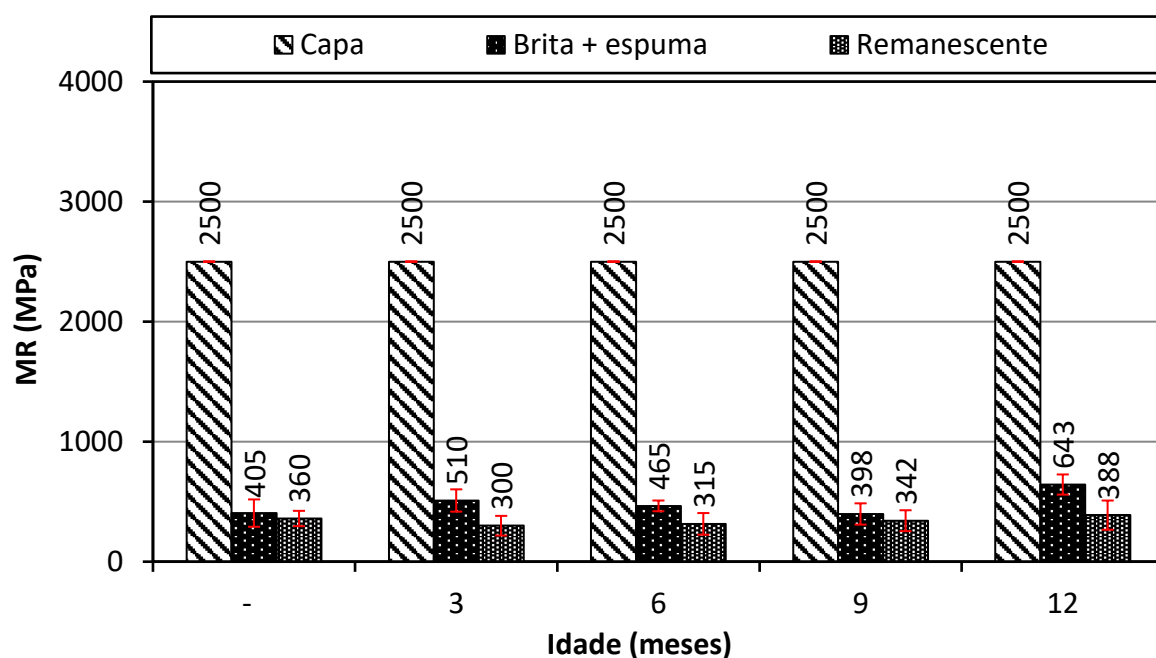


Figura 140. Módulos retroanalizados para o segmento 8 da Fase II

Nos resultados apresentados na **Figura 139** e na **Figura 140** os resultados representam: (i) a camada de gap-graded com apenas 3cm não possui função estrutural, por isso o módulo considerado na retroanálise foi fixado em 2.500MPa; (ii) os módulos na primeira idade são menores do que aqueles dos últimos levantamentos, mostrando o efeito da cura; (iii) os valores de módulos para a camada de base do segmento 7 da Fase II é bem inferior aos valores que a mistura também de RAP + espuma apresentou no segmento 4 da Fase 1, isso deve-se a mudança do tipo e teor aglomerante hidráulico, bem como a diferença na estrutura dos pavimentos.

5.3. Previsão do trincamento por fadiga

Neste item, a evolução do trincamento por fadiga do trecho experimental é apresentada em termos de área trincada observada em, em função do tráfego acumulado. Além disso, alguns modelos de previsão de trincamento por fadiga são testados e comparados com dados reais coletados do campo. Os dados fazem parte da tese de doutorado de Bessa (2017), desenvolvida no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP.

Um dos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos propostos e que consideram um modelo de previsão de trincamento por fadiga foi desenvolvido por meio da calibração de seções de pavimentos brasileiras (Nascimento, 2015). Para a presente pesquisa, os dois segmentos estudados (com camada de base granular e com camada de base tratada com cimento) foram avaliados em termos de previsão de trincamento por fadiga usando o procedimento desenvolvido por Nascimento (2015). Essa análise requer as propriedades viscoelásticas da mistura asfáltica, em termos dos parâmetros de módulo dinâmico e dos parâmetros da curva de fadiga obtida pelo ensaio de tração-compressão. Esse método usa o software *layered viscoelastic critical distresses* (LVECD) para as simulações computacionais, que usa dados mais detalhados da seção do pavimento a ser analisada: distribuição horária do tráfego, velocidade média do tráfego e condições climáticas (como temperatura e precipitação). A **Figura 141a** mostra a evolução do dano em função do tempo, e a **Figura 141b** mostra a evolução da área trincada com o tráfego acumulado.

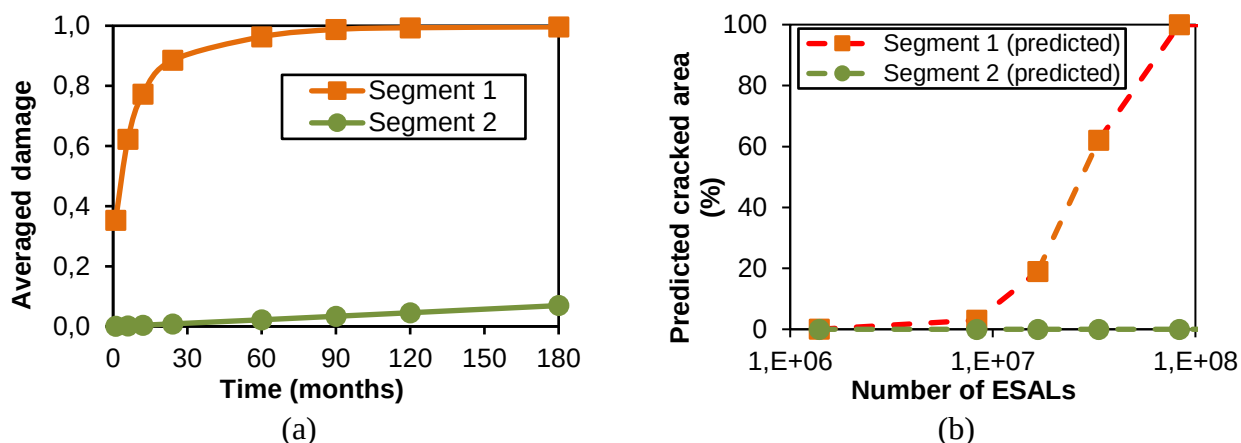


Figura 141. Resultados das simulações computacionais: (a) acúmulo de dano e (b) área trincada prevista

Como esperado, a evolução do dano previsto na camada superficial do pavimento foi bem distinta para os dois segmentos, apesar de ambos possuírem a mesma mistura asfáltica. A contribuição da camada de base é relevante para o desempenho da camada de mistura asfáltica e da estrutura como um todo. O segmento com camada de base granular apresenta um aumento de dano mais rápido, o

que implica em uma evolução exponencial da área trincada, atingindo o nível de 20% no número N aproximado de $1,7 \times 10^7$, o que corresponde a aproximadamente 12 meses. O segmento com camada de base tratada com cimento tem valores baixos de dano após 180 meses (15 anos), atingindo menos de 0,1% de área trincada após esse tempo. Essa pequena porcentagem de trincamento representa uma trinca isolada, que provavelmente não se originou devido ao mecanismo de fadiga. A **Figura 142** apresenta uma comparação entre a área trincada observada (obtida por meio das campanhas de levantamento em campo) e a área trincada prevista (obtida por meio das simulações).

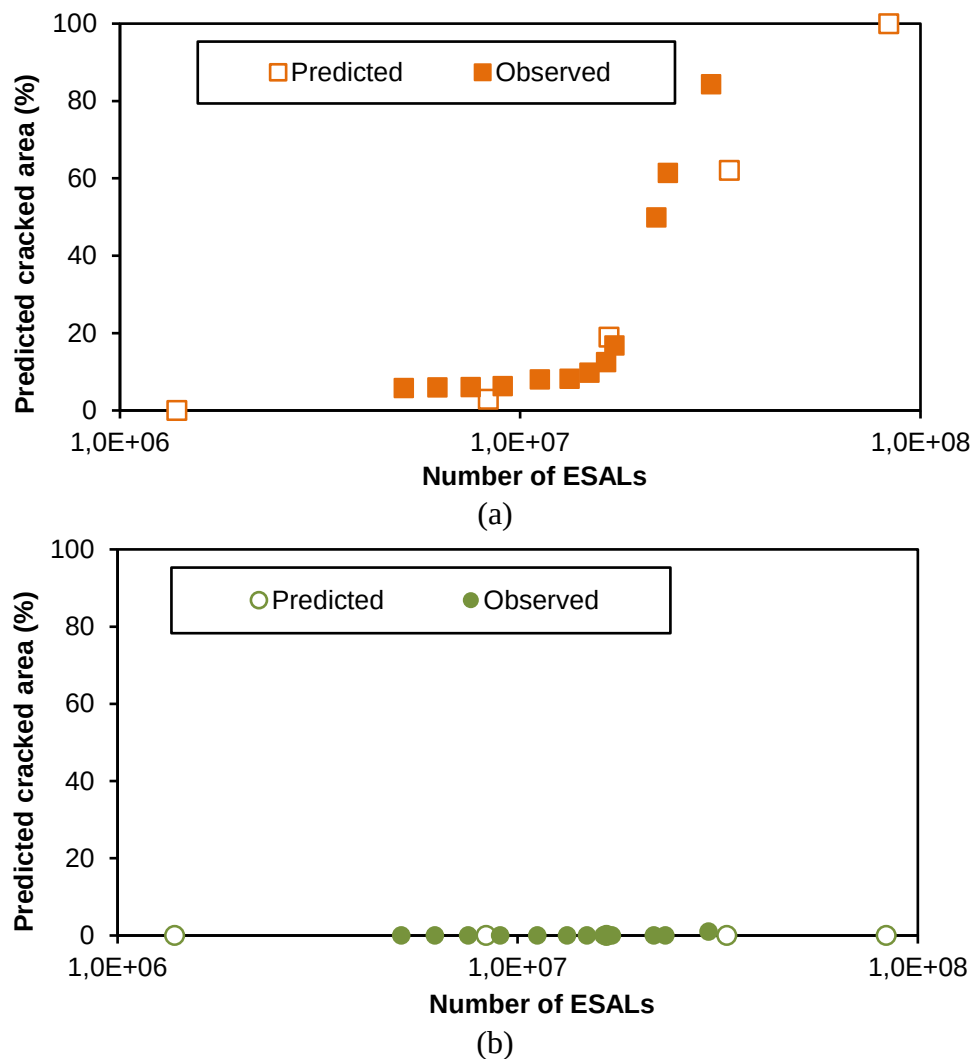


Figura 142. Comparação entre área trincada observada e prevista: (a) segmento 1 e (b) segmento 2

A simulação analisada para os dois segmentos fornece uma boa correlação com os valores de área trincada obtidos na avaliação real de campo. Esse é um bom indicativo de que o método está bem calibrado para esses tipos de estruturas de pavimentos asfálticos. Além disso, deve ser considerado que a camada de base tratada com cimento pode romper devido ao trincamento por fadiga antes da

camada superficial. Em relação à evolução da área trincada do segmento 1, após 40%, a curva dos dados “observados” desvia da curva dos dados “previstos”. Isso ocorreu possivelmente devido à entrada de água na estrutura do pavimento, uma vez que a área trincada já atingia níveis elevados. Esse é um fenômeno difícil de ser previsto por meio de qualquer modelo, e essa pode ser a principal razão devido a qual a maioria dos modelos de fadiga propõe previsão até 20% de área trincada. Após esse nível, outros fatores não considerados como dados de entrada nos modelos podem influenciar o trincamento por fadiga, especialmente a infiltração da água em camadas adjacentes, causando enfraquecimento e consequências na resistência da camada asfáltica superficial.

As simulações realizadas por meio da caracterização do dano contínuo viscoelástico linear foram comparadas com outros modelos clássicos de previsão de fadiga. Uma vez que esses modelos são calibrados para 20% de área trincada, o N de fadiga considerado aqui corresponde ao número N acumulado nesse nível de área trincada, o que é normalmente considerado como ruptura do pavimento asfáltico. O segmento 2 não apresenta nenhuma área trincada ao longo do período considerado na análise, então apenas o segmento 1 foi analisado com mais detalhes.

Primeiramente, o número N na ruptura (Nf) foi obtido considerando a metodologia AASHTO para 20% de área trincada, resultado em $2,78 \times 10^6$. Note que esse valor é diferente daquele apresentado anteriormente, uma vez que aqueles valores foram previamente calculados por meio do método USACE. Os modelos de previsão de referências clássicas foram usados para calcular o Nf previsto. O módulo de rigidez (9.000MPa ou 1.3×10^6 psi) foi obtido durante os primeiros 50 ciclos do ensaio de flexão em vigota de quatro pontos, onde se considera o valor inicial de rigidez do material testado. O valor de deformação no fundo da camada de revestimento asfáltico foi obtido nas simulações realizadas pelo software ABAQUS, e o resultado foi $168 \mu\epsilon$. Os resultados da vida de fadiga prevista (Nf) são mostrados na **Tabela 39**.

Tabela 39. Vida de fadiga de acordo com modelos de previsão clássicos

Referência	Nf
Verstraeten, Veverka and Francken (1982)	$4,57 \times 10^4$
Powell et al. (1984)	$3,36 \times 10^6$
Thompson (1987)	$1,05 \times 10^6$
Asphalt Institute (AI)	$1,93 \times 10^6$
Shell Oil	$2,62 \times 10^4$

Os valores obtidos indicam que todos os modelos apresentados subestimam a estrutura do pavimento analisado. Em relação aos modelos que consideram tanto o nível de deformação quanto o módulo de rigidez da mistura asfáltica como variáveis de suas equações (AI e Shell), o modelo do AI forneceu um valor de N_f bem próximo àquele obtido em campo ($2,78 \times 10^6$ *versus* $1,93 \times 10^6$), e isso foi bem diferente do resultado obtido pelo modelo da Shell (mais de 100 vezes inferior). O valor de N_f obtido usando o modelo da Shell levaria a valores de área trincada próximos a 0%. Isso significa que esses modelos não são adequados para a mistura asfáltica estudada na presente pesquisa. Entre as principais hipóteses que podem ser levantadas para esse comportamento, uma delas é que os modelos não consideram a viscoelasticidade da mistura asfáltica e a maioria deles não foi calibrada para o cenário brasileiro, em termos de materiais e condições climáticas.

6. CALIBRAÇÃO DO SISTEMA WEIGH-IN-MOTION (WIM)

6.1. Aferição do WIM e equipamentos complementares

A calibração do sistema WIM é uma importante etapa do projeto e deve ser executada por meio de uma metodologia consistente. Isso porque vários fatores podem influenciar na relação entre os sinais gerados pelos sensores piezoelétricos e as cargas reais que trafegam pela rodovia. Entre tais fatores, de acordo com Davis (2007), podem-se citar: o módulo dinâmico do pavimento, a temperatura, a velocidade do tráfego e as características dos condutores do sistema (cabos, etc). O procedimento de calibração consiste em aferir essencialmente as respostas dos sensores piezoelétricos quando um veículo de carga e velocidade conhecidas passa sobre eles. Fatores de calibração (FC) são obtidos, por meio de curvas que correlacionam a resposta linear de cada sensor à carga/eixo conhecida. Para que a variância dos fatores de calibração seja reduzida a valores aceitáveis, são necessárias várias passagens do veículo de peso conhecido, com diferentes velocidades e diferentes faixas de temperatura, que, conforme será descrito em detalhes adiante, corresponde a um relevante fator para aferir as medidas.

O fator de calibração de cada sensor piezoelétrico é determinado com base na média dos fatores obtidos durante diferentes passagens do veículo de teste. Em muitos casos, uma única calibração é insuficiente para obter precisamente estes fatores, por diversas razões, entre as quais podem-se citar:

- Durante uma calibração, os fatores são determinados com base no peso bruto conhecido de apenas um veículo;
- Por questões logísticas, há um limitado número de passagem do veículo de peso bruto conhecido;
- Devido ao tempo limitado para realização das passagens em todas as faixas, é improvável cobrir uma gama significativa de temperaturas superficiais do pavimento, as quais têm influência direta nos fatores de calibração de cada passagem. Dessa forma, mudanças sazonais de temperatura não são capturadas.
- Verifica-se, portanto, que a inserção de dados de novas calibrações pode, além de aumentar o número de amostras necessárias à melhor estimativa dos fatores médios, cobrir uma gama maior de temperaturas (incluindo variações sazonais) e de peso bruto (caso outros veículos de diferentes pesos conhecidos sejam testados). A seguir, descrevem-se o processo de calibração e os procedimentos metodológicos para obtenção dos fatores de escala e curvas de correção do sistema instalado na Autopista Fernão Dias.

Três aferições do sistema WIM foram realizadas. Uma no mês de maio/17, outra em fevereiro/17 e uma última que só pôde ser possível em setembro/18. No projeto foram propostas 3 calibrações e todas foram executadas. É preciso lembrar que desde a data da compra, o sistema WIM deste projeto já tem quatro anos. Troca de algumas partes deste sistema é recomendável, principalmente sensores. De janeiro/18 até agosto/18 o acesso remoto ao sistema havia sido perdido. Desta forma, o armazenamento dos dados adquiridos pelo WIM estava sendo armazenados em uma memória interna do sistema. Esta memória tem 16Gb, isto é suficiente para armazenar 10 anos de dados. A última calibração estava agendada para junho de 2018. Neste período, o cartão que guardava todos os dados de 2018 foi corrompido e infelizmente os dados foram perdidos. Somente na segunda semana de setembro foi possível recolocar o sistema operando novamente. Este tipo de infortúnio é imprevisível e foge ao controle de qualquer monitoramento. Entre julho e setembro 5 visitas ao site foram realizadas na tentativa de recuperar o sistema. Isso só aconteceu no dia 14/09 com a troca de alguns hardwares (antenas, cabos e disco de memória).

Destaque deve ser dado ao fato de que, mesmo com esse infortúnio, a base de dados gerada ao longo desse projeto conta com mais de 20 meses de monitoramento. Isso equivale a mais de 8 milhões de veículos registrados. Essa base de dados é a maior do Brasil e possui informações que não existem em nenhum outro lugar. A avaliação das rotinas computacionais elaboradas ao longo desse projeto e mostradas no item de “Aprimoramento das Rotinas” mostra que conclusões importantes puderam ser realizadas. Todos os estudos propostos nesse item puderam ser estudados sem nenhum impedimento. A base de dados é longa e confiável.

6.1.1. Procedimento “in loco” para calibração

Algumas atividades foram demandadas para que estas calibrações ocorressem. Estas atividades são descritas na sequência:

- Visitas ao site nos dias 17/02/2017, 16/05/2017, 06/07/2018, 28/08/2018 e 06/09/2018, 14 e 15/09/2018;
- Pesagem de caminhões para calibrações do Sistema WIM;
- Passagens dos caminhões em diferentes velocidades e monitoramento do sistema durante as operações de calibração;
- Coleta e análise laboratorial dos dados obtidos referentes aos trabalhos de calibração;
- Aplicação dos resultados das calibrações realizadas (fatores de calibração) aos dados de pesagens de veículos obtidos pelo Sistema WIM ao longo dos dias.
- O processo de aferição, realizado nos dias 17/02/2017 e 16/05/2017, 14 e 15/09/2018 consistiu na passagem de um caminhão carregado com pedras britadas, cuja pesagem foi realizada em

balança estática de propriedade da empresa DS2 Engenharia e Comércio Ltda. A **Figura 143** apresenta um exemplo do processo de calibração em 2017, e a **Figura 144** apresenta a calibração em 2018. O Certificado de Calibração está apresentado na **Figura 145**.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 143. Processo de calibração do sistema WIM em 2017: (a) caminhão utilizado, (b) pesagem do caminhão sobre os sensores, (c) e (d) pesagem do caminhão em balança estática



(a)



(b)



(c)

Figura 144. Processo de calibração do sistema WIM em 2018: (a) caminhão utilizado, (b) pesagem do caminhão sobre os sensores e (c) pesagem do caminhão em balança estática

BRASIL: PAULO VILELA
MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO, INDÚSTRIA E COMÉRCIO EXTERIOR
INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, QUALIDADE E TECNOLOGIA - INMETRO

VI.8.0128

REGISTRO DE MEDIÇÕES

INSTRUMENTO DE PESAGEM NÃO-AUTOMÁTICO

Interessado: (1292868) D&Z ENGENHARIA E COMÉRCIO S/A
CNPJ: 09.388.890/0001-25
Endereço: RODO. FERNÃO DIAS - km 17
CEP: 12928-598 Telefone: (11) 1992-9592
Bairro: PENHA Divisão: B.P./SÃO FRANCISCO P./SÃO FRANCISCO
Município: BRAGANÇA PAULISTA - SP
Data Verificação: 25/02/2018 Marca da Verificação: 548211-2

DADOS DO INSTRUMENTO

BALANÇA
Marca: OFM Modelo: SF-2805
Portaria de Apreciação: 105/94 Nº do Instrumento: 4958529 Nº de Série: 000002877
Código de Serviço: 6128

Max: 59990kg e1: 10kg e1: 0.11: 5999
Classe de Exatidão: III Ano de Fabricação: Depois de 1999
Local de Utilização: portaria

SIMBOLOGIA
Para os dados contidos neste relatório é utilizada a seguinte simbologia:
L = Carga E = Erro calculado em 10g
L = Indicação E = Erro corrigido
L Disp = Indicação no Display EMA = Erro máximo admissível
eL = Carga adicional P = Indicação antes do arredondamento
E = Erro

INSPEÇÃO GERAL
Tipo: Rodovale
Estado: Bom
Plataforma: Concreto

ENSAIOS - Max: 59990kg
1º ENSAIO DE FIDELIDADE - 23140kg

	L (kg)	eL (kg)	P (kg)
1	23140	0	0
2	23140	0	0
3	23140	0	0

Divergência Máxima: 10kg
EMA: 0.10kg
Ordem: Diverg. Máx = Imáx - Imín

ENSAIO DE EXCENTRICIDADE

	L (kg)	L (kg)	eL (kg)	E (kg)	E (kg)	EMA (kg)
1	23140	23140	0	0	0	0.10
2	23140	23130	0	10	0	0.10
3	23140	23140	0	0	0	0.10
4	23140	23150	0	10	0	0.10
5	23140	23140	0	0	0	0.10
6	23140	23140	0	0	0	0.10

Ordem: E = 1 - L
Posição das Cargas: 1 2 3
4 5 6

ENSAIO DE LINEARIDADE

	L (kg)	L (kg)	eL (kg)	E (kg)	E (kg)	EMA (kg)
1	500	500	0	0	0	0.5
2	1000	1000	0	0	0	0.5
3	1500	1500	0	0	0	0.5
4	2000	2000	0	0	0	0.5
5	2500	2500	0	0	0	0.5
6	3000	3000	0	0	0	0.5
7	3500	3500	0	0	0	0.5
8	4000	4000	0	0	0	0.5
9	4500	4500	0	0	0	0.5
10	5000	5000	0	0	0	0.5
11	6000	6000	0	0	0	0.5
12	7000	7000	0	0	0	0.5
13	8000	8000	0	0	0	0.5
14	9000	9000	0	0	0	0.5
15	10000	10000	0	0	0	0.5
16	11000	11000	0	0	0	0.5

Ordem: E = 1 - L

RESULTADO: 4 - APROVADO
OBS.: Não efetuamos reversão por falta de espaço físico nas duas laterais da balança

FISCALIZADO/ENSAIADO POR:
FUNCIONÁRIO: Antonio De Paulo Vilela
MATRÍCULA: 226

IPEM-SP - Instituto De Pesos E Medidas Do Estado De São Paulo
R. Santa Cruz, 1922 - CEP: 04122-002 - São Paulo - SP
FONE PARA CONTATO: (019) 3272-9133

Sugestões - Reclamações
Ouvidoria Iametro
Fone: 0800 - 0130522
Acesso: <http://www.ipem.sp.gov.br>

Antonio de Paulo Vilela
Agente Fiscal
Matrícula nº 226

BRASIL: PAULO VILELA
MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO, INDÚSTRIA E COMÉRCIO EXTERIOR
INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, QUALIDADE E TECNOLOGIA - INMETRO

06 FEV. 2018
Selo para
por rubrica
recebido por
atm: R4310
0150A 00767205

(a)

Serviço Público Federal
 MINISTÉRIO DA INDÚSTRIA, COMÉRCIO EXTERNO E MINÉRIAS
 INSTITUTO NACIONAL DE METROLOGIA, QUALIDADE E TECNOLOGIA - INMETRO

01/04/18

REGISTRO DE MEDIÇÕES

INSTRUMENTO DE PESAGEM NÃO-AUTOMÁTICO
 Identificação: (120084) DE ENGENHARIA E COMÉRCIO S/A
 CNPJ: 09.581.890/0001-25
 Endereço: RCD. FERREIRA DIAS - km 17
 CEP: 13231-500 Telefone: (11) 60890-6455
 Bairro: PENHA Distrito: B.P./SAO FRANCISCO P./SAO FRANCISCO
 Município: RAGANÇA PAULISTA - SP
 Data de Verificação: 24/05/2017 Marca de Verificação: 651718-5

DADOS DO INSTRUMENTO
 BALANÇA
 Tipo: F100 Modelo: 34-2400
 Indústria de Origem: 100/PA Nº de Série: 0000000011
 CIP do Instrumento: 01000011
 Código de Barras: 0125
 Célula(s): 000000kg e1: 100kg e2: 10kg e3: 1kg e4: 100g
 Célula de Carga(s): 01 - Arm. de Verificação (Célula de Carga)
 Local de Utilização: portaria
 Inscrição: 100100000-0

SÍMBOLO DE M
 Para as empresas cadastradas neste sistema: 1 - 100% e 2 - 100% e 3 - 100% e 4 - 100%
 1 = 100% 2 = 100% e 3 = 100% e 4 = 100%
 1 = 100% e 2 = 100% e 3 = 100% e 4 = 100%
 1 = 100% e 2 = 100% e 3 = 100% e 4 = 100%
 1 = 100% e 2 = 100% e 3 = 100% e 4 = 100%

INSPEÇÃO GERAL
 Tipo: Padrão de
 Inspeção: 000
 Inspeção: 000

ENSAIOS - Max: 55550kg
1º ENSAIO DE FIDELIDADE - 23053kg

1 kg	10 kg	100 kg	1 t
1	10	100	1000
2	20	200	2000
3	30	300	3000

23053kg Máximo: 1000 Cód. 010000000-0000

ENSAIO DE EXCENTRICIDADE

1 kg	10 kg	100 kg	1 t	10 t	100 t
1	10	100	1000	10000	100000
2	20	200	2000	20000	200000
3	30	300	3000	30000	300000
4	40	400	4000	40000	400000
5	50	500	5000	50000	500000
6	60	600	6000	60000	600000
7	70	700	7000	70000	700000
8	80	800	8000	80000	800000
9	90	900	9000	90000	900000

Cód. 010000000-0000

ENSAIO DE PESAGEM

1 kg	10 kg	100 kg	1 t	10 t	100 t
1	10	100	1000	10000	100000
2	20	200	2000	20000	200000
3	30	300	3000	30000	300000
4	40	400	4000	40000	400000
5	50	500	5000	50000	500000
6	60	600	6000	60000	600000
7	70	700	7000	70000	700000
8	80	800	8000	80000	800000
9	90	900	9000	90000	900000

Cód. 010000000-0000

RESULTADO: 4 - APROVADO

FISCALIZADO/ENSAIADO POR:
 FUNCIONÁRIO: Antonio De Paulo Viêla
 MATRÍCULA: 225

IPIM-SP - Instituto de Pesos e Medidas do Estado de São Paulo
 R. Santo Cruz, 1922 - CEP: 04122-002 - São Paulo - SP
 FONE PARA CONTATO: (011) 3272-9133
 E-mail: atendimento@ipim.sp.gov.br

Antonio De Paulo Viêla
 Agente Fiscal
 Matrícula nº 225

(19) 99604-2153

(b)

Figura 145. Certificado de calibração da balança estática utilizada para pesar o caminhão: (a) 1ª calibração e (b) 2ª calibração

O procedimento de pesagem do caminhão (**Figura 146**) seguiu os mesmos critérios nas três calibrações, e segue uma sequência definida pelas seguintes etapas:

- Pesagem do eixo 1, demais eixos são posicionados fora da balança.
- Pesagem dos eixos 1 e 2, eixo 3 é posicionado fora da balança.
- Pesagem dos eixos 2 e 3, eixo 1 é posicionado fora da balança.

- Pesagem do eixo 3, demais eixos são posicionados fora da balança.
- Pesagem dos eixos 3 e 2, eixo 1 é posicionado fora da balança.
- Pesagem dos eixos 2 e 1, eixo 3 é posicionado fora da balança.
- Pesagem do eixo 1, demais eixos são posicionados fora da balança.
- Em seguida foram calculados os valores de cada eixo separadamente adotando um valor médio para os eixos 1 e 3, e definindo de maneira indireta o valor do eixo 2.

Em seguida foram calculados os valores de cada eixo separadamente adotando um valor médio para os eixos 1 e 3, e definindo de maneira indireta o valor do eixo 2. A temperatura do pavimento tem considerável efeito sobre a precisão dos sensores do WIM instalados na Autopista Fernão Dias. Um desses efeitos está relacionado com possíveis falhas nas estimativas do peso bruto total dos veículos que trafegam em altas velocidades. Desta forma é crucial ter estimativas de como a temperatura pode afetar o sistema instalado. Lembra-se que os possíveis efeitos de diferentes temperaturas sobre os sensores instalados mudam de local para local e por isso cada calibração deve ser feita *in loco*. Este fato levanta então um ponto importante: é recomendável que as calibrações ocorram em estações diferentes, por exemplo, inverno e verão, por isso a escolha do mês de fevereiro e maio, pois nestes meses as temperaturas são bem diferentes, sendo altas (30 a 40°C) para aquele e baixas (15 a 25°C) para este.

CALIBRAÇÃO DO VEÍCULO DE TESTE

PONTO DE PARADA		EIXO	PESO MEDIDO
PP 00		P 0	0 kgf
PP 01		P 1	8450 kgf
PP 02		P1+P2	19820 kgf
PP 03		P1+P2+P3	31370 kgf
PP 04		P2+P3	23580 kgf
PP 05		P 3	11250 kgf
PP 06		P 0	0 kgf
PP 07		P 3	11290 kgf
PP 08		P2+P3	23500 kgf
PP 09		P1+P2+P3	31340 kgf
PP 10		P1+P2	19930 kgf
PP 11		P 1	8390 kgf
PP 12		P 0	0 kgf

Figura 146. Método de pesagem do caminhão na balança estática

Executaram-se passagens nas faixas 1 e 2 utilizando o caminhão carregado com pedras britadas, e peso total de aproximadamente 31 tons para o caminhão usado em fevereiro e 33.3 tons para o usado em maio e setembro. Nas **Tabela 40**, **Tabela 41** e **Tabela 42** são apresentados os planos de passagens do caminhão carregado, e os horários das passagens. Ressalta-se que as passagens do veículo carregado ocorreram em diferentes horários do dia, a fim de cobrir diferentes temperaturas (temperaturas estas, que foram registradas pelo próprio sistema durante as passagens através de dois sensores de temperatura, instalados a 2,5 e 5cm abaixo da superfície do asfalto). Após o

procedimento de passagens apresentado, os dados foram tratados e analisados para fornecer os valores dos parâmetros de calibração do sistema “WIM” para as duas faixas (*lanes*) e para cada sensor piezoelétrico.

Tabela 40. Plano executado de calibração do sistema no dia 16/05/2017

Nº	Faixa	Velocidade	Horário
1	2	57	11:14:38
2	1	87	11:29:09
3	2	86	11:43:18
4	1	58	11:58:09
5	1	58	13:48:22
6	1	57	14:04:27
7	2	86	14:20:03
8	2	84	14:35:04
9	1	59	15:06:15
10	2	86	15:20:48
11	2	86	15:35:47
12	1	58	15:51:03

Tabela 41. Plano executado de calibração do sistema no dia 17/02/2017

Nº	Faixa	Velocidade	Horário
1	2	57	11:14:38
2	1	87	11:29:09
3	2	86	11:43:18
4	1	58	11:58:09
5	1	58	13:48:22
6	1	57	14:04:27
7	2	86	14:20:03
8	2	84	14:35:04
9	1	59	15:06:15
10	2	86	15:20:48
11	2	86	15:35:47
12	1	58	15:51:03

Tabela 42. Plano executado de calibração do sistema no dia 15/09/2018

Nº	Faixa	Velocidade	Horário
1	2	80	11:01:08
2	2	85	11:14:09
3	2	75	11:28:18
4	2	70	11:42:00
5	1	90	11:56:22
6	1	85	12:09:27
7	1	70	12:23:03
8	1	70	12:38:04

6.1.2. Determinação dos parâmetros da calibração

Estimativa do peso/eixo

O peso/eixo deve ser aferido para cada sensor piezoelétrico existente nas duas faixas de tráfego. Para cada faixa, a carga do i -ésimo eixo do veículo (W_i) pode ser determinada pela média das cargas medidas em cada sensor (**Equação 24**)

$$W_i = \frac{W_i^{(1)} + W_i^{(2)}}{2} \quad (24)$$

Onde:

$W_i^{(1)}$ e $W_i^{(2)}$ = pesos do i -ésimo eixo determinados a partir dos sensores piezoelétricos 1 e 2 (os sobrescritos identificam os sensores), instalados na faixa de tráfego.

Atualização do peso/eixo com base nas diferentes calibrações

Para atualizar a estimativa dos pesos/eixo em cada sensor, deve-se determinar novos fatores de calibração, considerando todos os dados obtidos nas múltiplas calibrações descritas na anterior. Para cada faixa de tráfego, esta atualização pode ser feita de acordo com a **Equação 25** e a **Equação 26**.

$$W_{i,\text{updated}}^{(1)} = FC_{\text{updated}}^{(1)} \times M_i^{(1)} \quad (25)$$

$$W_{i,\text{updated}}^{(2)} = FC_{\text{updated}}^{(2)} \times M_i^{(2)} \quad (26)$$

Onde:

$FC_{\text{updated}}^{(1)}$ e $FC_{\text{updated}}^{(2)}$ = respectivos fatores de calibração dos sensores 1 e 2, determinados com base nos resultados conjuntos das múltiplas calibrações.

