

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

Lucas Dotto Bueno

**CONTRIBUIÇÃO PARA A PREVISÃO EMPÍRICO-MECANICISTA DA
IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E SEUS DESDOBRAMENTOS
ECONÔMICOS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

TESE DE DOUTORADO

**Santa Maria, RS, Brasil
2019**

Lucas Dotto Bueno

**CONTRIBUIÇÃO PARA A PREVISÃO EMPÍRICO-MECANICISTA DA
IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E SEUS DESDOBRAMENTOS
ECONÔMICOS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

Tese apresentada ao Curso de Doutorado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), com requisito parcial para obtenção do grau de **Doutor em Engenharia Civil**.

Orientador: Prof. Dr. Deividi da Silva Pereira
Coorientador: Prof. Dr. Luciano Pivoto Specht

Santa Maria, RS, Brasil
2019

Bueno, Lucas Dotto

CONTRIBUIÇÃO PARA A PREVISÃO EMPÍRICO-MECANICISTA DA
IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E SEUS DESDOBRAMENTOS
ECONÔMICOS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS / Lucas Dotto Bueno.-
2019.

370 p.; 30 cm

Orientador: Deividi da Silva Pereira

Coorientador: Luciano Pivoto Specht

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Santa
Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil, RS, 2019

1. Avaliação Funcional 2. Irregularidade Longitudinal
3. Perfilômetro Inercial 4. International Roughness Index
5. Modelos de Previsão de Desempenho I. da Silva
Pereira, Deividi II. Pivoto Specht, Luciano III. Título.

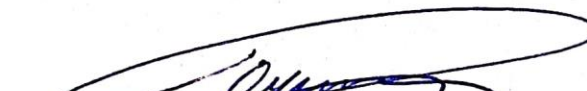
Sistema de geração automática de ficha catalográfica da UFSM. Dados fornecidos pelo autor(a). Sob supervisão da Direção da Divisão de Processos Técnicos da Biblioteca Central. Bibliotecária responsável Paula Schoenfeldt Patta CRB 10/1728.

Lucas Dotto Bueno

**CONTRIBUIÇÃO PARA A PREVISÃO EMPÍRICO-MECANICISTA DA
IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E SEUS DESDOBRAMENTOS
ECONÔMICOS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS**

Tese apresentada ao Curso de Doutorado
do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal de
Santa Maria (UFSM), com requisito parcial
para obtenção do grau de **Doutor em
Engenharia Civil**


Aprovado em 03 de maio de 2019:


Déivid da Silva Pereira, Dr. (UFSM)
(Presidente/Orientador)


Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)
(Coorientador)


Luis Alberto Herrmann do Nascimento, Phd. (CENPES/PETROBRAS)


Marcos Antonio Fritzen, Dr. (UFRJ)


Tatiana Cureau Cervo, Drª. (UFSM)


Magnos Baroni, Dr. (UFSM)

Santa Maria, RS, Brasil
2019

AGRADECIMENTOS

Expresso minha gratidão...

A minha companheira de todas as horas, Ana Helena Back, que dividiu e compartilhou comigo todas as dificuldades e questionamentos internos que tive ao longo deste curso de pós-graduação.

A toda minha família, em especial aos meus pais, Nádía e Nelmo, por me apoiarem nas decisões de seguir os estudos em nível de pós-graduação, entendendo as dificuldades geradas ao longo do percurso.

A Rede de Tecnologia em Asfaltos ANP/PETROBRAS e a CAPES, pelo financiamento das bolsas de estudos que, em momentos distintos, possibilitaram o desenvolvimento desta pesquisa. A ANP/PETROBRAS, uma menção especial pelo suporte às pesquisas do GEPPASV/UFSM, que possibilitaram um crescimento enorme na estrutura física e pessoal do grupo.

Ao meu orientador, Deividi da Silva Pereira, por todas as oportunidades concedidas no decorrer desta parceria profissional, que gerou uma relação mútua de confiança, respeito e amizade. Estendo também os agradecimentos ao meu coorientador, Luciano Pivoto Specht, que sempre se disponibilizou a me auxiliar nos momentos em que necessitei, além de me proporcionar inúmeras inserções em atividades paralelas dentro do LMCC/UFSM, que expandiram meu conhecimento no setor rodoviário. Juntos, vocês dois foram as pessoas que mais impacto tiveram na minha formação como Engenheiro Civil.

Aos professores Magnos Baroni, Tatiana Cervo e Rinaldo Pinheiro, também membros do GEPPASV/UFSM, que contribuíram no convívio diário dentro do grupo de pesquisa, sempre dispostos a me atender nos momentos em que a eles recorri. Ainda, destaco a participação dos professores Magnos e Tatiana na banca examinadora do trabalho, cujas sugestões incorporadas a esta versão final possibilitaram um avanço no patamar científico do trabalho.

Ao Luis Nascimento (ANP/PETROBRAS) e Marcos Fritzen (UFRJ), pelo envio de informações referentes aos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, constituintes do “Projeto Fundão”, fundamentais para a elaboração do presente trabalho, e pela participação na composição da banca examinadora, com colaborações pertinentes e agregadoras ao conteúdo do documento. A estes, agradeço também pela recepção e acolhimento na visita que realizei à UFRJ para

conhecer os segmentos experimentais. Ainda, em todos os momentos em que tive dúvidas referentes às informações repassadas, fui prontamente atendido, o que facilitou o entendimento dos dados.

A *North Carolina State University*, que na figura do Dr. Richard Kim, por intermédio do Luis Nascimento, cedeu à licença do programa LVECD utilizado neste trabalho. Agradeço também a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Universidade Federal de São Paulo (USP) e a Concessão CCR Nova Dutra, que, por intermédio do Luis Nascimento, disponibilizaram as informações referentes aos trechos experimentais utilizados na fase de validação dos modelos de previsão de irregularidade desenvolvidos neste trabalho.

A *Cibermétrica Equipamentos e Serviços Ltda*, desenvolvedora do Perfilômetro Inercial Laser adquirido pela UFSM, que, por meio de seus profissionais, atendeu prontamente todas as demandas e questionamentos referentes ao equipamento na sua fase de operacionalização.

A *Pavesys Engenharia S/S Ltda*, proprietária do equipamento FWD que coletou as bacias deflectométricas nos trechos monitorados pela UFSM.

Aos funcionários e ex-funcionários do GEPPASV/UFSM: Maurício Santos, Eduardo Renz, Eduardo Druzian, Fernando Zucchi e Fernando Boeira; que trabalharam no laboratório ao longo do período que desenvolvi minhas atividades no grupo, prestando auxílio em todos os momentos em que necessitei de seus serviços. Destaco, sobretudo, a importância do Eduardo Druzian na fase de operacionalização do Perfilômetro Inercial adquirido pela UFSM, na qual foi responsável por todo projeto e execução do aparato de fixação no veículo de medição. Ao “chefe” Boeira, um agradecimento especial por todos os conhecimentos transmitidos no decorrer da minha passagem pelo GEPPASV/UFSM.

Aos meus colegas de pós-graduação em Engenharia Civil, representados aqui nas figuras dos amigos Cléber Faccin, Valdir Barboza Jr, Silvio Schuster, Bruno Gonçalves, Rossano Strepel, Jonathan Rehbein, Evelyn Panis, Pedro Orlando, Paula Pascoal, Amanda Sagrilo, Renan Scherer, Débora Bordin, Bethania Correa, Débora Pavi, Thais Aquino e Chaveli Brondani. Ao Silvio, uma menção especial pelo auxílio frequente no entendimento do software LVECD.

Aos alunos de iniciação científica do curso de graduação em Engenharia Civil, que passaram pelo GEPPASV/UFSM ao longo do período deste trabalho. Destaco

aqui os nomes de Gustavo Pinheiro, Pablo Vestena, Jennifer Ilha, Karine Wille, Ketrily Saraiva, Rômulo Pereira, Antônio Vieira, Pedro Ilha e Victoria Nunes.

A Universidade Federal do Pampa (UNIPAMPA), em especial aos alunos dos cursos de Geologia e Engenharia Sanitária e Ambiental, que me proporcionaram uma importante experiência docente em uma etapa parcial desta trajetória.

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

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

RESUMO

CONTRIBUIÇÃO PARA A PREVISÃO EMPÍRICO-MECANICISTA DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E SEUS DESDOBRAMENTOS ECONÔMICOS EM PAVIMENTOS ASFÁLTICOS

AUTOR: Me. LUCAS DOTTO BUENO
ORIENTADOR: Dr. DEVIDI DA SILVA PEREIRA
COORIENTADOR: Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

A garantia das condições de trafegabilidade com segurança e conforto é um dos principais objetivos durante a concepção de uma estrutura viária. O comportamento funcional de uma rodovia é quantitativamente avaliado por meio de índices que determinam, entre outros parâmetros, a irregularidade longitudinal em sua superfície. Assim, inserido no cenário atual de mudanças instituídas na metodologia de dimensionamento de pavimentos no Brasil, o presente trabalho busca contribuir para a previsão da irregularidade, representada pelo *International Roughness Index* (IRI), mediante elaboração de modelos que descrevam o desempenho funcional dos pavimentos nacionais. Com ações de monitoramento efetuadas em segmentos experimentais localizados em Santa Maria/RS e no Rio de Janeiro/RJ, buscou-se avaliar a evolução do IRI, correlacionando este indicador com demais parâmetros medidos em campo. Após a verificação das variáveis independentes que compõem de forma adequada um modelo empírico de irregularidade, buscou-se atrelar a metodologia mecanicista ao escopo do trabalho, mediante previsão de evolução do IRI com uso dos danos médios acumulados, calculados computacionalmente com o auxílio da ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas) e com o programa LVECD (*Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses*). O procedimento possibilitou a elaboração de equações empírico-mecanicistas, com base no IRI inicial obtido após o final do processo construtivo, a idade do pavimento e o dano calculado computacionalmente. Os formatos lineares de evolução do indicador foram os mais satisfatórios, com ajustes representados pelos coeficientes de determinação (R^2) de 0,78 e 0,79, respectivamente para os modelos utilizando os danos médios determinados com o auxílio do AEMC e com o LVECD. Os referidos modelos foram também validados com demais pistas da Rede de Tecnologia em Asfaltos e comparados com equações de previsão existentes na literatura, resultando em significativa coerência e aplicabilidade prática. Por fim, realizou-se uma análise econômica com o programa HDM-4 (*Highway Development and Management Tool*), visando identificar a influência do IRI nos custos operacionais de usuários de rodovias. Os resultados indicaram que a manutenção do IRI dentro de um limite previsto (2,7m/km), em cenários de 10 anos, pode acarretar em uma economia média aproximada de R\$82.000/km/ano nos custos operacionais dos veículos utilizados pelos usuários de rodovias. Em cenários de longo prazo (30 anos), essa economia média pode chegar a aproximados R\$2.768.000/km/ano. Entende-se assim que, com base nos resultados gerados, pode-se prever o desempenho da estrutura em termos de IRI, em associação com a qualidade da mistura asfáltica, transferindo estas interpretações para análises econômicas.

Palavras-chave: Avaliação Funcional; Irregularidade Longitudinal; Perfilômetro Inercial; *International Roughness Index*; Modelos de Previsão de Desempenho.

ABSTRACT

ROUGHNESS MECHANISTIC-EMPIRICAL CONTRIBUTION AND ITS ECONOMICAL DEPLOYMENTS IN ASPHALTIC PAVEMENTS

AUTHOR: Me. LUCAS DOTTO BUENO
SUPERVISOR: Dr. DEIVIDI DA SILVA PEREIRA
JOINT SUPERVISOR: Dr. LUCIANO PIVOTO SPECHT

The guarantee of ride quality conditions with safety and comfort is one of the main objectives during a road structure design. A road functional behavior is evaluated quantitatively by indexes that determine, among other parameters, the surface roughness. Thus, inserted in the current scenario of changes instituted in pavement design methodology in Brazil, the present study seeks to contribute to the roughness prediction, represented by the International Roughness Index (IRI), through the elaboration of functional models from national pavements. Through monitoring actions on sites located in Santa Maria/RS and Rio de Janeiro/RJ, it was aimed to evaluate the evolution of IRI, correlating this indicator with other parameters measured in the field. After verifying which independent variables adequately compose an empirical prediction model, the mechanistic methodology was connect to the work scope, by predicting the IRI evolution using the average damage, calculated computationally with AEMC (Multiple Layers Elastic Analysis) and the LVECD (Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses) software. The procedure allowed the elaboration of mechanistic-empirical prediction equations, based on observed initial IRI, obtained just after pavement construction, pavement age and the computationally calculated average damage. The linear regression model was the most satisfactory pattern for roughness evolution, with coefficients of determination (R^2) value of 0.78 and 0.79, respectively, for the models using average damage determined by AEMC and LVECD. A validation of these models were also attempted with other Brazilian National MEPDG project sites and compared with other literature prediction equations, resulting in significant coherence and practical applicability. Finally, an economic analysis was performed with HDM-4 (Highway Development and Management Tool) software, aiming to identify the roughness influence in road users' operational costs. The results indicated that the maintenance of roughness within a limit (2.7m/km), in 10-year scenarios, can lead to an average economy of approximately R\$82.000/km/year in the vehicles operational costs. In long-term scenarios (30 years), this average economy can reach R\$2.768.000/km/year. Based on the results generated, it is possible to predict the structure performance in terms of IRI, in association with the asphalt mixture quality, transferring these interpretations to economic analyzes.

Keywords: Functional Evaluation; Roughness; Inertial Profilometer; *International Roughness Index*; Performance Prediction Models.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Relação empírica entre Irregularidade e Serventia	31
Figura 2.2 - <i>Electronic Viagraph</i> em operação	33
Figura 2.3 – Montagem do <i>Via-Log</i> no veículo teste	34
Figura 2.4 – Dispositivo CHLOE de medição de Irregularidade	34
Figura 2.5 – <i>BPR Roughometer</i>	36
Figura 2.6 – Equipamentos da classe RTRRMS	37
Figura 2.7 – Esquema de Funcionamento do Integrador IPR/USP	38
Figura 2.8 – Esquema estrutural da primeira versão do <i>Merlin</i>	39
Figura 2.9 – Perfis em um pavimento	40
Figura 2.10 – Sistemática do levantamento topográfico com nível e mira	41
Figura 2.11 – Esquema de funcionamento do <i>Dipstick</i> (a) e situação real de uso (b)	42
Figura 2.12 – Sistema de Operação do Perfilômetro GMR	44
Figura 2.13 – Esquema de funcionamento do <i>Quarter-Car</i> GMR	44
Figura 2.14 – Perfilômetro inercial da <i>Cibermétrica</i> adquirido pela UFSM	45
Figura 2.15 – Funcionamento interno do módulo de medição laser por triangulação	46
Figura 2.16 – Exemplo de relação entre custos operacionais dos veículos e IRI	62
Figura 2.17 – Efeito das condições da rodovia nos custos operacionais dos veículos	63
Figura 2.18 – Confronto entre IRI e consumo de combustível	64
Figura 2.19 – Tendências dos tipos de defeitos modelados no HDM-3	88
Figura 2.20 – Conceito de ciclo de vida do pavimento analisado no HDM-4	98
Figura 2.21 – Seção tipo do pavimento da Av. dos Bandeirantes	112
Figura 3.1 – Fluxograma simplificado da metodologia da presente pesquisa	135
Figura 3.2 – Mapa do Campus da UFRJ com as pistas do Projeto Fundação Destacadas	138
Figura 3.3 – Técnicas de Reabilitação utilizadas nas pistas do Projeto Fundação	140
Figura 3.4 – Temperaturas mínimas e máximas mensais médias do Rio de Janeiro/RJ entre 2007 e 2016	143
Figura 3.5 – Precipitações e umidades relativas do ar mensais médias do Rio de Janeiro/RJ entre 2007 e 2016	144
Figura 3.6 – Localização dos Trechos Monitorados em Santa Maria/RS	145
Figura 3.7 - Estrutura do pavimento monitorado na Av. Roraima em Santa Maria/RS	147
Figura 3.8 – Estrutura do pavimento monitorado na Av. Hélio Basso em Santa Maria/RS	148
Figura 3.9 - Estrutura do pavimento monitorado na BR-158 em Santa Maria/RS	149
Figura 3.10 – Estrutura do Pavimento monitorado na RS-509 em Santa Maria/RS	150
Figura 3.11 - Temperaturas mínimas e máximas mensais médias de Santa Maria/RS entre 2013 e 2018	151
Figura 3.12 - Precipitações e umidades relativas do ar mensais médias de Santa Maria/RS entre 2013 e 2018	152
Figura 3.13 - Tráfego Diário (06 às 22 horas) da Av. Roraima contabilizado de diferentes maneiras	156
Figura 3.14 – Tráfego Diário (06 às 22 horas) da Av. Hélio Basso contabilizado de diferentes maneiras	157