Uma vez que os arquivos de saída do sistema WIM fornecem os valores do peso/eixo de cada sensor (já multiplicados por fatores de calibração iniciais) e não os valores dos sinais descalibrados ($M_i^{(1)}$ e $M_i^{(2)}$), é mais conveniente reescrever as equações anteriores em função dos pesos/eixo de cada sensor, determinados com base nas calibrações anteriores. Este procedimento pode ser feito de acordo com a **Equação 27** e a **Equação 28**.

$$W_{i,updated}^{(1)} = FA^{(1)} \times W_{i,previous}^{(1)} \quad (27)$$

$$W_{i,updated}^{(2)} = FA^{(2)} \times W_{i,previous}^{(2)} \quad (28)$$

Onde:

$W_{i,previous}^{(1)}$ e $W_{i,previous}^{(2)}$ = os pesos do i-ésimo eixo do veículo determinados a partir de fatores iniciais ($FC_{previous}^{(1)}$ e $FC_{previous}^{(2)}$) obtidos em calibrações anteriores, para os sensores 1 e 2;

$FA^{(1)}$ = fator de atualização calculado para o sensor 1;

$FA^{(2)}$ = fator de atualização calculado para o sensor 2.

Assim, o peso do i-ésimo eixo do veículo pode ser atualizado, bastando para isso adaptar as equações anteriores para a **Equação 29**.

$$W_{i,updated} = \frac{W_{i,updated}^{(1)} + W_{i,updated}^{(2)}}{2} \quad (29)$$

O peso bruto do veículo (PBT) pode ser determinado a partir do somatório dos pesos obtidos em cada eixo. No entanto, devido à influência da temperatura, os valores do PBT devem ser corrigidos com base nos testes de calibração. Tal correção pode ser feita por meio de funções que correlacionam o erro na estimativa do PBT com as temperaturas registradas por meio de sensores do tipo termocouple PT-100 instalados a 1.5 cm abaixo da superfície do pavimento. Para um veículo teste com n eixos e admitindo que $err(T)$ representa o erro no valor do PBT em função da temperatura T da faixa, pode-se estabelecer a seguinte expressão para o peso bruto atualizado ($PBT_{updated}$) do veículo (**Equação 30**).

$$PBT_{updated} = \frac{\sum_{i=1}^n W_{i,updated}}{[1 + err(T)]} \quad (30)$$

Onde:

$err(T) = a \times T + b$, sendo a e b constantes determinadas com base na regressão linear dos dados provenientes dos testes de calibração.

Dessa forma, cada razão de $\frac{W_{i,updated}}{[1+err(T)]}$ representa o peso por eixo corrigido pelo efeito da temperatura e com fatores de calibração atualizados.

6.1.3. Resultados das calibrações

O primeiro passo no tratamento dos dados gerados pela passagem do caminhão é averiguar os erros gerados pelo sistema considerando os fatores de calibração que já estavam em uso. Assim, a **Figura 147** mostra que nem todos os valores gerados pela passagem dos caminhões encontram-se dentro do erro aceitável de 10%. Apesar de apenas três pontos apresentaram valores de erros acima do limite definido pela linha vermelha, uma nova correção dos dados com base nos resultados das novas calibrações pode melhorar bastante a estimativa dos pesos de cada caminhão.

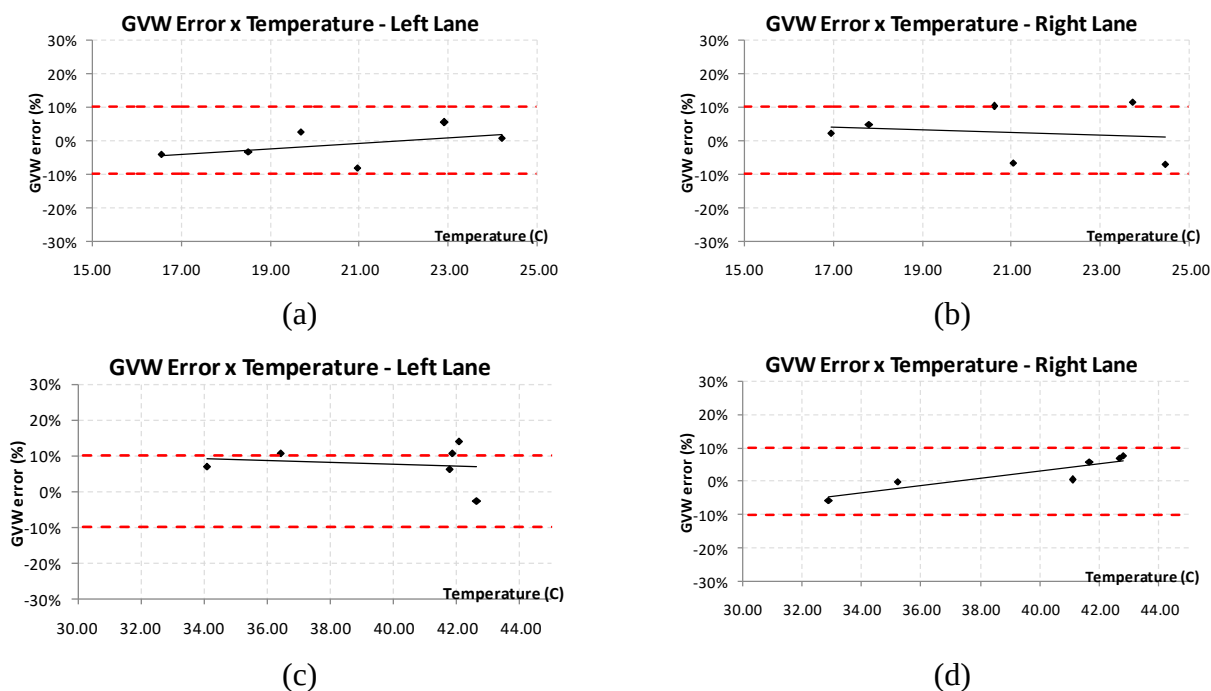


Figura 147. Resultados da calibração do sistema WIM: (a) e (c) erro PBT faixa esquerda e (b) e (d) erro PBT faixa direita

A qualidade dos dados do sistema WIM deve ser verificada, uma vez que há várias causas que são fontes de erros durante a pesagem. Conforme abordado por Davis (2007), variáveis associadas à escolha do *site* de instalação (rugosidade do pavimento, curvatura da rodovia, aceleração e frenagem dos veículos), erros de instalação, desvio de zero ao longo do tempo, entre outras, podem afetar a qualidade dos dados e introduzir níveis de imprecisão não aceitáveis. A regressão logarítmica do espaçamento de eixos e peso por eixos, descrita no trabalho de Davis (2007) foi a técnica utilizada no âmbito das atividades documentadas neste relatório. O procedimento é aplicado

aos veículos de 5 eixos enquadrados na Classe DNIT 3S2 (**Figura 148**), por ser compatível com os veículos pertencentes à Classe 9 da norma americana FHWA (2001), usados para construir a maioria das bases de dados e curvas de referências.

Tais curvas correlacionam o primeiro espaçamento entre eixos (S_{1-2}) à razão entre a carga do eixo da direção do caminhão (1º eixo) e S_{1-2} . A preferência para o caminhão Classe FHWA 9 também se deve ao fato de que as propriedades do eixo da direção estão relacionadas somente ao veículo de tração e não dependem das características do reboque, cuja carga útil pode ser muito variável de veículo para veículo. Essas relações da carga do primeiro eixo com a distância do primeiro eixo ao segundo foram adaptadas para a frota brasileira uma vez que nossos caminhões são ligeiramente diferentes dos veículos americanos. Para isto mais de sessenta e seis catálogos de montadoras foram investigados e finalmente chegou-se aos resultados apresentados na **Tabela 43**. Devido ao tamanho da amostra de caminhões do tipo 3S2, o período de 17 dias foi considerado para validação da calibração, a fim de tornar a amostra representativa. Normalmente menos de 2% da frota de caminhões válida para análise é composta por caminhões tipo 3S2. Isso equivale a menos de 70 caminhões/dia. O ideal para o teste é que se tenha pelo menos mil observações.

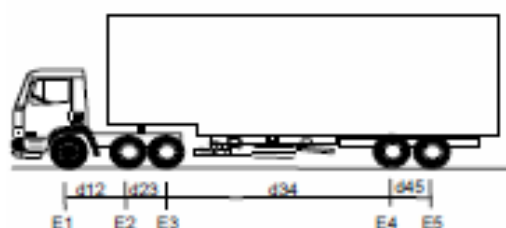


Figura 148. Veículo Classe DNIT 3S2 similar ao veículo Classe FHWA 9 usado na maioria das bases de dados que dão suporte aos métodos para controle de qualidade

O método consiste em comparar a regressão logarítmica dos dados WIM (linhas vermelhas) com uma curva logarítmica de referência (linhas azuis). Os limites superiores e inferiores foram definidos conforme os principais caminhões Brasileiros e seguindo os limites físicos de capacidade dos veículos.

Tabela 43. Plano executado de calibração do sistema no dia 17/02/2017

Espaçamento entre o primeiro e o segundo eixo (cm)	Carga do eixo frontal (kg)
300	4767
310	4622
320	4302
330	3897
350	4392
355	4471
360	4487
370	4293

Os resultados são considerados aceitáveis quando a regressão dos dados gera uma curva suave que se aproxima da curva de referência respeitando os limites superiores e inferiores. A **Figura 149** mostra a situação final dos dados depois de considerados os efeitos da temperatura. Conclui-se que os dados estão dentro do esperado mostrando que os pesos dos caminhões fornecidos pelo WIM são confiáveis.

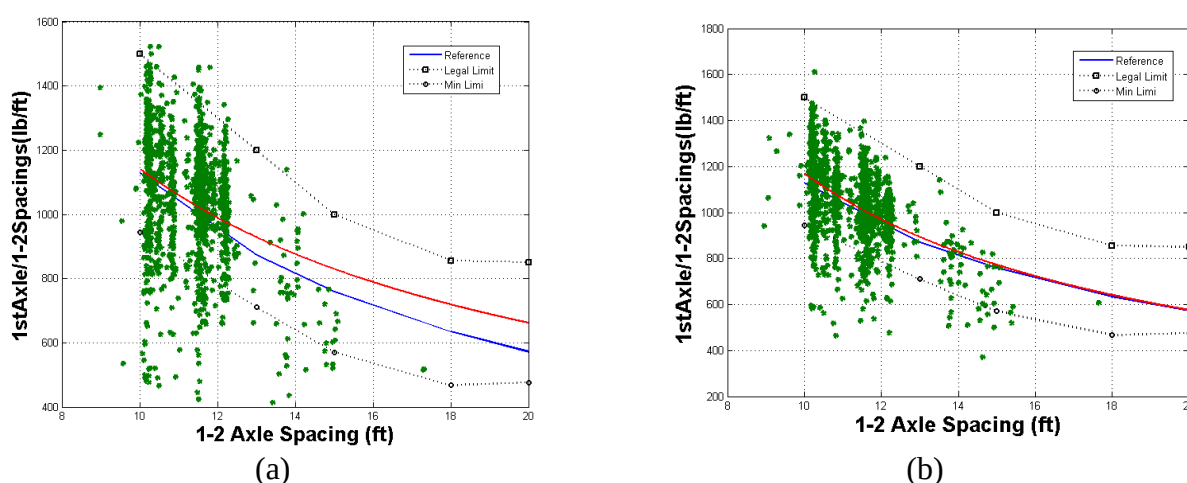


Figura 149. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17

A **Figura 150** e a **Figura 151** mostram o mesmo teste aplicados a meses diferentes como prova da validade e confiabilidade dos dados. Este mesmo teste foi aplicado a amostra inteira e os resultados são semelhantes, indicando que o sistema WIM em operação forneceu medidas confiáveis dos caminhões.

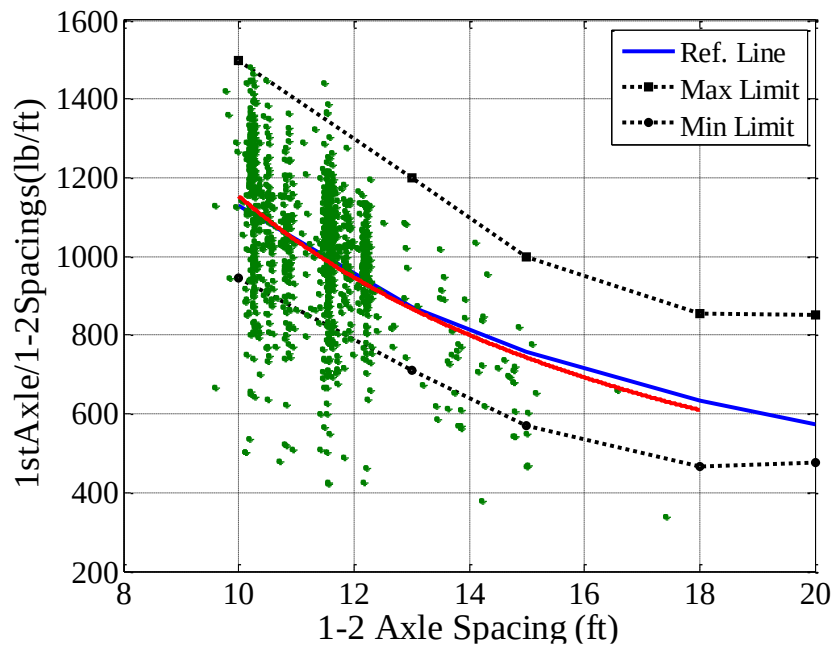


Figura 150. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17

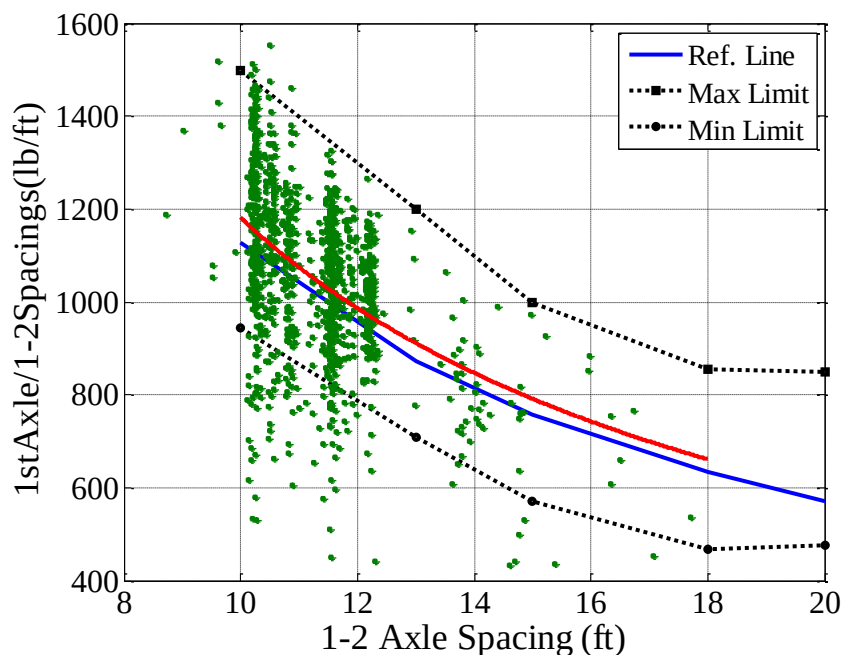


Figura 151. Ajuste de dados com base na calibração de 17/02/17

6.2. Aprimoramento das rotinas computacionais para tratamento dos dados de pesagem

Várias atualizações nas rotinas computacionais foram feitas ao longo deste projeto. As mais significativas foram a redução do tempo de análise de esforços solicitantes nas pontes quando considerado o caso de múltiplas presenças de caminhões. Além disso, com as novas atualizações também passamos a gerar histogramas automaticamente de PBTs – peso bruto total – para cada classe de caminhões. Além do PBT, as rotinas também geram histogramas de distância entre eixos calculando medidas de tendência central e dispersão para cada variável. Essas informações são

importantes quando se quer estudar corretamente os efeitos de momento fletor e esforço cortante nas estruturas. Todas essas atualizações foram elaboradas com a cooperação da equipe coordenada pelo professor Dr. Hani Nassif, da Universidade de Rutgers (EUA). As atualizações dessas rotinas foram usadas na tese de doutorado de Enson de Lima Portela defendida e aprovada em 03/08/2018. O título da tese é “*Analysis and Development of a Live Load Model for Brazilian Concrete Bridges Based on WIM data*”. Essas rotinas também estão sendo usadas no trabalho de doutorado do candidato Anselmo Carneiro. Os detalhes e principais resultados deste item são apresentados a seguir.

6.2.1. Processo de filtragem

Como colocado nos relatórios parciais, apresentam-se resumidamente os filtros utilizados para tratamento dos dados WIM:

1. PBT menor que 6,2 tf: este limite inferior é definido com base no caminhão leve de dois eixos (quatro pneus). Note que este limite não é baseado no GVW legal de qualquer caminhão leve dado, mas representa a soma dos limites físicos de ambos os eixos dianteiro (2.2 toneladas) e traseiro de 4.0 toneladas. Este critério tem o objetivo de remover caminhões leves e que são irrelevantes no processo de análise desenvolvida neste item;
2. Peso de eixo único menor que 2,2 tf: esse valor representa a carga por eixo de direção do veículo semi leve mais pesado e adotado como veículo limite para o critério de PBT mínimo (6.2 toneladas);
3. Peso de tandem maior que 32 tf: esse valor é definido com base na maior capacidade técnica estabelecida pelas montadoras de caminhões. Na legislação brasileira esse valor máximo é estabelecido em 17 toneladas;
4. Espaçamento entre eixo tandem menor que 0,92m: no Brasil, os menores aros de roda para tandems em caminhões são da ordem de 22 polegadas. Adicionando-se a essa roda o pneu, tem-se um diâmetro mínimo final da ordem de 0.87 metros. Estabelece-se uma folga mínima entre pneus de 0.05 metros. Assim a distância mínima entre eixos de rodas é considerada como 0.92 metros;
5. Comprimento total maior que 36m;
6. Comprimento do caminhão maior que 15,4m e PBT menor que 10,4 tf: o comprimento representa 10% a mais que o veículo de 14 metros e 10.43 toneladas representa a soma de 4.23 toneladas (eixo de menor tara para caminhões desse porte) + 6.2 toneladas (menor PBT admitido);

7. Qualquer eixo único com peso maior que 18tf: existe um limite físico sobre o valor da carga por eixo individual. Na legislação brasileira estabeleceu-se o valor limite por eixo individual de 10 toneladas o qual corresponde ao eixo do veículo com PBTC de 63 toneladas (tandem triplo de 30 toneladas). Mas esse limite da legislação não representa o limite técnico o qual é representado pela capacidade máxima por um único eixo dentre todos os veículos pesquisados nos catálogos das montadoras;
8. Diferença entre PBT e soma dos pesos por eixos maior ou igual a 10%: não há no Brasil estudos para definir esse percentual. Neste caso, optou-se por usar o mesmo valor estabelecido no NCHRP 12-76 relatório 683 (Sivakumaret al., 2011);
9. Soma dos espaçamentos entre eixos menor que o comprimento total;
10. Comprimento total menor que 5m;
11. Velocidades maiores que 170km/h:
Para efeito de comparação o valor estabelecido no projeto NCHRP 12-76 relatório 683 é de 100 mph, ou seja, 161 km/h. Como há no Brasil registro de caminhões a 160 km/h deixa-se uma margem de segurança de pouco mais de 5%. Lembra-se que ocorrência de caminhões nessa velocidade é um caso atípico. Este critério tem como objetivo maior eliminar possíveis erros de registro do equipamento;
12. Peso do eixo da direção maior que 10tf;
13. PBT maior que 93tf: este valor é estabelecido com base na capacidade técnica de um caminhão trucado mais reboque de 9 eixos (Romeu e Julieta). O valor de 90 toneladas também se aplica tanto ao treminhão de 9 eixos como ao tritrem (caminhão trator + três semirreboques). Além disso, levou-se em conta a capacidade tratora dos caminhões estudados.

Depois de definir esses treze critérios, todo o conjunto de dados foi filtrado. A **Tabela 44** mostra os resultados para alguns meses. Percebe-se que os percentuais de dados descartados por cada filtro se assemelham bastante. Em média 27% (**Figura 152**) dos registros feitos pelo sistema permanecem para análise.

Tabela 44. Média diária de exclusão de registros por filtros

Filtros	Meses					
	Out/15	Jan/16	Jul/16	Out/16	Jan/17	Jul/17
F1	7806	10065	9715	9320	11738	10322
F2	481	441	393	492	470	583
F3	1	1	0	0	0	0

F4	23	17	7	7	5	9
F5	2	2	1	1	10	14
F6	2	2	2	2	4	5
F7	2	1	0	1	0	1
F8	0	0	0	0	0	0
F9	30	32	64	79	144	249
F10	1	1	1	1	1	2
F11	0	0	0	0	0	0
F12	0	0	0	0	0	0
F13	1	1	1	1	1	1
Total de exclusões	8349	10562	10183	9902	12374	11187
Total de registros	12212	13825	13430	13785	15628	14737
Descartados (%)	68.36%	76.40%	75.83%	71.83%	79.18%	75.91%

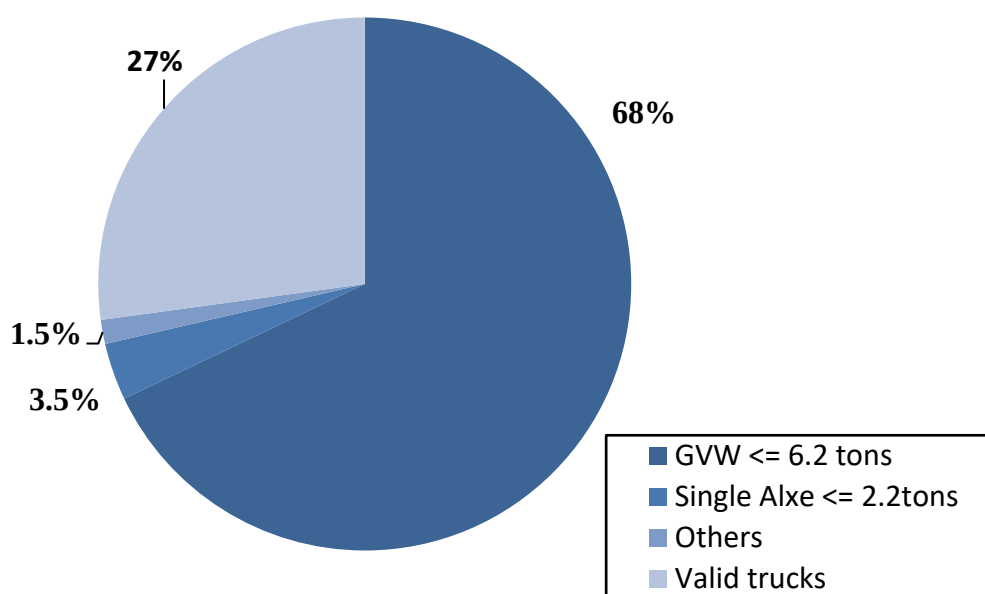


Figura 152. Estatística de dados filtrados

Todas as análises com os dados do WIM são realizadas apenas com os caminhões restantes após o processo de filtragem. Com os dados do sistema WIM obtidos desde setembro/2015, o volume diário de veículos gravados não foi significativamente alterado, alcançando uma média de 11.000 registros e, após a filtragem, restando em média 3.600 caminhões ditos qualificados. O algoritmo usado para filtragem e manutenção dos registros segue a sequência apresentada na **Figura 153**.

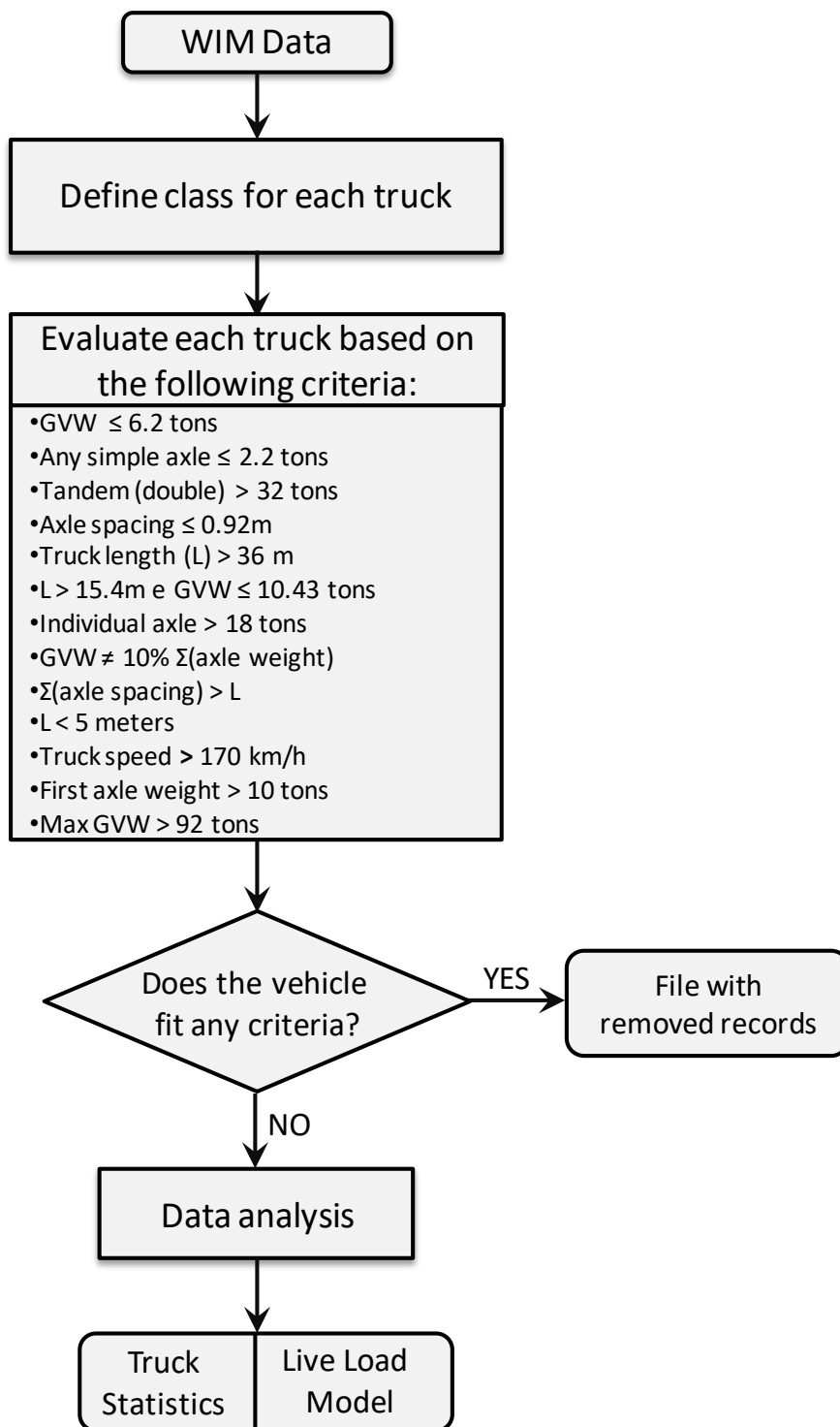


Figura 153. Algoritmo para definição de caminhões qualificados

6.2.2. Geração de histogramas por classes de caminhões e por eixos

Como mencionado, outra atualização das rotinas foi a geração automática de histogramas de peso bruto total (PBT) por classes de caminhões. Esse tipo de informação auxilia tanto na definição do tipo predominante de caminhão na via, como por faixa. A **Figura 154** e a **Figura 155** mostram os histogramas para cada faixa. Percebe-se que alguns picos são bem definidos indicando PBTs dominantes em 15, 20 e 45 toneladas. Outro ponto importante revelado pelo histograma é a presença de caminhões com mais de 90 toneladas. A rotina também fornece histogramas de peso por eixo de cada eixo para cada classe de caminhão, bem como distância entre eixos para cada classe de veículo.

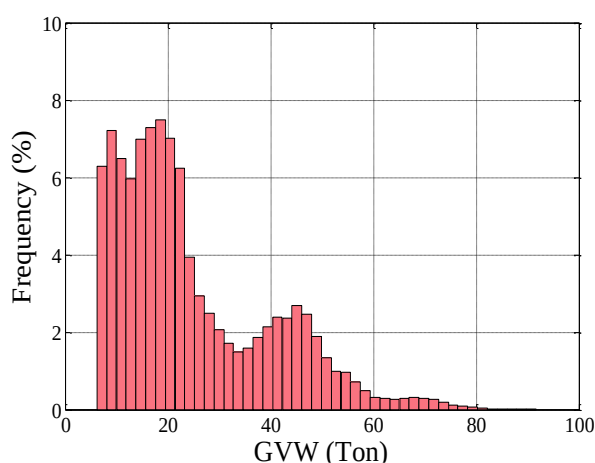


Figura 154. Histogramas dos PBTs dos caminhões que trafegam pela faixa direita

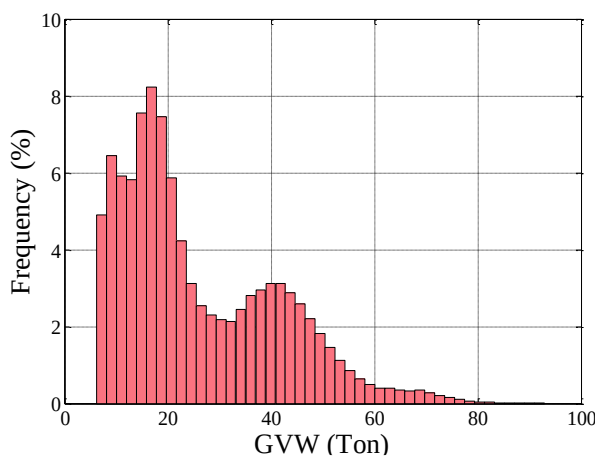


Figura 155. Histogramas dos PBTs dos caminhões que trafegam pela faixa esquerda

A **Tabela 45** mostra a participação percentual de cada classe de caminhão juntamente com o PBT médio, máximo e mínimo para cada classe. Repare que 5 classes são responsáveis por 75% do tráfego total, sendo os caminhões de três eixos os dominantes. Outro ponto importante é a presença

de vários caminhões com mais de 45 toneladas (massa utilizada na norma de carga móvel brasileira). Os histogramas para essas cinco classes são apresentados da **Figura 156** a **Figura 160**.

Tabela 45. Estatística de PBTs por classe de caminhões

Classe de Caminhões (DNIT)	[%]	PBT_{média} [ton]	PBT_{desvio} [ton]	PBT_{min} [ton]	PBT_{max} [ton]	L_{média} [m]
2C/2CB	15.36	10.36	3.23	6.20	27.51	10.24
2CC/2BC	0.23	8.30	1.62	6.20	19.71	6.51
2S1/2B1	1.86	15.93	3.28	6.99	35.98	17.01
3C/3CD/3DC/3BB/3BC	23.40	17.32	5.60	6.68	41.65	10.95
4C	0.03	26.56	6.78	10.41	50.93	10.85
4DD/4DC/4CD/4DB/4CB	2.73	25.28	6.64	9.60	51.34	11.40
2S2/2B2/2BD/2DB	12.96	19.91	5.44	9.67	58.50	18.45
2I2/2C2/2DL/2BI/2BR	1.87	20.53	5.71	9.67	54.83	18.28
3S1/3D1/3B1/31B/3BD	0.08	19.66	4.34	10.55	40.24	17.23
2S3	9.46	33.76	9.02	12.42	71.22	17.53
2I1/2C3/2JD	0.14	34.86	9.55	14.08	63.76	18.62
2I3/2N3	0.28	36.20	9.36	12.82	69.76	19.99
3I2/3DL/3D2/3DD/3DJ	0.99	24.98	8.14	12.00	68.38	18.82
3S2/32D	2.00	27.19	7.66	12.45	67.13	19.93
2LD	0.29	30.64	9.78	12.79	67.58	24.28
3S3/3D3	14.75	43.02	9.70	13.99	89.94	17.21
3I1/3DI/33D/3C3/3JD	0.69	46.91	10.02	16.59	80.43	17.90
3I3/3ID/3DN/3N3	3.13	46.88	10.59	14.31	84.87	18.15
2R4/2D4	0.29	32.22	10.42	14.00	73.51	30.22
2N4	0.17	27.97	5.63	17.27	59.95	30.79
3LD/3DT	0.98	46.64	10.68	15.78	80.10	18.54
4DI/4R3/43D	0.01	44.29	7.93	29.53	69.90	18.03
4D3/4DT	0.00	51.56	8.24	30.30	76.42	17.23
3D4/34D/3T4/3TD	4.55	51.92	12.39	17.92	92.94	20.02
3ND/3N4/3QD	0.01	36.13	14.07	21.65	71.38	29.97
3Q4	0.01	62.18	10.60	27.63	80.04	20.13
3DQ	0.01	31.03	6.47	20.42	66.11	28.88
3J5/3DS	0.00	40.41	15.97	25.10	69.41	29.21
3V5	0.10	51.77	14.04	22.27	92.97	23.57
3P5	0.03	57.07	12.45	25.15	90.57	20.83
3T6/3R6	0.59	68.39	12.19	23.99	92.99	27.05
3M6/3Q6	2.48	67.00	11.99	24.08	93.00	26.13
NC	0.54	35.36	20.54	7.05	92.82	15.32

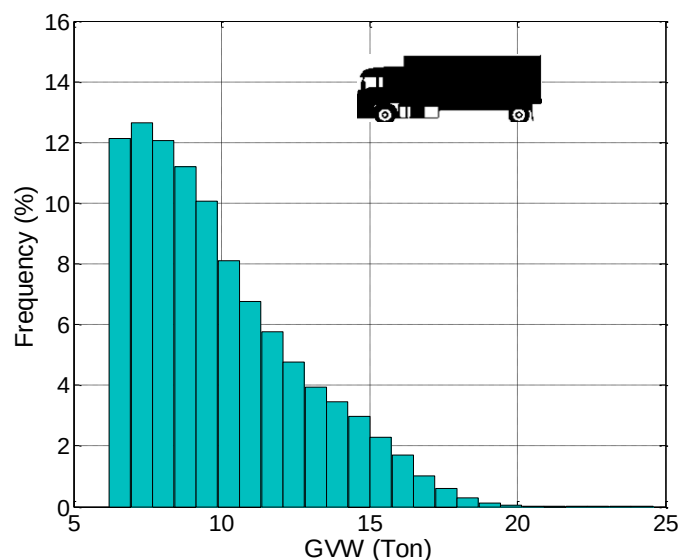


Figura 156. Histograma de PBTs para caminhões Classe 2C/2CB.

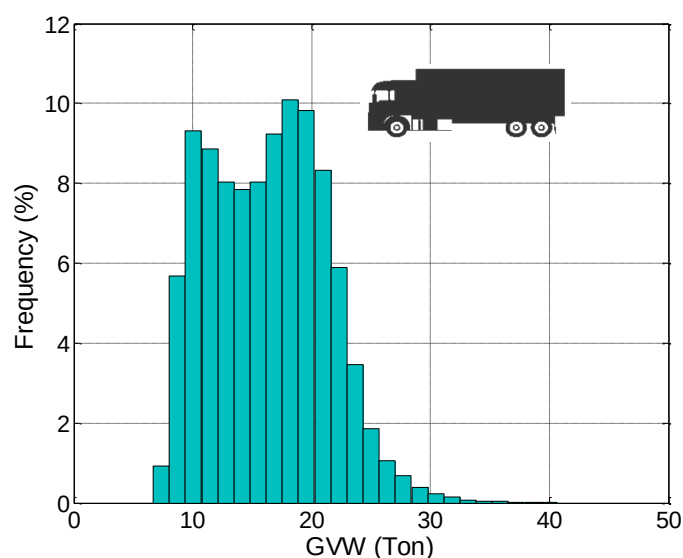


Figura 157. Histograma de PBTs para caminhões Classe 3C.

A **Figura 158** mostra o histograma para todos os veículos classe 2S2/2B2/2BD/2DB. A **Figura 161** e a **Figura 162** mostram os histogramas de peso por eixo para os quatro diferentes eixos de caminhões classificados como 2S2/2B2/2BD/2DB. As informações contidas nesses histogramas podem ser usadas tanto para cálculos probabilísticos sobre o peso por eixo dos caminhões como para estudos de previsão dos pesos esperados por eixo para um período de tempo compatível com a vida útil de pavimentos e pontes.

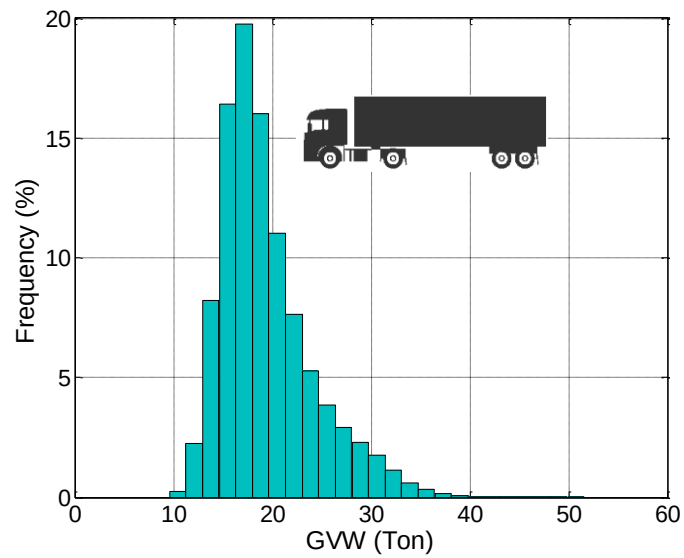


Figura 158. Histograma PBT de caminhões classe 2S2/2B2/2BD/2DB

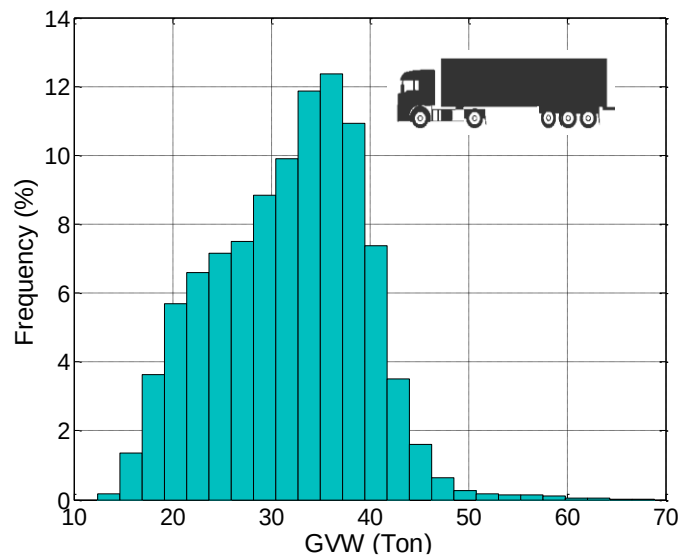


Figura 159. Histograma PBT de caminhões classe 2S2/2B2/2BD/2DB 2S3 – SP

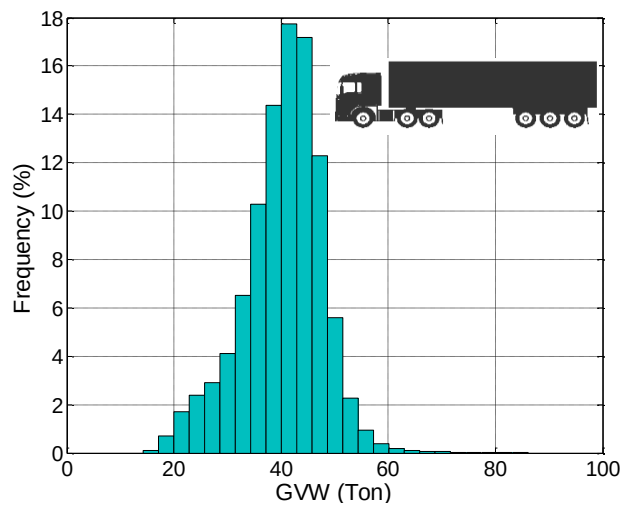


Figura 160. Histograma PBT de caminhões classe 3S3/3D3

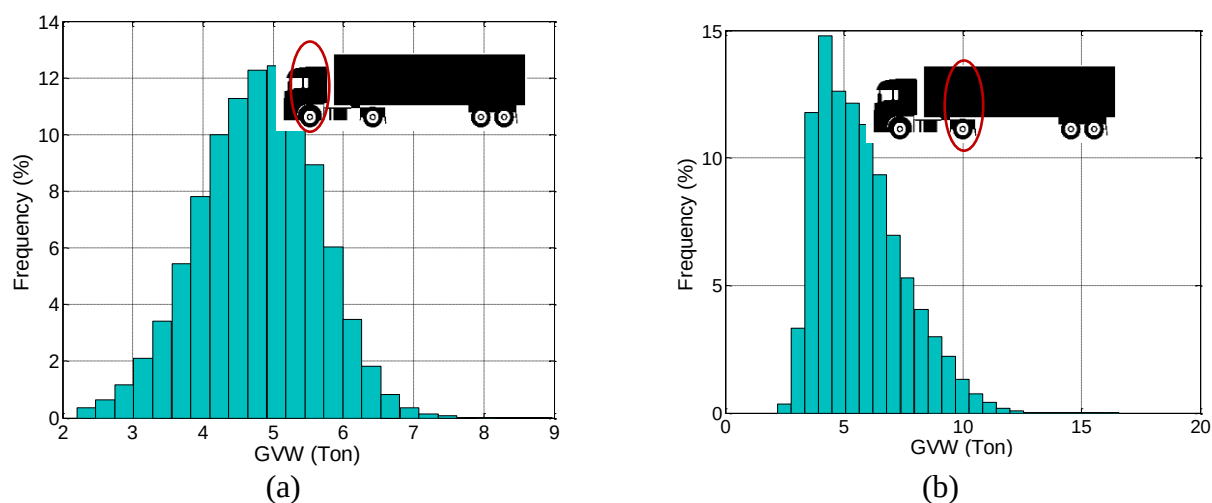


Figura 161. Peso por eixo para Classe 2S2: (a) primeiro eixo e (b) segundo eixo

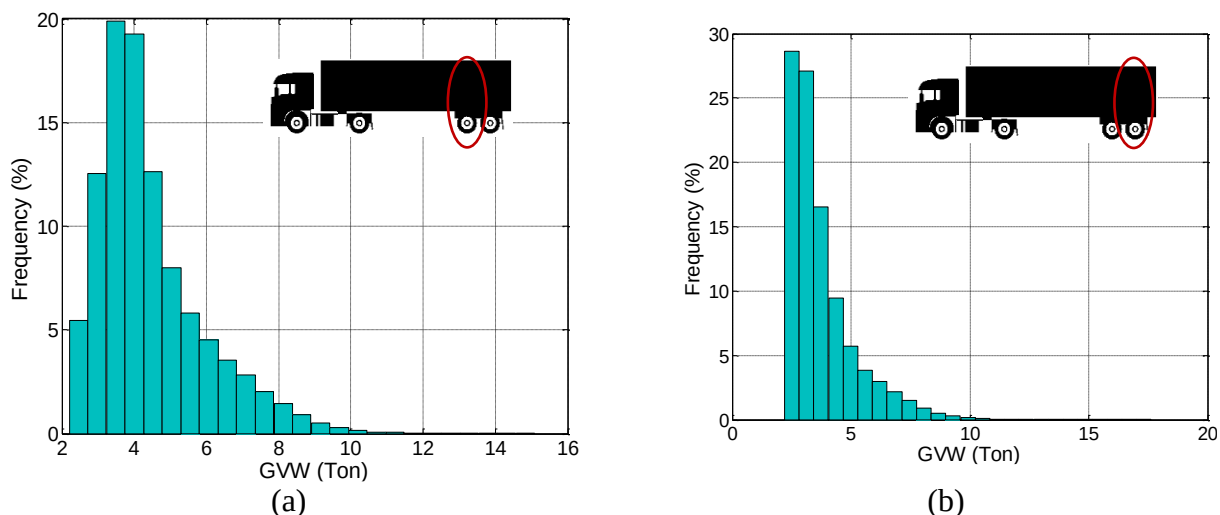


Figura 162. Peso por eixo para Classe 2S2: (a) terceiro eixo e (b) quarto eixo

Como cada caminhão tem sua própria configuração e carga por eixo, o peso bruto do veículo sozinho não representa precisamente o efeito das cargas sobre um pavimento ou uma dada ponte. Assim, é necessário verificar o efeito de carga que cada caminhão pode causar a essas estruturas. Nesse caso, o espaçamento entre eixos e as frequências também são necessários ao avaliar e calibrar um modelo de carga dinâmica, por exemplo. Assim, a rotina foi atualizada e um estudo estatístico, como o apresentado na **Tabela 46**, é sempre realizado para cada eixo. Tanto para o peso por eixo como para o espaçamento entre eixos.

Tabela 46. Estatísticas para as cinco classes predominantes

Classe dos caminhões (DNIT)		Peso do 1º eixo (ton)	Espaçamento do 1º eixo (cm)	Peso do 2º eixo (ton)	Espaçamento do 2º eixo (cm)	Peso do 3º eixo (ton)	Espaçamento do 3º eixo (cm)	Peso do 4º eixo (ton)	Espaçamento do 4º eixo (cm)	Peso do 5º eixo (ton)	Espaçamento do 5º eixo (cm)	Peso do 6º eixo (ton)
2C/2CB	Média	4.03	562.3	5.93	---	---	---	---	---	---	---	---
	CV (%)	28.1	21.7	33.8	---	---	---	---	---	---	---	---
3C/3CD/3DC/3BB/ 3BC/3CB	Média	4.74	561.0	6.45	129.2	5.17	---	---	---	---	---	---
	CV (%)	25.2	16.6	36.4	5.4	39.3	---	---	---	---	---	---
2S2/2B2/2BD/2DB	Média	4.77	366.6	5.76	887.5	4.48	126.9	3.74	---	---	---	---
	CV (%)	17.7	7.6	31.3	19.9	34	12.9	38.1	---	---	---	---
2S3	Média	5.06	379.2	8.09	668.5	5.98	124.2	6.47	124.3	6.27	---	---
	CV (%)	18.6	8.9	24.0	17.7	30.8	7.1	31.9	4.7	32.5	---	---
3S3/3D3	Média	5.31	364.8	7.68	128.6	6.12	602.3	6.82	125.3	7.49	125.5	7.04
	CV (%)	18.6	8.8	21.5	3.5	22.8	21.0	23.6	11.2	23.2	10.1	24.5

6.2.3. Algoritmo para cálculo de múltiplas presenças de caminhões

Nas rotinas anteriores a verificação de ocorrências de múltiplas presenças de caminhões era feita comparando o caminhão registrado com os próximos vinte caminhões que iriam passar pelo sistema. Isso era feito para garantir que o mesmo caminhão não seria classificado duas vezes como uma ocorrência de múltiplas presenças, lembrando que por definição o evento de múltiplas presenças é aquele que ocorre entre somente dois caminhões. Comparar a posição de cada caminhão com os vinte veículos imediatamente posteriores demanda muito tempo. Desta forma, um estudo foi feito no sentido de diminuir o número de comparações com o objetivo de reduzir o tempo de processamento dos dados. Chegou-se ao número ótimo de seis caminhões para serem comparados de forma a fornecer resultados confiáveis. O algoritmo anterior levava aproximadamente 4,5h para processar um mês de dados. Com a atualização leva-se 1,5h, uma redução significativa.

Resumidamente, estatísticas de múltiplas presenças são relatadas apenas para caminhões qualificados, ou seja, os caminhões restantes após o processo de filtragem. Portanto, esta análise exclui todos os veículos de passageiros, caminhões leves e registros errados. A ocorrência simultânea de caminhões em uma ponte pode ocorrer em muitas configurações diferentes. Neste capítulo, um arranjo muito similar (**Figura 163**) como em Gindy (2006) será considerado. Nesse caso, quatro padrões são considerados:

- a) Evento único: apenas um caminhão está na ponte;
- b) Following: Dois caminhões na mesma pista com a distância do primeiro eixo do primeiro caminhão até o eixo traseiro do segundo caminhão menor que o vão da ponte;
- c) Side-by-side: dois caminhões em faixas adjacentes com uma sobreposição de pelo menos metade do comprimento do corpo do primeiro caminhão e com a distância do primeiro eixo do primeiro caminhão ao eixo traseiro do segundo caminhão menor que a ponte;
- d) Staggered: dois caminhões em faixas adjacentes com uma sobreposição de menos da metade do comprimento do corpo do primeiro caminhão e com a distância entre o primeiro eixo do primeiro caminhão e o eixo traseiro do segundo caminhão menor que o vão da ponte.

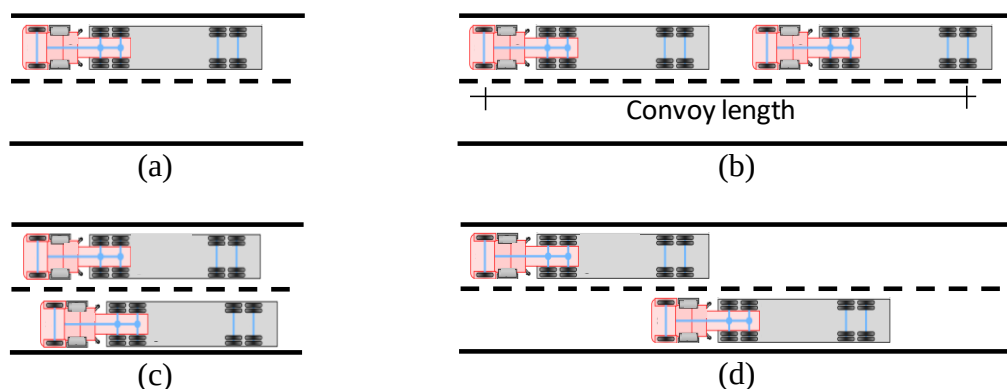


Figura 163. Padrão de posições de caminhões para múltiplas presenças (Nassif and Gindy, 2006)

As estatísticas de múltiplas presenças para cada caso: *following*, *side-by-side* e *staggered* são necessárias para quantificar a sobreposição de caminhões em uma dada ponte de concreto. O cálculo dessas estatísticas é baseado em comprimentos fictícios de pontes. Isso permite estudar as múltiplas presenças de caminhões para pontes longas, médias e curtas.

A porcentagem de cada ocorrência é calculada como o número de ocorrências do evento dividido pelo número total de caminhões qualificados nas pontes. Um aspecto importante desse cálculo é a precisão do sistema WIM. Para ter um processo de modelagem confiável, o sistema deve ser capaz de registrar os caminhões com uma resolução de 0,01 segundo. Essa precisão é necessária porque os caminhões podem viajar em alta velocidade, por exemplo, um caminhão a uma velocidade de 50 km/h percorrerá cerca de 13,9 metros em um segundo. Se a posição do caminhão for conhecida a cada 0,01 segundo, isso significa que a posição do caminhão é conhecida a cada 13,9 centímetros, o que é um valor muito aceitável para definir a ocorrência de múltiplas ocorrências. Assim, apenas três informações são necessárias para calcular a posição relativa dos caminhões entre si:

- i) A faixa de viagem;
- ii) A velocidade do caminhão;
- iii) O momento que o caminhão passa pelo sensor (resolução de 0,01s).

A **Figura 164** mostra a estrutura de fluxograma da rotina de presença múltipla usada neste relatório. A rotina verifica cada caso possível de presença múltipla. Em seguida, eliminam-se caminhões que são qualificados para mais de um caso. Inicialmente, para o evento *following*, o algoritmo primeiro verifica se os caminhões estão na mesma via, então, verifica se a distância do primeiro eixo do caminhão principal para o eixo traseiro do segundo caminhão é menor do que o comprimento de

vão considerado na análise. Se estes dois critérios forem satisfeitos, então o evento é classificado como *following*.

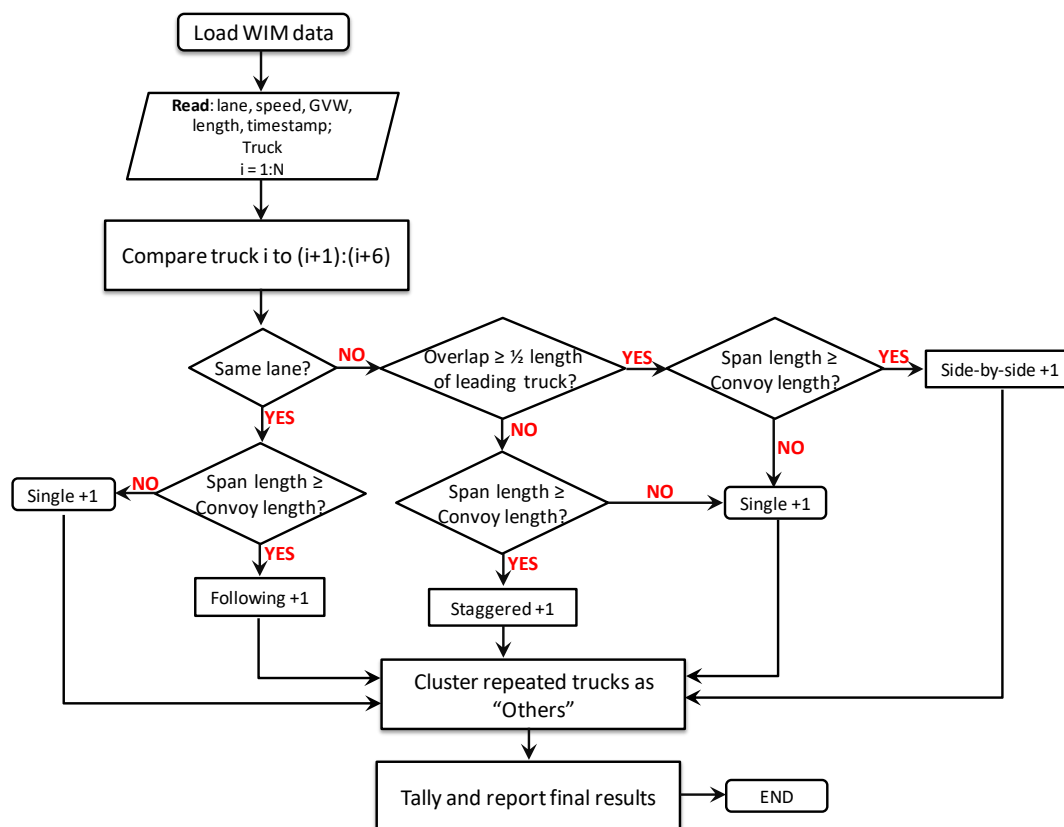


Figura 164. Algoritmo para cálculo de múltiplas presenças

Para o evento *side-by-side*, primeiro o programa verifica se os caminhões estão em vias diferentes. Em seguida, verifica se o segundo caminhão tem uma sobreposição de pelo menos metade do comprimento do corpo do primeiro caminhão. Finalmente, o algoritmo verifica se a distância do primeiro eixo do primeiro caminhão até o último eixo do segundo caminhão é menor do que o comprimento definido pelo vão da ponte. Se todos esses critérios forem satisfeitos então o evento *side-by-side* é registrado. Finalmente, para o caso *staggered*, o procedimento é quase o mesmo que para o *side-by-side*. A única diferença é que os caminhões se sobrepõem a menos da metade do comprimento do corpo do primeiro caminhão.

As estatísticas de múltiplas presenças são calculadas de acordo com os padrões apresentados anteriormente. Os resultados podem ser vistos na **Figura 165** e na **Figura 166**. A **Figura 165** apresenta as estatísticas de múltiplas presenças em relação ao comprimento do vão da ponte para a estação WIM de São Paulo. Com exceção do caso *side-by-side*, a frequência da presença de vários

caminhões é significativamente afetada pelo comprimento do vão. O aumento do comprimento do vão da ponte oferece mais oportunidades para que os caminhões ocorram simultaneamente. No entanto, para o padrão de carregamento *side-by-side* após o vão da ponte ultrapassar 30 metros a frequência de ocorrência deste evento passa a diminuir ligeiramente. Isso acontece porque, para vãos maiores, mais caminhões têm a oportunidade de adentrar a ponte. Os caminhões já classificados como um evento *side-by-side* correm risco de serem desclassificados para vãos maiores. A frequência de eventos *side-by-side* tem um valor médio de 0,70% para todos os períodos de ponte e condições de volume, o que está de acordo com os resultados apresentados por Nassif e Gindy (2006) e Davis (2007).

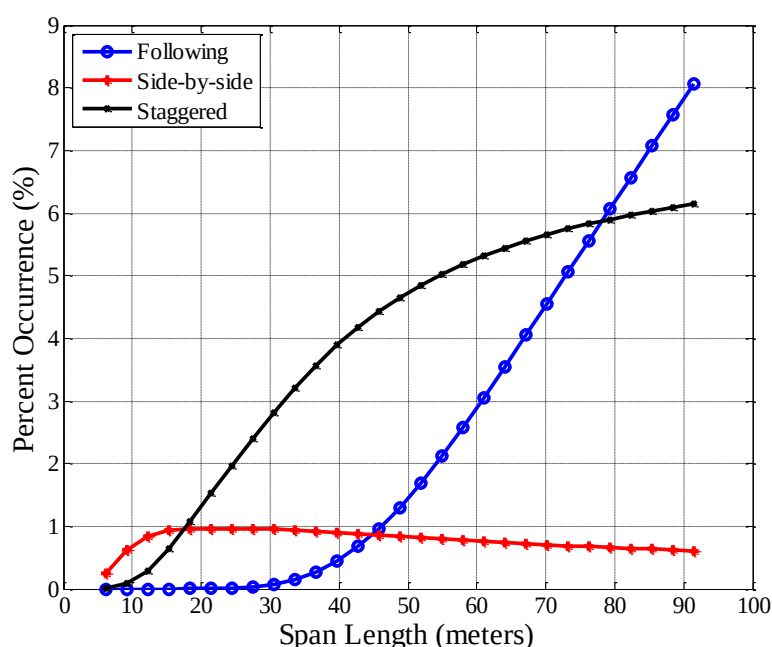


Figura 165. Estatísticas de Múltiplas Presenças

As novas rotinas também são capazes de calcular essas estatísticas de múltiplas presenças somente para caminhões pesados. Neste relatório o valor de 36,3ton foi considerado como o valor limite para caminhões pesados. Isto corresponde ao caminhão HS20 aprovado pela AASHTO.

Como mostrado na **Figura 165**, o comportamento geral das linhas para cada caso de múltiplas presenças está fortemente ligado as probabilidades encontradas na **Figura 166**. Isso se deve ao fato de que as ocorrências de eventos de múltiplas ocorrências de caminhões ditam a possibilidade de ocorrência de caminhões pesados. A **Figura 166** mostra que a probabilidade de ocorrência de dois caminhões pesados *side-by-side* é de 0.079%. O valor mais alto em termos de múltiplas presenças

para caminhões pesados ocorre para o evento *following* com 91,4 metros com valor de 0.84%. O conhecimento dessas probabilidades permite calcular e extrapolar os efeitos de carga que esses caminhões têm sobre uma dada ponte. Isso não apenas permite avaliar o modelo de carga real proposto pelo código atual, mas também desenvolver novos modelos.

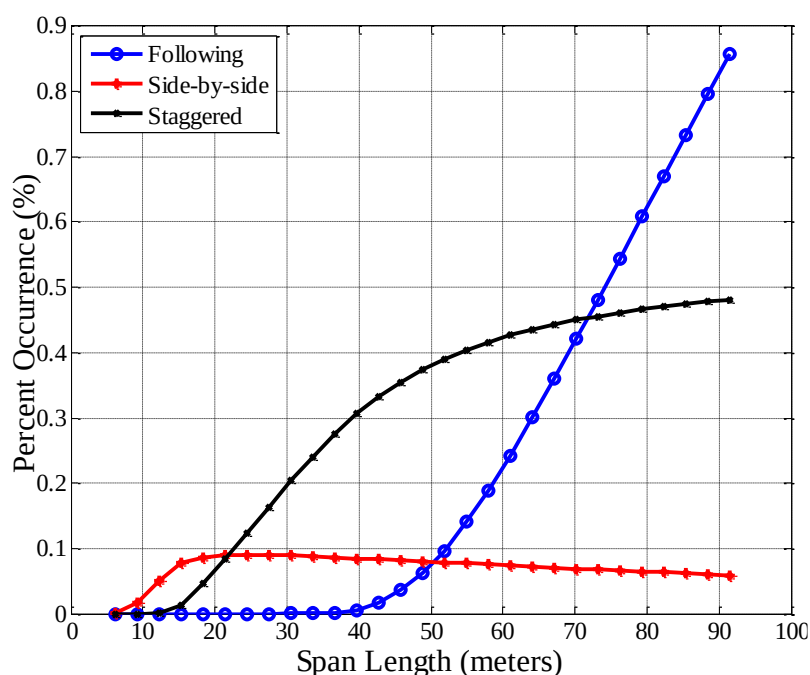


Figura 166. Probabilidade de ocorrência de dois caminhões pesados.

6.2.4. Atualização das rotinas para análise do modelo brasileiro de carga móvel

Os momentos fletores e esforços cortantes estimados com os dados do sistema WIM são variáveis que refletem a aleatoriedade do tráfego. No entanto, os dados WIM são registrados em um período de tempo relativamente curto em comparação com a vida útil das estruturas e, portanto, constituem apenas uma amostra da população de veículos que percorrem a ponte em sua vida útil esperada.

Portanto, uma técnica de extrapolação é usada para estimar os efeitos de carga futuros que os caminhões causarão na estrutura. Existem diversos métodos propostos para cumprir tal tarefa. Entre eles cita-se: Ghosn e Moses (1986), Nowak (1999), Crespo-Minguillón e Casas (1997), Hwang e Koh (2000). Este projeto de pesquisa segue uma abordagem semelhante descrita por Nowak (1999). Em seu trabalho, Nowak (1999) usou o método de Papel de Probabilidade Normal (PPN) para prever os efeitos máximos de cargas vivas para períodos de retorno de até 75 anos.

O método da PPN também é usado neste projeto para extrapolar o efeito de carga dos caminhões em termos de momentos e cisalhamento considerando um período de 100 anos para extrapolação. A ideia central desta técnica é representar a cauda superior dos histogramas de efeitos de carga máxima por uma distribuição normal ajustada e usar as estatísticas de tráfego médio diário de caminhões (ADTT) dos veículos de interesse para fazer projeções futuras, sob a suposição de que uma amostra de veículos monitorados pode representar adequadamente o tráfego.

O primeiro passo ao aplicar o método de PPN é determinar a distribuição de probabilidade acumulada do efeito de carga devido a cada caminhão (ou as respectivas razões de efeito de carga consideradas em relação ao efeito de carga determinado de acordo com o modelo de carga móvel TB -450). Isso pode ser feito organizando a variável observada em ordem crescente e atribuindo a cada ponto um índice m variando de 1 a N , onde N é o número total de pontos na amostra. Uma estimativa da probabilidade cumulativa (p) pode ser determinada de acordo com a **Equação 31**.

$$p = \frac{m}{N + 1} \quad (31)$$

A probabilidade acumulada é usada para determinar a variável Z , que representa o inverso da distribuição normal padrão ($\mu = 0$ e $\sigma = 1$). Chamando a variável aleatória sob análise por X , uma representação gráfica no espaço $Z \times X$ deve fornecer uma correlação linear se a variável for fisicamente modelada por uma distribuição Normal. Em geral, para efeito de carga devido a caminhões, esse comportamento é esperado para a cauda superior da distribuição do efeito de carga. Um ajuste linear pode ser aplicado para extrapolar X . O número de caminhões (N_{future}) e sua probabilidade acumulada correspondente (p_{future}), pode ser estimado de acordo com a **Equação 32** e a **Equação 33**.

$$N_{future} = 365ADTTTime \quad (32)$$

$$p_{future} = \frac{N_{future}}{N_{future} + 1} \quad (33)$$

onde o ADTT considera apenas os caminhões remanescentes após a filtragem, e o Time (tempo) é o período de retorno em anos em que os futuros efeitos de carga são avaliados. Portanto, a variável X no futuro (X_{future}) pode ser facilmente estimada conhecendo-se a curva de extrapolação inversa e linear, como mostra a **Figura 167**.

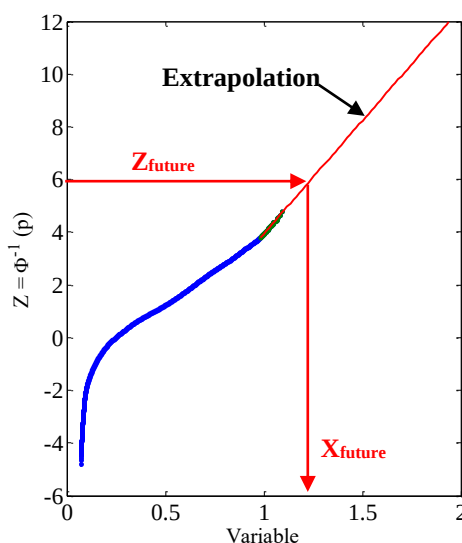


Figura 167. PPN para extrapolação dos efeitos de cargas

Neste trabalho, para caminhões únicos, a variável X é representada pelas seguintes proporções adimensionais:

- M_i / M_{NBR} , onde M_i é o momento máximo absoluto em pontes simplesmente apoiadas ou o momento extremo negativo em pontes contínuas com dois vãos iguais, associadas a cada caminhão após a filtragem dos dados WIM; M_{NBR} são os momentos máximos calculados de acordo com o modelo de carga real da NBR7188: 2013;
- V_i / V_{NBR} , onde V_i é o corte máximo absoluto em pontes simplesmente apoiadas, associado a cada caminhão após a filtragem dos dados WIM; V_{NBR} é o corte máximo calculado de acordo com os modelos de carga viva da NBR 7188: 2013.

Como as vigas internas e externas de uma ponte são submetidas a diferentes momentos e cortantes e também considerando que o código brasileiro não possui um conceito claro de fatores de distribuição de carga, este trabalho utiliza os fatores de distribuição da viga como proposto por AASHTO. Quando a estrutura tem apenas uma faixa carregada, o momento e o cisalhamento em uma viga interna podem ser calculados de acordo com a **Equação 34**.

$$LE_{Single} = LE_{Truck} \frac{DF_1}{1,2} \quad (34)$$

Onde:

LE_{Single} = efeito de carga para a viga interna;

LE_{Truck} = efeito de carga de um único caminhão;

DF_1 = fator de distribuição de carga para a viga interna.

Múltiplas Presenças de Caminhão

A avaliação de qualquer modelo de carga real requer a avaliação de ocorrências simultâneas de caminhões sobre a estrutura. Neste sentido, os efeitos de carga resultantes da aplicação do modelo de carga móvel na estrutura devem ser comparados aos efeitos de carga gerados pela presença simultânea de caminhões na ponte. Uma questão importante ao calcular os momentos e cortantes para essas ocorrências é que o efeito de carga de cada caminhão nas vigas deve ser abordado adequadamente. Isso significa que o efeito total em uma determinada viga é uma combinação dos efeitos que cada caminhão impõe à própria viga. Se a ponte tiver duas ou mais faixas, um fator de distribuição de carga diferente precisa ser considerado como na **Equação 35**. O fator de distribuição precisa produzir um aumento nos efeitos de carga causados pelas novas faixas.

$$LE_{Mult} = LE_{Truck} DF_2 \quad (35)$$

A seção 4 das especificações AASHTO LRFD fornece os seguintes valores DF_1 e DF_2 , de acordo com a **Equação 36** e a **Equação 37**, respectivamente.

$$DF_1 = 0.06 + \left(\frac{S}{14}\right)^{0.4} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.3} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (36)$$

$$DF_2 = 0.075 + \left(\frac{S}{9.5}\right)^{0.6} \left(\frac{S}{L}\right)^{0.2} \left(\frac{K_g}{12Lt_s^3}\right)^{0.1} \quad (37)$$

Onde:

L = comprimento do vão (ft);

S = espaçamento entre vigas (ft);

t_s = espessura da laje (pol);

K_g = rigidez longitudinal.

As equações acima podem ser aplicadas para estruturas compostas por lajes de concreto armado sobre vigas de concreto ou aço, vigas T de concreto etc. O efeito da carga combinada de dois caminhões é dado pela **Equação 38**.

$$LE_{Mult} = \frac{DF_1}{1.2} LE_{Trk_1} + \left(DF_2 - \frac{DF_1}{1.2} \right) LE_{Trk_2} \quad (38)$$

Uma vez que a frequência e a magnitude dos efeitos de carga devido a dois caminhões em uma ponte são os aspectos mais importantes da avaliação de um modelo de carga móvel, duas situações diferentes de presença de caminhões são abordadas neste projeto. O primeiro considera todas as ocorrências de dois caminhões sobre a ponte, não importando o PBT desses caminhões, enquanto o segundo considera apenas os caminhões pesados (36,3ton). A ocorrência média diária para ambos os casos é o número de ocorrências diárias de cada evento. Essas estatísticas foram apresentadas no item anterior. Com esses valores, os momentos e cortantes podem ser calculados e extrapolados.