Figura 3.15 - Tráfego Diário (06 às 22 horas) da BR-158 contabilizado de diferentes maneiras.....	157
Figura 3.16 – Perfilômetro Inercial da <i>Pavesys Engenharia</i>	160
Figura 3.17 – Perfilômetro Inercial da UFSM.....	160
Figura 3.18 – Montagem e fixação do suporte para barra laser	162
Figura 3.19 – Levantamento do perfil de referência com nível e mira	163
Figura 3.20 – Trecho de verificação semestral localizado no Campus da UFSM...	167
Figura 3.21 – Execução dos levantamentos de ATR com a treliça (a) e com o perfilômetro (b)	168
Figura 3.22 – Confronto entre afundamentos medidos com o perfilômetro (ATR _P) e com a treliça (ATR _T)	169
Figura 3.23 – Execução do levantamento de área trincada.....	171
Figura 3.24 - FWD utilizado na realização dos ensaios nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS	172
Figura 3.25 - Ajuste de uma bacia deflectométrica no software BAKFAA	174
Figura 3.26 – Interface da ferramenta AEMC do programa MeDiNa	178
Figura 3.27 – Delimitação dos pontos de análise no revestimento asfáltico.....	179
Figura 3.28 – Separação de materiais para envio ao Rio de Janeiro	181
Figura 3.29 – Informações da Estrutura no LVECD.....	184
Figura 3.30 – Informações climáticas no LVECD	187
Figura 3.31 – Informações do Tráfego no LVECD.....	187
Figura 3.32 – Opções de Análise com o LVECD	189
Figura 3.33 – Interface de criação de uma rede rodoviária no HDM-4	190
Figura 3.34 – Interface de ajuste dos parâmetros de calibração do modelo no HDM-4	192
Figura 3.35 – Interface de análise de projeto no HDM-4	193
Figura 3.36 – Mapa localizador das distâncias de transporte dos materiais betuminosos	196
Figura 3.37 – Seleção das alternativas de projeto avaliadas economicamente no HDM-4	198
Figura 3.38 – Localização das pistas de validação no sul e sudeste do Brasil.....	202
Figura 4.1 – Tráfego Acumulado dos trechos monitorados em Santa Maria/RS em escala semi-log.....	205
Figura 4.2 - Tráfego Acumulado dos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 50) em escala semi-log	206
Figura 4.3 - Tráfego Acumulado dos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 93) em escala semi-log	206
Figura 4.4 – Procedimento para obtenção do IRI Inicial no Trecho ID 7	208
Figura 4.5 – Comparação entre medidas de IRI determinadas com diferentes equipamentos nos trechos de Santa Maria/RS.....	209
Figura 4.6 – Classificação dos pavimentos monitorados pelo critério do IRI	213
Figura 4.7 – Confronto entre resultados de IRI e QI nos trechos monitorados de Santa Maria/RS	215
Figura 4.8 – Inconformidades nos resultados de ATR medidos no Trecho ID 2.2..	216
Figura 4.9 – ATR Médio ao longo do Trecho ID 3.2	217
Figura 4.10 – Emenda construtiva no trecho ID 4.2.....	224
Figura 4.11 – Comparação entre as técnicas de cálculo de AT(%)	225
Figura 4.12 - Bacias deflectométricas médias dos trechos de Santa Maria/RS.....	228
Figura 4.13 – Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37)	228

Figura 4.14 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50).....	229
Figura 4.15 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70).....	229
Figura 4.16 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93).....	230
Figura 4.17 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos de Santa Maria/RS ..	237
Figura 4.18 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37).....	237
Figura 4.19 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50).....	238
Figura 4.20 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70).....	238
Figura 4.21 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93).....	239
Figura 4.22 – Dano calculado com o LVECD para os Trechos de Santa Maria/RS	243
Figura 4.23 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37).....	244
Figura 4.24 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50).....	244
Figura 4.25 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70).....	245
Figura 4.26 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93).....	245
Figura 4.27 – Exemplo de compatibilização de resultados no mesmo período de tempo	250
Figura 4.28 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.8) – Linear Empírica com intercepto ajustável.....	260
Figura 4.29 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.9) – Exponencial Empírica com intercepto ajustável.....	260
Figura 4.30 – Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.8) – Linear Empírica com intercepto ajustável	261
Figura 4.31 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.9) – Exponencial Empírica com intercepto ajustável.....	262
Figura 4.32 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.10) - Linear Empírica com intercepto fixo	266
Figura 4.33 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.11) - Exponencial Empírica com intercepto fixo.....	267
Figura 4.34 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.10) - Linear Empírica com intercepto fixo.....	267
Figura 4.35 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.11) - Exponencial Empírica com intercepto fixo	268
Figura 4.36 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.12) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável.....	274
Figura 4.37 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.13) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável	275
Figura 4.38 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.12) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável.....	276
Figura 4.39 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.13) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável.....	276

Figura 4.40 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo.....	278
Figura 4.41 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo	279
Figura 4.42 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo.....	280
Figura 4.43 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo	281
Figura 4.44 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.16) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável.....	283
Figura 4.45 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.17) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável	284
Figura 4.46 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.16) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável	284
Figura 4.47 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.17) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável.....	285
Figura 4.48 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.18) - Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo.....	288
Figura 4.49 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.19) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo.....	289
Figura 4.50 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.18) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo	289
Figura 4.51 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.19) - Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo	290
Figura 4.52 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.10) – Linear Empírica com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação	292
Figura 4.53 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.11) – Exponencial Empírica com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação	293
Figura 4.54 – Confronto entre valores previstos com a Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação.....	296
Figura 4.55 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação	296
Figura 4.56 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.18) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação	298
Figura 4.57 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.19) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação...	298
Figura 4.58 – Estrutura típica utilizada na análise de razoabilidade	305
Figura 4.59 – Curva de dano para as espessuras ideais de projeto (critério de fadiga)	306
Figura 4.60 – Evolução da área trincada para as espessuras ideais de projeto (critério de fadiga)	306
Figura 4.61 – Evolução do IRI para as espessuras ideais de projeto (critério funcional)	307
Figura 4.62 – Comparação entre modelos para o trecho ID 1	309
Figura 4.63 - Comparação entre modelos para o trecho ID 7	309
Figura 4.64 - Comparação entre modelos para o trecho ID 11	310
Figura 4.65 - Comparação entre modelos para o trecho ID 34.....	310
Figura 4.66 - Comparação entre modelos para o trecho ID 46.....	311
Figura 4.67 - Comparação entre modelos para o trecho ID 58.....	311
Figura 4.68 - Comparação entre modelos para o trecho ID 67	312

Figura 4.69 - Comparação entre modelos para o trecho ID 88	312
Figura 4.70 - Comparação entre modelos para o trecho ID 93	313
Figura 4.71 - Comparação entre modelos para o trecho ID 4.1	313
Figura 4.72 – Exemplo de alternativas de projeto no HDM-4 (ID 34)	317
Figura 4.73 – Custo anual médio do usuário ao longo do período de análise com as diferentes soluções de manutenção	321
Figura 4.74 – Relação entre tráfego acumulado e custo dos usuários/N	322

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo dos principais equipamentos de medição de irregularidade longitudinal	48
Tabela 2.2 – Matrizes dos coeficientes “S” e “P” para $dx=0,25m$	57
Tabela 2.3 – Resultados para cálculo do IRI em um Trecho de 11 metros (continua)	57
Tabela 2.4 – Condições de superfície do pavimento em termos de IRI	71
Tabela 2.5 - Condições de superfície do pavimento em termos de IRI medido por sensores sem contato	71
Tabela 2.6 – Condições de superfície em termos de IRI visando empréstimos internacionais	71
Tabela 2.7 - Condições de superfície para divisão de subtrechos homogêneos em termos de IRI.....	72
Tabela 2.8 - Condições de superfície do pavimento em termos de IRI no HDM-4....	75
Tabela 2.9 – Valores recomendados do coeficiente “m” de acordo com a classificação climática no HDM-3.....	90
Tabela 2.10 – Valores padrões de qualidade da via no HDM-4	99
Tabela 2.11 – Tipos de pavimentos “flexíveis” abordados pelo HDM-4	99
Tabela 2.12 – Características dos Trechos avaliados por Lerch (2002)	105
Tabela 2.13 – Codificação para a variável independente C (Classificação Climática da UNESCO).....	120
Tabela 2.14 – Condição para variáveis independentes S e N.....	120
Tabela 2.15 – Espessuras e CBR dos trechos utilizados por Soncim (2011) para validação do modelo de IRI	124
Tabela 2.16 – Classes de parâmetros utilizados nos modelos consultados	131
Tabela 3.1 – Trechos Experimentais do “Projeto Fundação” considerados neste estudo	141
Tabela 3.2 – Estruturas dos Trechos Experimentais do “Projeto Fundação” considerados neste estudo	142
Tabela 3.3 - Trechos Experimentais da UFSM considerados neste estudo.....	153
Tabela 3.4 – Estrutura dos Trechos da UFSM considerados neste estudo (continua)	153
Tabela 3.5 – Ficha Horária de Contagem de Tráfego	155
Tabela 3.6 – Cargas máximas legais dos eixos comerciais adotados na composição do tráfego	159
Tabela 3.7 – Verificação da exatidão do Perfilômetro Inercial da UFSM	164
Tabela 3.8 – Verificação da repetibilidade do Perfilômetro Inercial da UFSM.....	165
Tabela 3.9 – Verificação semestral dos resultados de irregularidade com o perfilômetro inercial	167
Tabela 3.10 – Estatística de Regressão para os resultados de ATR com perfilômetro e treliça.....	170
Tabela 3.11 - Distâncias de leitura para formação das bacias deflectométricas	173
Tabela 3.12 – Coeficientes de Poisson adotados na retroanálise.....	173
Tabela 3.13 - Critério de confiabilidade para retroanálise	175
Tabela 3.14 – Distribuição do tráfego adotada no decorrer das horas do dia (Trechos do Rio de Janeiro/RJ e Santa Maria/RS)	188
Tabela 3.15 – Configuração padrão dos trechos no HDM-4	191
Tabela 3.16 - Distâncias médias de transporte para o levantamento de custos	195

Tabela 3.17 - Determinação do custo de transporte de materiais betuminosos	196
Tabela 3.18 - Custo unitário final para fresagem de material asfáltico por m ³	197
Tabela 3.19 - Custo unitário final para a execução de pintura de ligação por m ² ...	197
Tabela 3.20 - Custo unitário final para a execução de novo concreto asfáltico por m ³	198
Tabela 3.21 – Preços inseridos no HDM-4 para a frota de veículos	200
Tabela 3.22 – Composição estrutural dos trechos de validação.....	202
Tabela 4.1 – Estatística de obtenção do IRI _{INICIAL}	208
Tabela 4.2 – IRI (m/km) dos trechos monitorados em Santa Maria/RS	211
Tabela 4.3 - IRI (m/km) dos trechos monitorados no Rio de Janeiro	212
Tabela 4.4 - <i>Flow Number</i> das misturas asfálticas empregadas nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS.....	220
Tabela 4.5 – <i>Flow Number</i> das misturas asfálticas empregadas nos Trechos Monitorados do Rio de Janeiro/RJ.....	220
Tabela 4.6 - Área Trincada (%) nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS	221
Tabela 4.7 - Área Trincada (%) nos Trechos Monitorados do Rio de Janeiro/RJ ...	222
Tabela 4.8 – Diferenças estatísticas nos resultados de AT(%) determinados por três diferentes equipes	223
Tabela 4.9 – Rigidez característica das camadas dos Trechos de Santa Maria/RS (interfaces aderidas)	232
Tabela 4.10 – Rigidez característica das camadas dos Trechos de Santa Maria/RS (interfaces não aderidas)	232
Tabela 4.11 – Rigidez característica das camadas dos Trechos do Rio de Janeiro/RJ (interfaces aderidas)	233
Tabela 4.12 – Rigidez característica das camadas dos Trechos do Rio de Janeiro/RJ (interfaces não aderidas)	234
Tabela 4.13 – Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para pavimentos de Santa Maria/RS.....	235
Tabela 4.14 – Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para pavimentos do Rio de Janeiro/RJ	236
Tabela 4.15 – Coeficientes de ajuste dos Módulos de Relaxação (E _i) pelas séries de Prony	241
Tabela 4.16 – Curvas-Mestras e Coeficientes de translação do princípio de superposição tempo-temperatura	242
Tabela 4.17 – Parâmetros “ α ” de evolução do dano.....	242
Tabela 4.18 – Coeficientes de regressão das curvas características de dano pelo critério do G ^R	242
Tabela 4.19 – Ordenamento dos danos em 120 meses calculados nos trechos monitorados com os diferentes programas.....	247
Tabela 4.20 – Variáveis independentes utilizadas na análise de irregularidade.....	250
Tabela 4.21 – Resumo da ANOVA para o planejamento fatorial do IRI	251
Tabela 4.22 – Agrupamento do parâmetro Dano _{LVECD} conforme classificações dos resultados de IRI.....	252
Tabela 4.23 – Resumo da ANOVA para associação do Dano _{LVECD} com o IRI	253
Tabela 4.24 – Conjunto de variáveis numéricas utilizadas nos modelos empíricos propostos.....	256
Tabela 4.25 – ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.8) e (4.9)	259
Tabela 4.26 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.10) e (4.11) ..	265
Tabela 4.27 - Conjunto de variáveis numéricas utilizadas nos modelos empírico- mecanicistas propostos	272

Tabela 4.28 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.12) e (4.13)...	274
Tabela 4.29 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.14) e (4.15)...	278
Tabela 4.30 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.16) e (4.17)...	283
Tabela 4.31 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.18) e (4.19)...	287
Tabela 4.32 - Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para trechos de validação	294
Tabela 4.33 – Critérios de confiabilidade para cada tipo de via no MeDiNa	300
Tabela 4.34 – Equações de previsão de irregularidade recomendadas para uso...	301
Tabela 4.35 – Resumo dos parâmetros estatísticos das equações de previsão de IRI recomendadas.....	302
Tabela 4.36 – Critérios sugeridos para os limites máximos de irregularidade de acordo com o tipo de via	303
Tabela 4.37 – Análise econômica para cenário de 10 anos.....	318
Tabela 4.38 - Análise econômica para cenário de 15 anos.....	319
Tabela 4.39 - Análise econômica para cenário de 30 anos.....	320
Tabela 5.1 - Equações de previsão de irregularidade recomendadas para uso	326

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

%	Porcentagem
°	Graus
°C	Graus Celsius
E*	Módulo Complexo
ϵ_t	Deformação Principal de Tração
α	Nível de Significância de Teste
AGE	Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação
AASHO	American Association of State Highway Officials
AASHTO	American Association of Highway and Transportation Officials
AAUQ	Areia Asfalto Usinada a Quente
AB	Asfalto Borracha
AEMC	Análise Elástica de Múltiplas Camadas
ANOVA	Análise de Variância
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ANTT	Agência Nacional de Transportes Terrestres
ASTM	American Society for Testing and Materials
AT%	Área do pavimento com presença de trincas
ATR	Afundamento em Trilha de Roda
BID	Banco Interamericano de Desenvolvimento
BIRD	Banco Internacional para Reconstrução e Desenvolvimento
BGS	Brita Graduada Simples
BM	Banco Mundial
BPR	Bureau of Public Roads
cm	Centímetro
CA	Concreto Asfáltico
CAP	Cimento Asfáltico de Petróleo
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CCP	Concreto de Cimento Portland
CE	Ceará
CEN	Comissão Europeia de Normatização
CENPES	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras
CMT	Capacidade Máxima de Tração
CNT	Confederação Nacional do Transporte
CONTRAN	Conselho Nacional de Trânsito
COPPE	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CREMA	Contratos de Restauração e Manutenção Rodoviária
CROW	Technology Platform for Infrastructure, Traffic, Transport and Public Space
CV	Coefficiente de Variação
dIRI	Redução de irregularidade longitudinal após execução de ação corretiva no pavimento
D	Distância média representativa de transporte
Dano _{AEMC}	Dano médio limitado acumulado (calculado com o AEMC)
Dano _{LVECD}	Dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD)
DAER/RS	Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul

DEINFRA	Departamento Estadual de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina
DER/PR	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná
DER/SP	Departamento de Estradas e Rodagem do Estado de São Paulo
DERBA	Departamento de Infraestrutura e Transportes
DERT/CE	Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará
DF	Distrito Federal
$D_{MÁX}$	Deflexão determinada abaixo do ponto de aplicação da carga
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DOT	Departamento dos Transportes dos Estados Unidos
DP.A	Desvio padrão da amostra
E_i	Módulos de Relaxação
EIMC	Enhanced Integrated Climate Model
ES	Especificação de Serviço
ESRD	Eixo Simples de Rodas Duplas
EUA	Estados Unidos da América
FAA	Federal Aviation Administration
FEC	Fator de Equivalência de Carga
Ff	Fator de frota
FGV	Fundação Getúlio Vargas
FHWA	Federal Highway Administration
FIPE	Fundação Instituto de Pesquisas Econômicas
FN	Flow Number
$F_{OBSERVADO}$	Resultado do teste estatístico F de Snedcor
$F_{CRTÍTICO}$	Limite do teste estatístico F de Snedcor
FWD	Falling Weight Deflectometer
GEIPOT	Grupo Executivo de Integração da Política de Transporte
GEPPASV	Grupo de Estudos em Pavimentação e Segurança Viária
GMR	General Motors Research
h	Hora
HDM-3	Highway Design and Maintenance Standards Model
HDM-4	Highway Development and Management Tool
Hz	Hertz
in	Polegadas
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
ICMS	Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços
ICP	Índice de Condição do Pavimento
ID	Identificação
IGG	Índice de Gravidade Global
INMET	Instituto Nacional de Meteorologia
IPCA	Índice Nacional de Preços ao Consumidor Amplo
IPR	Instituto de Pesquisas Rodoviárias
IRI	International Roughness Index
IRI_i	International Roughness Index medido após a construção ou reabilitação
$IRI_{INICIAL}$	International Roughness Index medido após a construção ou reabilitação
IRRE	World Bank International Road Roughness Experiment
IS	Instrução de Serviço

km	Quilômetro
kN	Quilonewton
l	litro
LA	Lama Asfáltica
LEA	Layered Elastic Analysis
LDI	Lucros e Despesas Indiretas
LMCC	Laboratório de Materiais e Construção Civil
LTPP	Long-Term Pavement Performance
LVC	Levantamento Visual Contínuo
LVECD	Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses
LVEMA	Layered Viscoelastic Moving Load Analysis
m	Metro
mi	Milha
mm	Milímetro
ME	Metodologia de Ensaio
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEPDG	Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide
MERLIN	Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation
MPa	Mega Pascal
MR	Módulo de resiliência
MRM	Mays Road Meter
MS	Macadame Seco
N	Número de repetições do eixo padrão
N _A	Número anual de repetições do eixo padrão
N _{AASHTO}	Número de repetições do eixo padrão calculadas com uso dos fatores de equivalência de carga da AASHTO
N _{fad}	Valor de solicitações admissíveis à fadiga
N _{USACE}	Número de repetições do eixo padrão calculadas com uso dos fatores de equivalência de carga da USACE
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
ND	Nova Dutra
PBT	Peso Bruto Total
PBTC	Peso Bruto Total Combinado
PER	Programa de Exploração de Rodovias
PICR	Pesquisa de Inter-relacionamentos de Custos Rodoviários
PMF	Pré-Misturado à Frio
PMQ	Pré-Misturado à Quente
PNUD	Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PRO	Procedimento
psi	Libra força por polegada quadrada
QI	Quociente de Irregularidade
R\$	Reais
R ²	Coeficiente de determinação
RAC	Road Agency Costs
RJ	Rio de Janeiro
RMF	Região Metropolitana de Fortaleza
RMSVA	Root Mean Square Vertical Acceleration
RS	Rio Grande do Sul
RTRRMS	Response-Type Road Roughness Measurement Systems

RUC	Road User Costs
SAMI	Stress-Absorbing Membrane
SC	Santa Catarina
SGP	Sistema de Gerência de Pavimentos
SM	Santa Maria
SNC	Número Estrutural Corrigido
SP	São Paulo
S-VECD	Simplified Viscoelastic Continuum Damage
T	Temperatura
TS	Tratamento Superficial
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TST	Tratamento Superficial Triplo
TRB	Transportation Record Board
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UFSC	Universidade Federal de Santa Catarina
UFSM	Universidade Federal de Santa Maria
UNESCO	Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura
USACE	United States Army Corps of Engineers
USP	Universidade de São Paulo
US\$	Dólar Americano
VB	Viga Benkelman
VDM	Volume Diário Médio
VDM _{AC}	Número absoluto de veículos que trafegam pela rodovia ao longo do período de análise
VDM _C	Volume Diário Médio de veículos comerciais
VSA	Valor de Serventia Atual

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	24
1.1	JUSTIFICATIVA	26
1.2	OBJETIVO GERAL.....	28
1.2.1	Objetivos Específicos	28
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO	29
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1.	AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS 30	
2.1.1	Equipamentos de avaliação de irregularidade longitudinal	33
2.1.1.1.	<i>Equipamentos medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento</i>	35
2.1.1.2.	<i>Equipamentos medidores do perfil da superfície do pavimento</i>	40
2.1.1.3.	<i>Impressões finais acerca dos sistemas de medição de irregularidade</i>	47
2.1.2	Índices que representam a irregularidade longitudinal	48
2.1.2.1.	<i>Quociente de Irregularidade – QI</i>	49
2.1.2.2.	<i>International Roughness Index – IRI</i>	52
2.1.3	O efeito da irregularidade longitudinal de pavimentos sobre os custos operacionais de usuários de rodovias	60
2.1.4	Procedimentos de avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos	67
2.2.	MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL.....	75
2.2.1	Fatores que condicionam o desempenho dos pavimentos asfálticos frente à irregularidade longitudinal	76
2.2.2	Modelo de Queiroz (1981)	81
2.2.3	Modelo de Paterson (1987) – “Modelo do HDM-3”	85
2.2.4	Modelo de Marcon (1996)	91
2.2.5	Modelos revisados pela <i>European Comission</i> (1997)	95
2.2.6	Modelo do HDM-4 (2000)	97
2.2.7	Modelo de Lerch (2002)	104
2.2.8	Modelo de Yshiba (2003)	108
2.2.9	Modelo de Nakahara (2005)	111
2.2.10	Modelo de Benevides (2006)	116
2.2.11	Modelo de Albuquerque (2007)	118
2.2.12	Modelo da AASHTO (2008)	120
2.2.13	Modelo de Soncim (2011)	123
2.2.14	Modelo de Abdelaziz <i>et al</i> (2018)	126
2.2.15	Aspectos importantes inerentes aos modelos de irregularidade longitudinal	127
3	MÉTODOS E TÉCNICAS	133
3.1	PLANEJAMENTO DA PESQUISA	133
3.2	DESCRIÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS.....	136
3.2.1	Trechos monitorados pela COPPE/UFRJ e CENPES no Rio de Janeiro/RJ (“Projeto Fundão”)	137
3.2.1.1	<i>Aspectos climáticos e pluviométricos do Rio de Janeiro/RJ</i>	143
3.2.2	Trechos monitorados pela UFSM em Santa Maria/RS	144
3.2.2.1	<i>Avenida Roraima (Trechos 1.1 e 1.2) em Santa Maria/RS</i>	146

3.2.2.2	<i>Avenida Hélvio Basso (Trechos 2.1 e 2.2) em Santa Maria/RS.....</i>	147
3.2.2.3	<i>BR-158 – “Trevo dos Quartéis” (Trechos 3.1 e 3.2) em Santa Maria/RS.....</i>	148
3.2.2.4	<i>RS-509 – “Faixa Velha” (Trechos 4.1 e 4.2) em Santa Maria/RS.....</i>	150
3.2.2.5	<i>Aspectos climáticos e pluviométricos de Santa Maria/RS.....</i>	151
3.2.2.6	<i>Resumo dos Trechos Monitorados pela UFSM em Santa Maria/RS.....</i>	153
3.3	AÇÕES DE ACOMPANHAMENTO NOS TRECHOS EXPERIMENTAIS	154
3.3.1	Contagens de Tráfego	154
3.3.2	Avaliação da Irregularidade Longitudinal.....	159
3.3.2.1	<i>Montagem e Operacionalização do Perfilômetro Inercial da UFSM.....</i>	161
3.3.3	Determinação dos Afundamentos em Trilha de Roda (ATR)	168
3.3.4	Determinação do Percentual de Área Trincada (AT%)	170
3.3.5	Avaliação Deflectométrica	171
3.4	AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TRECHOS MONITORADOS	176
3.4.1	Avaliação das estruturas com auxílio da ferramenta AEMC.....	176
3.4.2	Avaliação das estruturas com o software LVECD	183
3.4.3	Análise econômica das estruturas com o software HDM-4	189
3.5	DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS TRECHOS UTILIZADOS NA FASE DE VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL	201
4	RESULTADOS E ANÁLISES.....	204
4.1	LEVANTAMENTOS DE CAMPO	204
4.1.1	Tráfego.....	205
4.1.2	Irregularidade Longitudinal.....	207
4.1.3	Afundamento em trilha de roda	215
4.1.4	Área Trincada	221
4.1.5	Deflexão na Superfície.....	225
4.1.5.1	<i>Retroanálise de módulos de resiliência.....</i>	230
4.2	AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TRECHOS MONITORADOS VISANDO O CÁLCULO DOS DANOS MÉDIOS LIMITADOS ACUMULADOS	234
4.2.1	Danos médios limitados acumulados calculados com o auxílio do AEMC	235
4.2.2	Danos médios limitados acumulados calculados com o LVECD.....	240
4.3	PREVISÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL.....	248
4.3.1	Análise estatística das variáveis independentes	248
4.3.2	Modelagem empírica.....	255
4.3.2.1	<i>Modelos empíricos com intercepto ajustável pela regressão.....</i>	258
4.3.2.2	<i>Modelos empíricos com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$</i>	263
4.3.3	Modelagem empírico-mecanicista.....	270
4.3.3.1	<i>Modelos determinados com o auxílio do AEMC</i>	272
4.3.3.1.1	<i>Modelos empírico-mecanicistas determinados com o auxílio do AEMC com intercepto ajustável pela regressão.....</i>	273
4.3.3.1.2	<i>Modelos empírico-mecanicistas determinados com o auxílio do AEMC com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$</i>	277
4.3.3.2	<i>Modelos determinados com o LVECD</i>	281
4.3.3.2.1	<i>Modelos empírico-mecanicistas determinados pelo LVECD com intercepto ajustável pela regressão</i>	282
4.3.3.2.2	<i>Modelos empírico-mecanicistas determinados pelo LVECD com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$</i>	285
4.4	VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE LOGITUDINAL.....	290

4.4.1	Validação dos modelos empíricos	291
4.4.2	Validação dos modelos empírico-mecanicistas	294
4.4.2.1	<i>Modelos determinados com o auxílio do AEMC</i>	295
4.4.2.2	<i>Modelos determinados com o LVECD</i>	297
4.5	SÍNTESE DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE RECOMENDADOS PELO PRESENTE ESTUDO	299
4.5.1	Análise de razoabilidade: exemplo de dimensionamento simplificado utilizando a rotina empírico-mecanicista com critério funcional	304
4.6	COMPARAÇÃO COM OS MODELOS EXISTENTES NA LITERATURA CONSULTADA	308
4.7	ANÁLISE ECONÔMICA COM O HDM-4	315
5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	324
5.1	CONCLUSÕES	324
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	328
	REFERÊNCIAS	330
	APÊNDICE A	343
	APÊNDICE B	350
	APÊNDICE C	355
	APÊNDICE D	357
	APÊNDICE E	364

1 INTRODUÇÃO

A irregularidade longitudinal medida na superfície é um dos principais parâmetros de avaliação das condições de funcionalidade de uma estrutura de pavimento rodoviário. Apesar de bastante difundidos, os índices que determinam e quantificam a irregularidade longitudinal envolvem uma série de aspectos que podem alterar a magnitude de seus resultados. No Brasil, o parâmetro normatizado para avaliação de irregularidade é o Quociente de Irregularidade (QI). Todavia, a boa prática rodoviária e os Manuais de Restauração (DNIT, 2006a) e Gerência de Pavimentos (DNIT, 2011a) já adotaram o *International Roughness Index* (Índice Internacional de Irregularidade - IRI) como o principal quantificador dos desvios da superfície em relação a um plano ideal de referência.

No cenário internacional, data do final da década de 1980 e início da década de 1990 a adoção efetiva do IRI como indicador da irregularidade longitudinal. A publicação dos relatórios técnicos do Banco Mundial (Sayers *et al*, 1986a e 1986b) marcam o início da utilização deste índice, visto que os referidos documentos apresentam as equações que quantificam o IRI, partindo dos conceitos desenvolvidos na *World Bank International Road Roughness Experiment* (IRRE), realizada em 1982 no Brasil.

A efetiva elaboração do IRI consolidou este parâmetro como o indicador utilizado para diagnosticar a ruptura funcional do pavimento a partir do grau de irregularidade em sua superfície, antes verificado por níveis subjetivos de serventia. Desta forma, a necessidade dos métodos de dimensionamento de pavimentos novos e restaurações de prever o desempenho da estrutura em relação aos índices estruturais e funcionais fez com que Paterson (1987), com uso de boa parte do banco de dados compilado por Queiroz (1981), desenvolvesse as bases do modelo de previsão de irregularidade incorporado ao *Highway Design and Maintenance Standards Model* (HDM-3), documentado pelo Banco Mundial em Watanatada *et al* (1987).

Já atualizado em uma nova versão (*Highway Development and Management Tool* - HDM-4), o sistema informatizado do Banco Mundial busca definir prioridades e soluções para procedimentos de manutenção rodoviária, visando à melhor relação custo/benefício para variados níveis de investimento. Na prática da Engenharia Rodoviária contemporânea, qualquer empresa ou órgão que buscar financiamentos

junto ao Banco Mundial deve apresentar projetos e justificativas econômicas com análises efetuadas pelo programa HDM-4. Os Contratos de Restauração e Manutenção Rodoviária (CREMA), elaborados pelo Departamento Nacional de Infraestrutura e Transportes (DNIT), também adotaram o *software* para realizar o monitoramento técnico das deflexões e irregularidades longitudinais das rodovias, avaliando assim o retorno sobre os investimentos realizados.

Inspirados pelo trabalho de Paterson (1987), tanto no cenário nacional quanto internacional, surgiram variados modelos visando prever o desempenho funcional das estruturas de pavimento, servindo como base nas tomadas de decisão de projetos rodoviários. No Brasil, a maior parte dos trabalhos que buscam desenvolver equações matemáticas representativas do dano funcional sofrido pelos pavimentos é voltada à elaboração de Sistemas de Gerência de Pavimentos (SGP), tanto em nível de rede quanto em nível de projeto.

Resumidamente, a gerência de pavimentos consiste em uma ferramenta de administração pública, utilizada para determinar a forma mais eficaz de aplicação dos recursos disponíveis, garantindo a melhor relação custo/benefício. O Manual de Gerência de Pavimentos (DNIT, 2011a) reúne as informações necessárias para utilização do SGP, resumindo os métodos e procedimentos considerados mais eficientes. Adicionalmente, DNIT (2011b) elaborou um relatório com os levantamentos funcionais realizados nas rodovias federais, visando à unificação de um banco de dados que permita a avaliação das condições da rede rodoviária e alimentação do HDM-4.

No cenário nacional, importantes estudos já foram efetuados visando obter equações que representassem a progressão da irregularidade em rodovias revestidas por material asfáltico. Destacam-se os trabalhos realizados com implantação de trechos experimentais, tais como Yshiba (2003), Nakahara (2005) e Soncim (2011), que modelaram a progressão do IRI baseados em trechos restaurados em rodovias e vias urbanas. Tais modelos têm em comum um aspecto: o caráter puramente empírico, fundamentado na correlação entre o desempenho dos pavimentos com os parâmetros estruturais, de tráfego e climáticos considerados nas respectivas equações.

Em paralelo, outros trabalhos elaboraram equações matemáticas para previsão da ruptura funcional a partir dos resultados de *softwares* internacionais de cálculo de esforços e dimensionamento de pavimentos. Um dos exemplos deste

formato de modelo está exposto em Fernandes (2016), que utilizou o *AASHTOWare Pavement ME Design*, desenvolvido pela AASHTO, para prever mecanismos de deterioração de pavimentos, entre eles a irregularidade longitudinal.

Não é intenção de o presente trabalho reduzir os méritos atingidos pelos autores que abordaram o assunto previamente, mas sim buscar um elo entre os modelos empíricos e mecanicistas, visando contribuir para o conhecimento técnico da previsão de desempenho funcional. Dentro desta temática, a hipótese que esta tese busca avaliar está relacionada à existência ou não de uma associação entre o dano médio acumulado limitado (calculado com base em propriedades fundamentais dos materiais e o auxílio de programas computacionais) e a irregularidade longitudinal medida na superfície, juntamente com um indicador inicial da qualidade de execução da implantação ou reabilitação de uma estrutura rodoviária.

Vale também mencionar que, ainda no contexto da presente pesquisa, o Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV) da UFSM trabalha paralelamente, no estudo em andamento de Pavi (2017), investigando o comportamento da irregularidade longitudinal nas camadas estruturais do pavimento, acompanhando este parâmetro a partir da sub-base até a camada final do revestimento. A autora também analisa a redução na irregularidade longitudinal ocasionada pela reabilitação do pavimento, mediante recapeamento com prévia realização de fresagem.

Concomitantemente, o trabalho de Bordin (2018), também em andamento, objetiva avaliar o desempenho de pavimentos monitorados em campo na cidade de Santa Maria/RS (os mesmos utilizados nesta tese, com alguns segmentos adicionais), visando comparar as estruturas projetadas com ensaios laboratoriais e simulações computacionais utilizando *softwares* de análises de esforços. A referida autora faz uso de informações geradas no decorrer dos trabalhos de Santos (2015), Bueno (2016), Faccin (2018) e Schuster (2018), todos inseridos na filosofia integrada de trabalho do GEPPASV.

1.1 JUSTIFICATIVA

O cenário da pavimentação asfáltica brasileira é de mudanças. Está em desenvolvimento um novo método de projeto empírico-mecanicista de pavimentos revestidos por concreto asfáltico, baseado em um banco de dados elaborado pela

Rede de Tecnologia em Asfaltos, uma parceria entre ANP (Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis)/PETROBRAS, DNIT e diversas instituições de ensino espalhadas pelo Brasil, dentre elas a UFSM.

Esforços conjuntos exemplificados pelos trabalhos de Franco (2007), Nascimento (2008), Guimarães (2009), Nascimento (2015) e Fritzen (2016) já trouxeram evoluções significativas para a modelagem dos principais mecanismos de ruptura estrutural: deformação permanente e trincamento por fadiga. Todavia, entende-se haver uma lacuna na previsão do comportamento funcional, associada às condições climáticas, geológicas e de tráfego do Brasil, com o caráter empírico-mecanicista empregado na sistemática de modelagem.