Outro ponto de atualização das rotinas foi uma análise de sensibilidade de que percentual da curva de distribuição dos *bias factors* deveria ser extrapolado. Após um longo e detalhado estudo, chegou-se ao valor de 5%, como mostrado na **Figura 168**. Esse percentual passou a ser usado em todas as extrapolações do papel de probabilidade normal. Lembrando que esta abordagem já foi detalhada em vários outros relatórios e não mais será tratada aqui. Com a definição de um único valor percentual, passamos a ter a mesma abordagem no cálculo dos esforços nas pontes para cada situação de múltiplas presenças de caminhão. Neste relatório, ainda será considerado um arranjo muito semelhante a Gindy (2006).

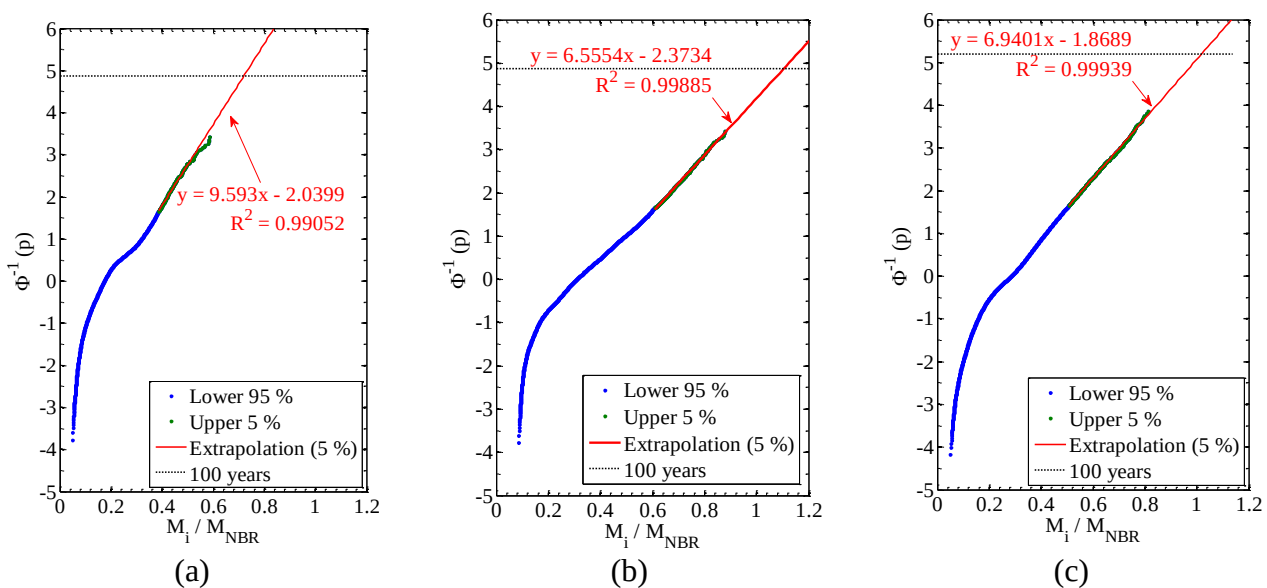


Figura 168. Extrapolação para um período de retorno de 100 anos considerando momento positivo: (a) following, (b) side-by-side and (c) staggered (vão = 45 metros)

Com a definição do percentual da cauda superior da distribuição dos *bias factors* que será extrapolado, foi possível construir a **Figura 169**, a **Figura 170**, a **Figura 171**, a **Figura 172**, a **Figura 173** e a **Figura 174**. O *bias factor* representa a razão entre o momento máximo absoluto em pontes simplesmente apoiadas associado a cada veículo registrado pelo sistema WIM e o os momentos máximos calculados segundo os modelos de carga móveis da NBR7188. Isso permite, entre outras coisas, verificar o quão conservador ou não o modelo de carga da Norma pode ser. Neste relatório são apresentados resultados para caminhões isolados, 2 caminhões seguidos (*following*), 2 caminhões lado a lado. Diferentes percentuais da cauda superior da amostra de *bias factors* são apresentados. Com base neste estudo é possível decidir qual percentual é mais conservador. Desta forma, para análises futuras somente o percentual mais conservador deve ser usado.

A **Figura 169**, a **Figura 170**, a **Figura 171** e a **Figura 172** mostram os fatores de momentos fletores positivos e momento negativos quando comparados os esforços causados pela extrapolação de 100 anos dos momentos máximos dos caminhões registrados pelo sistema WIM e os momentos gerados com base na norma ABNT NBR 7188 (2016) para caminhões trafegando em somente uma faixa. A **Figura 173** e a **Figura 174** mostram os valores para o cisalhamento.

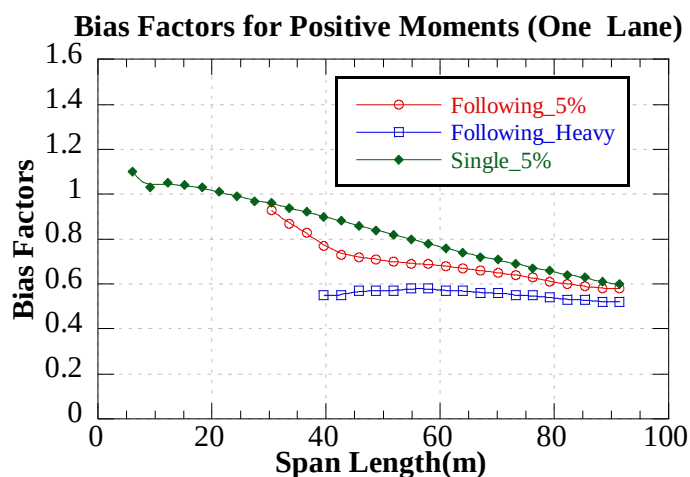


Figura 169. *Bias factor* para o modelo da norma NBR7188 para momentos positivos com caminhões em uma faixa

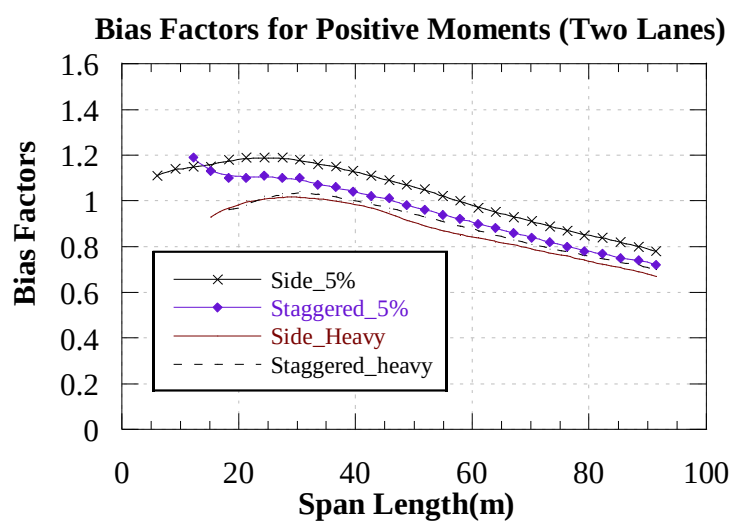


Figura 170. *Bias factor* para o modelo da norma NBR7188 para momento positivo para caminhões em duas faixas

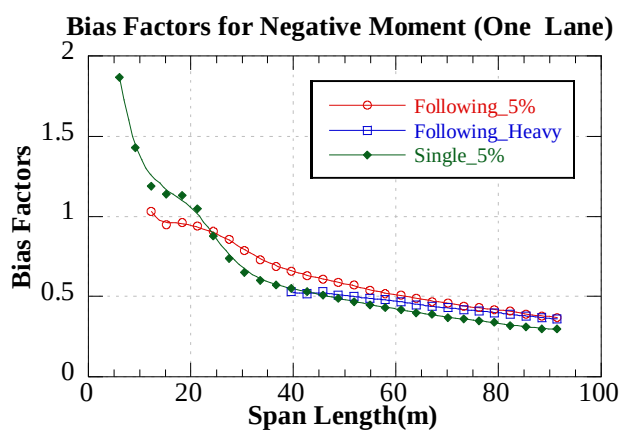


Figura 171. *Bias factor* para o modelo da norma NBR7188 para momentos negativos para caminhões em uma faixa

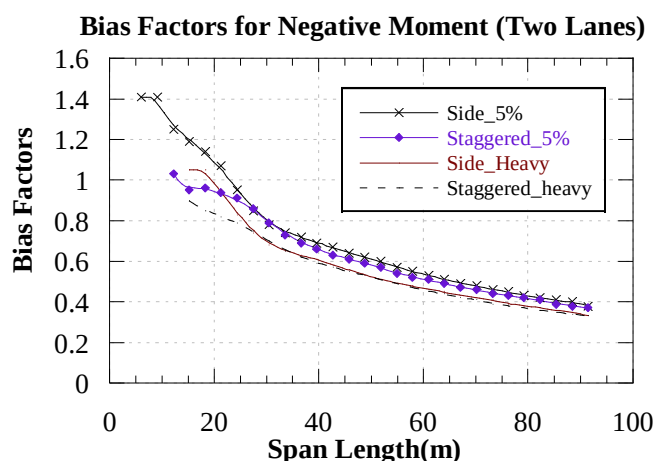


Figura 172. *Bias factor* para o modelo da norma NBR7188 para momentos negativos com caminhões em duas faixas

Observa-se como em outras construções desses gráficos a variabilidade acentuada dos *bias factors* com o vão. De forma geral, com exceção dos vãos mais curtos (6 e 9m), os efeitos de caminhões trafegando lado a lado são maiores que os provocados por caminhões em uma única faixa. Isso nos leva a concluir que para a calibração da norma brasileira de pontes, os efeitos de carregamento a serem considerados são os devido à múltipla presença de caminhões quando estes estão lado a lado. Outro ponto importante a ser considerado é o fato de que todos os gráficos acima mostram curvas inconstantes ao longo dos vãos. Isso quer dizer que um único valor de *bias factor* não conseguiria representar de forma apropriada todos os vãos. Desta forma, a proposição de um modelo de carga móvel deve contemplar esse problema, e um modelo que forneça curvas mais estáveis é preferido.

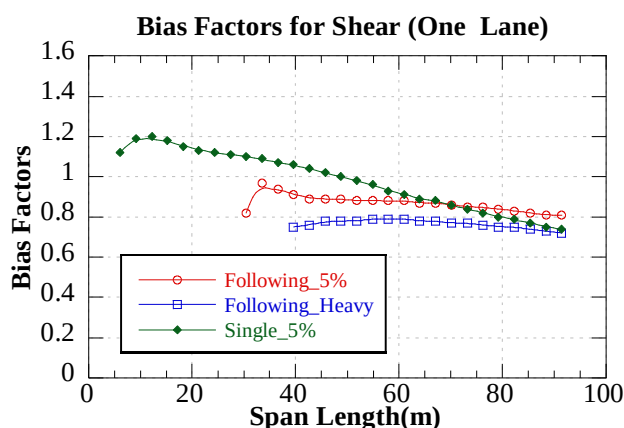


Figura 173. *Bias factors* de cisalhamento para uma faixa (SP)

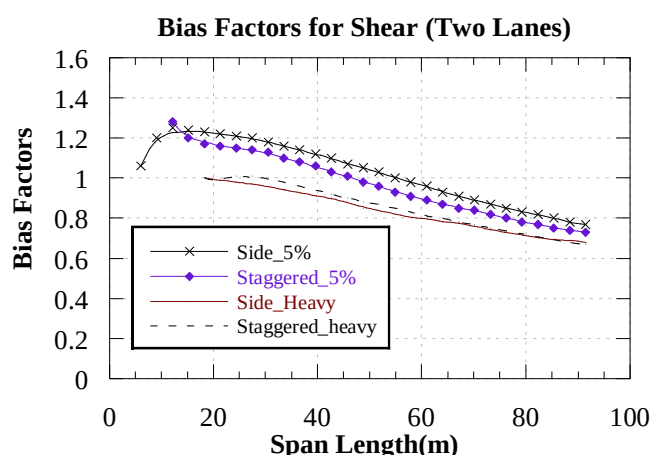


Figura 174. *Bias factors* de cisalhamento para uma faixa (SP)

Desenvolvimento de um modelo racional de carga móvel

Como apresentado anteriormente, o corrente modelo de carga móvel se apresenta bastante instável para diferentes vãos. Para desenvolver uma curva mais horizontalmente uniforme, este item propõe um modelo mais racional baseado nos dados do WIM. Assim, uma investigação sobre a amostra de caminhões foi feita para poder detectar os caminhões dominantes na via. Os quatro caminhões mais comuns (de acordo com o que foi apresentado anteriormente) foram considerados ao definir um novo modelo de carga móvel. São os caminhões 2C, 3C, 2S2, 2S3, 3S3. Com base nesses caminhões, foram avaliados diferentes modelos de carga móvel, considerando o *bias factor* para três efeitos de carga: momentos positivo e negativo e cisalhamento. O vão das pontes variou de 6,1 metros e 91,4 metros.

A **Figura 175** e a **Figura 176** descrevem o modelo de carga móvel final que fornece os resultados mais constantes. Para momento positivo e cisalhamento os *bias factors* são tomados como o valor máximo entre o modelo de carga móvel atual e os da **Figura 175**. Para momento negativo o modelo é representado por dois caminhões iguais com uma distância mínima de 5m um do outro e carga uniformemente distribuída de 360kg/m (**Figura 176**) quando uma pista de 3,6m de largura está sendo considerada. A **Figura 177** e a **Figura 178** mostram os *bias factors* para cisalhamento, momento positivo e negativo por viga. Nestas figuras os *bias factors* para o momento negativo com base na versão atual do modelo de carga móvel brasileiro é adicionado para fins de comparação. Os efeitos da carga foram calculados com base na abordagem apresentada neste item, resultando em fatores estáveis e uniformes como pretendido. Com base nos resultados, um fator de viés de 1,4 cobriria com segurança todos os efeitos de carga gerados pelos caminhões.

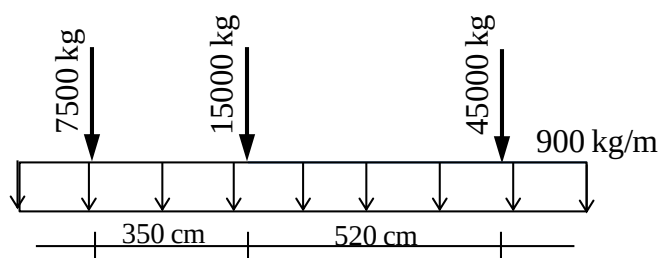


Figura 175. Modelo de carga móvel proposto: um caminhão com três eixos para momento fletor positivo

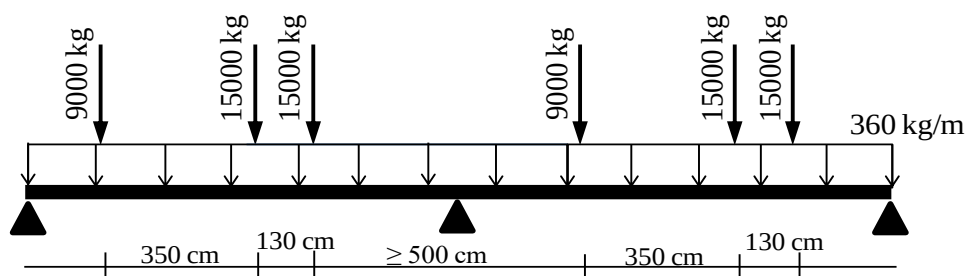


Figura 176. Modelo de carga móvel proposto: dois caminhões para momento negativo

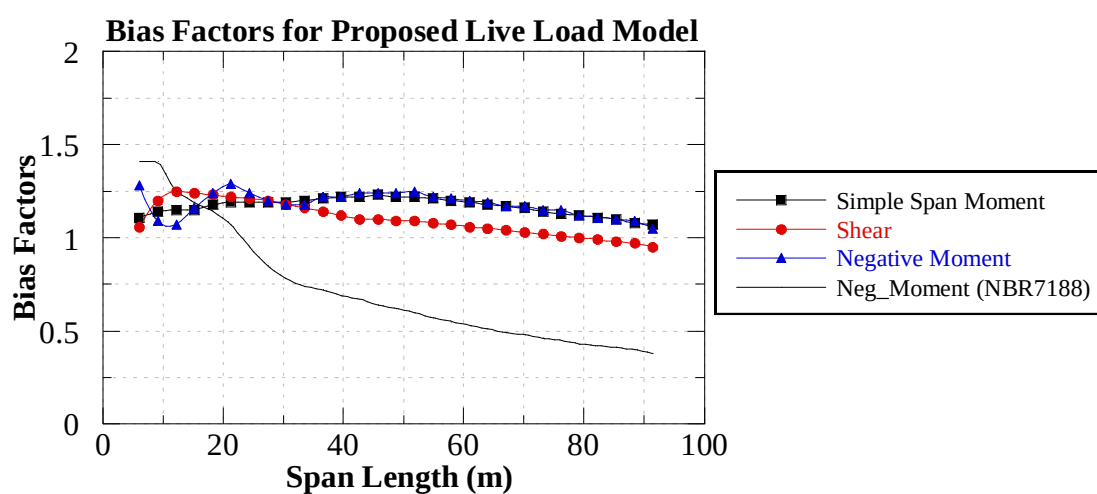


Figura 177. Bias factor do modelo de carga móvel proposto, por viga (SP)

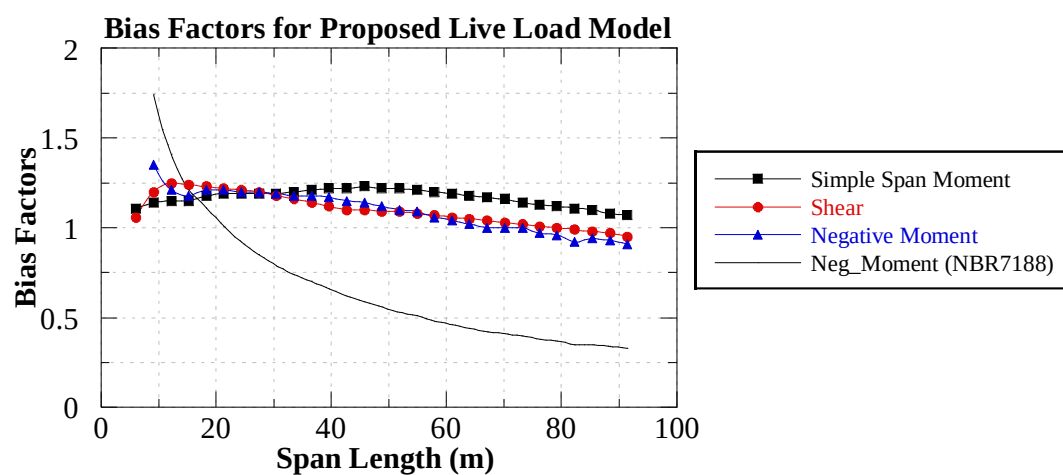


Figura 178. *Bias factor* do modelo de carga móvel proposto, por viga (RS)

7. AVALIAÇÕES ADICIONAIS DAS ESTRUTURAS DE PAVIMENTO

7.1. Simulação das estruturas com materiais de base estabilizados com ligante asfáltico

Foi feita uma análise da influência da velocidade de carregamento na resposta mecânica do pavimento por meio do software *3D-MOVE Analysis*, desenvolvido pela Universidade de Nevada. Esse software se baseia na teoria das camadas finitas para determinar a resposta mecânica do pavimento a cargas dinâmicas com diferentes velocidades, temperaturas e áreas de contato entre pneu-pavimento (Siddhartham et al., 1998). O software (**Figura 179**) vem sendo utilizado para validar tensões e deformações do campo com aqueles obtidos a partir da modelagem computacional (Abdo e Jung, 2016; Siddhartham et al., 2005; Ulloa et al., 2013).

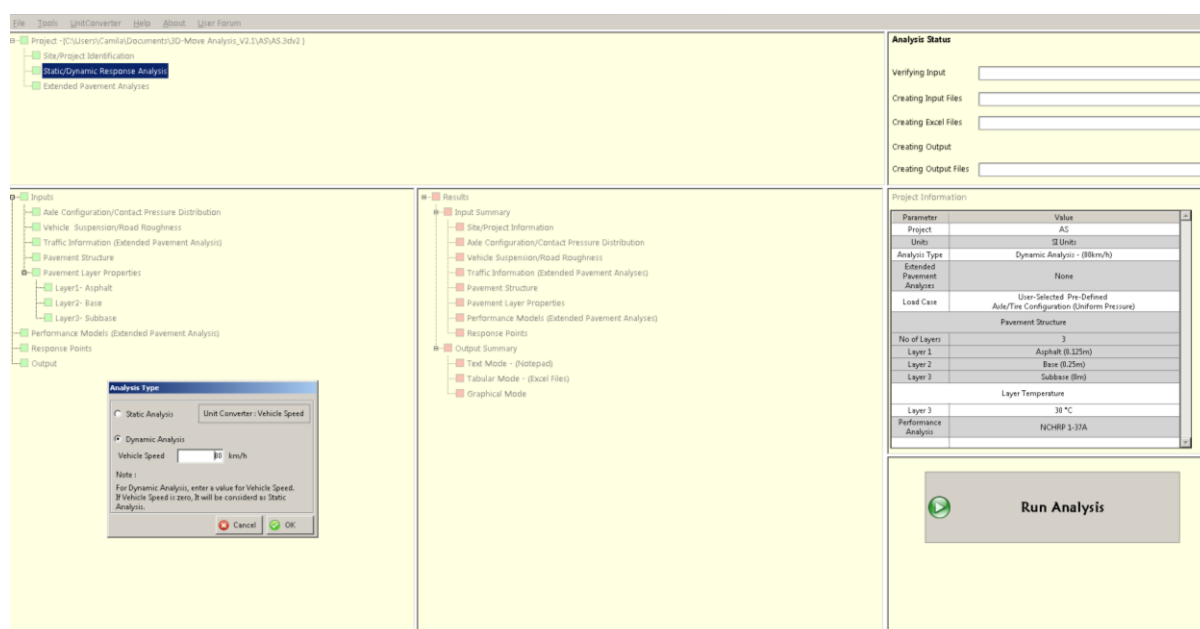


Figura 179. Interface do software *3D-MOVE Analysis*

O software permite especificar diversos parâmetros envolvidos na simulação. Os resultados a serem apresentados foram gerados a partir de simulações dinâmicas, com velocidades de 30, 80 e 120km/h. O carregamento adotado foi o aplicado por um eixo simples de rodas duplas (ESRD) com 340mm de espaçamento entre pneus, com 20kN/pneu e distribuição de pressão de 560kPa. Essa configuração gera, por hipótese, uma área circular de aplicação de carga de cada pneu, com raio equivalente a 107mm. A estrutura do pavimento inserida no software corresponde àquela existente em campo e é composta por 3 camadas distintas, correspondendo aos dois segmentos com base estabilizada por ligante asfáltico do trecho experimental da Fase I (segmento 3 e segmento 4, com base de RAP + emulsão e RAP + espuma, respectivamente): CBUQ com 12cm de espessura;

camada de base com 25cm de espessura (RAP + emulsão ou RAP + espuma) e, por fim, a infraestrutura remanescente, camada considerada como semi-infinita.

De forma a gerar informações de tensões e deformações condizentes com os materiais escolhidos pelo usuário, informações como temperatura de análise e propriedades mecânicas de cada camada devem ser especificadas. Para os materiais elásticos, apenas um valor de módulo, de coeficiente de Poisson e seu peso específico são necessários. Já para materiais caracterizados como viscoelásticos, os resultados de módulo dinâmico devem ser inseridos, respeitando os intervalos de frequência anteriormente empregados em laboratório. Um exemplo de como o *software* reconhece esses dados está representado na **Figura 180**.

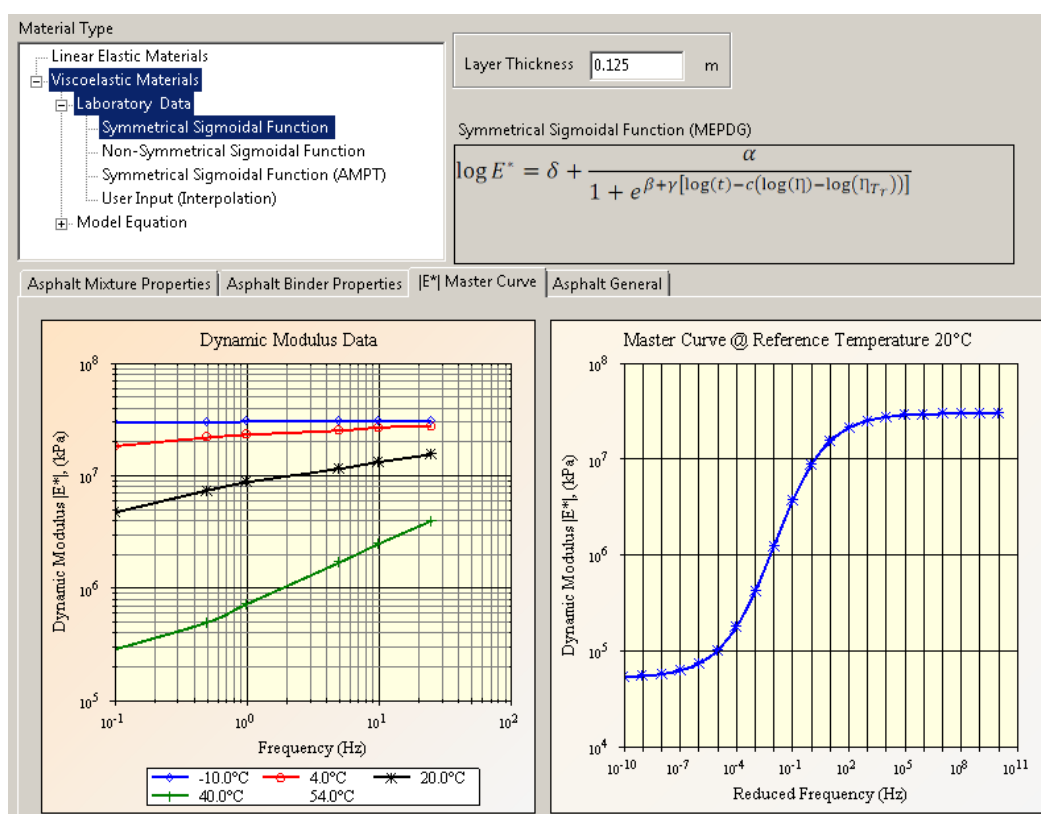


Figura 180. Exemplo de geração de curva mestra a partir de dados de módulo dinâmico inseridos pelo usuário

Além das propriedades mecânicas dos materiais, a análise é realizada a partir de pontos previamente definidos. A **Figura 181** ilustra o posicionamento dos eixos e como o *software* identifica as camadas de posicionamento dos pontos escolhidos.

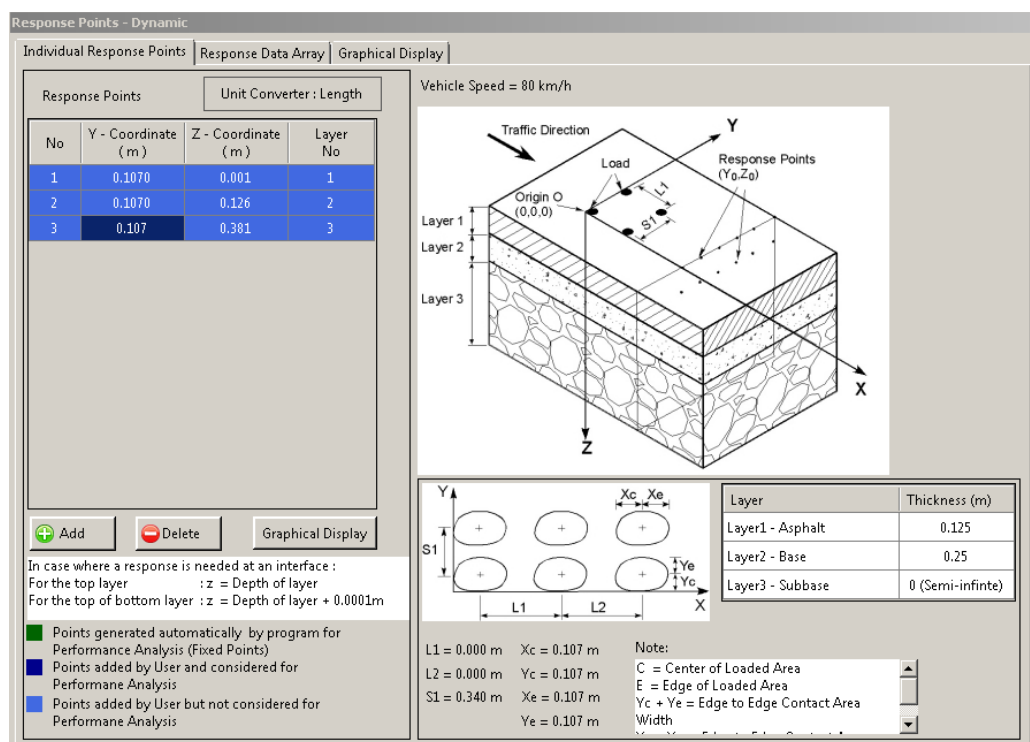


Figura 181. Esquematização das camadas inseridas e da disposição dos eixos coordenados no pavimento

Neste caso, a influência da velocidade foi avaliada do ponto de vista mecânico em relação a duas coordenadas distintas. A primeira pertence ao eixo vertical que passa pelo eixo de simetria de carga do pneu externo, e a outra pertence ao eixo situado entre os pneus, sendo que ambos se localizam a uma profundidade de 124mm, ou seja, no fundo da camada de revestimento. As deformações de tração foram avaliadas em ambas as coordenadas, tendo em vista que a maior parte dos modelos de fadiga de pavimentos flexíveis utiliza a deformação de tração dos revestimentos asfálticos como dado de entrada. A **Figura 182** ilustra a estrutura do pavimento, os respectivos materiais e as espessuras. Os coeficientes de Poisson adotados para as camadas de base foram baseados em dados da literatura (Godenzoni et al. 2017). Os pontos de análise e sentido dos eixos coordenados também estão apresentados. A direção que indica o sentido de tráfego dos veículos é denominada “x” e corresponde à direção longitudinal.

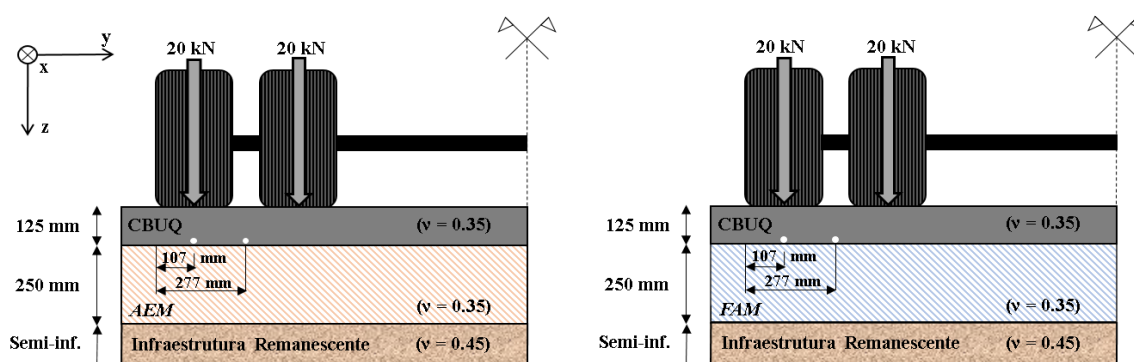


Figura 182. Representação da estrutura do pavimento e dos pontos de análise

A variação da velocidade de carregamento foi baseada em dados de velocidade coletados pelo sistema de pesagem em movimento (WIM), instalado no km 948 da Rodovia Fernão Dias, ou seja, muito próximo ao trecho experimental que está sendo estudado e é escopo deste trabalho. Os dados correspondem ao mês de dezembro de 2016 e estão apresentados na **Figura 183**. Três velocidades foram escolhidas: 30, 80 e 120 km/h, representando respectivamente, os valores de velocidades mínima, média e máxima mais representativas do mês observado. Vale salientar que apesar de ser 80 km/h a velocidade regulamentar na Rodovia neste trecho para veículos comerciais, os registros mostram a velocidade de 120 km/h como a máxima registrada no trecho para esses veículos.

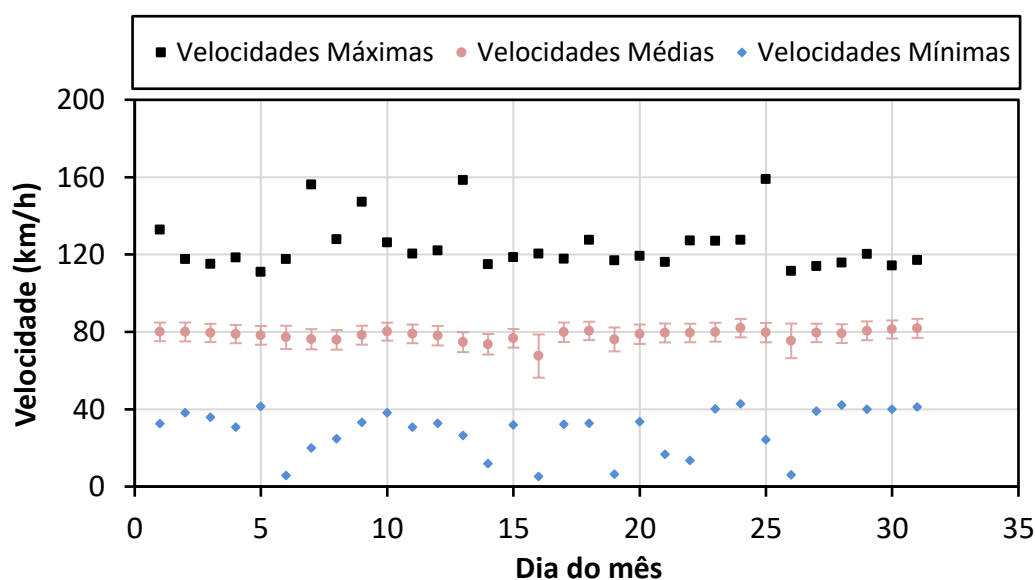


Figura 183. Velocidade dos veículos comerciais coletada pelo sistema WIM

A influência do comportamento viscoelástico da camada de base foi discutida a partir do estudo de dois cenários. Primeiramente, partiu-se do pressuposto que esta camada tem comportamento puramente elástico linear, ou seja, assume valor de módulo constante. Em seguida, considerou-se

que a camada é viscoelástica e, portanto, depende da frequência de carregamento e da temperatura a qual está submetida. Para as simulações que consideraram o comportamento do material de base como viscoelástico, foram adotadas duas combinações de temperatura: (i) 55°C para o revestimento e 45°C para a base (representada pelo código 55/45) e (ii) 30°C para o revestimento e 20°C para a base (30/20). Ambas as combinações são baseadas em levantamentos de temperatura de campo obtidos a partir de sensores termorresistores instalados no pavimento em diferentes profundidades. A **Figura 184** apresenta um resumo com a sequência de análise para todos os diferentes cenários.