No âmbito prático, órgãos de administração rodoviária e empresas responsáveis por concessões espalhadas pelo país também demandam uma associação mais significativa entre melhor desempenho na camada de revestimento e um indicador funcional da qualidade da rodovia. A existência de uma previsão funcional, associada a modelos de desempenho com base em parâmetros estruturais e de tráfego, pode permitir a delimitação de bonificações ou penalizações para os executores responsáveis, já que a condição de trafegabilidade na superfície acarreta em impacto direto nos custos operacionais demandados por usuários de rodovias.

Neste contexto, com a projeção de evolução da irregularidade ao longo do tempo, gestores rodoviários podem delimitar escolhas de misturas asfálticas, composições estruturais e investimentos em qualidade de execução com bases mecanicistas atreladas a relações de custo/benefício, gerenciadas em consequência dos indicadores de irregularidade longitudinal.

Vale salientar, todavia, que os indicadores de irregularidade longitudinal são parâmetros de abordagem relativamente complexa, principalmente quando são investigados os padrões de comportamento em campo destes índices de desempenho funcional. Tanto o IRI quanto o QI são medidas que, no decorrer do processo construtivo e da vida de serviço de uma estrutura rodoviária, podem ser influenciadas por variados fatores que intensificam o processo de degradação do pavimento. Desta forma, previsões de comportamento dos parâmetros de irregularidade são consideradas desafiadoras, devido à aparente ausência de um elemento principal relacionado ao seu desempenho.

1.2 OBJETIVO GERAL

Desenvolver modelos empíricos e empírico-mecanicistas de previsão de irregularidade longitudinal, estabelecidos com base em dados históricos de pistas monitoradas e avaliações da resposta/desempenho do pavimento mediante análises estruturais.

1.2.1 Objetivos Específicos

Como forma de complementação do objetivo geral, foram definidos os seguintes objetivos específicos:

- a) Instalação e operacionalização do sistema de medição de irregularidade longitudinal e afundamento em trilha de roda com o perfilômetro inercial laser no Laboratório de Materiais e Construção Civil (LMCC) da UFSM;
- b) Verificação da repetibilidade e exatidão do perfilômetro inercial mediante comparação com um perfil de referência determinado com o procedimento de nível e mira;
- c) Continuidade das ações de monitoramento nas pistas experimentais da UFSM, em rotina de aquisição de dados para a Rede de Tecnologia em Asfaltos;
- d) Verificação da existência ou não de uma associação significativa entre a irregularidade longitudinal medida na superfície e o dano médio acumulado limitado do revestimento asfáltico, calculado com base nas propriedades fundamentais dos materiais e o auxílio de programas computacionais;
- e) Validação dos modelos de desempenho de irregularidade desenvolvidos nesta pesquisa, objetivando entender se as expressões matemáticas de previsão funcionam em outras pistas da Rede de Tecnologia em Asfaltos;
- f) Comparação dos modelos elaborados neste trabalho com aqueles existentes na literatura, mencionados no referencial teórico do presente estudo;
- g) Calibração dos parâmetros ajustáveis e emprego do *software* de análise econômica HDM-4, visando expandir as interpretações obtidas com a previsão de comportamento de irregularidade com o programa, verificando o impacto da irregularidade nos custos operacionais de usuários de rodovias.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

Este trabalho inicia com a contextualização do assunto e enfoque na importância do tema, localizando o presente estudo e seus objetivos no cenário atual da engenharia rodoviária brasileira. A estrutura que dá continuidade a esta tese foi dividida em quatro capítulos, adicionais a este tópico introdutório.

No Capítulo 2, está exposta uma revisão da literatura referente aos assuntos relacionados ao objetivo geral e específicos. Estão apresentados os principais equipamentos e índices de avaliação da irregularidade longitudinal, contextualizados com as normativas que abordam o tema e os efeitos práticos das altas irregularidades nos custos operacionais de usuários de rodovias. Encerra-se o capítulo com uma abordagem parcial dos modelos de desempenho funcional representados pela irregularidade longitudinal, tanto na literatura nacional quanto internacional.

O Capítulo 3 engloba os métodos e técnicas adotadas no decorrer desta pesquisa, localizando e apresentando os trechos monitorados, as ações de acompanhamento efetuadas ao longo do período do estudo e os procedimentos realizados com os *softwares* de análise de desempenho e custos rodoviários.

Os resultados e análises estão compilados no Capítulo 4, que exhibe os dados oriundos dos levantamentos de campo, uma análise estatística dos parâmetros influentes na composição da irregularidade longitudinal, os modelos de desempenho empíricos e empírico-mecanicistas desenvolvidos neste estudo, juntamente com sua validação e comparação com as previsões existentes na literatura consultada. Ao final do capítulo, está exposta uma análise econômica do impacto da irregularidade nos custos operacionais dos usuários de rodovias.

Ao final deste documento, estão apresentadas as conclusões obtidas de acordo com o delinear metodológico empregado e algumas sugestões para futuras pesquisas, visando à complementação do tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Busca-se, com este capítulo, fornecer uma visão geral acerca da irregularidade longitudinal de pavimentos asfálticos como um indicador do desempenho funcional de estruturas rodoviárias. Estão presentes, na discussão, os estudos que contribuíram para a evolução dos equipamentos de avaliação de irregularidade e os métodos e técnicas de quantificação deste indicador. Também foram abordados os documentos normativos que englobam a determinação e processamento da irregularidade em pista, assim como o efeito do excesso de irregularidade nos custos operacionais rodoviários. Por fim, estão expostos alguns modelos matemáticos que preveem o desempenho do pavimento, tendo como referência os índices de irregularidade longitudinal.

2.1. AVALIAÇÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL DE PAVIMENTOS

A análise funcional de um pavimento abrange segurança e conforto ao rolamento dos veículos em função da superfície sobre a qual estes trafegam (Medina e Motta, 2015).

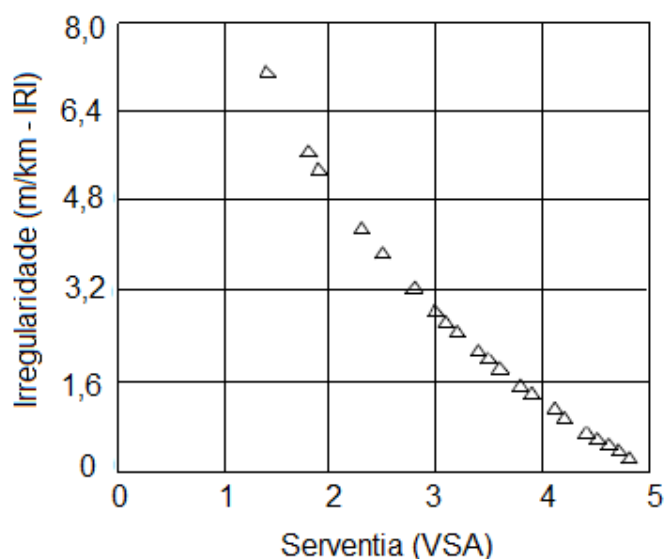
De acordo com Nair e Hudson (1986), o primeiro método estabelecido para a avaliação funcional foi o da serventia, desenvolvido nas pistas experimentais da *American Association of State Highway Officials* (AASHO), hoje designada por AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*).

Em termos práticos, a irregularidade está intimamente ligada ao desempenho funcional de uma estrutura rodoviária e, conseqüentemente, à serventia. As funcionalidades de segurança e conforto do usuário, avaliadas subjetivamente por pessoas que transitam pela pista e atribuem a ela um valor numérico (VSA – Valor de Serventia Atual – em uma escala de 0 a 5), são diretamente afetadas por uma superfície com elevada irregularidade.

DNER (1994a) afirma que a irregularidade dos pavimentos, aplicada ao alinhamento longitudinal da rodovia, relaciona-se intimamente com a serventia, a qual pode ser definida como a capacidade de um trecho específico de pavimento proporcionar, na opinião do usuário, rolamento suave e confortável para qualquer condição de tráfego.

Prozzi (2001) relata que a relação entre serventia e irregularidade vem sendo investigada por diversos pesquisadores ao longo dos anos. Estes estudos convergem para a existência de uma relação direta entre os referidos indicadores de qualidade de rolamento. Sayers *et al* (1986a) descrevem que uma relação entre serventia e irregularidade foi desenvolvida durante a *World Bank International Road Roughness Experiment* (IRRE), realizada no Brasil em 1982. Esta relação, apresentada por Gillespie (1992) e exposta na Figura 2.1, exibe a tendência de acréscimo do VSA à medida que a irregularidade longitudinal diminui.

Figura 2.1 - Relação empírica entre Irregularidade e Serventia



Fonte: Adaptado de Gillespie (1992)

Paralelamente, Hajek *et al* (1998) complementam salientando que a irregularidade longitudinal é um dos mais importantes indicadores do desempenho do pavimento, pois ela afeta diretamente a maneira com a qual a estrutura atende ao público que por ela trafega. Os autores ainda destacam que, além da relação com o tráfego confortável, a irregularidade longitudinal ainda é um fator que influencia nos custos operacionais dos veículos e na segurança viária.

Tratando-se de custos operacionais, Kerali (2001) define que os usuários de rodovias podem demandar recursos econômicos em operação do veículo (combustível, pneus, óleo, peças sobressalentes, depreciação do veículo, etc.), tempo de viagem (tanto para passageiros quanto para carga, devido à condição e

trânsito da rodovia) e acidentes rodoviários (perda de vidas, danos aos usuários da rodovia, danos a veículos e outros objetos na estrada).

Ainda, a demanda operacional acarretada pelas condições ruins de trafegabilidade acarreta em impactos ambientais relevantes, como a emissão de gases com significativa concentração de poluentes, relatada por González (2016) e Pettinari e Schmidt (2016).

Feitas as colocações iniciais, é de fundamental importância discernir o conceito de irregularidade longitudinal. DNER (1994b, p. 03) descreve a irregularidade longitudinal como o “desvio da superfície da rodovia em relação a um plano de referência, que afeta a dinâmica dos veículos, a qualidade de rolamento e as dinâmicas sobre a via”.

Os estudos da AASHO *Road Test*, em 1962, destacaram a necessidade de quantificar a irregularidade superficial dos pavimentos. Desde então, houve um avanço no estudo da origem do defeito, das suas causas e características. Nakahara *et al* (2006) afirmam que o crescimento da irregularidade com o tempo é condicionado à qualidade executiva do processo construtivo, aos componentes estruturais (materiais utilizados e espessuras das camadas), solicitações do tráfego e fatores ambientais. Conseqüentemente, com o passar do tempo e o aumento dos valores acumulados de solicitações do tráfego, acarretando no surgimento de defeitos na superfície do pavimento, atrelados ao comportamento dos materiais que constituem a estrutura e às ações de degradação causadas pelas condições climáticas, as irregularidades longitudinais tendem a aumentar.

Os autores ainda recomendam que a irregularidade longitudinal seja monitorada desde as etapas iniciais da construção da estrutura do pavimento, objetivando quantificar o seu desempenho funcional ao longo do tempo baseado no parâmetro inicial da qualidade construtiva obtida após o final da reabilitação ou execução de novo segmento rodoviário.

Além disso, Hass *et al* (1994) chamam atenção para a conexão dos problemas mais severos relacionados à irregularidade longitudinal, em vias pavimentadas, como o aumento nas magnitudes e repetições de carga e o acréscimo dinâmico das pressões de inflação dos pneus dos veículos comerciais, que aumentam os esforços atuantes na estrutura e, conseqüentemente, aceleram o processo de degradação estrutural, prejudicando as condições de trafegabilidade e conforto da rodovia.

2.1.1 Equipamentos de avaliação de irregularidade longitudinal

De acordo com os relatos de Francis Hveem, em 1960, os primeiros estudos sobre irregularidade longitudinal dos pavimentos iniciaram antes de 1900, quando Thomas Aitken, da Universidade de Michigan, mencionou em seu livro sobre manutenção e construção de rodovias um aparelho denominado *Viagraph*. Este equipamento, formado por uma viga horizontal de 3,65m de comprimento e 22,9cm de largura, era puxado continuamente sobre a superfície da pista avaliada, registrando seu perfil longitudinal, convertido para irregularidade a partir de um índice numérico (SOUZA *et al*, 2001).

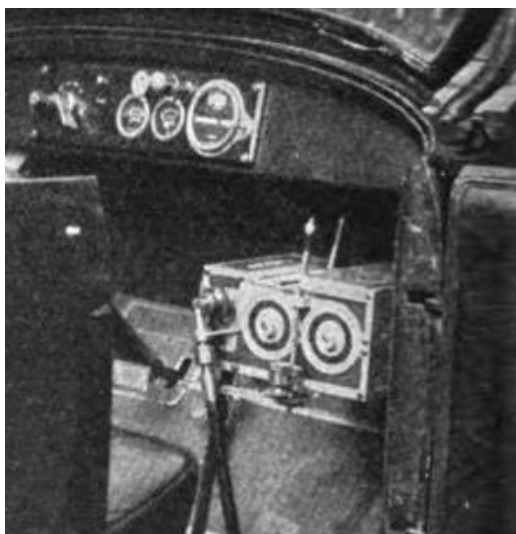
Segundo Yoder e Hampton (1960), o equipamento evoluiu ao longo do tempo, resultando, em 1948, no “*Electronic Viagraph*”, ilustrado na Figura 2.2.

Figura 2.2 - *Electronic Viagraph* em operação



Fonte: Ruban (1987)

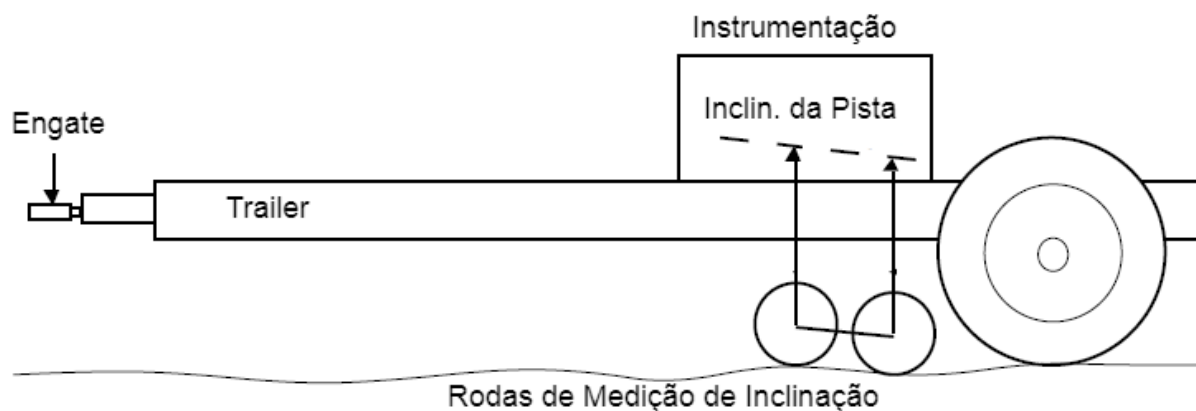
Gillespie (1992) relata que, na década de 1920, engenheiros rodoviários do estado de Nova York (EUA) reconheceram que a irregularidade longitudinal era o maior responsável pelas vibrações em veículos motorizados que transitavam pela rodovia. A partir desta constatação, o *Via-Log*, desenvolvido pelo estado de Nova York (EUA), evidenciou este pensamento medindo as movimentações na suspensão de um veículo transitando com passageiros, indicando assim um nível de irregularidade. O equipamento, de pequeno porte, montado na parte interna do veículo teste, está exposto na Figura 2.3.

Figura 2.3 – Montagem do *Via-Log* no veículo teste

Fonte: White (1928)

Conforme Gillespie (1992), na década de 1960, com os experimentos realizados na *AASHO Road Test*, outro importante dispositivo de medição de irregularidade, denominado *CHLOE*, foi desenvolvido. O equipamento, conforme exposto na Figura 2.4, consistia em um reboque de baixa velocidade, montado sobre duas pequenas rodas, com instrumentação para medir e registrar a inclinação da estrada local.

Figura 2.4 – Dispositivo CHLOE de medição de Irregularidade



Fonte: Adaptado de Gillespie (1992)

Desde então, em paralelo ao aumento progressivo do tráfego e da tecnologia automotiva (esta última possibilitando a circulação dos veículos em maiores velocidades de rodagem), a qualidade da rodovia foi vinculada cada vez mais à irregularidade longitudinal de sua superfície, incentivando o surgimento de novas maneiras de investigação e quantificação deste parâmetro com maior precisão.

De acordo com o DNER (2006a), podem-se classificar os equipamentos que realizam a determinação de irregularidade longitudinal na rodovia em sistemas de medidas diretas do perfil longitudinal; sistemas de medidas indiretas do perfil longitudinal; sistemas baseados na reação do veículo e sistemas de medidas com sonda sem contato. Alguns autores e órgãos ainda destacam um quinto grupo de classificação, caracterizado pela avaliação subjetiva da serventia, correlacionando estes resultados com a irregularidade longitudinal, conforme exposto anteriormente na Figura 2.1.

Todavia, para fins deste estudo, optou-se por segmentar os equipamentos que visam determinar a irregularidade de um determinado pavimento conforme delimitações de Sayers e Karamilhas (1998), Papagiannakis e Masad (2008), Bernucci *et al* (2010). Os referidos autores utilizam um agrupamento mais objetivo dos equipamentos de medição de irregularidade, são eles:

- a) Equipamentos medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento (*TRL Bump Integrator, Maysmeter, Merlin, etc*).
- b) Equipamentos medidores do perfil da superfície do pavimento (nível e mira, *Dipstick*, Perfilômetros com sensores a laser, etc);

Nos itens que seguem, serão detalhados os principais sistemas de medição englobados nas classificações delimitadas pelos itens “a” e “b”.

2.1.1.1. Equipamentos medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento

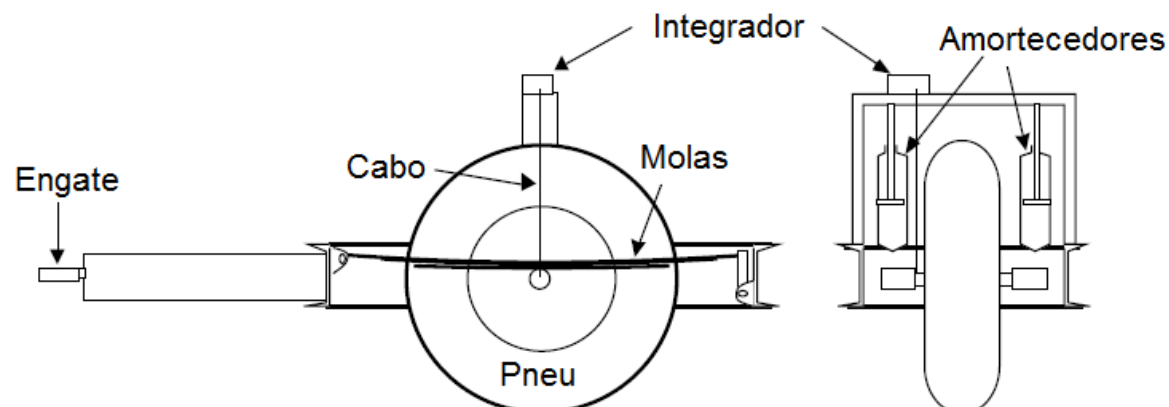
O primeiro grupo de equipamentos que visam determinar a irregularidade longitudinal dos pavimentos engloba os medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento.

De acordo com Papagiannakis e Masad (2008), a ideia de medir a irregularidade por meio da resposta de sistemas mecânicos de “referência”, conduzidos ou rebocados sobre o pavimento, surgiu na *AASHO Road Test* com um

equipamento de medição da rugosidade do pavimento. Os autores relatam que um dos primeiros equipamentos deste tipo é o “*rugosímetro*” do *Bureau of Public Roads* (BPR) – *BPR Roughometer*, desenvolvido na década de 1940 pelo Departamento de Estradas Públicas dos EUA (organização que precedeu o *Federal Highway Administration* - FHWA).

Gillespie (1992) relata que este equipamento (Figura 2.5), mais tarde adaptado sob a forma de “*Bump Integrator*” pelo Laboratório de Pesquisas em Rodovias e Transportes da Inglaterra, era formado por um trailer de uma roda, com suas dimensões, propriedades de massa, pneus e suspensões padronizadas visando alcançar um mecanismo reprodutível. Papagiannakis e Masad (2008) explicam que o dispositivo era equipado com um integrador mecânico de deslocamento relativo do eixo em relação ao quadro do reboque, conduzido a 32km/h em uma das trilhas de roda. A irregularidade era assim relatada em termos deste deslocamento relativo, acumulado por unidade de comprimento percorrido.

Figura 2.5 – *BPR Roughometer*



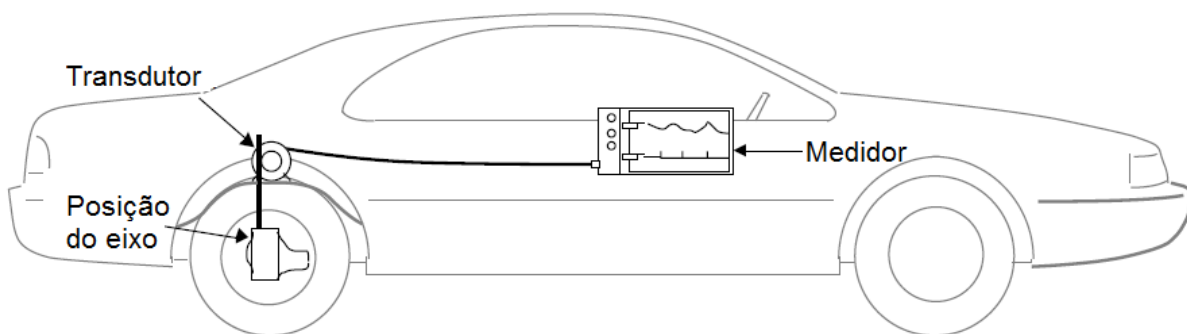
Fonte: Adaptado de Gillespie (1992)

Na década de 1960, tornou-se atrativa a possibilidade de medir parâmetros de irregularidade a partir de veículos em movimento na velocidade da estrada. Surgiram, então, dispositivos relativamente baratos que podiam ser montados em qualquer veículo de passeio. O *Mays Road Meter* (MRM), popularmente conhecido como *Maysmeter* e inicialmente desenvolvido em 1967 por Ivan Mays (Engenheiro do Departamento de Estradas do Texas), foi o equipamento que marcou esta

transição nos dispositivos de medição do tipo resposta (WALKER E HUDSON, 1973; GILLESPIE, 1992).

Essa classe de medidores, análoga ao conjunto exposto na Figura 2.6, ficou conhecida como Sistemas Medidores de Irregularidade Rodoviária do Tipo Resposta (*Response-Type Road Roughness Measurement Systems - RTRRMS*). Este tipo de equipamento determina o deslocamento do eixo do veículo, ou do reboque, em relação a sua carroceria, à medida que o veículo circula no pavimento avaliado (GILLESPIE, 1992).

Figura 2.6 – Equipamentos da classe RTRRMS



Fonte: Adaptado de Gillespie (1992)

A lógica é semelhante à do *BPR Roughometer*, com o índice de irregularidade calculado em termos da soma acumulada dos deslocamentos verticais em relação à distância longitudinal percorrida, sendo o desvio somado somente em um único sentido, quando o eixo se afasta ou se aproxima da carroceria.

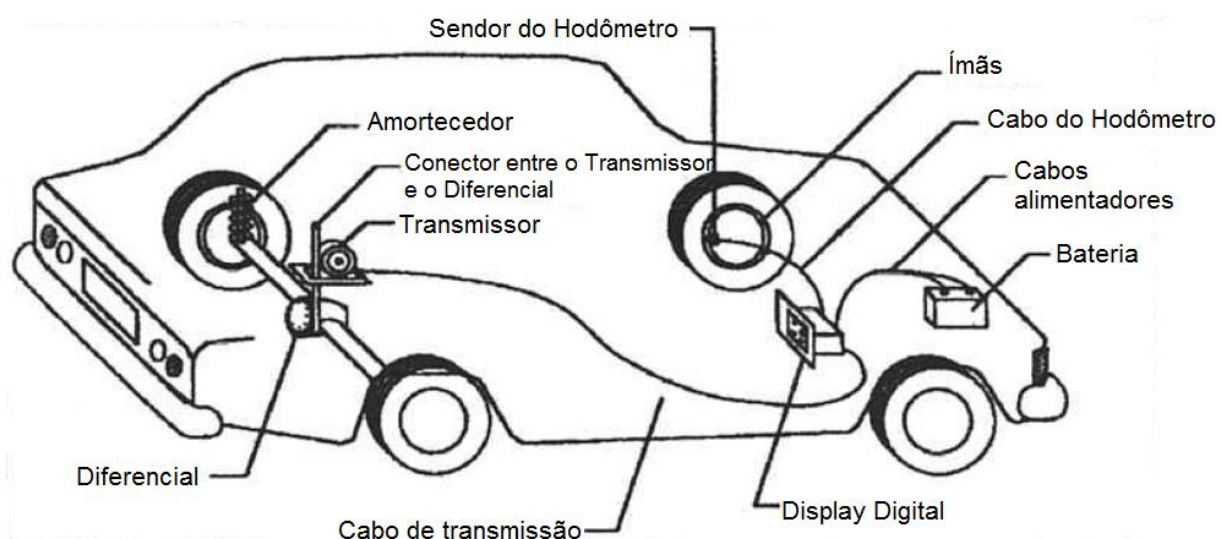
Gillespie (1992) afirma que, apesar da vasta popularização deste tipo de equipamento, eram frequentes os problemas de consistência e calibração entre diferentes dispositivos. Além disso, ações rotineiras como adição de combustível ou passageiros, ajuste da pressão dos pneus e balanceamento do veículo causavam um impacto exagerado no índice de irregularidade determinado. Visto isto, a *National Cooperative Highway Research Program* (NCHRP) abordou o problema em 1978, examinando as fontes de variabilidade nas medidas de irregularidade com RTRRMS e desenvolvendo procedimentos de calibração para tornar os resultados consistentes e correlacionáveis entre diferentes sistemas.

O autor relata que o Banco Mundial (BM) enfrentou um problema similar nos países em que estava financiando o desenvolvimento de sistemas rodoviários. A organização sentiu dificuldade na obtenção de medidas comparáveis de irregularidade para entrada dos dados em modelos de custos rodoviários. À época, tornou-se clara a necessidade de uma escala padrão de irregularidade, estável aos diferentes dispositivos, às condições de transporte e independente das condições climáticas do local de medição.

Para resolver esse problema, em 1982, foi organizada e conduzida no Brasil a *World Bank International Road Roughness Experiment (IRRE)*, que forneceu raízes para o desenvolvimento do IRI, abordado adiante no item 2.1.2.2.

O Brasil sofreu reflexos importantes após a realização deste evento. Dentro do conceito dos RTRRMS, foi concebido pelo IPR (Instituto de Pesquisas Rodoviárias), em parceria com a USP (Universidade de São Paulo), o Integrador IPR/USP. Composto por um sensor de deslocamento vertical instalado no diferencial (sensível ao movimento vertical entre o chassi e o diferencial) e um quantificador de irregularidades digital, o equipamento (Figura 2.7) foi normatizado pela DNER PRO 182/94. (DNER, 1994b; BERNUCCI *et al*, 2010).

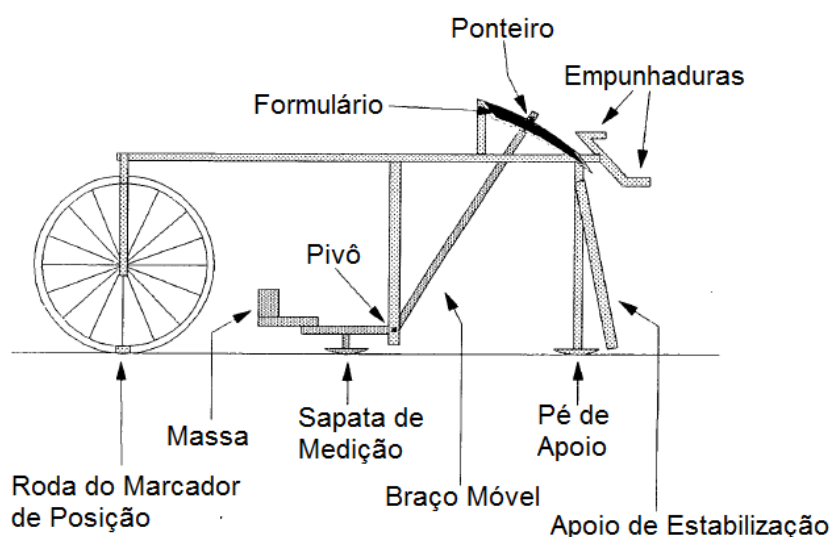
Figura 2.7 – Esquema de Funcionamento do Integrador IPR/USP



Fonte: Adaptado de Souza *et al* (2001)

Outro equipamento utilizado para quantificação da irregularidade longitudinal de pavimentos, oriundo do grupo de medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento, é o *Merlin* (*Machine for Evaluating Roughness using Low-cost Instrumentation*). Cundill (1991) desenvolveu este equipamento com base nos dados determinados na IRRE discutida por Sayers *et al* (1986a e 1986b). Conforme mostra a Figura 2.8, o dispositivo é relativamente simples, constituído por uma estrutura metálica de 1,8m de comprimento, uma roda dianteira, um pé traseiro e uma ponta de prova posicionada sobre a superfície do pavimento.

Figura 2.8 – Esquema estrutural da primeira versão do *Merlin*



Fonte: Adaptado de Cundill (1991)

Durante a execução do levantamento com o *Merlin*, um braço móvel está conectado a ponta de prova em uma extremidade. Na outra, está posicionado um ponteiro que se movimenta ao longo de um gráfico gerado pelos movimentos da ponta de prova. Este gráfico pode ser utilizado para estimar a irregularidade em termos de IRI.

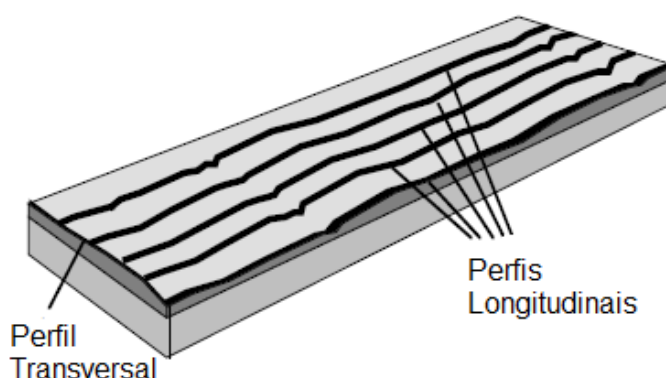
No entanto, devido à sua baixa produtividade, este dispositivo é mais utilizado para controle tecnológico e calibração de medidores de irregularidade longitudinal do tipo resposta, com velocidade operacional compatível ao tráfego rodoviário (CUNDILL, 1991).

2.1.1.2. Equipamentos medidores do perfil da superfície do pavimento

Os sistemas de medição que delimitam o perfil do pavimento para quantificar a irregularidade longitudinal inferem os índices avaliados de forma mais objetiva, quando comparados aos equipamentos medidores da resposta do veículo às distorções da superfície do pavimento. Os equipamentos medidores do perfil buscam sempre contrapor os desvios da superfície em relação a uma superfície ideal imaginária. Todos eles apresentam um elemento comum: o perfil da superfície do pavimento.

Sayers e Karamilhas (1998) definem os perfis de um pavimento como uma fatia da superfície da rodovia, tomada ao longo de uma linha imaginária. A Figura 2.9 exhibe esta fatia em um plano tridimensional, com destaque para os perfis longitudinais e transversais.

Figura 2.9 – Perfis em um pavimento



Fonte: Adaptado de Sayers e Karamilhas (1998)

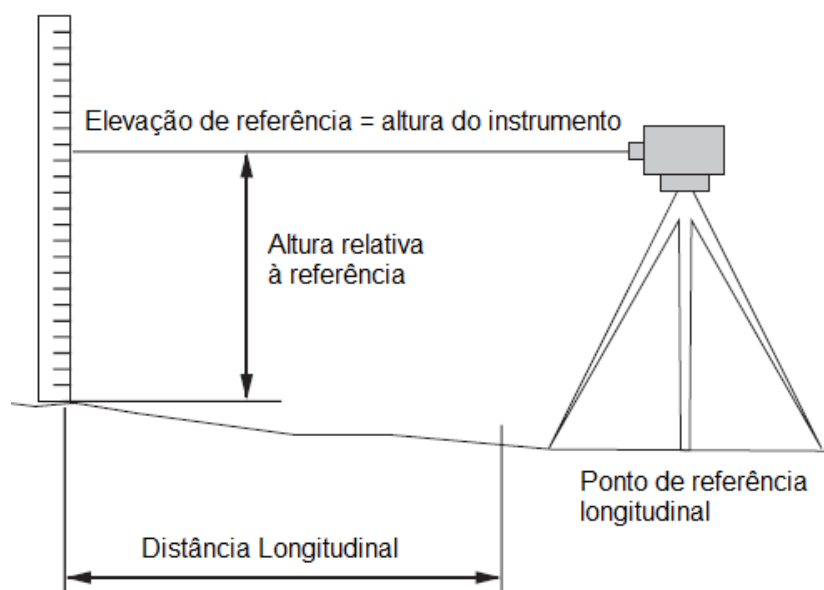
Sayers e Karamilhas (1998) ainda salientam o conceito de irregularidade aplicável apenas ao perfil longitudinal. Os autores afirmam que um perfil rodoviário (de qualquer que seja a camada avaliada) pode ser medido ao longo de qualquer linha imaginária na superfície; ou seja, se uma medida for repetida, o mesmo perfil pode ser esperado apenas se a mesma linha imaginária for seguida.

Nair e Hudson (1986), Ritcher (1998), Hall *et al* (2002), Karamilhas (2005) e Barella (2008) apontam os mais comuns e importantes usos de dados de irregularidade longitudinal gerados por um perfil longitudinal, são eles:

- a) Visualizar a condição de segurança de rolamento e da drenagem superficial;
- b) Monitorar e compor um banco de dados usado na gerência de pavimentos e infraestrutura em geral;
- c) Definir prioridades de restaurações (corretivas e preventivas), considerando questões orçamentárias;
- d) Auxiliar na escolha do tipo de intervenção a ser realizada;
- e) Servir de parâmetro contratual em obras de restauração e construção de pavimentos ou em concessão de rodovias, permitindo a aplicação de bonificação ou multas, conforme parâmetro fiscalizatório;
- f) Prever o desempenho do pavimento.