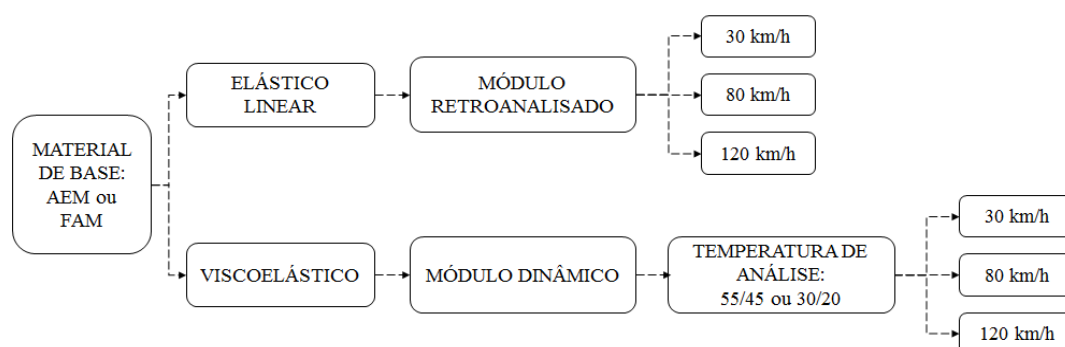


Figura 184. Sequência de análise utilizando o software *3D-MOVE Analysis*

7.1.1. Ponto de análise

A escolha do ponto de análise foi feita a partir da verificação das deformações longitudinais máximas em dois pontos distintos, um sob o pneu e outro entre pneus, no centro de carga do semi-eixo, como já mencionado anteriormente. Neste caso, a velocidade dos veículos foi fixada em 80km/h e o comportamento mecânico dos materiais de base considerado como sendo viscoelástico. Variando as condições de temperatura, os materiais e o ponto de análise, os valores de deformação foram calculados e estão apresentados na **Tabela 47**. Os valores positivos de deformação longitudinal presentes na tabela correspondem a respostas obtidas a partir de esforços de tração, e os negativos, de compressão.

Tabela 47. Comparação entre deformações sofridas no fundo do revestimento asfáltico pelos pontos escolhidos

Temperatura (°C)		Sob o pneu (µε)		Entre pneus (µε)	
CBUQ	Base	RAP + emulsão	RAP + espuma	RAP + emulsão	RAP + espuma
55	45	31,597	-14,219	5,7083	-25,757
30	20	10,623	5,793	6,468	1,917

A partir da **Tabela 47**, pode-se concluir que o ponto sob o pneu apresenta maior deformação em todos os casos, exceto para a mistura estabilizada com espuma inserida num ambiente com temperaturas mais altas. Neste caso, é possível afirmar que toda a camada de revestimento asfáltico está sob compressão. Tendo em vista que a camada de RAP + espuma é significativamente menos sensível à variação de temperatura que o CBUQ, o aumento de temperatura pode ter ocasionado uma inversão na rigidez dessas camadas, fazendo com que o material de RAP + espuma se torne mais rígido que o CBUQ para a combinação de temperaturas mais altas, de 55/45. Com a camada de base mais rígida, a linha neutra (LN) será transladada para baixo, comprimindo a camada de revestimento. Essa discussão será retomada mais adiante. Com o objetivo de se avaliar o comportamento desses materiais em seu pior estado de solicitação, foi fixada a coordenada sob o pneu para as análises que se seguem.

7.1.2. Influência de velocidade

A influência que a velocidade de passagem dos veículos tem sobre o comportamento da camada de base foi estudada a partir da resposta dada pelas deformações longitudinais no fundo da camada de revestimento asfáltico. As velocidades usadas nas simulações foram iguais a 30, 80 e 120 km/h, como mostrado anteriormente. Estão representados na **Figura 185** os resultados obtidos para a camada de RAP + emulsão e RAP + espuma com comportamento viscoelástico, considerando ambas as combinações de temperatura (30/20 e 55/45).

A defasagem entre os gráficos pode ser explicada pela diferença entre os intervalos de tempo considerados, que são inversamente proporcionais às velocidades. Para cada uma das curvas obtidas, cinco situações distintas podem ser observadas. Inicialmente, a ausência de solicitação não provoca nenhuma deformação. Assim que a carga começa a se aproximar do ponto de análise, deformações devido a esforços de compressão surgem no fundo do revestimento. Conforme o carregamento alcança a coordenada longitudinal deste ponto, há uma redução progressiva dos esforços de compressão, dando lugar às deformações de tração, que são maximizadas no momento em que o pneu e o ponto de análise estão alinhados verticalmente. Em seguida, observa-se que o ponto volta a sofrer deformações de compressão, que são aliviadas com a cessão do carregamento, levando o ponto a alcançar seu estado de tensões inicial.

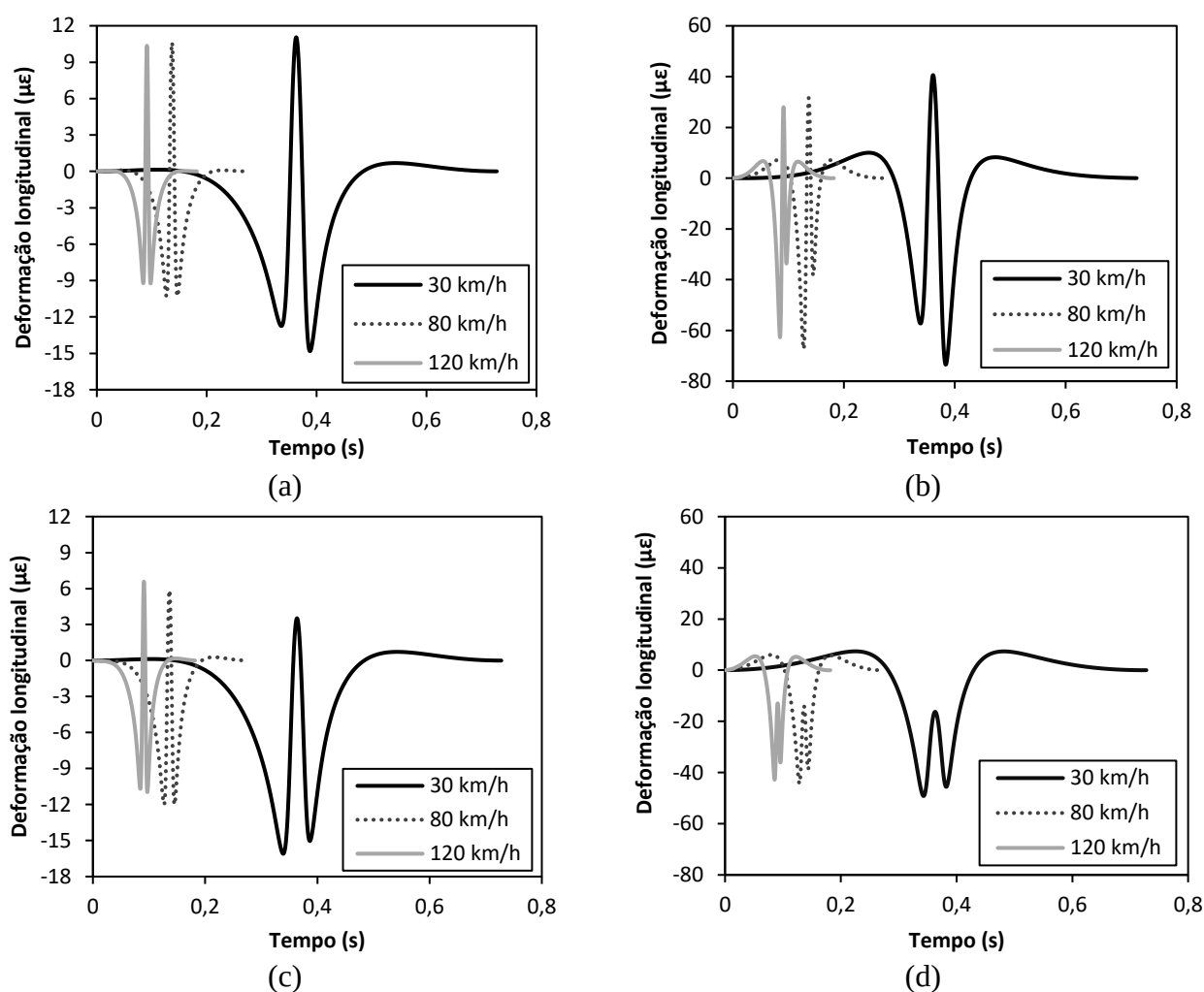


Figura 185. Deformações longitudinais para estrutura de pavimento com RAP + emulsão à temperatura de: (a) 30/20 e (b) 55/45, e com RAP + espuma à temperatura de (c) 30/20 e (d) 55/45

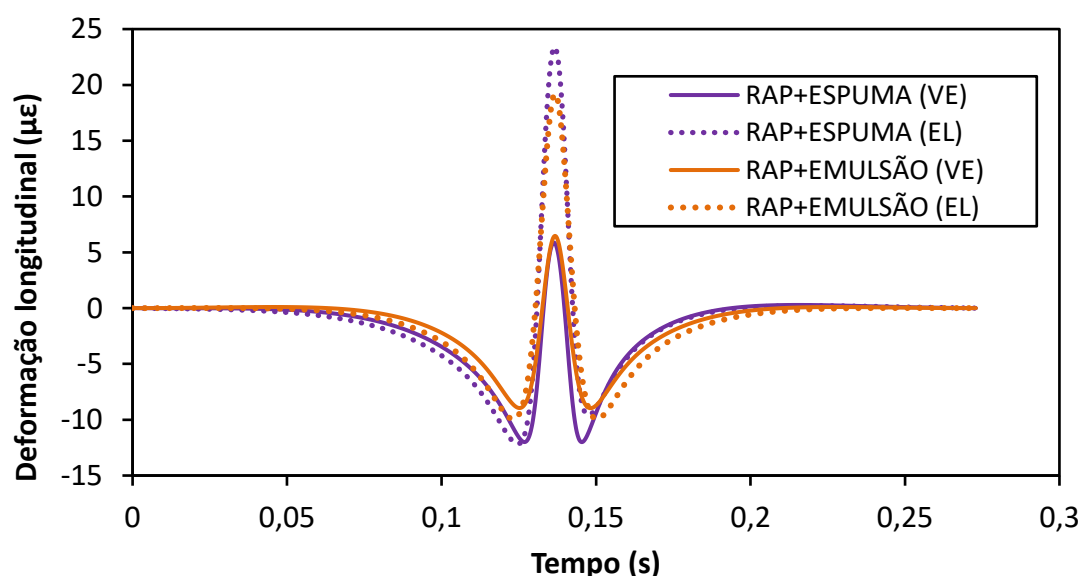
Pelo princípio de superposição tempo-temperatura, a redução da velocidade proposta na simulação equivale ao aumento de temperatura da camada estudada, o que provoca efeitos diferentes em cada um dos materiais. Para o material de RAP + emulsão, maiores deformações de tração são obtidas com a diminuição da velocidade para as duas temperaturas simuladas, evidenciando que a resposta mecânica do material é mais sensível à alteração da frequência de carregamento (foi observada uma maior sensibilidade a frequência e temperatura do material RAP + emulsão no gráfico de módulo dinâmico apresentado anteriormente).

Para o material de RAP + espuma, a menor velocidade de tráfego causa um aumento dos valores de deformação de compressão, entretanto, o mesmo não acontece para os picos de tração na condição de temperatura 30/20. Pode-se inferir que a redução de velocidade equivale ao aumento de temperatura grande o suficiente para provocar quedas mais acentuadas nos valores de módulo da camada de revestimento do que na camada de base. Isto ocorre, pois a camada de RAP + espuma é

significativamente menos dependente das variações de temperatura ou de frequência que a camada de revestimento, como evidenciado anteriormente pelas curvas mestras do módulo dinâmico dos materiais. Assim, considerando que a camada de RAP + espuma se torne progressivamente mais rígida que a de revestimento para menores velocidades dos veículos comerciais, a posição da linha neutra pode se alterar e transladar para maiores profundidades. A **Figura 185d** apresenta os valores de deformação obtidos para a mesma estrutura de pavimento na temperatura de 55/45. Neste caso é possível observar que a elevação de temperatura pode acarretar em um aumento ainda maior da diferença de rigidez entre as camadas de RAP + espuma e de revestimento asfáltico, fazendo com que a última esteja sempre sob compressão para todas as velocidades simuladas. Neste cenário, a linha neutra pode não estar mais na camada de revestimento e sim na camada de base, fazendo com que esta trabalhe não à compressão, mas à flexão. Isto coloca em discussão o pressuposto inicial de vários pesquisadores que aproximam o comportamento desta camada de RAP + espuma como de material granular.

7.1.3. *Influência do comportamento mecânico*

A comparação das respostas obtidas para cada um dos materiais foi feita para ambas as condições de temperatura com velocidade de tráfego de 80km/h. Encontram-se representadas na **Figura 186** as deformações longitudinais no mesmo ponto de análise para as estruturas de RAP + espuma e RAP + emulsão, considerando o comportamento elástico (EL) e viscoelástico (VE) para cada uma das combinações. O módulo retroanalizado e o módulo dinâmico foram utilizados como dados de entrada no 3D-Move para a análise elástica e viscoelástica, respectivamente.



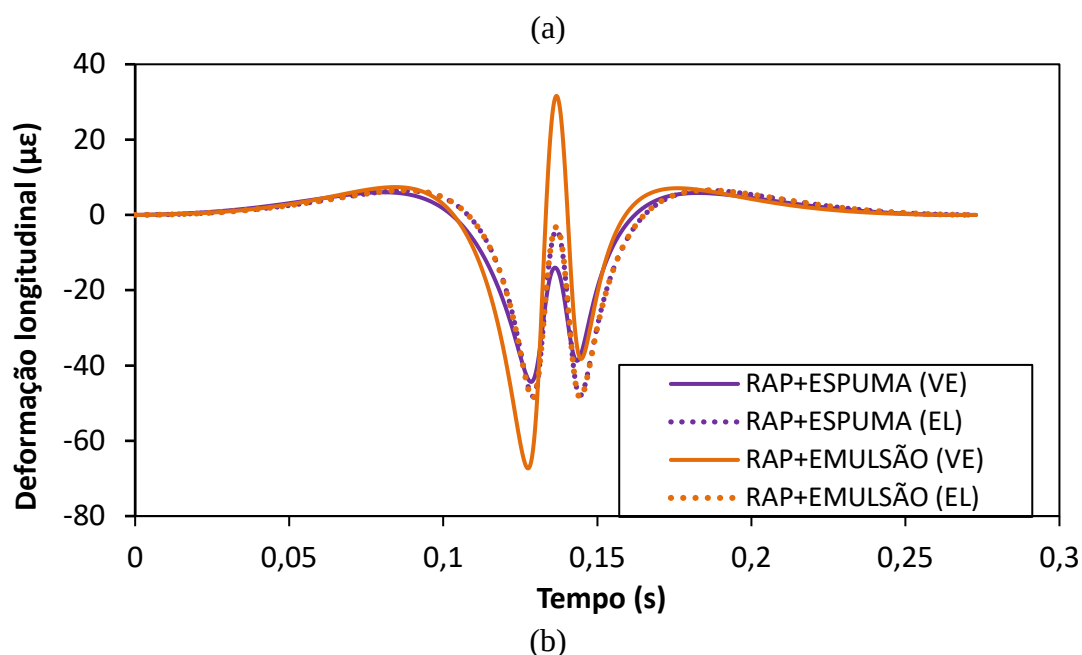


Figura 186. Deformações longitudinais no fundo da camada de revestimento a partir da análise elástica e viscoelástica à temperatura de: (a) 30/20 e (b) 55/45

Os resultados mostram que considerar o comportamento mecânico da camada de base construída com esses materiais como sendo elástico subestima sua capacidade de resistir aos esforços do tráfego. As deformações observadas neste caso para a combinação de temperatura 30/20 são significativamente maiores do que aquelas obtidas no caso viscoelástico, correspondendo a um aumento de aproximadamente 200%. Sendo assim, supor que o comportamento da camada de base é puramente elástico levará ao superdimensionamento do pavimento, o que resulta em desperdício de material e maiores custos construtivos.

Dentro da análise viscoelástica, é possível perceber diferenças entre as deformações sofridas pelos dois materiais. Apesar de tanto o material de RAP + emulsão quanto o material de RAP + espuma sofrerem deformações de tração equivalentes, a região comprimida apresenta valores diferentes. Essa divergência também pode estar associada à diferença de rigidez entre as camadas de base, principalmente nas temperaturas mais elevadas (55/45). Nessa condição, o RAP + espuma pode estar mais rígido em comparação com o RAP + emulsão, tendo em vista que o primeiro é menos suscetível à variação de temperatura. Dessa forma, grande parte da tensão gerada pela aplicação de carga é dissipada pela camada de RAP + espuma. Para a estrutura com RAP + emulsão, cuja rigidez é inferior, essa tensão é dissipada principalmente pela camada de revestimento, tendo a camada de base menor contribuição. Assim, tanto as deformações de tração e quanto a de compressão são maiores para o pavimento com RAP + emulsão do que com RAP + espuma.

A fim de melhor compreender a distribuição de tensões para cada condição simulada, a **Figura 187** apresenta as tensões longitudinais para diferentes profundidades na camada de revestimento. Os valores negativos correspondem às tensões de compressão e os positivos à tração. A profundidade na qual cada curva cruza o eixo vertical de tensão nula corresponde à posição da linha neutra, indicada pela reta vertical tracejada.

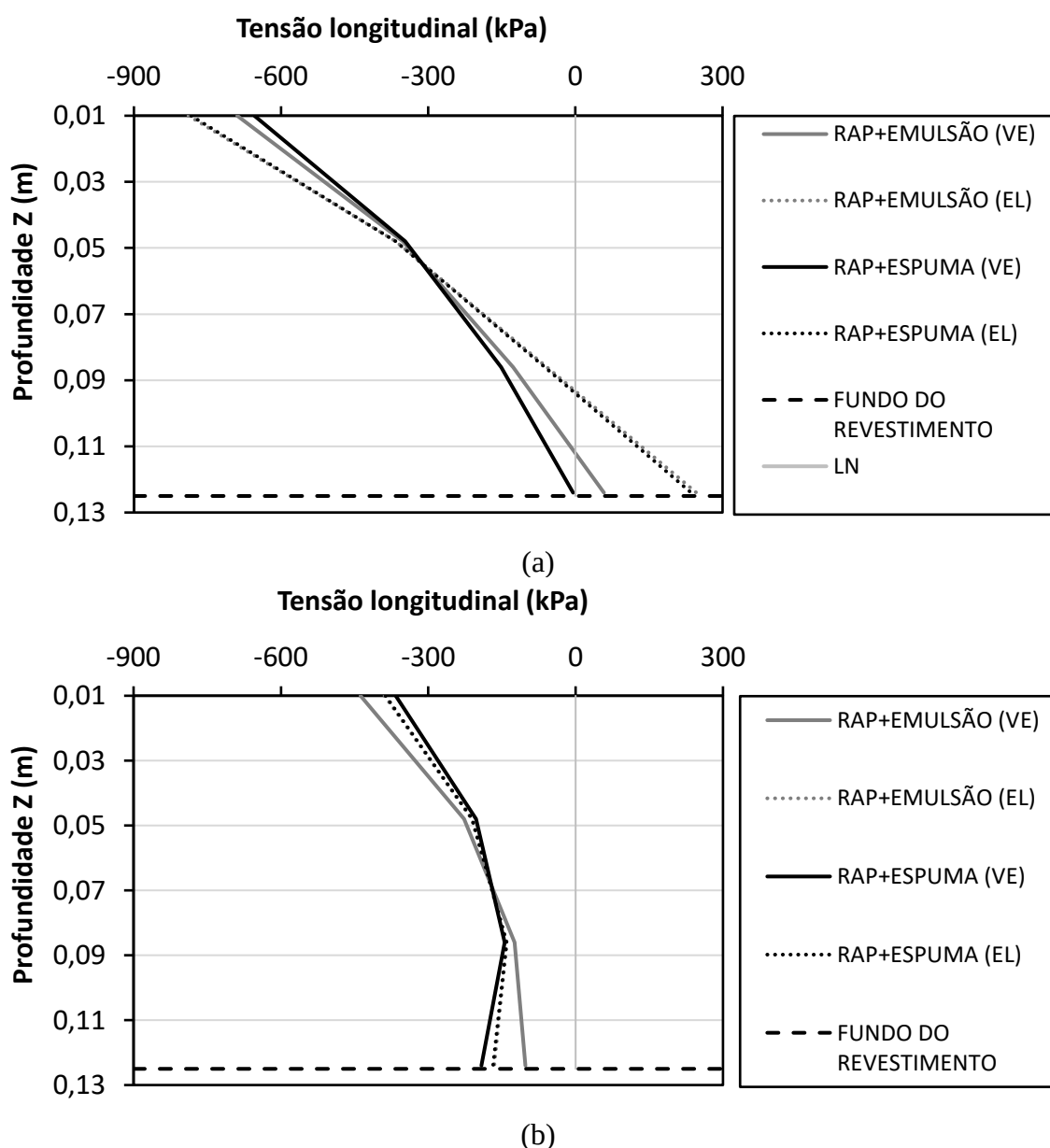


Figura 187. Distribuição de tensões na camada de revestimento com temperatura de: (a) 30/20 (a) e (b) 55/45

Da **Figura 187a** é possível observar que, considerando as camadas de base como materiais viscoelásticos, a tensão no fundo do revestimento é significativamente inferior em comparação com a análise elástica. Em outras palavras, ao se utilizar as propriedades viscoelásticas do material de RAP + emulsão e do RAP + espuma como dados de entrada no *3D-Move*, a linha neutra translada para baixo, aliviando as tensões de tração no fundo do revestimento. Vale ainda acrescentar que no caso elástico, os valores de tensão para o RAP + espuma e para o RAP + emulsão se sobrepõem, o que é condizente, tendo em vista que os valores de módulo retroanalisado pelas bacias de deflexão obtidas por meio de FWD são bastante próximos para ambos os materiais.

Da **Figura 187b**, por outro lado, observa-se que no segmento com RAP + espuma, todo o revestimento está comprimido. Essa distribuição de tensões também ocorre no segmento com RAP + emulsão, porém, esse comportamento contradiz os resultados obtidos de deformações de tração no fundo do revestimento apresentadas pela **Figura 185b**. Uma possível explicação é a de que a caracterização reológica do ligante como dado de entrada para o *3D-Move* pode não ser a mais adequada.

Os resultados obtidos mostram que existe uma diferença significativa entre considerar o comportamento mecânico da base construída com RAP + emulsão ou com RAP + espuma como sendo viscoelástico, ou puramente elástico. Para a menor combinação de temperatura adotada (30/20), as deformações longitudinais sofridas pela camada considerada como elástica subestimam a capacidade de resistir ao carregamento a ela imposto.

Dentro do estudo da viscoelasticidade do material, a alteração da frequência da carga aplicada gerou respostas diferentes para cada um dos materiais. A camada construída com RAP + emulsão sofre maiores deformações de tração para menores velocidades, em ambas as temperaturas. Em oposição, na camada de RAP + espuma, os picos de tração decrescem com a redução de velocidade para a temperatura de 30/20. Dentro da simulação com temperatura equivalente a 55/45, observam-se apenas tensões de compressão, o que pode ser explicado pelo aumento da diferença de rigidez entre a camada de base e a de revestimento em temperaturas mais elevadas. Para uma mesma velocidade, as deformações longitudinais sofridas por ambos os materiais na temperatura 30/20 são próximas, entretanto, ao se aumentar a temperatura, as deformações sofridas pelo RAP + emulsão são superiores, resultado este condizente com a menor susceptibilidade do material de RAP + espuma à variação de temperatura e de frequência de carregamento.

Por fim, ao se considerar o comportamento viscoelástico dos materiais estudados, a camada de revestimento fica sujeita a menores tensões de tração, o que é equivalente a dizer que a linha neutra de tensões é transladada para baixo. Assim, a não consideração da presença de comportamento

viscoelástico dos materiais estudados pode resultar no superdimensionamento do projeto do pavimento.

7.2. Influência da sobrecarga nas estruturas do trecho experimental

A deficiência nas fiscalizações de cargas nas rodovias resulta na frequente ocorrência de sobrecarga, sendo essa prática diretamente relacionada com a degradação prematura das estruturas dos pavimentos. Observando as distribuições de cargas praticadas por tipo de eixo na Autopista Fernão Dias apresentadas anteriormente, torna-se relevante a avaliação do efeito dos excessos de cargas observados na redução da vida útil do pavimento. Para isso, inicialmente foi realizada a caracterização do tráfego a partir do sistema WIM. Os números N obtidos foram então comparados com a degradação real observada em campo e com a degradação prevista.

É relevante citar que próximo ao sistema WIM foi construído próximo aos trechos experimentais do presente projeto de pesquisa (Fase I e Fase II). Maiores detalhes sobre a caracterização dos materiais, acompanhamento da construção e dados de monitoramento do desempenho funcional e estrutural do trecho experimental foram apresentados anteriormente neste relatório. Para este estudo, são avaliados o efeito da sobrecarga apenas no segmento 1 da Fase I (**Figura 188**), sendo esse o único trecho onde se observou a ocorrência de trincas e fissuras até a idade de 25 meses, momento em que esse segmento foi reconstruído.



Figura 188. Seção esquemática do trecho experimental (segmento 1 da Fase I)

7.2.1. Estimativa do número N a partir de dados do sistema WIM

A partir dos dados do sistema WIM foi possível calcular o número N real que solicitou os trechos experimentais durante o período analisado. Para estabelecer esse número, foram definidos os fatores de veículo (FV) da frota registrada, sendo esses expressos em termos dos fatores de equivalência de carga (FEC) da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO). As equações utilizadas são apresentadas na **Tabela 48**.

Tabela 48. Cálculo do FEC segundo a AASHTO

Tipos de eixo	Equações
Simples de rodagem simples	$FC = (P/7,77)^{4,32}$
Simples de rodagem dupla	$FC = (P/8,17)^{4,32}$
Tandem duplo	$FC = (P/15,08)^{4,14}$
Tandem Trilho	$FC = (P/22,95)^{4,22}$

A definição do tipo do eixo é realizada automaticamente na caracterização da frota analisada. Ao calcular o número N pelos dados do sistema WIM, são considerados os volumes, quantidades de passagens por tipo de eixo e cargas reais que solicitaram a rodovia durante o período analisado, visto que o sistema consegue registrar e pesar todos os eixos que passam pela via. Cabe ressaltar que foram expurgados desse cálculo todos os veículos que, por conta de alguma anomalia na aquisição dos dados, não se enquadraram em nenhuma das categorias preconizadas pelo DNIT (2012) e foram, portanto, classificados como NC (Não Classificados), esses com representatividade de apenas 0,4% do total de veículos comerciais registrados no período analisado.

Na **Figura 189** são apresentadas as contagens acumuladas do tráfego, considerando distintos cenários de carga, sendo eles: (i) tráfego real; (ii) tráfego na tolerância, onde todos os eixos que excederam a carga máxima legal foram substituídos pela carga máxima legal do referido eixo mais a tolerância de 10%; e (iii) tráfego legal, onde todos os eixos que excederam a carga máxima legal foram substituídos pelo respectivo valor máximo legal. O sistema esteve em perfeito funcionamento entre os meses de setembro de 2015 e dezembro de 2017, exceto entre fevereiro e junho de 2016, quando os sensores de temperatura apresentaram problemas técnicos que afetaram a qualidade dos registros. Dessa forma, para esse período e entre dezembro de 2014 e agosto de 2015 (período em que o trecho experimental já havia sido construído) foi feita uma extrapolação dos dados do WIM.

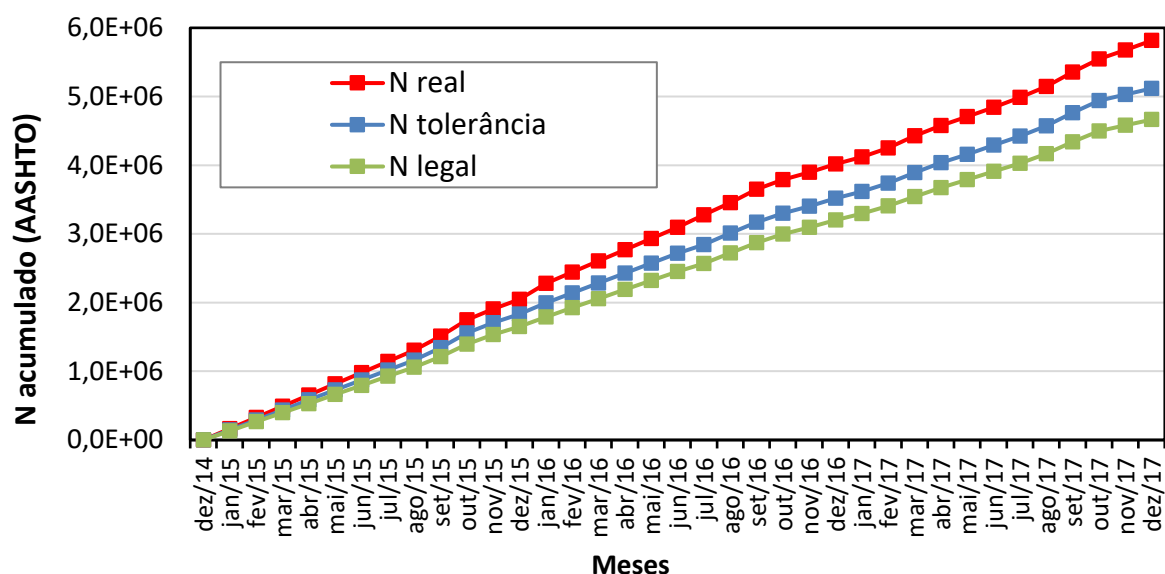


Figura 189. Número N de repetições de carga do eixo padrão acumulado (AASHTO) do longo dos meses

Observa-se que a presença de veículos sobrecarregados resulta em diferenças consideráveis no N acumulado, sendo os mesmos responsáveis pelo aumento das solicitações de carga em 23%. Quando comparado o cenário real com o tráfego na tolerância essa diferença diminui, mas ainda é relevante, passando para 12%.

A partir dos dados de tráfego registrados pelo sistema WIM, estimou-se o número N de projeto para um período de 10 anos também para os três cenários de carga, considerando-se um crescimento exponencial do tráfego anual a uma taxa de 3% (crescimento observado comparando os dados do WIM de setembro de 2016 com setembro de 2017). Os resultados são apresentados na **Figura 190**.

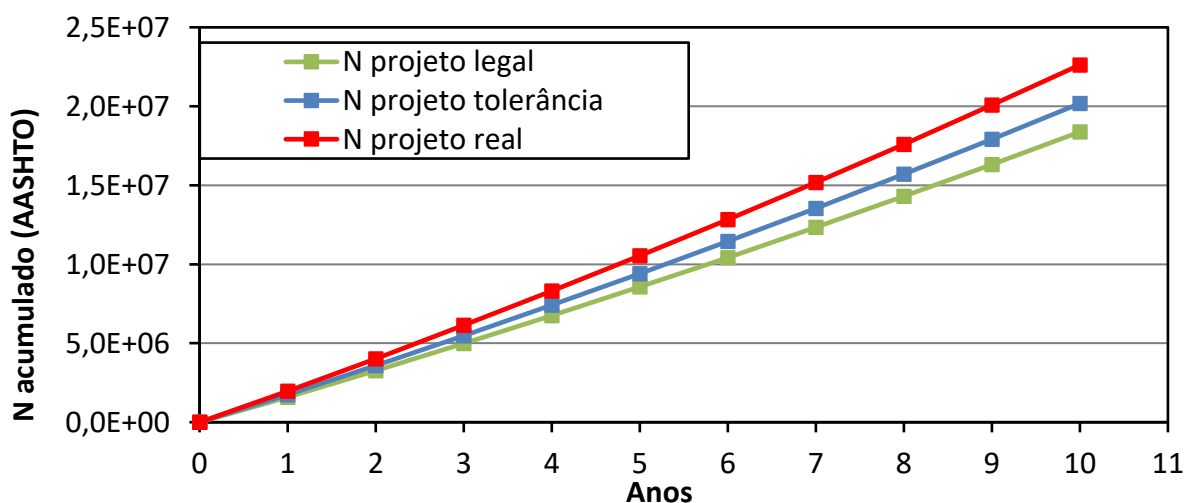


Figura 190. Número N de repetições de carga do eixo padrão acumulado (AASHTO) ao longo dos anos

Cabe mencionar que, pelo fato de terem sido eliminados da análise do número N os veículos que não puderam ser classificados de acordo com o Quadro de Fabricantes de Veículos do DNIT (2012), conforme abordado anteriormente, sabe-se que esse valor de número N na prática é maior que o apresentado, sendo, porém, ainda relevante a análise para efeito de comparação na consideração ou não do excesso de carga.

7.2.2. Trecho experimental

O segmento do trecho experimental analisado nesta etapa, conforme já mencionado, é composto por um CBUQ de 12cm, base de BGS de 25cm e, não sendo possível determinar a composição do pavimento antigo por ausência de histórico de construção, nominou-se a última camada como remanescente, sendo a mesma mantida após verificada sua condição de baixas deflexões e por ser uma camada consolidada e sem problemas de drenagem. Os materiais que compõem a estrutura foram caracterizados em laboratório e as propriedades elásticas lineares dos materiais são apresentadas na **Tabela 49**.

Tabela 49. Estrutura do pavimento adotado no trecho experimental

Camada	Espessura (cm)	Módulo (MPa)	Coefficiente de Poisson (ν)
CBUQ	12	5.004	0,35
BGS	25	115	0,45
Remanescente	-	145	0,45

Com o objetivo de analisar a influência do excesso de carga na resposta da estrutura de pavimento, utilizou-se o software de análise estrutura ELSYM5 para calcular a deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica do trecho experimental considerando a aplicação de diferentes cenários de cargas. As coordenadas x e y dos pontos de análise para cada tipo de eixo de acordo com o posicionamento das rodas do conjunto são apresentadas na **Tabela 50**.

Tabela 50. Coordenadas dos pontos de avaliação do ELSYM5

Coordenadas dos pontos de avaliação									
ESRS									
X	0,0								
Y	0,0								
Z	11,9								
ESRD									
X	0,0	14,4	28,8						
Y	0,0	0,0	0,0						
Z	11,9	11,9	11,9						
ETD									
X	0,0	14,4	28,8	0,0	28,8	14,4	14,4		
Y	0,0	0,0	0,0	130,0	130,0	65,0	130,0		
Z	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9		
ETT									
X	0,0	28,8	0,0	28,8	0,0	28,8	14,4	14,4	14,4
Y	0,0	0,0	130,0	130,0	260,0	260,0	0,0	65,0	130,0
Z	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9	11,9

Os valores de carga por roda utilizados na análise variaram entre: (i) limites máximos legais para cada tipo de eixo; (ii) tolerância de 10%; e (ii) tolerância de 20%. Os resultados são apresentados na **Tabela 51**.

Tabela 51. Deformação horizontal crítica para diferentes cenários de carga

Tipo de eixo	Cenário de carga	ξ_t (cm/cm)
ESRS	Carga máxima legal	1,97E-04
	+ 10% tolerância	2,09E-04
	+ 20%	2,19E-04
ESRD	Carga máxima legal	2,60E-04
	+ 10% tolerância	2,81E-04
	+ 20%	3,01E-04
ETD	Carga máxima legal	2,21E-04

Tipo de eixo	Cenário de carga	ϵ_t (cm/cm)
ETT	+ 10% tolerância	2,39E-04
	+ 20%	2,57E-04
	Carga máxima legal	2,20E-04
	+ 10% tolerância	2,39E-04
	+ 20%	2,57E-04

Conforme esperado, o aumento da carga acarretou no aumento das deformações observadas na fibra inferior da camada asfáltica. A consideração de excessos de 10% (tolerância vigente) e 20% resultou em valores de deformações até 17% maiores quando comparados ao cenário de carga no limite legal (**Figura 191**).

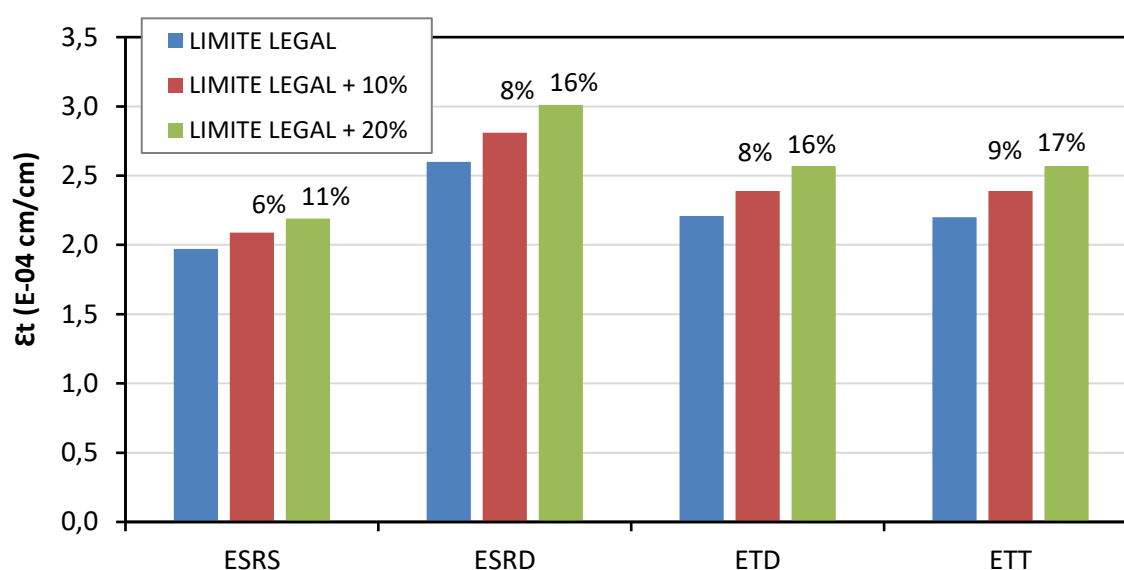


Figura 191. Aumento da deformação horizontal conforme carga aplicada

Com relação ao desempenho da estrutura do trecho experimental em campo, monitorou-se a ocorrência de trincas e fissuras através do levantamento visual detalhado segundo a norma DNIT-PRO 008/2003, conforme pode ser observado na **Figura 192**. A **Figura 193** apresenta a evolução da área trincada em função do tempo.

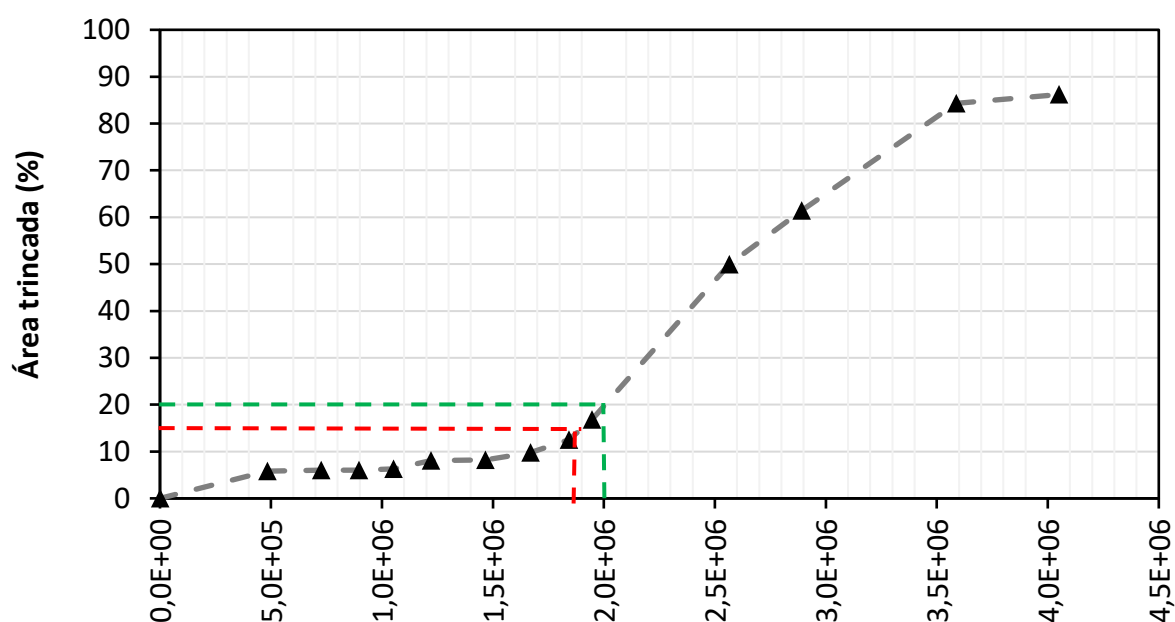


Figura 192. Evolução da área trincada em função do número N (AASHTO)

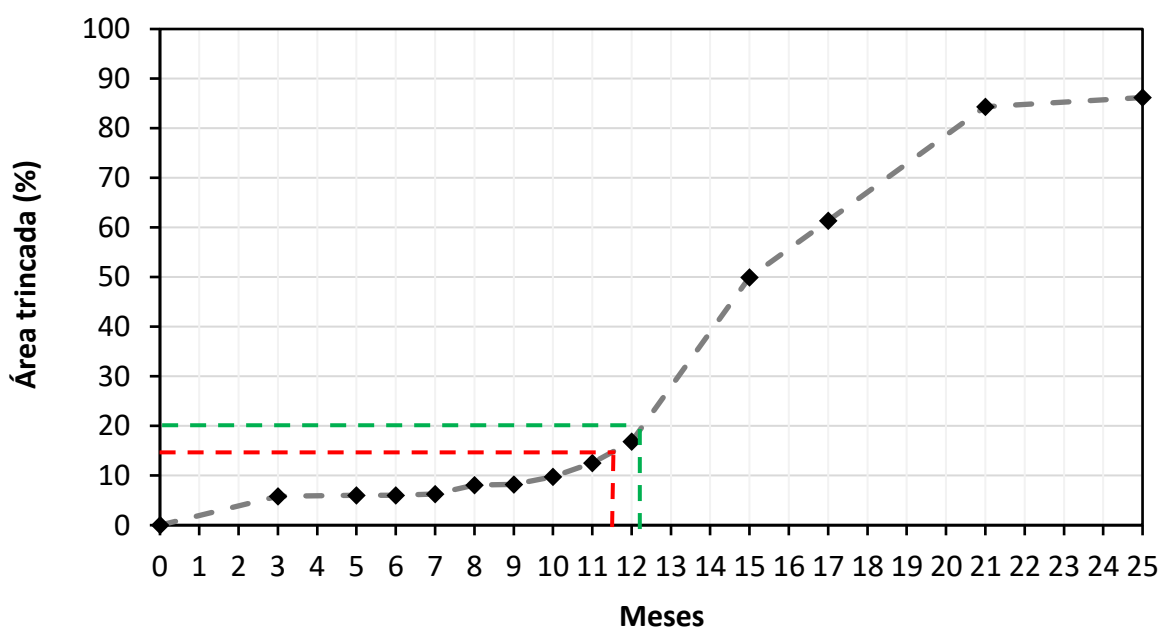


Figura 193. Evolução da área trincada em função do tempo

Fissuras foram observadas já nos três primeiros meses de operação do trecho experimental com BGS. O percentual de área trincada manteve-se constante durante os sete meses iniciais (até julho de 2015), fato que pode ser atribuído ao período de estiagem. Com o início do período chuvoso, o percentual de área trincada aumentou de forma significativa e exponencial, atingindo o limite de 15% com pouco mais de 11 meses de idade, porcentagem a qual o pavimento está no limite de fadiga segundo critério preconizado pela Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT) e

representado pela linha vermelha. Já o limite de 20% de área trincada, indicativo de comprometimento estrutural segundo o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (representado pela linha verde), ocorreu com um pouco mais de 12 meses de idade. A ocorrência precoce de trincas neste segmento pode estar relacionada com a baixa energia de compactação empregada na obra, o que refletiu em um baixo módulo de resiliência desde a idade 0 da estrutura (Andrade, 2016; Bessa, 2017). Além disso, o aumento acentuado das trincas na estrutura é decorrente das distribuições de tensões de compressão e tração na camada asfáltica de pavimentos de comportamento flexível. Os resultados indicam, por fim, que o uso de base de brita graduada simples não é a indicada para as condições de tráfego da BR-381.

7.2.3. *Simulação da redução da vida útil de pavimentos considerando distintos cenários de carga*

O pavimento rodoviário é uma estrutura dimensionada para resistir às tensões e deformações induzidas pelas cargas dos veículos que trafegarão sobre a camada asfáltica pelo período de projeto adotado. Com o passar do tempo, as repetidas solicitações dos veículos desenvolvem-se em patologias, sendo a deformação permanente e a fadiga os principais defeitos que ocorrem nos asfaltos brasileiros. Nesse subitem, será abordado o efeito desse excesso de carga apenas na problemática da fadiga por meio de modelos de previsão disponíveis na literatura, cabendo reforçar que, em muitos cenários, o excesso de trincamento está diretamente relacionado ao incremento também da deformação permanente, devido à entrada da água na estrutura do pavimento.

O fenômeno de fadiga é descrito como a deterioração do material quando solicitado repetidamente por um carregamento, resultando no aparecimento de fissuras e trincas na camada de revestimento asfáltico dos pavimentos. Em estruturas bem dimensionadas, os defeitos são observados em proporções que comprometem a estrutura próximo à sua idade de projeto. No entanto, é comum defeitos surgirem precocemente, estando eles usualmente relacionados, mas não se limitando, a erros de projeto. Já os erros de projeto decorrem de diversos fatores, sendo um deles a dificuldade de prever o tráfego real que solicitará o pavimento.

Há diferentes métodos para estimativa da vida útil de fadiga de uma estrutura de pavimento, sendo apresentados alguns coeficientes de modelos de fadiga tradicionais na **Tabela 52**, referente ao revestimento de concreto asfáltico, sendo válida para esses a **Equação 39**.

$$N = k \times \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right) \quad (39)$$

Onde:

N = número equivalente de operações do eixo padrão acumulado para o período de projeto;

k e n = coeficientes particulares para cada tipo de mistura asfáltica, determinados a partir de regressões lineares;

ϵ_t = deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica (ϵ_t).

Tabela 52. Número N (AASHTO) em função de ϵ_t

Referência	K	n
Verstraeten, Veverka e Francken (1982)	$4,92 \times 10^{-14}$	4,76
Powell et al. (1984)	$1,66 \times 10^{-10}$	4,32
Thompson (1987)	$5,00 \times 10^{-6}$	3,00

Há também modelos que apresentam um maior nível de detalhamento, incluindo informações sobre, por exemplo, as propriedades dos materiais. O método empírico-mecanístico da AASHTO conhecido como *Mechanistic-empirical Pavement Design Guide* (MEPDG) sugere o uso da **Equação 40**, sendo as referências de coeficientes mais utilizadas da Shell Oil (1980) e do Asphalt Institute (1982), **Tabela 53**.

$$N = Ck_1 \times \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^{k_2} \times \left(\frac{1}{\epsilon_t} \right)^{k_3} \quad (40)$$

Onde:

N = número equivalente de operações do eixo padrão acumulado para o período de projeto;

ϵ_t = deformação horizontal de tração na fibra inferior da camada asfáltica;

E = módulo de rigidez da mistura asfáltica em temperatura intermediária;

k_1 , k_2 e k_3 = coeficientes de ajuste;

C = fator de correção, influenciado pelo volume de ligante e volume de vazios para o modelo do Asphalt Institute; e volume de ligante, espessura da camada asfáltica e índice de penetração do ligante asfáltico para o modelo da Shell Oil.

Tabela 53. Coeficientes de ajuste

Referência	k ₁	k ₂	k ₃
Asphalt Institute (1982)	$7,96 \times 10^{-2}$	3,291	0,854
Shell Oil (1980)	1,0	5,000	1,400

A partir da metodologia do Asphalt Institute, o N de fadiga para a estrutura do segmento 1 do trecho experimental da Fase I aqui utilizado foi obtido, resultando em $1,93 \times 10^6$ solicitações. Maiores detalhes sobre os parâmetros utilizados nos cálculos são apresentados por Bessa (2017). Cruzando o N obtido com a contagem acumulada do tráfego considerando diferentes cenários de carga, valores já apresentados, é possível verificar visualmente a redução de vida útil do pavimento em relação ao N de fadiga estimado (**Figura 194**).

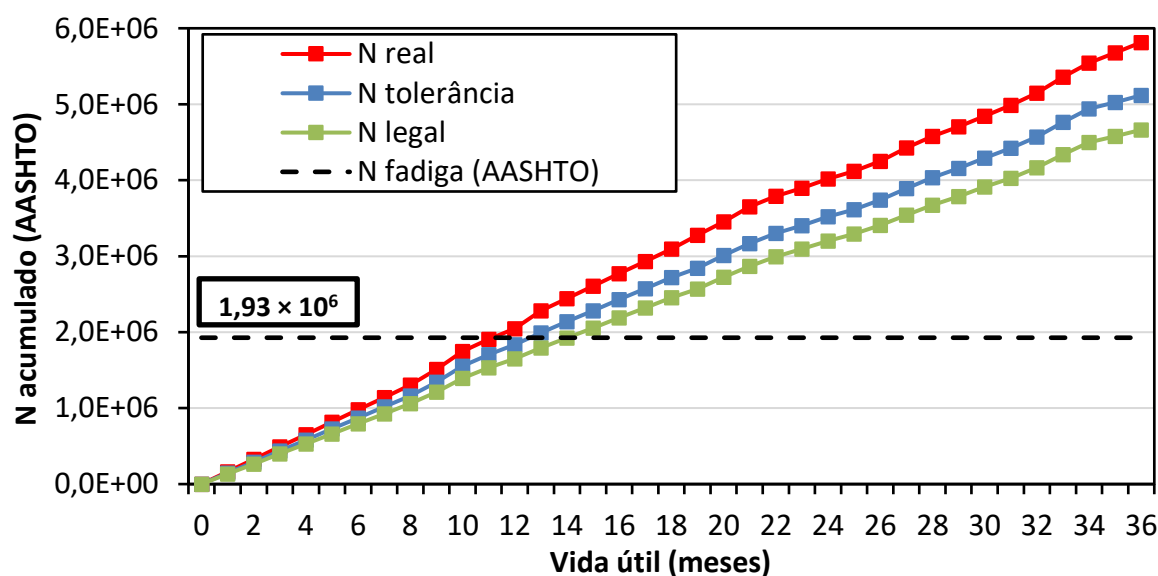


Figura 194. Vida útil estimada do segmento 1 (Fase I) considerando diferentes cenários de carga (N AASHTO)

Uma análise semelhante pode ser realizada com o real N de fadiga observado em campo, onde sabe-se que a estrutura atingiu o limite de 20% de área trincada com $2,01 \times 10^6$ solicitações (**Figura 195**).

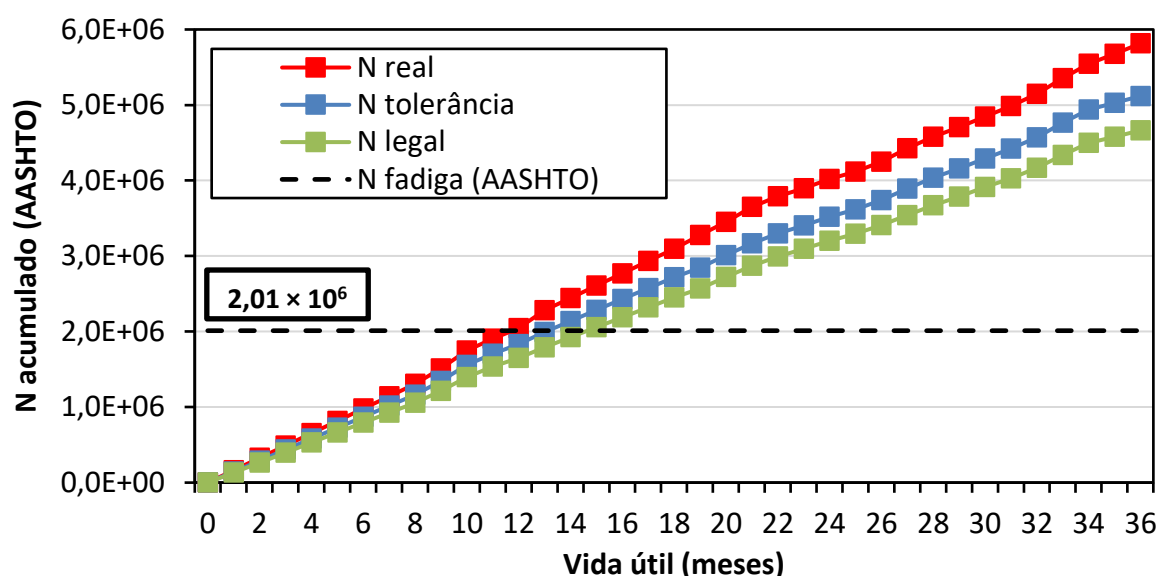


Figura 195. Vida útil estimada do segmento 1 (Fase I) considerando diferentes cenários de carga (N AASHTO)

Para sintetizar o resultado da prática do excesso de carga nas rodovias, em particular na BR-381, a redução de vida útil do pavimento em meses e sua respectiva perda percentual comparada ao cenário ideal (veículos trafegando com cargas até o limite legal) é apresentada na **Tabela 54**.

Tabela 54. Redução de vida útil do pavimento

N de fadiga	Tráfego (tolerância 10%)	Tráfego real
1,93x10 ⁶ (Asphalt Institute, 1982)	1,43 meses (10,2%)	2,97 meses (21,2%)
2,01x10 ⁶ (real observado em campo)	1,53 meses (10,5%)	3,37 meses (23,0%)

Nota-se, portanto, que a prática de excesso de carga nas rodovias penaliza o pavimento ao acelerar a degradação de sua estrutura que consequentemente sofrerá um número maior de intervenções, requerendo maiores investimentos do que planejado.

7.3. Análise dos dados coletados pela instrumentação de pista

7.3.1. Análise dos sensores instalados no trecho de base BGS (Fase I)

Para se obter uma análise mais precisa dos dados obtidos pelos sensores (*strain gauges*) da instrumentação do trecho experimental da Fase I, foi realizado um procedimento que consistia na utilização do equipamento de FWD para aplicar uma carga conhecida diretamente nos locais onde

os *strain gauges* estavam instalados para então registrar os valores de deformação obtidos. Nesta etapa, foram testados os sensores instalados no segmento 1A (com camada de base composta por BGS da Fase 2), que faz parte da reconstrução do segmento 1 deteriorado do trecho experimental da Fase I, por meio da aplicação de cargas de 4,1 e 8,2t. A disposição dos sensores é mostrada na **Figura 196**.

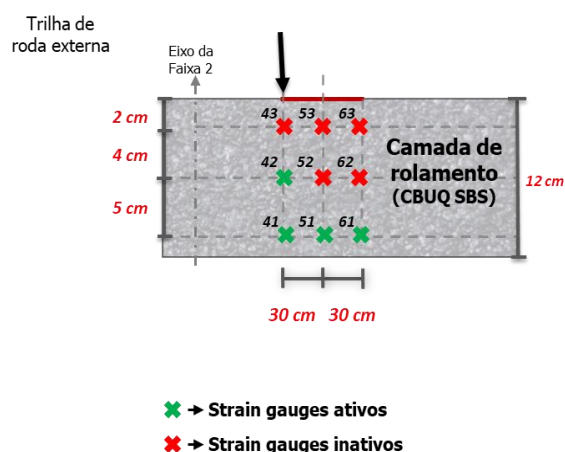
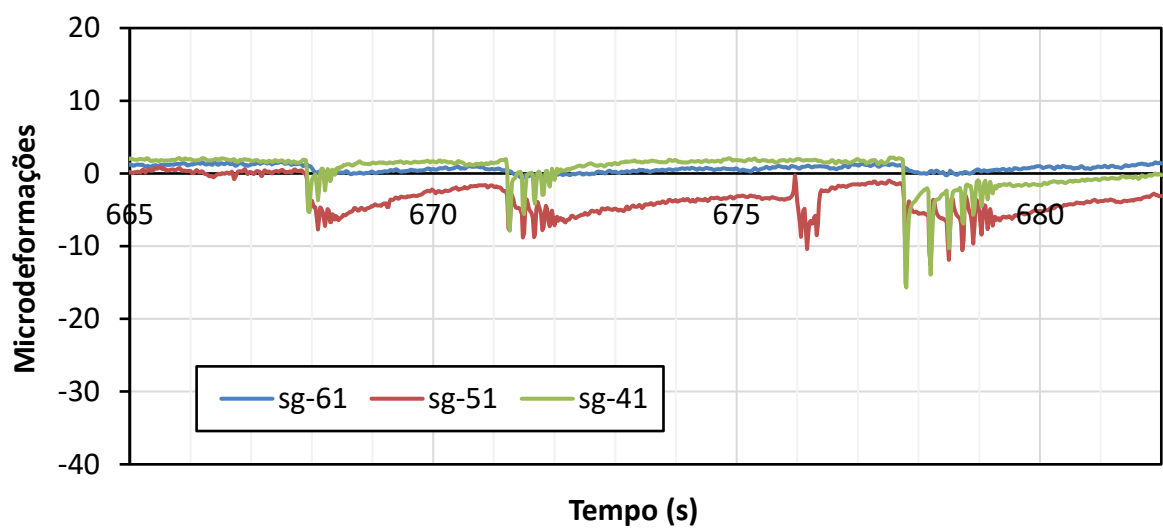
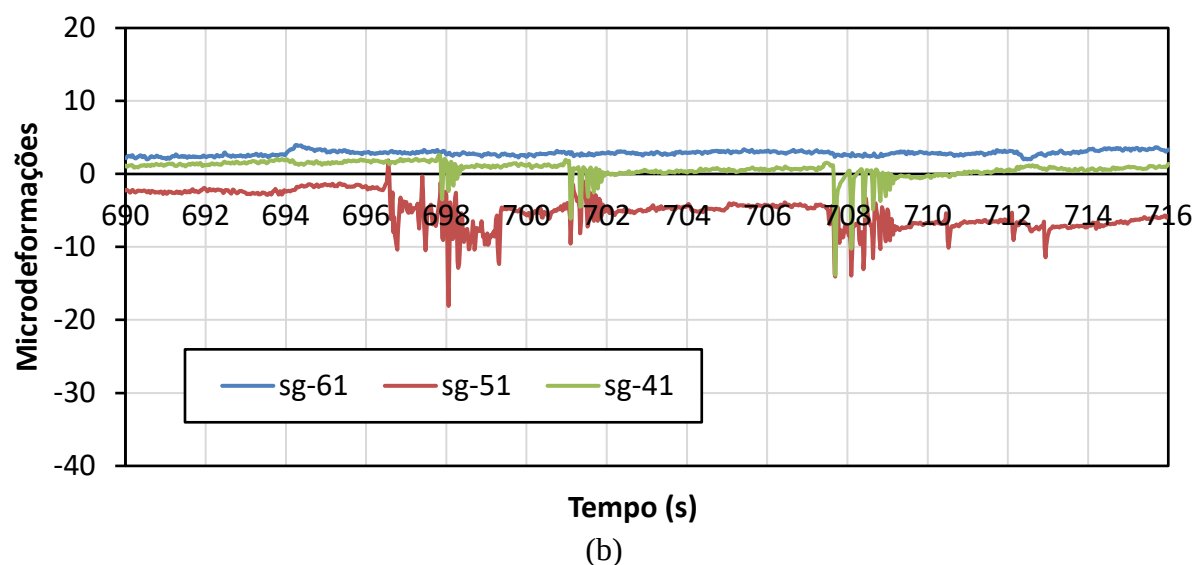


Figura 196. Localização dos sensores de deformação no trecho experimental da Fase I

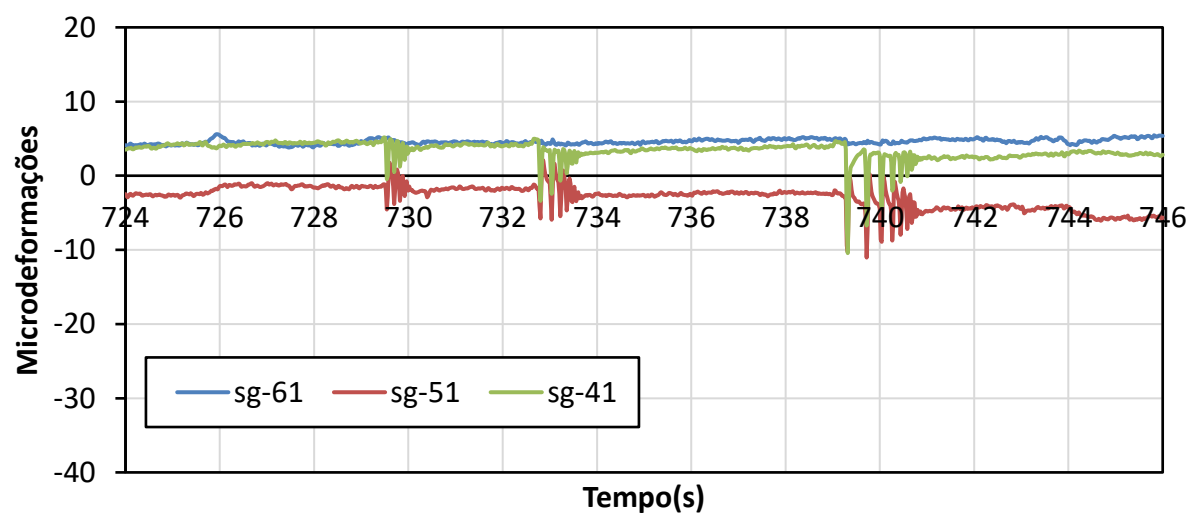
São apresentados os gráficos (**Figura 197**, **Figura 198** e **Figura 199**) com os sinais coletados por cada *strain gauge*. Para o segmento 1 (BGS), os pontos de aplicação de carga foram na superfície do pavimento: (i) na linha vertical em cima do *strain gauge* 43; (ii) na linha vertical em cima do *strain gauge* 53; e (iii) na linha vertical em cima do *strain gauge* 63. Cada aplicação de carga foi feita em 3 repetições, e cada repetição consistiu na aplicação de uma carga de assentamento, seguida pela aplicação de 4,1tf e por 8,2tf. Pelos gráficos das figuras apresentadas, pode-se observar que os *strain gauges* foram sensibilizados de formas distintas a depender do valor da carga aplicada e da posição dessa carga, com relação ao local de instalação dos *strain gauges*.



(a)

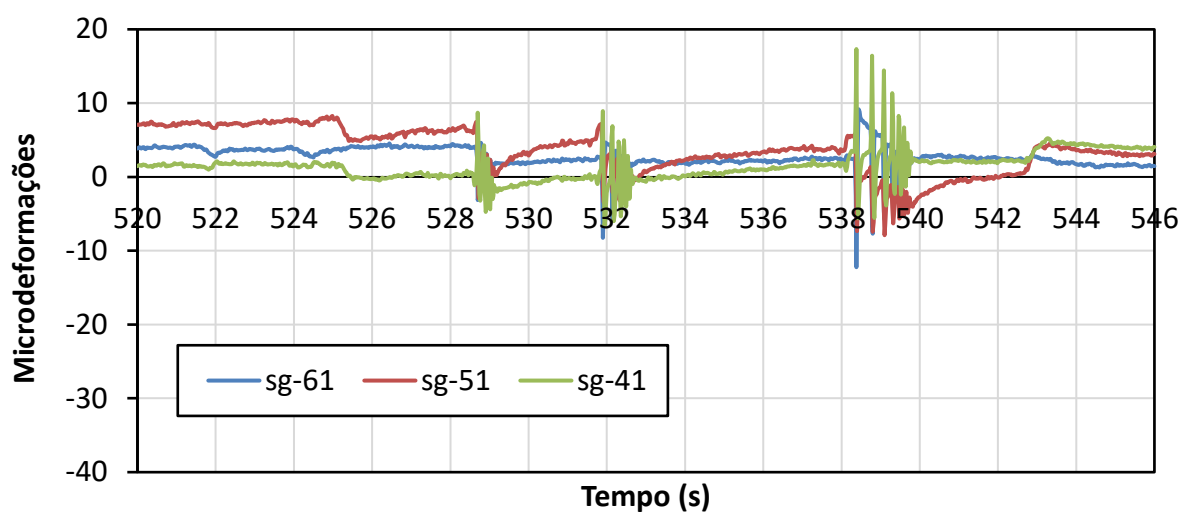


(b)

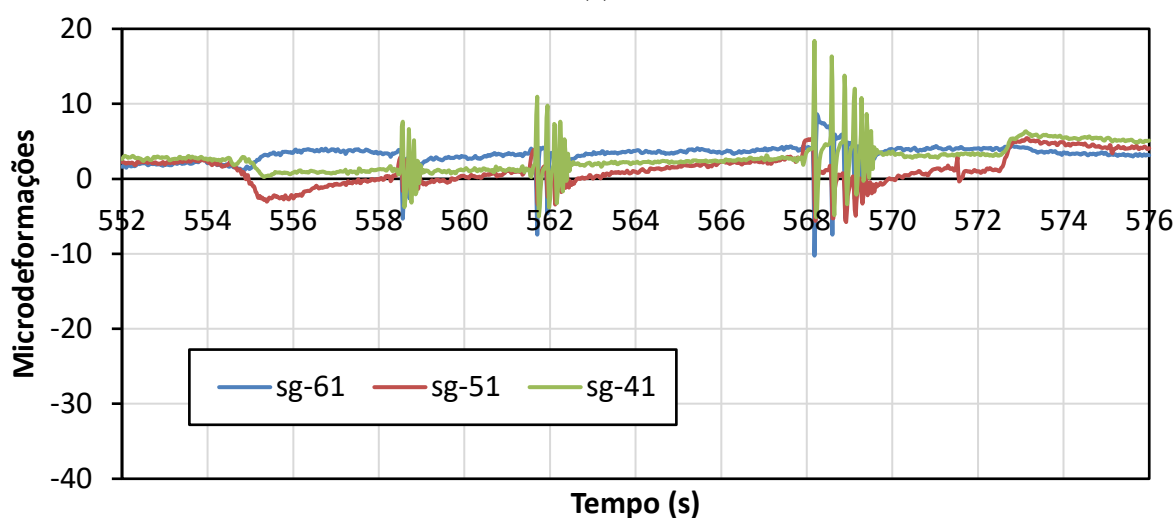


(c)

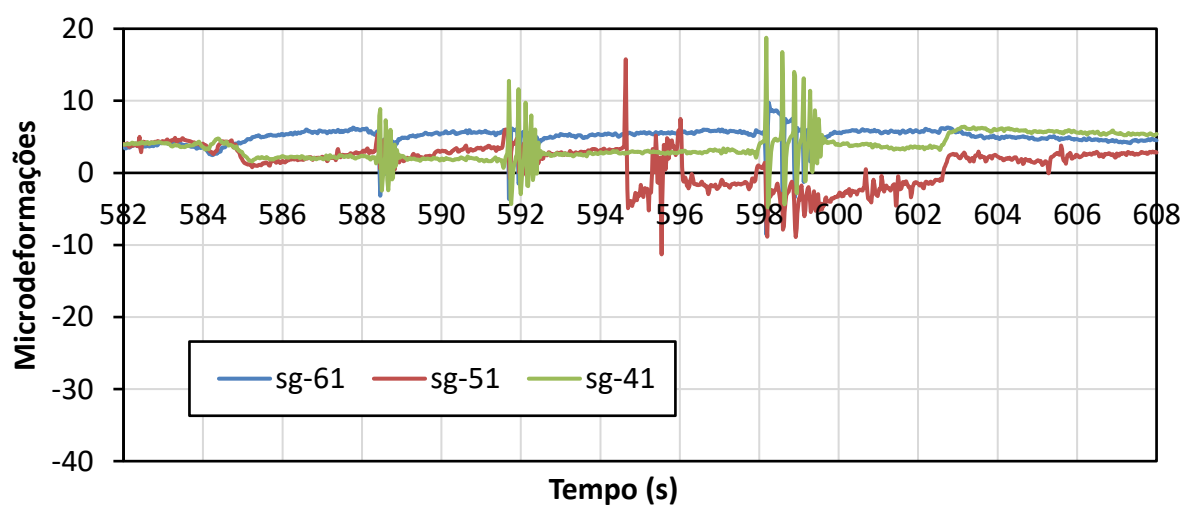
Figura 197. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 41: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição



(a)



(b)



(c)

Figura 198. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 51: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição

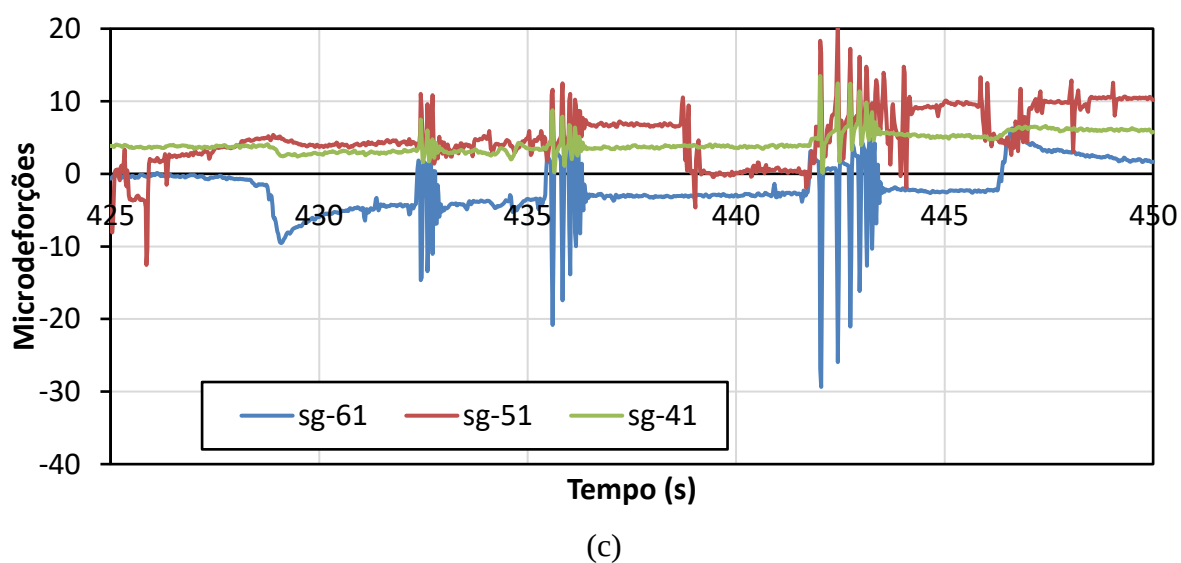
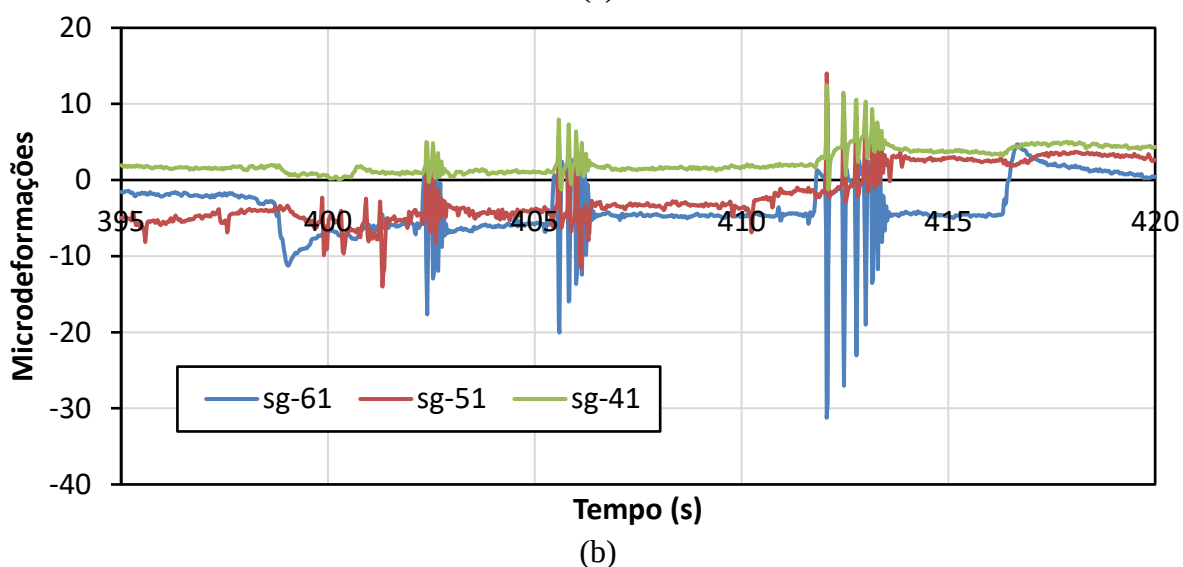
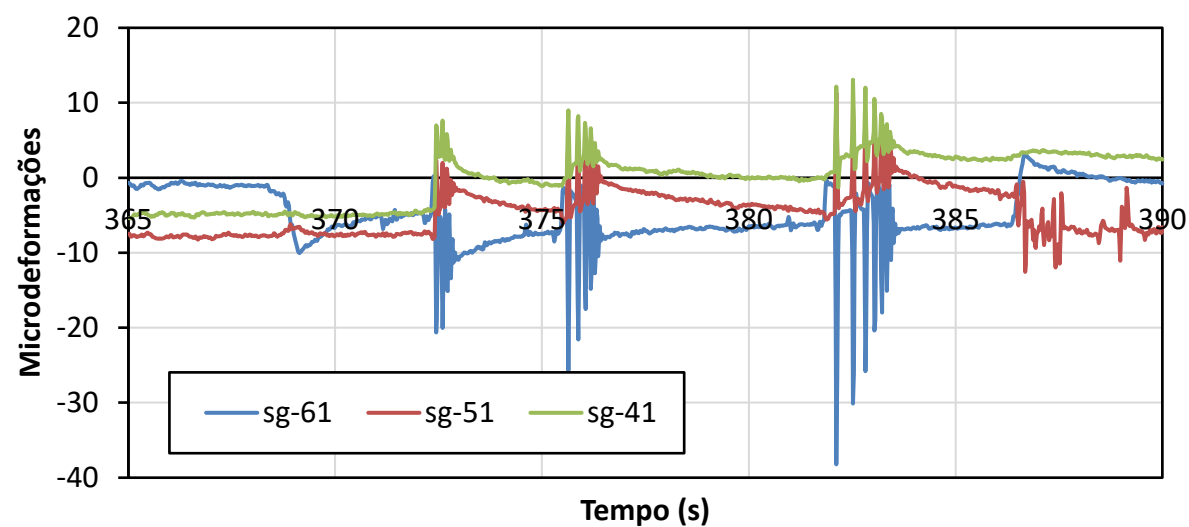


Figura 199. Resultados dos sensores com aplicação de FWD na posição 61: (a) primeira repetição, (b) segunda repetição e (c) terceira repetição

7.3.2. Análise dos sensores instalados no trecho de RAP + Espuma (Fase II)

Sucessivas aplicações de carga do FWD foram necessárias tendo em vista que a posição longitudinal dos *strain gauges* não puderam ser precisamente determinadas. Dessa forma, as linhas tracejadas na **Figura 200** representam as diversas medidas de deformação, enquanto a linha contínua representa a deformação máxima obtida na estrutura do RAP + Espuma (Fase II) a 2 cm de profundidade da camada de gap-graded. A deformação máxima foi utilizada para comparar com as simulações do KENLAYER e AEMC para o caso considerando elasticidade não-linear do CRAM. Esses resultados estão apresentados na **Tabela 55**. É importante destacar que a convenção de sinais adotada indica deformação de tração para valores positivos e compressão para valores negativos.

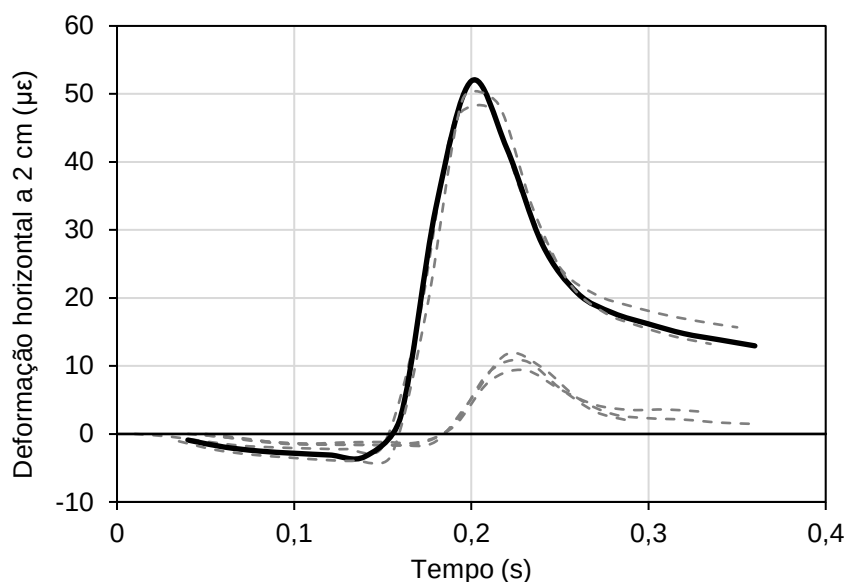


Figura 200. Medição de deformação no gap-graded para a estrutura de RAP + Espuma (Fase II)

Tabela 55. Deformações calculadas para a estrutura de RAP + Espuma (Fase II) utilizando o KENLAYER e AEMC

Interface	Deformação horizontal a 2 cm ($\mu\epsilon$)		
	KENLAYER	AEMC	Strain gauge
Aderida	-27.5	-14.3	51.9
Não-aderida	58.9	73.7	

Da **Figura 200** pode-se observar deformações de tração na camada de gap-graded a 2 cm de profundidade. O conjunto de curvas com menores deformações (aproximadamente 10 $\mu\epsilon$) pode ter resultado de desalinhamento do centro do prato do FWD com o strain gauge. Além disso, as diferenças observadas nas deformações medidas em campo, podem ser decorrentes da variação de

temperatura durante o levantamento com FWD. A temperatura influencia substancialmente a distribuição de deformações na camada de revestimento. Análises adicionais devem ser realizadas com o objetivo de avaliar a resposta mecânica do pavimento para diferentes combinações de temperatura.

Da **Tabela 55**, pode-se observar que para a condição aderida, deformações de compressão foram obtidas nas simulações, enquanto os strain gauges registraram deformações de tração. No caso não-aderido, por outro lado, as deformações de tração obtidas foram superiores às medidas em campo. Este resultado indica que o comportamento mecânico da camada de RAP + Espuma (Fase II) encontra-se entre a caso aderido e não-aderido. Vale acrescentar que as deformações calculadas com o KENLAYER foram mais próximas das deformações medidas em campo do que aquelas calculadas com o AEMC.

A **Figura 201** apresenta as medições do strain gauge para sucessivas aplicações de carga do FWD na estrutura de RAP + Espuma (Fase I) na profundidade de 11 cm da camada de CBUQ. Da mesma maneira, as deformações medidas foram comparadas com as calculadas utilizando os softwares KENLAYER e AEMC, mas apenas para o caso elástico linear, tendo em vista que o RAP + Espuma (Fase I) apresenta este tipo de comportamento. Os resultados estão apresentados na **Tabela 56**.

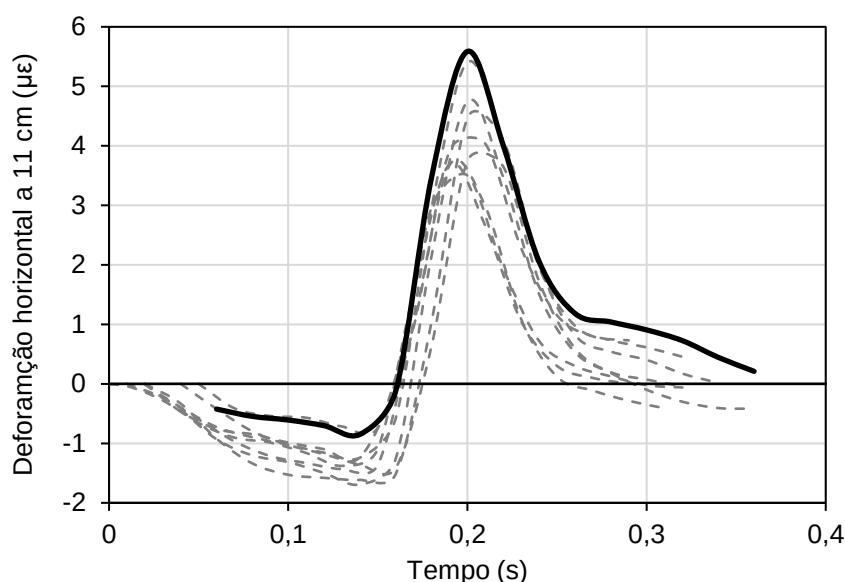


Figura 201. Medição de deformação no CBUQ para a estrutura de RAP + Espuma (Fase I)

Tabela 56. Deformações calculadas para a estrutura de RAP + Espuma (Fase I) utilizando o KENLAYER e AEMC

Interface	Deformações horizontais a 11 cm ($\mu\epsilon$)		
	KENLAYER	AEMC	Strain gauge
Aderido	27.6	27.6	5.59
Não-aderido	86.0	85.9	

Embora deformações de tração foram obtidas tanto das simulações (KENLAYER e AEMC) quanto das medições dos *strain gauges* (Tabela 56), as magnitudes de deformação são bastante distintas. Isto indica que considerar o RAP + Espuma (Fase I) como um material puramente elástico linear, devido ao fato de seu módulo não depender da tensão de confinamento (ver gráfico de módulo de resiliência), não está correto. Além disso, o módulo retroanalísado da camada de RAP + Espuma (Fase I) utilizado na simulação foi obtido sem correção da temperatura, tendo em vista que atualmente não existem equações para correção do módulo em função da temperatura para este tipo de material. Como apresentado anteriormente, o RAP + Espuma (Fase I) apresenta um comportamento viscoelástico, influenciando fortemente as deformações horizontais na camada de revestimento.

Portanto, embora as deformações calculadas foram adequadas para a previsão da deformação em campo, especialmente para o caso do RAP + Espuma (Fase II), algumas variáveis não foram consideradas nas simulações. As simplificações e as hipóteses adotadas podem ter contribuído para a falta de correlação das deformações medidas e calculadas em alguns cenários. Tais hipóteses estão apresentadas a seguir:

- Devido a dificuldades de se garantir superfícies perfeitamente lisas com a operação manual da serra, é possível que o contato entre os *strain gauges* e a camada de revestimento não seja perfeito, prejudicando a obtenção de dados confiáveis de deformação. Outros métodos de corte e instalação devem ser investigados;
- O prato do FWD e o *strain gauge* podem não ter sido alinhados perfeitamente durante as medições. Neste caso, menores deformações são obtidas e a deformação máxima registrada pode estar incorreta;
- A frequência de 50 Hz para aquisição de dados pode ter sido baixa demais para medição das deformações com precisão. Al-Qadi et al. (2004) utilizaram uma frequência de aquisição de 500

Hz para as medições na Virginia Smart Road. Medições adicionais devem ser realizadas com maiores frequências;

- As propriedades viscoelásticas das camadas de revestimento (CBUQ e gap-graded) e dos CRAMs (RAP + Espuma Fases I e II) não foram consideradas. Como apresentado anteriormente, a rigidez desses materiais é influenciada pela variação de temperatura e frequência de carregamento;
- Tendo em vista que o RAP + Espuma (Fase II) é considerado um material viscoelástico (dependente da temperatura e frequência de carregamento) e granular (dependente do estado de tensão), os parâmetros utilizados como input para caracterização desse material devem contemplar ambos os comportamentos. Assumir que o RAP + Espuma (Fase II) é apenas viscoelástico, por exemplo, não se considera a dependência do estado de tensão e vice-versa;
- Cargas dinâmicas também devem ser simuladas ao invés do carregamento estático, como utilizado nas simulações com o KENLAYER e AEMC.

8. CONSIDERAÇÕES FINAIS

8.1. Tráfego monitorado

A partir da análise de dados do sistema WIM instalado na BR-381, foi possível identificar a distribuição de veículos comerciais pelas faixas 1 e 2 no período de análise. Conforme esperado, a Faixa 2 é a faixa mais solicitada, onde trafegam, em média, 85,4% dos veículos comerciais, com um desvio padrão de 2%.

Foi ainda observada pouca sazonalidade dos veículos comerciais. A média do VMDc durante o período analisado é de 5.463 caminhões no sentido sul da BR-381, com desvio padrão de 308 e coeficiente de variação de 5,6%.

O tráfego de veículos comerciais com excesso de carga é um problema crítico, possuindo um impacto negativo na segurança viária e nível de serviço nas rodovias, bem como afetando a vida útil dos pavimentos e pontes. Os maiores percentuais de eixos com sobrecarga foram os eixos simples (ESRS) com 15,8% e os eixos em tandem triplo (ETT) com 15,6% do total de eixos analisados. Os menores percentuais foram observados nos eixos simples de rodas duplas (ESRD) com 8,0%, que pode também estar relacionado também com a consideração de ESRS traseiro como ESRD, e eixos em tandem duplo (ETD) com 12,3% de eixos com sobrecarga.

Com relação aos eixos simples de rodas simples (ESRS) e eixos tandem triplo (ETT), a maioria dos excessos se encontram na faixa até 10%, indicando que muitos transportadores carregam seus veículos considerando a tolerância como um ganho real de sobrecarga. Verifica-se essa mesma característica para os eixos simples de rodas duplas (ESRD), com a diferença que há uma quantidade considerável de eixos que excedem mais do que 20% do limite legal de 10 toneladas. Já os eixos tandem duplo (ETD) apresentam situações críticas onde a maioria dos eixos excedem 20% do limite legal.

No comparativo dos veículos comerciais infratores versus veículos comerciais com excesso, os resultados enfatizam que muitas transportadoras carregam seus veículos considerando a tolerância máxima permitida como um ganho de sobrecarga, e não como uma tolerância dos equipamentos de aferição de peso.

Foi abordado o efeito desse excesso de carga apenas na problemática da fadiga por meio de análises estruturais e modelos de previsão disponíveis na literatura para a estrutura com base de BGS, tendo sido observado uma redução de até 23% na vida útil. Como a estrutura com base de BGS rompeu de forma muito prematura (pouco mais de um ano), esse percentual diz respeito a aproximadamente 3

meses e meio. A prática de excesso de carga nas rodovias penaliza o pavimento ao acelerar a degradação de sua estrutura que consequentemente sofrerá um número maior de intervenções, requerendo maiores investimentos do que planejado.

8.2. Materiais estudados

Diversos materiais de revestimento e base foram estudados tanto na Fase I, como na Fase II do projeto. Com relação às misturas asfálticas usinadas a quente adotadas nos revestimentos, todas apresentaram bom comportamento com relação à resistência a deformação permanente, porém as misturas com ligante asfáltico modificado por polímero apresentaram resultados superiores.

As misturas estabilizadas com ligante asfáltico foram um ponto muito relevante do projeto. As duas misturas estabilizadas da Fase I (uso de 2% de cimento Portland e mais ligante asfáltico) têm composição bastante diferente das misturas da Fase II (uso de 1% de cal hidratada e menos ligante asfáltico). Para todas as misturas, verificou-se que a cura tem um efeito relevante no comportamento mecânico.

Os materiais em questão apresentam comportamento complexo uma vez que sofrem influência do estado de tensão, da temperatura e da frequência de solicitação. Outro ponto relevante diz respeito a ampla faixa de rigidez desses materiais a depender de sua composição e condições de ensaio, sendo muito importante compatibilizar o projeto dos materiais com o projeto estrutural do pavimento.

Com relação ao módulo de resiliência triaxial dessas misturas, observou-se que quando a mistura passa por um processo de imersão em água (após a cura completa), o módulo de resiliência não cai para o mesmo patamar da mistura sem cura. Bem como, quando essa mistura que recebeu esse ciclo de imersão, passa novamente pela cura, ela não mais atinge o módulo obtido na primeira cura. Esses resultados mostram que uma eventual entrada de água no material após aplicado em campo, pode danificar parte de sua estrutura interna.

Foi ainda investigado o efeito da compactação (por impacto versus vibratória) no módulo de resiliência e módulo dinâmico das misturas estabilizadas com ligante asfáltico. Apesar de ter-se buscado atingir a mesma massa específica dos corpos de prova, a estrutura interna é diferente para os dois processos de compactação, levando a valores de rigidez maior para os CPs preparados por impacto.

O ensaio de Flow Number (originalmente desenvolvido para misturas asfálticas a quente) foi realizado para as misturas estabilizadas com asfalto, onde observou-se que entre as misturas espumadas (Fase I e Fase II), a da Fase II com cal hidratada apresentou menor valor de Flow Number que a da Fase I com cimento Portland.

8.3. Estruturas do trecho experimental

Ao total, nove estruturas de pavimento foram e vêm sendo avaliadas periodicamente no trecho experimental da Fernão Dias, sendo quatro da Fase I e cinco na Fase II. Conforme mencionado no item 8.2, materiais distintos estão presentes nessas estruturas, dando subsídio ao melhor conhecimento de como melhor considerá-los na fase de projeto.

As estruturas de pavimentos flexíveis, com revestimentos asfálticos diferentes, mostraram que a modificação do ligante é sim responsável por uma melhoria de desempenho da estrutura em campo, apesar de as estruturas flexíveis estudadas, de forma geral, não serem adequadas ao tráfego pesado que atua na rodovia em análise.

Sobre as misturas estabilizadas com ligante asfálticos, as mesmas vêm apresentando um bom comportamento em campo, porém distintos entre as da Fase I (mais próximas de uma mistura asfáltica a quente, com módulos da ordem de 2500MPa) e as da Fase II (mais próximas do comportamento de materiais granulares de maior coesão, com módulos da ordem de 700MPa). Em relação aos materiais da Fase II, os resultados indicam que houve aumento no afundamento do segmento de brita + espuma entre 5 e 14 meses de vida útil do pavimento, não sendo observado porém um constante incremento e sim uma certa estabilização dos valores médios. Uma vez que os últimos 6 meses de levantamento foram de tempo mais frio e menor incidência pluviométrica, é importante a continuidade dos monitoramentos para o acompanhamento dos afundamentos registrados e desempenho da estrutura como um todo.

Os resultados obtidos em simulações computacionais por meio do 3D-Move Analysis mostram que existe uma diferença significativa entre considerar o comportamento mecânico da base construída com RAP + emulsão ou com RAP + espuma como sendo viscoelástico, ou puramente elástico. Ao se considerar o comportamento viscoelástico dos materiais estudados, a camada de revestimento fica sujeita a menores tensões de tração, o que é equivalente a dizer que a linha neutra de tensões é transladada para baixo.

8.4. Fechamento da Fase II do projeto

A seguir encontram-se abordados alguns tópicos apontados pela ANTT como importantes a serem mencionados nas considerações finais desta fase do projeto:

- Acredita-se que os métodos e as técnicas adotadas foram adequadas ao atingimento dos objetivos. A análise da vida útil traz consigo a dificuldade do fator tempo, necessário para que os defeitos possam ser observados nas estruturas de pavimento e confrontados com as previsões dos modelos. A Fase II já foi um grande avanço, uma vez que se pode monitorar as estruturas do trecho experimental por mais tempo. Das nove estruturas construídas nas Fases I e II, cinco permanecem íntegras (nenhum defeito foi ainda registrado), três delas apresentavam algum nível de trincamento, ou afundamento em trilha de roda, no último levantamento realizado em setembro de 2018, conforme ilustrado no item 5.2.1 (Levantamento de defeitos) do relatório, e uma delas foi removida devido ao elevado grau de trincamento, que pertence à Fase I e caracteriza-se por um pavimento asfáltico flexível (com base granular) e revestimento denso de concreto asfáltico usinado com asfalto convencional;
- Avalia-se que os objetivos apresentados no plano de trabalho deste projeto foram atendidos;
- As maiores utilidades práticas do presente projeto de pesquisa foram: (i) verificação do efeito da modificação do ligante asfáltico na vida útil do pavimento, (ii) comparação entre o processo de reciclagem a frio com emulsão e espuma de asfalto, (iii) comparação de diferentes processo de reciclagem a frio com espuma de asfalto, (iv) comparação da técnica de espuma de asfalto empregando RAP (fresado de revestimentos asfálticos) ou empregando agregados virgens para ver o efeito de uso de material fresado como agregado, (v) comparação de base cimentada com agregados virgens e base cimentada com parte dos agregados compostos por agregados reciclados da fresagem de revestimentos asfálticos, e (vi) efeito do excesso de carga na vida útil da estrutura de pavimento flexível, hábitos de carga, horários potenciais de ocorrência de excesso de carga na semana, uso da “lei da balança” para o tráfego de cargas, entre outros aspectos que influenciam na vida dos pavimentos;
- O estudo de viabilidade econômica é amplo e requer uma análise mais aprofundada do ciclo de vida dos materiais, dentro do contexto onde os mesmos foram aplicados. Não se tiraram conclusões sobre o tema, pois esta avaliação não fazia parte do escopo e dos objetivos do projeto, tendo ficado fora das análises nestas duas fases do projeto. Entende-se, porém, que esse é um assunto bastante relevante;
- Os dados levantados, tanto em laboratório como em campo, são referentes aos materiais empregados, bem como aos condicionantes da rodovia em questão. A extrapolação dos mesmos

para outros cenários deve ser feita com cautela, a fim de evitar erros de análise. As conclusões tiradas referentes ao excesso de carga estão também relacionadas ao erro da balança, sendo possível melhorar a análise e o efeito dos danos ao pavimento com o avanço de novas tecnologias onde se utiliza balança de maior precisão, como previsto em escopo da próxima fase proposta. Existem diversos modelos de previsão, principalmente relacionados ao trincamento por fadiga. Relacionado a esta solicitação, foi criado um item adicional na revisão bibliográfica (2.11. Modelo de desempenho quanto à fadiga), de forma a abordar a questão dos modelos de desempenho, além de um item (5.3. Previsão do trincamento por fadiga), com a verificação dos modelos para a estrutura flexível (base de BGS) e semirrígida (base de BGTC). Muito ainda se questiona sobre quais modelos devem ser aplicados para a análise dos pavimentos de base asfáltica (caso das bases recicladas com emulsão e espuma de asfalto), uma vez que são tecnologias mais recentes. Encontra-se em andamento duas teses de doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes da EPUSP, que irão abordar aspectos relacionados a este tipo de estrutura. Os modelos de desempenho dependem intrinsecamente dos materiais empregados, rigidez das camadas, concepção estrutural (ordem das camadas e modo de trabalho das mesmas), carregamento (tipo de cargas, frequência, velocidade e magnitude), condições climáticas (regime de chuvas, temperatura, etc), condições geométricas da via, entre outros aspectos menos relevantes. Ou seja, modelos de previsão de desempenho são complexos, envolvendo muitos dados, mas sem os quais além de não ter confiabilidade em novas concepções de projetos estruturais, fica difícil prever desempenho e momentos onde serão necessárias intervenções, com as devidas reservas de recursos nos períodos corretos. Não é possível se ter um bom modelo de gerência de pavimentos e de manutenção sem modelos de previsão de comportamento fidedignos às condições reais. Quanto mais próximos à realidade forem os modelos de desempenho, mais confiável são as previsões e mais eficiente é o sistema de manutenção. Pode-se dizer também que torna o sistema mais econômico;

- A obtenção de dados 'reais', tanto relacionados à estrutura do pavimento (instrumentação), quanto ao tráfego (WIM), afetam diretamente as análises de desempenho, uma vez que o número N reportado no item 5 (Monitoramento do desempenho do pavimento), teria valor muito distinto caso esse excesso não houvesse sido computado (conforme apresentado no item 7.2. Influência da sobrecarga nas estruturas do trecho experimental). A instalação dos strain gauges e dos sensores de temperatura foram usados para um melhor entendimento dos gradientes de temperatura dentro da estrutura, bem como explicação de análises estruturais por meio de simulações. Adicionou-se à versão revisada do relatório, o item 7.3.2 (Análise dos sensores

instalados no trecho de RAP+Espuma – Fase II) com dados analisados após a conclusão do projeto;

- Observou-se que a correção de temperatura é um fator crítico nas correções dos levantamentos estruturais, não havendo um consenso na literatura internacional sobre como a mesma deve ser realizada. Esse fato é ainda mais desconhecido em estruturas de pavimento que tem base asfáltica em sua estrutura, tendo sido observado pelos dados levantados neste projeto, que as bases recicladas a frio também apresentam gradiente de temperatura;
- Os defeitos mais frequentes nos pavimentos asfálticos brasileiros são o trincamento por fadiga e a deformação permanente em trilha de roda. Ambos foram monitorados ao longo do projeto em todos os segmentos experimentais, sendo observada uma nítida diferença de comportamento das estruturas puramente flexíveis, comparado às estruturas semirrígidas e de base asfáltica. Observou-se ainda que o uso de materiais reciclados não comprometeu o comportamento da estrutura quando comparado ao comportamento das estruturas compostas apenas por materiais novos, o que mostra um ganho ambiental e econômico. O excesso de carga tem efeito em qualquer uma das estruturas e a sua prática trará uma redução de vida útil em todas elas. No item 7.2.3. do relatório, foi feita uma análise dessa redução para a estrutura puramente flexível de base BGS, uma vez que foi a única que chegou ao final da vida útil;
- O excesso de carga atinge toda e qualquer estrutura de pavimento. A redução (em termos percentuais) do tempo de vida útil irá depender dos materiais, de suas espessuras dentro da estrutura, da concepção estrutural (ordem das camadas). A avaliação dessa redução do tempo foi apresentada para a estrutura de BGS no item 7.2 (Influência da sobrecarga nas estruturas do trecho experimental). Não existe ainda uma metodologia de consenso definida e aceita internacionalmente para essa avaliação, havendo diferentes modelos de previsão que podem ser usados e que poderão levar a percentuais distintos. É importante ressaltar que as estruturas de pavimentos respondem diferentemente às cargas e efeitos de excesso de carga. Estas constatações são demonstradas por coeficientes diferentes de fator de equivalência de carga para pavimentos diferentes no estudo da AASHO (atualmente AASHTO) do final da década de 50. Ou seja, os danos são diferentes a depender do tipo de pavimento, concepção das camadas e tipos de eixos e carregamento.

8.5. Reflexões sobre os resultados obtidos pelo projeto e sua utilidade para a tecnologia brasileira

O projeto atingiu com sucesso os objetivos colocados, principalmente no que tange à obtenção de parâmetros fundamentais relativos ao desempenho dos pavimentos asfálticos que foram testados, percorrendo desde pavimentos asfálticos puramente flexíveis até pavimentos semirrígidos. O projeto fez uma concepção para avaliar diferentes soluções de base de pavimentos, desde as mais usuais, como as granulares e as cimentadas, até bases recicladas apontando para novas estruturas e novas tecnologias. Portanto, o projeto pôde avaliar soluções de pavimentação mais conhecidas e compará-las com as soluções “alternativas”, visando melhor conhecer o desempenho ao longo da operação, e não somente logo após a construção.

Razões de levantamentos de dados de pavimentos nas condições nacionais

O acompanhamento dos pavimentos ao longo dos anos é primordial para uma concepção segura de um novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos, pois os modelos internacionais usam dados e parâmetros que podem não refletir o desempenho das estruturas de pavimento no Brasil. Os seguintes motivos são destacados para embasar a afirmação anterior:

- (i) a porcentagem de caminhões no tráfego atuante é muito expressiva no Brasil, girando em torno de 30 a 60% da frota, com casos onde este percentual é até maior. Os pavimentos asfálticos europeus não são sujeitos a tráfego tão pesado e, mesmo os norte-americanos também não são, pois a maior parte do transporte de carga se dá pelo modo ferroviário nos Estados Unidos;
- (ii) além das maiores porcentagens de caminhões, há sabidamente excesso de carga, o que ocasiona um dano exponencial aos pavimentos;
- (iii) os materiais muitas vezes são diferentes em natureza e tipo de britagem, portanto, os parâmetros de resistência e deformabilidade podem ser diferentes;
- (iv) o clima atuante é bastante diferente dos países mais desenvolvidos, não tendo aqui temperaturas tão baixas, nem tão pouco negativas. Porém, têm-se temperaturas elevadas que, para pavimentos asfálticos, causam maiores danos ligados à fluência. Associa-se o problema de elevadas temperaturas também às baixas velocidades dos veículos que, para os revestimentos asfálticos, são mais danosas; e
- (v) presença de solos tropicais como subleito, que podem ser benéficos, como os lateríticos, apresentando alta resistência, mas também, dependendo da natureza, podem ser extremamente problemáticos, como os saprolíticos expansivos e de baixa capacidade de suporte.

Quanto aos pontos levantados acima, o projeto de pesquisa trabalhou nos seguintes itens:

- (i) levantamentos de volume de tráfego, tipos de caminhões e cargas de maneira pioneira no Brasil, com registros de 24 horas e 7 dias por semana. Realizou estudo estatístico minucioso dos dados, também nunca realizado, mostrando os hábitos de carga e de excesso de carga;
- (ii) Demonstrou o dano dos pavimentos de maneira exponencial a depender do tráfego acumulado;
- (iii) Pôde mostrar o efeito das chuvas no dano acumulado dos pavimentos;
- (iv) Levantou os diferentes aspectos dos danos ligados à carga, velocidade e temperaturas (embora os medidores instalados tenham apresentado vários problemas e são um aprendizado para a instrumentação brasileira);
- (v) Não pôde trabalhar com as diferenças de solos pois a estrutura remanescente era similar em todos os trechos, pois se trata de restauração de pavimentos e não de implantação de novas estruturas.

A importância de modelos de desempenho brasileiros para método de dimensionamento

O método de dimensionamento de pavimentos asfálticos brasileiros tem mais de 60 anos e é baseado em método da primeira metade do século 20 dos Estados Unidos, empregando o conceito de resistência pelo CBR (California Bearing Ratio, ou índice de Suporte Califórnia), que é de 1929. A tecnologia evoluiu, novos materiais foram desenvolvidos e as cargas atuantes de maior intensidade e magnitude. Assim, ter parâmetros de pavimentos brasileiros, sob condições de tráfego pesado brasileiro e nas condições climáticas brasileiras é essencial para concepção do método nacional.

A equipe da USP ajuda a alimentar, com todas suas pesquisas em andamento, um banco de dados para que o método brasileiro de dimensionamento seja embasado nas experiências locais e possa melhorar a confiabilidade dos modelos de desempenho dos pavimentos asfálticos.