As técnicas de determinação deste perfil podem variar desde as mais simples até as mais sofisticadas. Sayers e Karamilhas (1998) afirmam que um perfil longitudinal pode ser levantado a partir da combinação de três elementos: elevação de referência, altura relativa à referência e distância longitudinal. Estes elementos compõem o mais familiar levantamento topográfico de perfil longitudinal existente, o nível e mira (Figura 2.10)

Figura 2.10 – Sistemática do levantamento topográfico com nível e mira



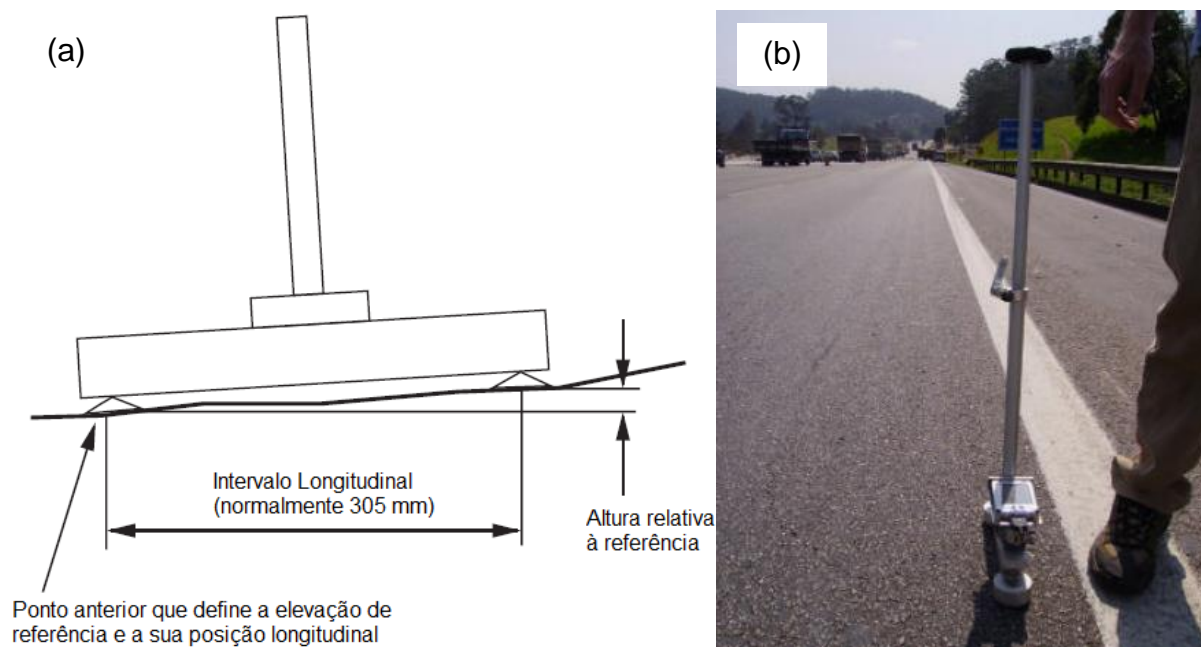
Fonte: Adaptado de Sayers e Karamilhas (1998)

Vale ressaltar que os requisitos para obter um perfil longitudinal válido para cálculo de irregularidade são diferentes daqueles necessários para determinação do greide rodoviário. As cotas geométricas devem ser medidas em intervalos significativamente fechados, e as medidas de alturas individuais devem ter precisão de 0,5mm ou menos. Estes requisitos tornam o procedimento rigoroso e lento (SAYERS E KARAMILHAS, 1998).

Devido a sua lentidão, o levantamento com nível e mira é empregado para calibração de outros instrumentos de medida de irregularidade, com maior rendimento. O mesmo acontece com o *Dipstick*, equipamento desenvolvido pela *Face Construction Technologies*.

O *Dipstick*, exibido na Figura 2.11, é posicionado no decorrer da linha perfilada, medindo, a partir de um inclinômetro, a diferença de altura entre seus dois suportes, separados normalmente por 305mm (SAYER E KARAMILHAS, 1998; BERNUCCI *et al*, 2010).

Figura 2.11 – Esquema de funcionamento do *Dipstick* (a) e situação real de uso (b)



Fonte: Adaptado de Sayers e Karamilhas, 1998(a) e Barella, 2008 (b)

Sayers e Karamilhas (1998) ainda explicam que, na utilização do *Dipstick*, o operador deve inclinar o dispositivo, de modo que todo peso do equipamento esteja

na sua base dianteira, elevando a base traseira do chão. Gira-se assim o dispositivo em 180° sobre a base dianteira. O computador, que monitora o sensor continuamente, percebe que o instrumento estabilizou e registra automaticamente a mudança de elevação.

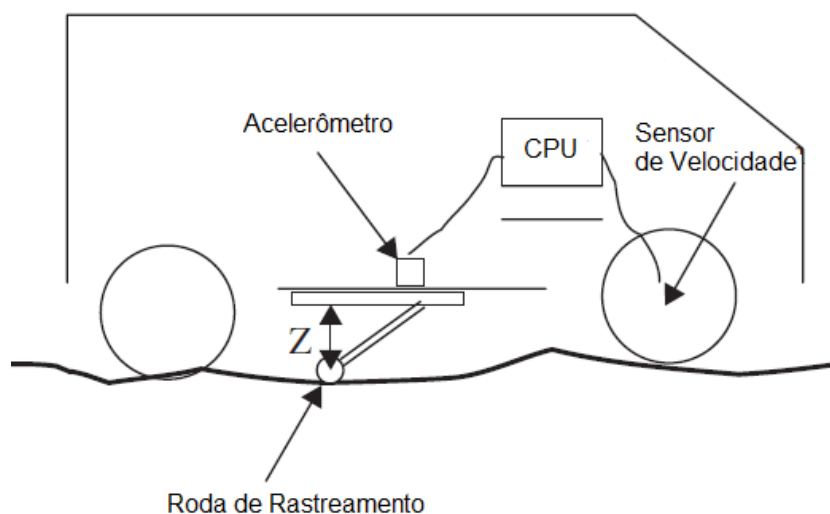
Conforme já mencionado, tanto o nível e mira quanto o *Dipstick* são instrumentos de calibração, mais utilizados para aferir equipamentos de maior rendimento e efetivo controle da irregularidade longitudinal de pavimentos. Todavia, é necessário constatar seu emprego em quantificações de irregularidade em áreas menores, como pavimentos industriais.

Ainda dentro do grupo de equipamentos medidores de perfil de superfície, devem-se destacar os perfilômetros inerciais, bastante difundidos no meio técnico. De acordo com Sayers e Karamilhas (1996), o primeiro perfilômetro inercial utilizado para determinar, em velocidade operacional, o perfil de uma rodovia foi concebido no laboratório da *General Motors Research* (GMR), na década de 1960. Nos Estados Unidos, nas décadas de 1980 e 1990, os instrumentos de perfil baseados no design do GMR se tornaram ferramentas usuais para medir a irregularidade longitudinal de pavimentos.

O Perfilômetro GMR, segundo Papagiannakis e Masad (2008), utilizava uma roda de rastreamento para coleta de dados referentes à superfície do pavimento. O dispositivo (Figura 2.12) estava equipado com um conjunto de sensores em cada uma das trilhas de roda, além de um acelerômetro (utilizado naquele tempo somente na indústria aeroespacial). Para cada trilha de roda, a elevação do perfil do pavimento era calculada pela subtração da distância entre as rodas de rastreamento e o deslocamento vertical relativo à carroceria do veículo em relação à superfície do pavimento, obtido pelas medidas da aceleração vertical fornecidas pelo acelerômetro.

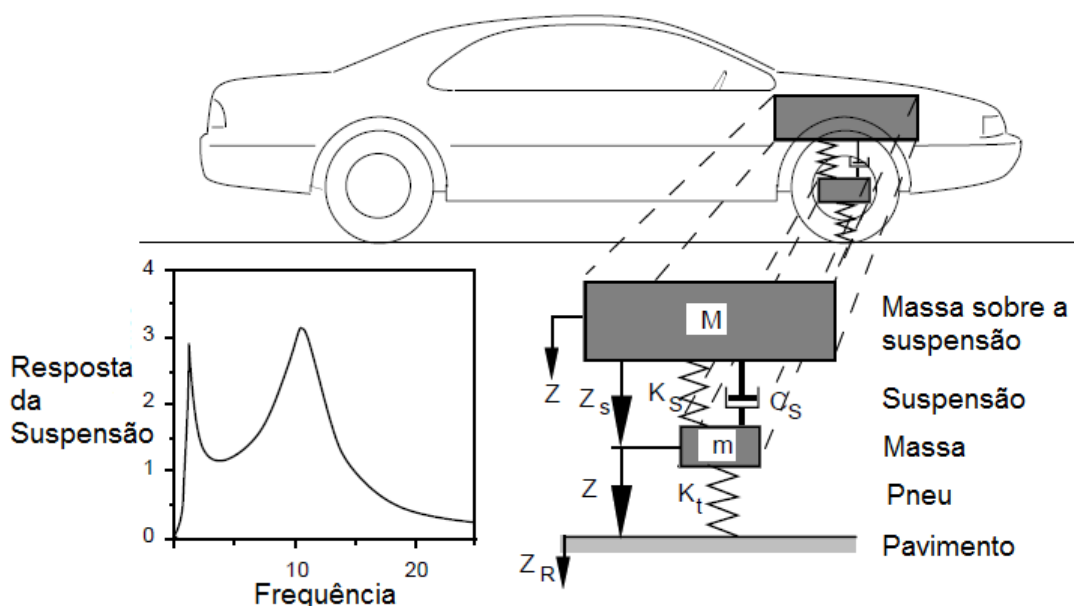
Sayers *et al* (1986a) revelam que o simulador utilizado para processar os perfis gerados pelo equipamento era uma espécie de “*Quarter-Car*”, contendo basicamente mola, amortecedor, massa e pneu. Barella (2008), em sua análise de evolução e desenvolvimento dos perfilômetros inerciais, apresenta tal processo convencionado na literatura como o “*Quarter-Car Simulation*”. A Figura 2.13 exhibe os principais componentes do modelo *Quarter-Car*, assim como as suas respostas da suspensão a diferentes frequências.

Figura 2.12 – Sistema de Operação do Perfilômetro GMR



Fonte: Adaptado de Papagiannakis e Masad (2008)

Figura 2.13 – Esquema de funcionamento do *Quarter-Car* GMR



Fonte: Adaptado de Sayers e Karamilhas (1998)

Em 1984, o Departamento de Transportes (DOT) da Dakota do Sul desenvolveu um perfilômetro utilizando princípios análogos àqueles concebidos pela GMR. Esse modelo originou, nas décadas seguintes, perfilômetros semelhantes que

consolidaram a utilização deste tipo de equipamento em sistemas de gerenciamento de infraestrutura ao redor do mundo (PAPAGIANNAKIS E MASAD, 2008).

Barella (2008) relata que, no Brasil, começou-se a usar efetivamente os perfilômetros inerciais no ano de 2003. A primeira grande operação de fins práticos realizada com este tipo de equipamento, de acordo com o autor, ocorreu na Rodovia dos Bandeirantes (São Paulo/SP), onde foram medidos os perfis longitudinais das obras de artes especiais para cálculo de irregularidade em pequenos intervalos de espaço.

Buscou-se, a partir dos dados gerados pelo perfilômetro inercial, indicar quais as características de fresagem, ou outra metodologia de intervenção, seria mais eficaz no intuito de reduzir as irregularidades longitudinais. Com estas informações, adequou-se a solução empregada no processo corretivo do local. O autor, em sua tese de doutorado, desenvolve e valida o perfilômetro inercial da *Cibermétrica Equipamentos e Serviços Ltda*, com módulo de medição sem contato (sensores laser), conforme exposto na Figura 2.14.

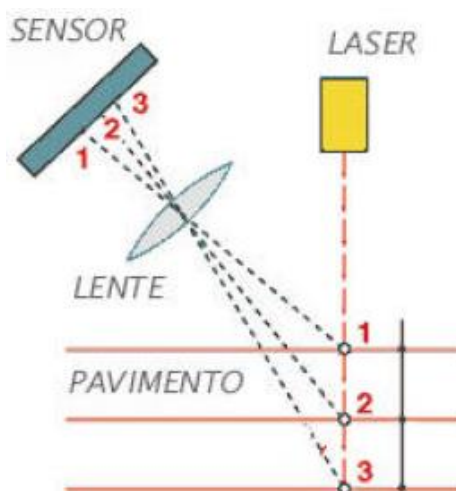
Figura 2.14 – Perfilômetro inercial da *Cibermétrica* adquirido pela UFSM



Fonte: Autor

Os módulos de medição a laser utilizados neste equipamento funcionam por triangulação. A Figura 2.15 exemplifica o modo de operação deste tipo de sensor, onde um feixe laser de média potência é apontado ao pavimento. A posição deste feixe é registrada por um sensor especial, para o qual o reflexo do laser na pista é direcionado (BARELLA, 2008).

Figura 2.15 – Funcionamento interno do módulo de medição laser por triangulação



Fonte: Barella (2008)

O autor descreve que cada um dos módulos laser tem a sua transmissão de dados administrada por um sistema eletrônico microcontrolado de acordo com as solicitações de um gerenciador. Esse microcontrolador verifica, a altas frequências, todos os pontos do sensor, determinando o dado de maior intensidade da luz refletida pelo laser na superfície avaliada, originando assim o resultado da medida adquirida.

Barella (2008) ainda salienta a similaridade na concepção de funcionamento do perfilômetro inercial da *Cibermétrica* em relação aos demais. Conforme o autor, a base de aquisição consiste em efetuar as medidas dos sensores de aceleração, deslocamento e do hodômetro de forma rápida e simultânea. O processamento de tais dados consiste em duas integrações dos valores registrados pelos acelerômetros.

Este resultado determinará o posicionamento vertical instantâneo de cada um dos módulos que contém os acelerômetros, verificando assim a localização vertical relativa da carroceria do veículo no qual os sensores estão instalados. Sabe-se assim se os módulos estavam, no instante da medição, acima ou abaixo da sua posição referencial com o veículo parado, quantificando também a magnitude desta diferença em termos de aceleração gravitacional.

O perfil vertical é determinado baseado nos dados de deslocamentos medidos pelo laser e calculados pelas integrações das acelerações verticais. Feito isso,

opera-se uma adição ou subtração de uma medida pela outra, em cada um dos módulos, conforme a posição revelada pelos acelerômetros (BARELLA, 2008).

2.1.1.3. *Impressões finais acerca dos sistemas de medição de irregularidade*

Analisando de maneira generalizada os diferentes equipamentos existentes para quantificação da irregularidade longitudinal de rodovias, entende-se que há campos de atuação para os diferentes aparelhos. É inviável realizar análises de irregularidade em malhas rodoviárias extensas e movimentadas com equipamentos de baixa produtividade e interrupção prolongada de tráfego, tais como o *Dipstick* e o *Merlin*. Todavia, a demanda de baixo investimento para a aquisição dos equipamentos citados torna útil o seu emprego no controle de execução de serviço de camadas em obras rodoviárias. Ademais, há espaço para suas utilizações em áreas menores, como pavimentos de localidades privadas e em situações de necessidade de calibração de outros aparelhos, com sistemas de medição mais sofisticados.

Mais recentemente, fugindo dos clássicos grupos de dispositivos de avaliação de irregularidade e com o avanço da tecnologia móvel, uma importante gama de estudos surgiu com o intuito de acoplar à capacidade dos smartphones a possibilidade de determinar a irregularidade do pavimento. Devido ao seu baixo custo, alta produtividade, fácil manuseio e operação, trabalhos como os de Hanson e Cameron (2012), Hanson *et al* (2014), Islam *et al* (2014) e Wang *et al* (2016) identificaram potencial em estudos ainda incipientes, porém de possível adequação em sistemas de gerência de pavimentos em nível de rede.

No cenário nacional, Bisconsini e Fernandes Jr (2015) apresentaram uma proposta de avaliação do potencial dos smartphones em produzir dados compatíveis com a irregularidade do pavimento, em diferentes velocidades. O método, ainda em desenvolvimento, consiste na elaboração de um aplicativo que registra as vibrações geradas pela irregularidade da via pelo acelerômetro presente no smartphone. Os autores buscam correlacionar os dados do aparelho com perfis topográficos reais, medidos em campo com estação total.

Por fim, com base na consulta aos documentos referidos no decorrer deste item, sugere-se a Tabela 2.1 como um guia resumo dos principais equipamentos de medição de irregularidade longitudinal, juntamente com sua forma de atuação.

Tabela 2.1 – Resumo dos principais equipamentos de medição de irregularidade longitudinal

Equipamento	Forma de Atuação
Nível e Mira	Medição direta do perfil
<i>Dipstick</i>	Medição direta do perfil
<i>Perfilômetro GMR</i>	Medição indireta do perfil
Perfilômetro Inercial Laser	Medição direta do perfil (sem contato)
<i>BPR Roughometer</i>	Medição baseada na reação do veículo
<i>Bump Integrator</i>	Medição baseada na reação do veículo
<i>Maysmeter</i>	Medição baseada na reação do veículo
Integrador IPR/USP	Medição baseada na reação do veículo
<i>Merlin</i>	Medição indireta do perfil
Smartphones	Medição por tecnologia móvel

Fonte: Autor

2.1.2 Índices que representam a irregularidade longitudinal

A forma de representar o quão regulares, ou irregulares, encontram-se as condições de superfície dos pavimentos é um tema abrangente, que já foi abordado de diferentes maneiras.

Barella (2008) destaca a evolução dos parâmetros que definem a irregularidade da pista, salientando a existência de índices objetivos, que buscam realmente medir os desvios da superfície em relação a um plano ideal imaginário, em paralelo a índices que representam o sentimento de conforto, ou desconforto, causado durante o rolamento rodoviário.

No Brasil, a escala padrão de irregularidade adotada pelas normativas nacionais é o Quociente de Irregularidade (QI), expresso em contagens/km. O *International Roughness Index* ou Índice Internacional de Irregularidade (IRI), expresso em m/km, bastante difundido e utilizado, não é normatizado, embora mencionado diversas vezes por documentos oficiais do DNIT.

DNIT (2011b) adequadamente aborda a irregularidade longitudinal não apenas como mais um defeito da superfície do pavimento, mas sim como um parâmetro representativo das consequências geradas às condições de rolamento dos veículos por um conjunto existente de defeitos.

Nos itens que seguem, serão discriminados estes dois parâmetros de avaliação, visando o entendimento físico de obtenção destes índices. Vale ressaltar

que serão abordadas, nos itens 2.1.2.1 e 2.1.2.2, as definições conceituais e metodologias de cálculo a partir dos perfis longitudinais levantados. Os procedimentos normatizados, embora mencionados nos itens citados acima, serão discutidos com maiores detalhes no item 2.1.4.

2.1.2.1. Quociente de Irregularidade – QI

A escala de irregularidade cuja nomenclatura remete ao Quociente de Irregularidade (QI) foi utilizada pela primeira vez no Brasil durante a Pesquisa de Inter-relacionamentos de Custos Rodoviários (PICR), conduzida pelo GEIPOT (Grupo Executivo de Integração da Política de Transporte) entre 1975 e 1984, através de convênio entre o Governo do Brasil e Programa das Nações Unidas para o Desenvolvimento (PNUD), que contou com a participação de técnicos do IPR e de nove países interessados (SAYERS *et al*, 1986b; DNIT, 2011a).

Sayers *et al* (1986b) relatam que existiam, na época, variadas escalas de quocientes de irregularidade, com diferenças sutis entre si. Durante a PICR, o QI evoluiu de um número que dependia de um instrumento específico de referência (“QI Verdadeiro”, conhecido como *Quarter-Car Index*) para uma medida calibrada a partir de sistemas RTRRMS e finalmente para um índice de irregularidade definido por um perfil longitudinal verdadeiro da rodovia avaliada.

Sayers (1995) afirma que o chamado “QI Verdadeiro” foi calculado a partir do perfil gerado pelo Perfilômetro GMR. Barella (2008) relata que esse equipamento (GMR) não se tornou popular devido ao seu elevado custo de aquisição. Desta forma, surgiu a necessidade do desenvolvimento de um método que permitisse estimar um “QI Verdadeiro” a partir de um perfil longitudinal medido com nível e mira, visando calibrar os medidores do tipo resposta. Originou-se assim o Quociente de Irregularidade (QI), um índice que pode ser calculado a partir do perfil longitudinal do pavimento.

Segundo DNER (1994b), a escala padrão do QI adotada no Brasil é expressa em contagens/km. Sobre esta escala, Sayers *et al* (1986b) dissertam ser oriunda dos resultados obtidos com o *BPR Roughometer*, já que este equipamento efetuava as contagens em décimos de polegada (0,1in) para um segmento padrão de milha (1,0mi).

Os autores explicam que cada contagem registrada correspondia a um deslocamento acumulado de 0,1in (2,54mm) na suspensão do equipamento de referência. Sendo assim, em um espaço de deslocamento de 1mi (aproximadamente 1.600m), deslocamentos acumulados maiores do que 0,1in eram contabilizados como uma contagem. Em contraponto, deslocamentos acumulados menores do que 0,1in eram considerados dentro de uma chamada “faixa neutra” ou “zona neutra”, não sendo assim contabilizados.

Barella (2008) afirma que, como a contagem era uma característica específica deste equipamento, optou-se por converter somente a unidade do denominador (multiplicando o valor em in/mi por 0,6214), tornando contagens/km a nova unidade de quantificação do QI.

A metodologia de cálculo manual do QI, partindo do nivelamento topográfico é relativamente simples e bem discriminada pela normativa DNER ES-173/86 (DNER, 1986). Conforme o mencionado documento, o QI do trecho levantado é dado pela média aritmética dos QI's referentes aos alinhamentos externo e interno, mediante obtenção de cotas com espaçamento de 0,5m em cada trilha de roda. O Quociente de Irregularidade deve ser calculado pela Equação (2.1), desenvolvida por Queiroz (1981):

$$QI = -8,54 + 6,17VA_{1,0} + 19,38VA_{2,5} \quad (2.1)$$

Em que:

$VA_{1,0}$ = aceleração média quadrática, referente a uma distância de base igual a 1,0m;

$VA_{2,5}$ = aceleração média quadrática, referente a uma distância de base igual a 2,5m.

Queiroz (1981) verificou que a estatística de perfil, chamada Raiz das Médias Quadráticas da Aceleração Vertical (*Root Mean Square Vertical Acceleration - RMSVA*), obtida pela metodologia topográfica com nível e mira, foi a melhor variável para estimar o QI. Os valores $VA_{1,0}$ e $VA_{2,5}$ podem ser determinados matematicamente pela Equação (2.2) e pelas Equações complementares (2.3) e (2.4), que seguem:

$$VA_b = \left[\sum_{i=k+1}^{N-k} \frac{(SB_i)^2}{n-2k} \right]^{1/2} \quad (2.2)$$

$$SB_i = \frac{Y_{i+k} - 2Y_i + Y_{i-k}}{(kS)^2} \quad (2.3)$$

$$k = \frac{b}{S} \quad (2.4)$$

Em que:

b = comprimento da base (m);

k = constante dependente do espaçamento utilizado na aquisição de cotas;

n = número de cotas levantadas;

S = distância entre duas cotas consecutivas (0,5m);

SB = parâmetro matemático calculado a partir das cotas medidas e das distâncias entre as suas determinações;

Y_i = cota (mm) de um ponto i qualquer ($i = 1, 2, \dots, n$).

Embora importante e ainda aplicável à avaliação funcional rodoviária, entende-se que o QI se tornou um conceito desgastado a partir da consolidação do IRI, que surgiu com o intuito de resolver as questões subjetivas e comparativas que envolviam os índices de irregularidade. Nos EUA, na década de 1990, após a publicação dos trabalhos de Sayers *et al* (1986a e 1986b), os órgãos responsáveis pela regulamentação rodoviária iniciaram a transição para o IRI mediante divulgação de documentos oficiais.

Mesmo assim, devido à variedade de parâmetros existentes e consolidados para determinação da irregularidade, o FHWA publicou um documento definitivo (FHWA, 2002) visando facilitar a migração para o IRI.

No Brasil, apesar das inúmeras citações do IRI em documentos oficiais do DNIT (DNIT, 2006a; DNIT, 2011a; DNIT, 2011b), a disseminação cultural do QI ainda não permitiu a sua substituição definitiva como parâmetro referência de irregularidade longitudinal. Os órgãos de administração rodoviária também mantêm a utilização do QI como indicador de limites aceitáveis para a manutenção de pavimentos. É o caso da ANTT (Agência Nacional de Transportes Terrestres), que

nos editais de concessão rodoviária impõe uma irregularidade máxima de $QI=35$ contagens/km, em paralelo com um IRI máximo de 2,7m/km em 100% da rodovia para os Programas de Exploração das Rodovias (PER), passados 60 meses da fase de recuperação.

2.1.2.2. *International Roughness Index – IRI*

Sayers e Karamilhas (1996), Drainakis *et al* (2017) destacam o IRI como o parâmetro resumo de irregularidade longitudinal mais difundido no meio rodoviário.

ASTM (1997), Hajek *et al* (1998) e Drainakis *et al* (2017) consideram que o IRI surgiu em 1982, durante a IRRE, no Brasil. Sayers (1995) concorda com tal afirmação, todavia, faz questão de salientar que o IRI foi evoluindo ao longo dos anos. O autor descreve esta evolução em três etapas, mencionadas abaixo:

- a) Simulações *Quarter-Car* em perfilômetros de alta velocidade: iniciou com o desenvolvimento do Perfilômetro GMR, na década de 1960 (já abordado no item 2.1.1), uma das primeiras aplicações de pesquisa em perfilômetros de alta velocidade, possibilitando a medição de um perfil verdadeiro em um espectro de comprimento de onda, que afeta as vibrações do veículo;
- b) Pesquisa NCHRP e o *Golden Car*: no final da década de 1970, a NCHRP patrocinou um estudo relacionado à medição da irregularidade longitudinal a partir de sistemas tipo resposta, visando desenvolver métodos de calibração mediante diferentes simulações e experimentos para comparar índices alternativos de irregularidade aos sistemas tipo resposta. A melhor correlação foi obtida usando uma simulação de veículo com um conjunto de parâmetros chamados *Golden Car*. Os pesquisadores atribuíram ao *Golden Car* o instrumento de referência (*Quarter-Car*), usado para calibrar os outros sistemas de medição;
- c) Desenvolvimento efetivo do IRI durante a IRRE: experimento de correlação realizado em 1982, no Brasil, para estabelecer um padrão de calibração para instrumentos de medição de irregularidade. Pelo processamento dos dados, ficou claro que quase todos os sistemas de medição de irregularidade em uso no mundo seriam capazes de produzir medidas na mesma escala, se essa fosse adequadamente escolhida. Conseqüentemente, um objetivo foi adicionado à pesquisa: o desenvolvimento do IRI.

Partindo dos conceitos desenvolvidos na IRRE, Sayers *et al* (1986a e 1986b) apresentaram as equações que desenvolveram o IRI definitivamente. Hajek *et al* (1998) afirmam que, desde então, o IRI se tornou um índice padrão reconhecido para medir a irregularidade longitudinal de pavimentos rodoviários, utilizado relevantemente como indicador de serventia e necessidade de manutenção rodoviária. Os autores ainda citam algumas vantagens do uso do IRI, são elas:

- a) Aplicabilidade geral dos seus resultados: o IRI, baseado em um perfil, deve ser um índice geograficamente transferível e estável, invariável com as condições climáticas encontradas no momento do levantamento, permitindo a sua aplicação em comparações de irregularidade e modelagem do desempenho de pavimentos;
- b) Alocação equitativa de recursos: quando adotado por grandes agências rodoviárias, o IRI pode proporcionar uma alocação mais equitativa dos fundos de conservação/manutenção do pavimento;
- c) Rentabilidade: abertura de um mercado comercial, já que as agências rodoviárias podem contratar medidas de IRI;
- d) Disponibilidade do perfil real do pavimento: o perfil necessitado para o cálculo do IRI pode servir para determinar a origem do problema de irregularidade e projetar tratamentos e manutenção adequada em locais específicos do trecho avaliado.

Em relação à rentabilidade, salienta-se que, devido à vasta aplicação e contratação de prestações de serviços de medição do IRI no Brasil, é imprescindível a elaboração de um documento nacional que normatize o indicador e permita o completo entendimento de contabilização deste parâmetro.

Vale destacar que, no andamento desta pesquisa, o corpo técnico da COPPE/UFRJ, juntamente com o apoio de alguns professores e alunos do GEPPASV/UFSM e do sócio proprietário da *Cibermétrica Equipamentos e Serviços Ltda*, Rodrigo Barella, enviaram ao IPR/DNIT uma proposta de norma para realização do levantamento de irregularidade longitudinal com equipamentos de medição a laser. O item 2.1.4 exhibe mais comentários acerca do tema.

Mesmo assim, o referido documento engloba apenas os procedimentos necessários para realização do levantamento com o perfilômetro inercial, sem abordar os métodos matemáticos efetuados na quantificação do IRI. Acredita-se que a elaboração de uma normativa complementar, que permita o entendimento total dos

parâmetros que quantificam o referido indicador, seria benéfica para o setor rodoviário.

Apesar de todos os benefícios citados, Hajek *et al* (1998) admitem que os sistemas de medição do IRI podem produzir valores distintos, além de relatarem a falta de clareza nos relatórios de ensaio fornecidos por responsáveis pelos levantamentos de campo.

Em termos conceituais, a ASTM (1997) define o IRI como a medida do deslocamento da massa suspensa em relação a uma massa não suspensa de um modelo *Quarter-Car*. Este índice é relatado em unidades de deslocamento por duração do trajeto percorrido. A norma citada entende que o método do IRI usa a resposta de um modelo de carroceria padrão para medir um perfil longitudinal. Sayers (1995) é menos abrangente e mais objetivo em sua definição. O autor conceitua o IRI como uma escala de medição para a irregularidade longitudinal do pavimento como base na resposta de um veículo motorizado a um único perfil longitudinal da superfície da rodovia avaliada.

Nota-se, a partir das aplicações e conceitos anteriormente citados, que o IRI tem amplo emprego prático e interpretação relativamente simples. Todavia, o cálculo que torna este índice quantitativamente sensível não é tão difundido e de vasto conhecimento. Sayers *et al* (1986a) descrevem variadas maneiras de calcular o IRI a partir de um determinado perfil real (computador analógico e perfil contínuo, integração numérica computacional, correlação com outros índices e uso de uma matriz de transição contínua de estado).

A metodologia de cálculo mais difundida parte do uso de uma matriz de transição contínua de estado. Assim como o cálculo do QI, a determinação do IRI com base em um perfil longitudinal (seja ele determinado por nível e mira, *Dipstick* ou Perfilômetro Inercial) não chega a ser destacadamente complexa. Todavia, ASTM (2008), que trata do cálculo deste índice de irregularidade, não descreve manualmente suas operações. Buscou-se, portanto, nos parágrafos que seguem, exemplificar este cálculo a partir de um apanhado nos trabalhos de Sayers *et al* (1986a e 1986b), Sayers (1995), Karamilhas (2005) e Barella (2008).

Primeiramente, vale ressaltar que o IRI representa a passagem de um modelo *Quarter-Car* com parâmetros concebidos por um perfil longitudinal real. O modelo de cálculo funciona como um filtro que retira da amostragem comprimentos de onda

maiores ou menores do que um determinado valor. O IRI inclui dois diferentes filtros: a média móvel e o modelo *Quarter-Car* (SAYERS, 1995; BARELLA, 2008).

Sayers *et al* (1986a) descreve que o cálculo do IRI é realizado computando quatro variáveis como funções do perfil real medido. Essas variáveis simulam a resposta dinâmica do veículo de referência sobre o perfil medido. Suas equações são resolvidas para cada ponto de elevação determinado topograficamente, com exceção do primeiro ponto. A inclinação média nos primeiros 11,0m é utilizada para iniciar as variáveis, atribuindo os valores expostos nas Equações (2.5) a (2.7):

$$Z'_1 = Z'_3 = \frac{(Y_a - Y_1)}{11} \quad (2.5)$$

$$Z'_2 = Z'_4 = 0 \quad (2.6)$$

$$a = \frac{11}{dx} + 1 \quad (2.7)$$

Em que:

a = número de pontos considerados para estabelecer a primeira inclinação;

dx = intervalo entre os pontos do perfil (m);

Y_a = elevação do ponto "a" do perfil (mm);

Y_1 = elevação do primeiro ponto do perfil (mm);

Z' = inclinação média.

Utilizando, a título de exemplo, o mesmo intervalo entre pontos do perfil recomendado pela norma brasileira de cálculo do QI, a partir de levantamento topográfico, deve-se considerar $dx=0,5m$ e $a=23$. Isso significa que a Equação (2.5) usaria a diferença entre o vigésimo terceiro ponto de elevação e o primeiro ponto de elevação para estabelecer a primeira inclinação para determinação do IRI.

Feito isso, as Equações (2.8) a (2.11) devem ser resolvidas para cada ponto de elevação, do segundo ao último:

$$Z_1 = S_{11} * Z'_1 + S_{12} * Z'_2 + S_{13} * Z'_3 + S_{14} * Z'_4 + P_1 * Y' \quad (2.8)$$

$$Z_2 = S_{21} * Z'_1 + S_{22} * Z'_2 + S_{23} * Z'_3 + S_{24} * Z'_4 + P_2 * Y' \quad (2.9)$$

$$Z_3 = S_{31} * Z'_1 + S_{32} * Z'_2 + S_{33} * Z'_3 + S_{34} * Z'_4 + P_3 * Y' \quad (2.10)$$

$$Z_4 = S_{41} * Z'_1 + S_{42} * Z'_2 + S_{43} * Z'_3 + S_{44} * Z'_4 + P_4 * Y' \quad (2.11)$$

Em que:

S_{ij} e P_i = coeficientes fixados para um determinado intervalo dx - SAYERS *et al*, 1986a ($i, j = 1$ a 4);

Y' = determinado a partir da Equação (2.12):

$$Y' = \frac{(Y_i - Y_{i-1})}{dx}, \quad i = 1, 2, \dots, i; \quad (2.12)$$

Resolvidas as Equações (2.8) a (2.11) para um determinado ponto do perfil, a Equação (2.13) é utilizada para atualizar os valores Z'_1 , Z'_2 , Z'_3 e Z'_4 para a próxima posição do perfil. Para cada uma dessas posições, também é computada a inclinação retificada (RS) do perfil filtrado, pela Equação (2.14). Após a resolução das Equações (2.13) e (2.14), para todos os pontos do perfil, o IRI é então determinado a partir da média da inclinação retificada ao longo do comprimento do trecho avaliado, conforme Equação (2.15):

$$Z'_j = Z_j \text{ da posição anterior}, \quad j = 1 \text{ a } 4; \quad (2.13)$$

$$RS_i = |Z_3 - Z_1| \quad (2.14)$$

$$IRI = \frac{1}{(n-1)} \sum_{i=2}^n RS_i, \quad i = 1, 2, \dots, i; \quad (2.15)$$

Em que:

n = número total de pontos considerados no processo de cálculo.