Os resultados destacados desta pesquisa

Os pavimentos asfálticos flexíveis são mais usuais, com bases granulares, porém a avaliação minuciosa de ganhos com o uso de revestimentos com asfaltos modificados não é tão bem conhecida. O projeto teve na FASE I uma estrutura puramente flexível (base granular) e revestimento com Concreto asfáltico usinado com asfalto convencional CAP 30-45, usual no Brasil

para tráfego mais pesado. Esta estrutura foi acompanhada minuciosamente para entender os problemas que apresentam, de modo a embasar os projetos e apontar os possíveis problemas e durabilidade que terão. Na FASE II do projeto do RDT ANTT, executou-se uma estrutura similar, com mesmas espessuras, trocando o revestimento por concreto asfáltico usinado com asfalto modificado por polímero E60-85. Os resultados até o memento mostram benefícios reais desta troca de ligantes asfálticos, superiores aos esperados pelos modelos de desempenho comuns empregados. São resultados muito positivos desta pesquisa, mesmo estudando estruturas de pavimentos ditas pelos técnicos como “conhecidas”. Na realidade, não são tão bem conhecidas neste sentido de desempenho em médio prazo.

Ressalta-se que bases cimentadas do tipo BGTC (Brita graduada tratada com cimento), mesmo sendo utilizadas desde a década de 70, são pouco utilizadas em vários estados brasileiros e não há tantos dados suficientes para bons modelos de desempenho. As concessões, por terem tráfego muito pesado em geral, possuem situações que exigem muitas vezes a concepção de estruturas com bases cimentadas. Infelizmente, até hoje, muitos problemas ocorrem por várias deficiências de avaliação dos parâmetros e dos problemas executivos destas camadas. O projeto ajudará a explicar algumas questões como a importância de uso de maiores quantidades de cimento (aumento de dosagem), problemas de trincas de reflexão, progressão do dano, entre outros aspectos. Deve-se realçar que foi feita uma estrutura similar (mesmas espessuras), porém com BGTC empregando material reciclado como parte de substituição de agregados virgens. Esta é uma pesquisa que deve ser continuada para compreender os efeitos reais em campo da substituição destes materiais em uma parcela.

Foram empregadas três técnicas diferentes de reciclagem de material fresado para comporem bases asfálticas. Uma delas é reciclagem com emulsão asfáltica, a segunda reciclagem com espuma de asfalto empregando técnica australiana (maior consumo de ligante asfáltico), e a terceira com espuma de asfalto com a técnica sul-africana (menor consumo de ligante asfáltico). Não há pesquisa no Brasil que reúna as três técnicas em trecho contíguo para comparação. Os resultados das técnicas não são idênticos e apontam danos diferentes nas camadas. São resultados inovadores e apoiarão as decisões futuras a serem tomadas por projetistas, concessionárias e órgãos rodoviários.

Ressalta-se que um dos trechos possui base asfáltica com espuma de asfalto empregando agregados virgens. Esta pesquisa tem por objetivo mostrar se o comportamento destas bases depende também da natureza dos agregados (virgens ou RAP-fresado). Trata-se de uma pesquisa inovadora neste sentido.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABDO, A. M. A.; JUNG, S. J. **Effects of asphalt mix design properties on pavement performance: a mechanistic approach**. Advances in Civil Engineering, v. 2016, 7 p., 2016.
- AGÊNCIA NACIONAL DE TRANSPORTES TERRESTRES (ANTT). **Manual de procedimentos de fiscalização em postos de pesagem veicular**. Brasília, 2014.
- ALABASTER, D.; PATRICK, J.; ARAMPAMOORTHY, H.; GONZALEZ, A. **The design of stabilised pavements in New Zealand**, New Zealand Transport Agency Research Report 498, New Zealand, 2013.
- ALBANO, J. F. **Efeitos dos excessos de carga sobre a durabilidade de pavimentos**. Tese de Doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- ALBANO, J. F.; LINDAU, L. A. **Revisando as tecnologias para pesagem de veículos**. Revista Estradas (Porto Alegre), v. 10, p. 102–108, 2006.
- AL-QADI, I. L.; LOULIZI, A.; ELSEIFI, M. A.; LAHOUAR, S. **The Virginia Smart Road: The impact of pavement instrumentation on understanding pavement performance**. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 73, p. 427-465, 2004.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). **AASHTO guide for design of pavement structures**. Washington, D.C., 1993.
- ANDRADE, L. R. **Comparação do comportamento de pavimentos asfálticos com camadas de base granular, trata com cimento e com estabilizantes asfálticos para tráfego muito pesado**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- ASPHALT ACADEMY. **Procedure for compaction of test specimens using the vibratory hammer**, 7 p., 2009.
- ASPHALT ACADEMY. **Technical guideline: bitumen stabilised materials**. Second Edition. Pretoria: Asphalt Academy, 148 p., 2009.
- ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION (ARRA). **Cold recycling using foamed (expanded) asphalt recycling agent**. Glen Ellyn: Annapolis: ARRA, 10 p., 2017.
- ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION (ARRA). **Recommended construction guidelines for cold in-place recycling (CIR) using bituminous recycling agents**. Annapolis: ARRA, 14 p., 2016.
- ASPHALT RECYCLING AND RECLAIMING ASSOCIATION (ARRA). **Recommended construction guidelines for cold central plant recycling (CCPR) using bituminous recycling agents**. Annapolis: ARRA, 14 p., 2016.
- AUSTROADS. **Weigh-in-motion technology. Report AP-R168/00**. Sydney, 2000.
- AUSTROADS. **Technical Basis of the Austroads Design procedures for flexible overlays on flexible pavements**. Sydney, 2008.

BALBO, J. T. **Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007.

BESSA, I. S. **Laboratory and field study of fatigue cracking prediction in asphalt pavements**. São Paulo: Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 2017. Tese de Doutorado em Engenharia de Transportes.

BESSA, I. S.; ALMEIDA, L. R.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B. **Design of cold recycled mixes with asphalt emulsion and Portland cement**. Canadian Journal of Civil Engineering, v. 43, n. 9, p. 773–782, 2016.

BOCCI, M.; GRILLI, A.; CARDONE, F.; FERROTTI, G. **Full-depth reclamation for the rehabilitation of local roads: A case study**. International Journal of Pavement Engineering, v. 15, n. 3, p. 191–201, 2014.

BOCK, A. L. **Pesagem em movimento de cargas atuantes em rodovias e seu impacto no desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto**. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2016.

BRASIL. **Lei nº 13.103, de 02 de março de 2015**. Dispõe sobre o exercício da profissão de motorista; altera a Consolidação das Leis do Trabalho CLT, aprovada pelo Decreto-Lei nº 5.452, de 1º de maio de 1943, e as Leis nº 9.503, de 23 de setembro de 1997 Código de Trânsito Brasileiro, e nº 11.442, de 5 de janeiro de 2007 (empresas e transportadores autônomos de carga), para disciplinar a jornada de trabalho e o tempo de direção do motorista profissional. Diário Oficial da União, Brasília, 03 mar. 2015.

BRASIL. **Lei nº 7.408, de 25 de novembro de 1985**. Permite a tolerância de 5% (cinco por cento) na pesagem de carga em veículo de transporte. Diário Oficial do Estado de São Paulo, São Paulo, 26 nov. 1985.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 012, de 06 de fevereiro de 1998**. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. Diário Oficial da União, Brasília, 12 fev. 1998.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 068, de 23 de setembro de 1998**. Requisitos de segurança necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga – CVC. Diário Oficial da União, Brasília, 25 set. 1998.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 102, de 31 de agosto de 1999**. Dispõe sobre a tolerância máxima de peso bruto de veículos. Diário Oficial da União, Brasília, 20 set. 1999.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 164, de 10 de setembro de 2004**. Acresce parágrafo único ao art. 1º da Resolução CONTRAN nº 68/98. Diário Oficial da União, Brasília, 15 set. 2004.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 210, de 13 de novembro de 2006**. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 22 nov. 2006.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 211, de 13 de novembro de 2006.** Requisitos necessários à circulação de Combinações de Veículos de Carga – CVC. Diário Oficial da União, Brasília, 22 nov. 2006.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 258, de 30 de novembro de 2007.** Regulamenta os artigos 231, X e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 06 dez. 2007.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 301, de 18 de dezembro de 2008.** Dispõe sobre a tolerância máxima de 7,5% (sete e meio por cento) de peso bruto, transferidos por eixo aos pavimentos das vias públicas para efeito de aplicação da Resolução CONTRAN nº 258/2007. Diário Oficial da União, Brasília, 22 dez. 2008.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 328, de 14 de agosto de 2009.** Altera o prazo previsto no art. 17 da Resolução CONTRAN nº 258/2007, que regulamenta os arts. 231, X e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 18 ago. 2009.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 337, de 17 de dezembro de 2009.** Altera o prazo previsto no art. 17 da Resolução CONTRAN nº 258/2007, que regulamenta os arts. 231, X e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 21 dez. 2009.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 353, de 24 de junho de 2010.** Altera o prazo previsto no art. 17 da Resolução CONTRAN nº 258/2007, que regulamenta os arts. 231, X e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 25 jun. 2009.

BRASIL. **Resolução CONTRAN nº 365, de 24 de novembro de 2010.** Altera o prazo previsto no art. 17 da Resolução CONTRAN nº 258/2007, que regulamenta os arts. 231, X e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 26 nov. 2010.

BRASIL. **Resolução nº 489, de 05 de junho de 2014.** Altera os artigos 5º e 9º da Resolução nº 258, de 30 de novembro de 2007, do Conselho Nacional de Trânsito – CONTRAN, que regulamenta os artigos 231 e 323 do Código de Trânsito Brasileiro, fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância e dá outras providências. Diário Oficial da União, Brasília, 06 jun. 2014.

BRASIL. **Resolução nº 526, de 29 de abril de 2015.** Referenda a Deliberação nº 142 de 17 de abril de 2015 que dispõe sobre a alteração da Resolução CONTRAN nº 211, de 13 de novembro de 2006, e da Resolução CONTRAN nº 258, de 30 de novembro de 2007 e revoga a Resolução CONTRAN nº 489 de 05 de junho de 2014. Diário Oficial da União, Brasília, 30 abr. 2015.

BRITO, L. A. T.; CERATTI, J. A. P.; NÚÑEZ, W. P.; BOCK, A.; VITORELLO, T.; HIRSCH, F.; CRONST, F; CEZIMBRA, R.; TIEFENSEE, M. D., MATTA, H. A. N. **Implantação de um sistema de pesagem em movimento em alta velocidade na rodovia BR-290 / RS, Free Way, para estudo de espectro de cargas comerciais rodantes.** Revista Estradas, n. 18, p. 22–28, 2013.

BROWN, S. F.; NEEDHAM, D. **A study of cement modified bitumen emulsion mixtures.** Annual Meeting of the Association of Asphalt Paving Technologists, p. 1–22, 2000.

BUCHANAN, S. **Traffic Load Spectra Development for the 2002 AASHTO Pavement Design Guide.** Mississippi Department of Transportation. Mississippi State University, 2004.

CANADÁ. **Section 55 of the Roads Act R.S.P.E.I. 1988, Cap. R-15.** Vehicle Weights and Dimensions Regulations, 2010.

CARDONE, F.; GRILLI, A.; BOCCI, M.; GRAZIANI, A. **Curing and temperature sensitivity of cement-bitumen treated materials.** International Journal of Pavement Engineering, v. 16, n. 10, p. 868-880, 2015.

CHAN, Y. C. **Truck overloading study in developing countries and strategies to minimize its impact.** Dissertação de mestrado, Queensland University of Technology, Queensland, 2008.

CHOU, C. **Applying the high-speed weigh-in-motion to law enforcement.** International Seminar of Weigh-in-motion, 2011.

ČÍŽKOVÁ, Z.; SUDA, J.; VALENTIN, J.; KRPÁLEK, O. **Complex modulus and stiffness modulus of cold recycled mixes.** International Journal of Advanced Research in Science and Engineering, v. 4, n. 2, p. 40–53, 2015.

COLLINGS, D.; JENKINS, K. **The long-term behaviour of bitumen stabilized materials (BSMs).** 10th Conference on Asphalt Pavement for Southern Africa, 2011.

COTTINEAU, LM.; JACOB, B.; HORNYCH, P; SCHMIDT, F.; KLEIN, E. **Direct enforcement of overload by wim.** In: 7th International Conference on Weigh-In-Motion (ICWIM7), Foz do Iguaçu, Brazil, 2016.

CUNAGIN, W.; MICKLER, W.; WRIGHT, C. **Evasion of weight-enforcement stations by trucks.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 1570, n. 970849, p. 181–190, 1997.

DAVIS, J. **Live-load models for design and fatigue evaluation of highway bridges.** Tese de Doutorado, University of Rutgers. Department of Civil and Environmental Engineering, 2007.

DEEN, R. C.; SOUTHGATE, H. F.; MAYES, J. G. **The effect of truck design on pavement performance.** Annual Meeting of The Association of Asphalt Paving Technologists. Kentucky Department of Transportation, 1980.

DIEFENDERFER, B. K.; BOWERS, B. F.; SCHWARTZ, C. W.; FARZANEH, A.; ZHANG, Z. **Dynamic modulus of recycled pavement mixtures.** Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, n. 2575, p. 19–26, 2016.

DOUPAL, E.; ADAMEOVA, Z.; KRIZ, I. **Start of direct enforcement in the Czech Republic.** 7th International Conference on Weigh-in-Motion: ICWIM7, Foz do Iguaçu, 2016.

EBELS, L. -J.; JENKINS, K. J.; COLLINGS, D; **Cold mix (bitumen stabilisation) technology in Southern Africa into the 21st Century.** International Symposium On Pavement Recycling, São Paulo, 2005.

EBELS, L.-J. **Characterisation of material properties and behaviour of cold bituminous mixtures for road pavements**, Tese de Doutorado, Stellenbosch University, South Africa, 2008.

ESTADOS UNIDOS. **Section 127 of Title 23 - Highways, United States Code (U.S.C.)**. Establishes weight limitations for vehicles operating on the Interstate System. United States Code, 2011.

FERNANDES JR., J. L. **Investigação dos efeitos das solicitações do tráfego sobre o desempenho de pavimentos**. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

Federal Highway Administration (FHWA). **Traffic monitoring guide**. U.S. Department of Transportation, Washington D.C., 2013.

Federal Highway Administration (FHWA). **FHWA vehicle types**. USDOT, 2001.

FERRI, S. Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. -- ed.rev. -- São Paulo, 2013. 331 p.

FONTENELE, H. B. **Representação do tráfego de veículos rodoviários de carga através de espectros de carga por eixo e seu efeito no desempenho dos pavimentos**. Tese de doutorado, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

FONTENELE, H. B.; ZANUNCIO, C. E. M.; SILVA JUNIOR, C. A. P. **O excesso de peso nos veículos rodoviários de carga e seu efeito**. Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 18, p. 95–103, 2011.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav**. Tese de doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated soil mechanics in engineering practice**. New Jersey: John Wiley & Sons, 909 p., 2012.

FRITZEN, M.A. **Desenvolvimento e Validação de Função de Transferência para Previsão do Dano por Fadiga em Pavimentos Asfálticos**. Tese D.Sc., Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro – RJ, 2016. FU, P.; HARVEY, J. T. **Temperature sensitivity of foamed asphalt mix stiffness: Field and lab study**. International Journal of Pavement Engineering, v. 8, n. 2, p. 137–145, 2007.

FU, P.; JONES, D.; HARVEY, J. T.; BUKHARI, S. A. **Laboratory test methods for foamed asphalt mix resilient modulus**. Road Materials and Pavement Design, v. 10, n. 1, p. 188–212, 2011.

FU, P.; JONES, D.; HARVEY, J. T.; HALLES, F. A. **Investigation of the curing mechanism of foamed asphalt mixes based on micromechanics principles**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 22, n. 1, p. 29–38, 2010.

GAJDA, J., BURNOS, P., SROKA, R. **Weigh-in-motion systems for direct enforcement in Poland**. In: 7th International Conference on Weigh-In-Motion (ICWIM7), Foz do Iguaçu, 2016.

GHABCHI, R., SINGH, D., ZAMAN, M. **Evaluation of moisture susceptibility of asphalt mixes containing RAP and different types of aggregates and asphalt binders using the surface free energy method.** Construction and Building Materials, v. 73, p. 479-489, 2014.

GHOSN, M. et al. **Effects of overweight vehicles on New York State DOT infrastructure.** NYS Department of Transportation. The City College of New York, 2015.

GIULIANI, F., RASTELLI, S. **An analytical approach to evaluate the performance of cold recycled asphalt mixtures.** In: Proceedings of International RILEM Conference on the Use of Recycled Materials in Building and Structures, Barcelona, Spain p. 13-22, 2004.

GODENZONI, C., GRAZIANI, A., BOCCI, E., BOCCI, M. **The evolution of the mechanical behavior of cold recycled mixtures stabilised with cement and bitumen: field and laboratory study.** Road Materials and Pavement Design, v. 19, n. 4, p. 856–877, 2018.

GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; BOCCI, M. **Influence of reclaimed asphalt content on the complex modulus of cement bitumen treated materials.** In: 6th International conference bituminous mixtures and pavements, Thessaloniki, p. 589–596, 2015.

GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; BOCCI, M.; GRILLI, A.; BOCCI, E. **Instrumented test section for analyzing the curing process of cold-recycled mixtures,** p. 1275–1282, 2017.

GODENZONI, C.; GRAZIANI, A.; PERRATON, D. **Complex modulus characterisation of cold-recycled mixtures with foamed bitumen and different contents of reclaimed asphalt.** Road Materials and Pavement Design, v. 18, n. 1, p. 130–150, 2016.

GRAZIANI A; GODENZONI C; CARDONE F; BOCCI M. **Effect of curing on the physical and mechanical properties of cold-recycled bituminous mixtures.** Materials & Design, v. 95, p. 358–369, 2016.

GRAZIANI, A.; IAFELICE, C.; RASCHIA, S.; PERRATON, D.; CARTER, A. **A procedure for characterizing the curing process of cold recycled bitumen emulsion mixtures.** Construction and Building Materials, v. 173, p. 754–762, 2018.

GRUBBS, F. E. **Procedures for detecting outlying observations in samples.** Technometrics, Vol. 11, No. 1, pp. 1-21, 1969.

GUATIMOSIM, F. V. **Mechanical Behaviour and Structural Performance of Recycled Foamed Bitumen Stabilized Materials Mechanical Behaviour and Structural Performance of Recycled Foamed Bitumen.** 2015. 127 f. Dissertação de Mestrado – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

GUATIMOSIM, F. V.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B.; JENKINS, K. J. **Laboratory and field evaluation of cold recycling mixture with foamed asphalt.** Road Materials and Pavement Design, v. 19, n. 2, p. 385–399, 2018.

GUTIÉRREZ, J. C. H; CANALE, A. C. **Influencia de los parámetros de carga em la estabilidad direccional de um veículo combinado.** Información Tecnológica (Impresa), v. 20(4), p. 131-136, 2009.

HAL K. T., DARTER M. I., HOERNER T. E., KHAZANOVICH L., **LTPP Data Analysis Phase 1 : Validation of Guidelines for K-Values Selection and Concrete Pavement Performance Prediction**, Federal Highway Administration, McLean, 1997. HALLENBECK, M.; WEINBLATT, H. **NCHRP Report 509: Equipment for collecting traffic load data**. Transportation Research Board, Washington, 2004.

HAN, Z.; VANAPALLI, S. K. **Prediction of the resilient modulus of unsaturated base-course materials**. IFCEE 2015, n. March, p. 2112–2121, 2015.

HAN, Z.; VANAPALLI, S. K. **Prediction of the variation of the resilient modulus with respect to the soil suction for three granular materials using three methods**. Pavement Materials, Structures, and Performance - Geo-Shanghai 2014, p. 414–423, 2014.

HANG, W.; XIE, Y.; HE, J. **Practices of using weigh-in-motion technology for truck weight regulation in China**. Transport Policy, v. 30, p. 143–152, 2013.

HOFFMAN, M. S.; THOMPSON, M. R. **Mechanistic interpretation of nondestructive pavement testing deflections**. **Transportation Engineering Series: Civil Engineering Studies**, n. 32. Illinois Cooperative Highway and Transportation, Series, n.190, Illinois: University of Illinois, 1981.

HOFFMAN M.S., **Direct Method for Evaluating Structural Needs of Flexible Pavements with Falling-Weight Deflectometer Deflections**, Transportation Research Record, 2003.

HORAK, E., **Aspects of deflection basin parameters used in a mechanistic rehabilitation design procedure for flexible pavements in South Africa**. Tese (Philosophiae Doctor), University of Pretoria – 1987.

JACOB, B.; FEYPELL-DE LA BEAUMELLE, V. **Improving truck safety: Potential of weigh-in-motion technology**. IATSS Research, v. 34, n. 1, p. 9–15, 2010.

JACOB, B.; LOO, H. VAN. **Weigh-in-motion for enforcement in Europe**. In: International Conference on Heavy Vehicles, p. 25–38, 2008.

JENKINS, K. J. **Mix design considerations for cold and half-warm bituminous mixes with emphasis on foamed bitumen**. Tese de Doutorado, Stellenbosch University, South Africa, 2000.

JOOSTE, F.; LONG, F. **A knowledge based structural design method for pavements incorporating bituminous stabilized materials**. Technical Memorandum, 2007.

KARIM, M. R.; IBRAHIM, N. I.; SAIFIZUL, A. A.; YAMANAKA, H. **Effectiveness of vehicle weight enforcement in a developing country using weigh-in-motion sorting system considering vehicle by-pass and enforcement capability**. IATSS Research, v. 37, n. 2, p. 124–129, 2014.

KHOSRAVIFAR, S.; SCHWARTZ, C. W.; GOULIAS, D. G. **Mechanistic structural properties of foamed asphalt stabilised base materials**. International Journal of Pavement Engineering, v. 16, n. 1, p. 27–38, 2014.

KIM, Y.R.; PARK, H. **Use of Falling Weight Deflectometer multi-load data for pavement strength estimation**. Final Report FHWA/NC-2002-006, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, 2002.

KIM, Y.R.; RANJITHAN, R.S. **Assessing pavement layer condition using deflection data**. NCHRP 10-48, National Cooperative Highway Research Program, Department of Civil Engineering, North Carolina State University, Raleigh, 2002.

KIM, Y.; IM, S.; LEE, H. T. **Impacts of curing time and moisture content on engineering properties of cold in-place recycling mixtures using foamed or emulsified asphalt**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 23, n. 5, p. 542–553, 2011.

KRAHN, J.; FREDLUND, D. G. **On total, matric and osmotic suction**. Soil Science, v. 114, n. 5, p. 339–348, 1972.

KUCHIISHI, A. K.; ANDRADE, L. R.; BESSA, I. S.; ESTEVES, S. F.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B. **Influência da granulometria nas propriedades mecânicas de misturas recicladas a frio estabilizadas com emulsão asfáltica e cimento Portland**. In: Congresso Ibero-Latinoamericano del Asfalto, 12 p., 2017.

KUCHIISHI, A. K.; VASCONCELOS, K. L.; BERNUCCI, L. L. B., **Influence of viscoelastic properties of cold recycled asphalt mixtures on pavement response**. International Society for Asphalt Pavements Conference, 8 p., 2018.

KUNA, K.; AIREY, G.; THOM, N. **Mix design considerations of foamed bitumen mixtures with reclaimed asphalt pavement material**. International Journal of Pavement Engineering, v. 18, n. 10, p. 902–915, 2016.

LEANDRI, P.; LOSA, M.; DI NATALE, A. **Field validation of recycled cold mixes viscoelastic properties**. Construction and Building Materials, v. 75, p. 275–282, 2014.

LEE, C. E.; GARNER, J. E. **Collection and Analysis of Augmented Weigh-in-Motion Data**. Texas Department of Transportation, The University of Texas at Austin, 1996.

LI, Z.; HAO, P.; LIU, H.; XU, J.; CHEN, Z. **Investigation of early-stage strength for cold recycled asphalt mixture using foamed asphalt**. Construction and Building Materials, v. 127, p. 410–417, 2016.

LIEBENBERG, J. J. E.; VISSER, A. T. **Stabilization and structural design of marginal materials for use in low-volume roads**. Transportation Research Record, v. 1819, n. LVR8-1097, 2003.

LIEBENBERG, J. J. E.; VISSER, A. T. **Towards a mechanistic structural design procedure for emulsion-treated base layers**. Journal of the South African Institution of Civil Engineering, v. 46, n. 3, p. 2-8, 2004.

LIVNEH M., **On the reliability of excluding thickness in forward-calculating pavement parameters**, Road Materials and Pavement Design, Volume 11, 2010.

LOH, WY. **Classification and regression trees**, January 2011. Disponível em: www.stat.wisc.edu/~loh/treeprogs/guide/wires11.pdf. Acesso em: setembro 2017.

LOH, WY. **Fifty years of Classification and Regression Trees** (with discussions and rejoinder). In International Statistical Review. v.82 (3), pp. 329-370, 2014.

LONG, B., SHATNAWI, S., **Structural evaluation of rigid pavement sections**, Road Materials and Pavement Design, 1:1-2, 97-117, 2000. DOI: 10.1080/14680629.2000.9689886

LOPES, F. M.; SANTOS, C. R. G.; FORTES, T.M; FERRI, S.; SUZUKI, C. Y. **Proposta de metodologia para avaliação e pavimentos asfálticos utilizando características das bacias deflectométrica**. In: 4º Congresso de Infraestrutura de Transportes – Coninfra 2010. SÃO PAULO, SP, 2010. ISSN 1983-3903.

LU, N.; LIKOS, W. J. **Unsaturated Soil Mechanics**. New Jersey: John Wiley and Sons, 569 p., 2004.

MACÊDO, J. A. G. **Interpretação de ensaios deflectométricos para avaliação estrutural de pavimentos flexíveis**. Tese (Doutorado). Universidade do Rio de Janeiro – 1996.

MARCANDALI SILVA, F. V. **Avaliação do comportamento de pavimentos com camada reciclada de revestimentos asfálticos a frio com emulsão modificada por polímero**. Dissertação de Mestrado, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

MARINHO, F. A. **Shrinkage behaviour of some plastic soils**. Tese de Doutorado, Imperial College of Science, Technology and Medicine, 216 p., 1994.

MEOCCI, M.; GRILLI, A.; LA TORRE, F.; BOCCI, M. **Evaluation of mechanical performance of cement-bitumen-treated materials through laboratory and in-situ testing**. Road Materials and Pavement Design, v. 18, n. 2, p. 376–389, 2016.

MOLOTO, P. K. **Accelerated curing protocol for bitumen stabilized materials**. Dissertação de Mestrado, Stellenbosch University, África do Sul, 2010.

NASCIMENTO, L. A. H. **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

NASCIMENTO, L.A.H. **Implementation and validation of the viscoelastic continuum damage theory for asphalt mixture and pavement analysis in Brazil**. Tese de Doutorado. North Carolina State University. p.335, 2015.

NASCIMENTO, L.A.H. **Uso do VECD na Análise de Pavimentos Asfálticos**. Apresentação EPUSP, Disciplina PTR 5916. Outubro, 2016.

NAVIN, F. P. D. **Estimating truck's critical cornering speed and factor of safety**. Journal of Transportation Engineering, v. 118, n. 1, p. 130-145, 1992.

NICHOLS, A. P.; CHOU, C.-S.; DAYAN, S. **Evaluation of the percent of overloaded vehicles receiving proper permits**. West Virginia Department of Transportation, Marshall University, 2015.

NIVEDIYA, M. K.; VEERARAGAVAN, A.; KRISHNAN, J. M. **How to characterize the mechanical response of Bitumen Stabilized Material?**, 2016.

NIVEDIYA, M. K.; VEERARAGAVAN, A.; RAVINDRAN, P.; KRISHNAN, J. M. **Investigation on the influence of air voids and active filler on the mechanical response of bitumen stabilized material.** Journal of Materials in Civil Engineering, v. 30, n. 3, p. 1–13, 2018.

OLOO, S. **A bearing capacity approach to the design of low-volume traffic roads.** Tese de Doutorado, Faculty of Graduate Studies and Research, University of Saskatchewan, Saskatoon, 1994.

PAPAGIANNAKIS, A.; BRACHER, M.; LI, J.; JACKSON, N. **Optimization of traffic data collection for specific pavement design applications.** Office of Infrastructure Research and Development. Washington State University, 2006.

PAPAVASILIOU, V.; LOIZOS, A. **Field performance and fatigue characteristics of recycled pavement materials treated with foamed asphalt.** Construction and Building Materials, v. 48, p. 677–684, 2013.

PELLINEN, T. K.; WITCZAK, M. W.; BONAQUIST, R. F. **Asphalt mix master curve construction using sigmoidal fitting function with non-linear least squares optimization.** In: Recent advances in materials characterization and modeling of pavement systems, 2004.

PÉREZ, I.; MEDINA, L.; ÁNGEL DEL VAL, M. **Mechanical properties and behaviour of in situ materials which are stabilised with bitumen emulsion.** Road Materials and Pavement Design, v. 14, n. 2, p. 221–238, 2013.

PETERLINI, P. **Cargas por eixo e fatores de veículos obtidos em rodovias federais concessionadas do estado do Paraná.** Dissertação de mestrado, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

PILLAY, K.; BOSMAN, J. **Heavy vehicle overload control in the city of Tshwane.** 20th South African Transport Conference, 2001.

PINTO, S. **Módulos Resilientes de Concreto Asfáltico.** DNER / IPR, 1980.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação rodoviária: conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis.** Ed. COPIARTE. Rio de Janeiro, 2002.

RASCHIA, S.; PERRATON, D.; CARTER, A.; GRAZIANI, A.; VAILLANCOURT, M. **Effect of reclaimed asphalt gradation on bitumen emulsion mixtures,** 2018.

ROADDEX Network. **Effect of axle and tyre configurations on pavement durability – A prestudy,** 2014.

ROSSIGALI, C., E. **Atualização do Modelo de Cargas Móveis para Pontes Rodoviárias de Pequenos Vãos no Brasil.** Tese de D.Sc. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2013.

SADEGHI, J. M.; FATHALI, M. **Deterioration analysis of flexible pavements under overweight vehicles.** Journal of Transportation Engineering, v. 133, n. 11, p. 625–633, 2007.

SAPEN. **South African Pavement Engineering Manual.** South Africa – (2014).

SCHWARTZ, C. W.; KHOSRAVIFAR, S. **Design and evaluation of foamed asphalt base materials**. Research Report, Maryland Department of Transportation, 86 p., 2013.

SELEZNEVA, O. I.; AYRES, M; HALLENBECK, M.; RAMACHANDRAN, A.; SHIRAZI, H.; VON QUINTUS, H. **MEPDG traffic loading defaults derived from traffic pooled fund study**. Office of Infrastructure Research and Development. Applied Research Associates, Inc., 2016.

SIDDHARTHAN, B. R. V, YAO, J., MEMBER, S., e SEBAALY, P. E. **Pavement strain from moving dynamic 3d load distribution**. Journal of Transportation Engineering, v. 124, n. 6, p. 557–566, 1998.

SIDDHARTHAN, R. V., SEBAALY, P. E., EL-DESOUKY, M., STRAND, D., HUFT, D. **Heavy off-road vehicle tire-pavement interactions and response**. Journal of Transportation Engineering, v. 131, n. 3, p. 239–247, 2005.

SRIDHAR, B. K. **Characterization and development of axle load spectra to enhance pavement design and performance on the basis of new mechanistic-empirical design guide in Louisiana**. Dissertação de Mestrado, Louisiana State University, Baton Rouge, 2008.

STANCZYK, D.; KLEIN, E. **Heavy traffic data collection and detection of overloaded HGV**. Procedia - Social and Behavioral Sciences, v. 48, p. 133–143, 2012.

STEPHENS, J.; QI, Y.; AL-KAISY, A.; VENEZIANO, D.; VILLWOCK-WITTE, N.; FORSYTHE, S.; MCCARTHY, D.; EWAN, L. **Montana weigh-in-motion (WIM) and automatic traffic recorder (ATR) strategy**. Montana Department of Transportation, Helena, 2013.

STIMILLI, A.; FERROTI, G.; GRAZIANI, A.; CANESTRARI, F. **Performance evaluation of a cold-recycled mixture containig high percentage of reclaimed asphalt**. Road Materials and Pavement Design, v. 14, n. s1, p. 149–161, 2013.

TABAKOVIĆ, A.; MCNALLY, C.; FALLON, E. **Specification development for cold in-situ recycling of asphalt**. Construction and Building Materials, v. 102, p. 318–328, 2016.

TEBALDI, G.; DAVE, E. V.; MARSAC, P.; MURAYA, P.; HUGENERE, M.; PASETTOF, M.; GRAZIANI, A.; GRILLI, A.; BOCCI, M.; MARRADI, A.; WENDLING, L.; GAUDEFROYC, V.; JENKINS, K. et al. **Synthesis of standards and procedures for specimen preparation and in-field evaluation of cold-recycled asphalt mixtures**. Road Materials and Pavement Design, v. 15, n. 2, p. 272–299, 2014.

TIMERMAN, J. **Histórico das normas brasileiras para cargas móveis em projetos de pontes e viadutos**. Revista Concreto e Construções. Edição 80. 2015. ISSN 809-7197.

TUROCHY, R. E.; TIMM, D. H.; TISDALE, S. M. **Truck equivalency factors, load spectra modeling and effects on pavement design**. Alabama Department of Transportation, Auburn University, 2005.

TWAGIRA, E. M. **Influence of durability properties on performance of bitumen stabilized materials**, Tese de Doutorado, Stellenbosch University, South Africa, 285 p., 2010.

Ulloa, A., Hajj, E. Y., Siddharthan, R. V., e Sebaaly, P. E. **Equivalent loading frequencies for dynamic analysis of asphalt pavements**. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 25, n. 9, p. 1162–1170, 2013.

UNIÃO EUROPÉIA. **Council Directive 96/56/EC of 25 July 1996**. Establishes maximum authorized dimensions in national and international traffic and the maximum authorized weights in international traffic, Official Journal nº 235, 1996.

VOROBIEFF, G. **Design of foamed bitumen layers for roads**. AustStab Workshop on Road Stabilisation in QLD, 2005.

WIRTGEN. **Wirtgen Cold Recycling Technology**. First Edition. Windhagen: Wirtgen GmbH, 370 p., 2012.

WSDOT EVERSERIES USER GUIDE. **Pavement Analysis Computer Software and Case Studies**. Washington State Department of Transportation, 2005.

XU, B., S. R. RANJITHAN, AND Y. R. KIM. **New Relationships Between Falling Weight Deflectometer Deflections and Asphalt Pavement Layer Condition Indicators**. In Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, No. 1806, TRB, National Research Council, Washington, D.C., 2002, pp. 48-56.

ZAPATA, C. E.; PERERA, Y. Y.; HOUSTON, W. N. **Matric suction prediction model in new AASHTO mechanistic-empirical pavement design guide**. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2101,