RS = inclinação retificada.

Objetivando ilustrar o roteiro descrito nas Equações (2.5) a (2.15), com uso da Tabela 2.2, que exhibe as matrizes dos coeficientes “S” e “P” retirados de Sayers *et al* (1986a), levando-se em conta $dx=0,25m$, elaborou-se a Tabela 2.3, que expõe uma situação real de cálculo de IRI utilizando um perfil topográfico determinado em campo para um trecho com extensão de 11,0m (45 cotas topográficas). O valor quantificado no último ponto avaliado ($i=45$, com deslocamento=11,0m), exposto na coluna mais a direita da linha final da Tabela 2.3, representa a irregularidade longitudinal do segmento medido.

Tabela 2.2 – Matrizes dos coeficientes “S” e “P” para $dx=0,25m$

Coeficiente "S" (valores de S_{11} até S_{44})				Coeficiente "P" (valores de P_1 até P_4)
0,99660710	0,01091514	-0,00208327	0,00031901	0,00547611
-0,55630440	0,94387680	-0,83247180	0,05064701	1,38877600
0,02153176	0,00212676	0,75087140	0,00822189	0,22759680
3,33501300	0,33764670	-39,12762000	0,43475640	35,79262000

Fonte: Adaptado de Sayers et al (1986b)

Tabela 2.3 – Resultados para cálculo do IRI em um Trecho de 11 metros (continua)

i	Desloc. (m)	Altura do Perfil (mm)	Z_1'	Z_2'	Z_3'	Z_4'	Y'	Z_1	Z_2	Z_3	Z_4	ΣRS	IRI (m/km)
1	0,00	83119,0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,00	-
2	0,25	83120,0	3,09	0,00	3,09	0,00	4,00	3,10	1,26	3,30	32,54	0,20	0,20
3	0,50	83121,0	3,10	1,26	3,30	32,54	4,00	3,12	3,93	3,72	39,03	0,80	0,40
4	0,75	83123,0	3,12	3,93	3,72	39,03	8,00	3,21	11,96	5,01	169,37	2,61	0,87
5	1,00	83124,0	3,21	11,96	5,01	169,37	4,00	3,39	19,46	6,16	35,38	5,38	1,34
6	1,25	83126,0	3,39	19,46	6,16	35,38	8,00	3,63	24,26	6,85	78,51	8,60	1,72
7	1,50	83127,0	3,63	24,26	6,85	78,51	4,00	3,92	24,70	6,83	-70,51	11,51	1,92
8	1,75	83127,0	3,92	24,70	6,83	-70,51	0,00	4,14	11,88	4,69	-276,53	12,06	1,72
9	2,00	83128,0	4,14	11,88	4,69	-276,53	4,00	4,18	-3,45	2,27	-142,61	13,97	1,75
10	2,25	83128,0	4,18	-3,45	2,27	-142,61	0,00	4,08	-14,69	0,61	-138,05	17,43	1,94
11	2,50	83129,0	4,08	-14,69	0,61	-138,05	4,00	3,88	-18,08	0,29	67,74	21,01	2,10
12	2,75	83129,0	3,88	-18,08	0,29	67,74	0,00	3,69	-16,04	0,82	24,80	23,88	2,17
13	3,00	83130,0	3,69	-16,04	0,82	24,80	4,00	3,53	-11,06	1,78	128,67	25,63	2,14
14	3,25	83131,0	3,53	-11,06	1,78	128,67	4,00	3,46	-1,81	3,36	137,62	25,73	1,98
15	3,50	83132,0	3,46	-1,81	3,36	137,62	4,00	3,48	6,10	4,63	82,64	26,88	1,92
16	3,75	83132,0	3,48	6,10	4,63	82,64	0,00	3,55	4,15	4,25	-131,62	27,57	1,84
17	4,00	83133,0	3,55	4,15	4,25	-131,62	4,00	3,56	-2,71	3,10	-66,90	28,03	1,75
18	4,25	83134,0	3,56	-2,71	3,10	-66,90	4,00	3,51	-4,95	2,76	3,70	28,78	1,69

Tabela 2.3 – Resultados para cálculo do IRI em um Trecho de 11 metros (conclusão)

i	Desloc (m)	Altura do Perfil (mm)	Z ₁ '	Z ₂ '	Z ₃ '	Z ₄ '	Y'	Z ₁	Z ₂	Z ₃	Z ₄	Σ RS	IRI (m/km)
19	4,50	83134,0	3,51	-4,95	2,76	3,70	0,00	3,44	-8,73	2,17	-96,34	30,05	1,67
20	4,75	83136,0	3,44	-8,73	2,17	-96,34	8,00	3,34	-5,73	2,71	168,17	30,68	1,61
21	5,00	83138,0	3,34	-5,73	2,71	168,17	8,00	3,36	10,10	5,30	262,55	32,62	1,63
22	5,25	83136,0	3,36	10,10	5,30	262,55	-8,00	3,49	5,44	4,41	-364,93	33,55	1,60
23	5,50	83139,0	3,49	5,44	4,41	-364,93	12,00	3,48	-2,30	3,13	111,73	33,89	1,54
24	5,75	83139,0	3,48	-2,30	3,13	111,73	0,00	3,47	-1,05	3,34	-63,06	34,02	1,48
25	6,00	83140,0	3,47	-1,05	3,34	-63,06	4,00	3,44	-3,34	2,97	-3,66	34,49	1,44
26	6,25	83141,0	3,44	-3,34	2,97	-3,66	4,00	3,41	-2,16	3,18	35,67	34,72	1,39
27	6,50	83142,0	3,41	-2,16	3,18	35,67	4,00	3,40	0,78	3,66	44,95	34,98	1,35
28	6,75	83143,0	3,40	0,78	3,66	44,95	4,00	3,42	3,63	4,10	31,14	35,66	1,32
29	7,00	83144,0	3,42	3,63	4,10	31,14	4,00	3,47	5,24	4,33	8,85	36,51	1,30
30	7,25	83145,0	3,47	5,24	4,33	8,85	4,00	3,54	5,41	4,32	-8,97	37,30	1,29
31	7,50	83146,0	3,54	5,41	4,32	-8,97	4,00	3,59	4,65	4,17	-16,10	37,87	1,26
32	7,75	83147,0	3,59	4,65	4,17	-16,10	4,00	3,64	3,66	3,99	-13,33	38,23	1,23
33	8,00	83148,0	3,64	3,66	3,99	-13,33	4,00	3,68	2,98	3,89	-5,54	38,44	1,20
34	8,25	83148,0	3,68	2,98	3,89	-5,54	0,00	3,69	-2,74	2,96	-141,19	39,16	1,19
35	8,50	83149,0	3,69	-2,74	2,96	-141,19	4,00	3,61	-8,70	2,04	-22,58	40,73	1,20
36	8,75	83150,0	3,61	-8,70	2,04	-22,58	4,00	3,52	-7,51	2,32	62,49	41,93	1,20
37	9,00	83150,0	3,52	-7,51	2,32	62,49	0,00	3,44	-7,81	2,31	-54,37	43,06	1,20
38	9,25	83150,0	3,44	-7,81	2,31	-54,37	0,00	3,32	-13,97	1,35	-105,38	45,03	1,22
39	9,50	83150,0	3,32	-13,97	1,35	-105,38	0,00	3,12	-21,49	0,19	-92,22	47,96	1,26
40	9,75	83151,0	3,12	-21,49	0,19	-92,22	4,00	2,87	-21,29	0,31	98,87	50,51	1,30
41	10,00	83151,0	2,87	-21,29	0,31	98,87	0,00	2,66	-16,95	1,07	33,04	52,10	1,30
42	10,25	83152,0	2,66	-16,95	1,07	33,04	4,00	2,49	-11,13	2,00	118,97	52,59	1,28
43	10,50	83152,0	2,49	-11,13	2,00	118,97	0,00	2,40	-7,54	2,51	-22,11	52,71	1,25
44	10,75	83151,0	2,40	-7,54	2,51	-22,11	-4,00	2,27	-17,21	0,83	-245,64	54,15	1,26
45	11,00	83153,0	2,27	-17,21	0,83	-245,64	8,00	2,04	-19,53	0,44	148,84	55,75	1,27

Fonte: Autor

A título de complementação, as Equações (2.16) a (2.22) exibem os resultados de Y', Z₁, Z₂, Z₃, Z₄, RS e IRI expostos na linha final da Tabela 2.3, mediante emprego da sistemática apresentada no decorrer deste item, resultando no valor de IRI relativo ao trecho avaliado (1,27m/km).

$$Y' = \frac{(83153,0 - 83151,0)}{0,25} = 8,00 \quad (2.16)$$

$$Z_1 = 2,27 * 0,9966071 + (-17,21 * 0,01091514) + 0,83 * (-0,002083274) + (-245,64 * 0,0003190145) + (8,00 * 0,005476107) = 2,04 \quad (2.17)$$

$$Z_2 = 2,27 * (-0,5563044) + (-17,21 * 0,9438768) + 0,83 * (-0,8324718) + (-245,64 * 0,05064701) + (8,00 * 1,388776) = -19,53 \quad (2.18)$$

$$Z_3 = 2,27 * 0,02153176 + (-17,21 * 0,002126763) + (0,83 * 0,7508714) + (-245,64 * 0,008221888) + (8,00 * 0,2275968) = 0,44 \quad (2.19)$$

$$Z_4 = 2,27 * 3,335013 + (-17,21 * 0,3376467) + 0,83 * (-39,12762) + (-245,64 * 0,4347564) + (8,00 * 35,79262) = 148,84 \quad (2.20)$$

$$RS_i = |0,44 - 2,04| = 1,60 \quad (2.21)$$

$$IRI = \frac{1}{(45 - 1)} * (54,15 + 1,60) = 1,27\text{m/km} \quad (2.22)$$

Sayers *et al* (1986a) destacam que este procedimento é válido apenas para intervalos entre pontos do perfil variando entre 0,25m e 0,61m. Para amostras mais curtas, os autores recomendam uma etapa adicional de suavização do perfil com um valor médio, para melhor representar a maneira que o pneu se distribui pela superfície.

Nestes casos, o comprimento de base para a média é de 0,25m, e o IRI pode então ser calculado de duas formas. Na primeira delas, os pontos de elevação que caem dentro de cada 0,25m de comprimento podem ser uma média para obter um perfil equivalente ao ponto para o intervalo de 0,25m. Assim, o IRI é calculado pelo roteiro descrito anteriormente nas Equações (2.5) a (2.15), baseado no intervalo de 0,25m, usando os coeficientes de Sayers *et al* (1986a) para o referido intervalo.

A segunda maneira engloba uma “média móvel” obtida a partir da média de todos os pontos presentes dentro do intervalo de 0,25m centrado no ponto de elevação do perfil. Assim, o IRI é calculado pela resolução das Equações (2.5) a (2.15) para cada ponto médio, usando nas equações os coeficientes apropriados para o menor intervalo.

Ao analisar os documentos oficiais reportados no cenário nacional (conforme abordado no item 2.1.4), entende-se pertinente mencionar, mais uma vez, que o setor rodoviário carece de uma normativa atualizada que aborde o cálculo do IRI a partir de um perfil longitudinal de maneira detalhada.

Usualmente, os processos de cálculo deste índice estão escondidos em rotinas de programação internas aos sistemas de medição dos equipamentos de avaliação, acarretando no desconhecimento de seus componentes por parte dos profissionais que trabalham com dados de irregularidade. Acredita-se que o apanhado de expressões matemáticas expostas neste trabalho, juntamente ao acesso recomendado aos trabalhos de Sayers *et al* (1986a e 1986b), Sayers (1995), Karamilhas (2005) e Barella (2008) permite uma elucidação relativa ao tema.

2.1.3 O efeito da irregularidade longitudinal de pavimentos sobre os custos operacionais de usuários de rodovias

Do ponto de vista da engenharia de pavimentos, trafegar em uma rodovia com qualidade é uma função dependente da interação do perfil longitudinal da pista com as características dinâmicas dos veículos que utilizam o referido pavimento. Conseqüentemente, os veículos contribuem para a deterioração da estrutura, que afeta os veículos, os usuários da estrada e as mercadorias em trânsito, impactando no sistema econômico como um todo (PROZZI, 2001).

De acordo com Barnes e Langworthy (2003), a análise de concepção de projetos rodoviários deve ser baseada nos benefícios obtidos e nos custos incorridos para as ações de melhoria. Segundo os autores, dois dos maiores benefícios presentes em grande parte das obras rodoviárias são as reduções no tempo de viagem e no número de acidentes de trânsito. O terceiro grande impacto é percebido nos custos operacionais dos veículos, despendidos pelos usuários que trafegam nas áreas afetadas.

Kerali (2001) afirma que os efeitos causados nos usuários pela condição da rodovia, bem como os padrões de projeto adotados na sua concepção são determinados em termos de custos de usuários rodoviários e outros efeitos sociais e ambientais. Os efeitos sociais e ambientais incluem as emissões dos veículos, o consumo de energia, o ruído do tráfego e outros impactos sociais para a população atendida pelas rodovias. Embora existentes, o autor considera difícil quantificá-los em termos monetários.

Já os custos de usuários rodoviários são amplamente discutidos. De acordo com Kerali (2001), este tópico compreende três fatores:

- a) Custos de operação do veículo (combustível, pneus, óleo, peças sobressalentes, depreciação do veículo, etc.);
- b) Custos de tempo de viagem (tanto para passageiros quanto para carga, devido à condição e trânsito da rodovia);
- c) Custos de acidentes rodoviários (perda de vidas, danos aos usuários da rodovia, danos a veículos e outros objetos na estrada).

Ainda na década de 1960, Babkov e Zamakhayev (1967) afirmaram que os elementos constituintes dos custos de operação do veículo, quantificados em termos de consumo de combustível, óleo lubrificante e desgaste dos pneus, são diretamente dependentes das condições de trafegabilidade da rodovia sob as quais circulam os veículos comerciais e de passeio. Nas décadas seguintes (1970 e 1980), o cenário acadêmico internacional mostrou preocupação no impacto causado nos usuários pelos problemas de trafegabilidade em rodovias com altas irregularidades. Estas foram algumas das motivações discutidas na IRRE, em 1982.

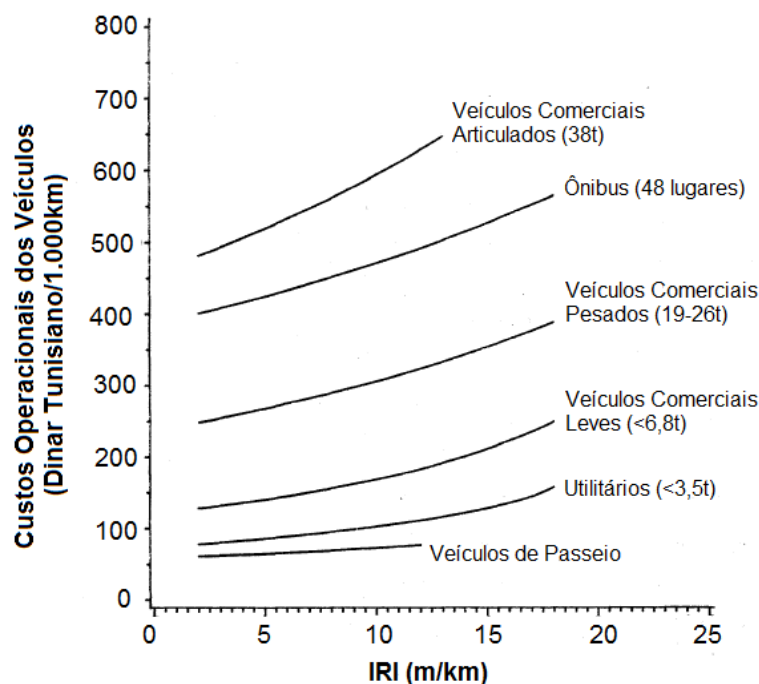
Paterson (1987) relata que o impacto econômico causado pelas altas irregularidades longitudinais é considerável, fornecendo uma base sólida para avaliação de políticas rodoviárias. O custo de operação dos veículos e o preço do transporte de mercadorias crescem à medida que a irregularidade da rodovia também aumenta. O autor ainda quantifica, argumentando que o acréscimo no custo operacional de todos os veículos que circulam em uma determinada rodovia acarreta em valores de dez a vinte vezes maiores do que o custo que o gestor do determinado trecho teria para manter a malha com níveis aceitáveis de irregularidade.

Paterson (1987) destaca estudos da década de 1970 e 1980, os quais quantificaram os impactos da geometria e irregularidade da rodovia na degradação dos pneus, depreciação de peças, mão-de-obra e acréscimo no tempo de viagens em veículos de diferentes classes. Chesher e Harrison (1987) desenvolveram modelos paramétricos a partir destes dados, computando os custos operacionais dos veículos em unidades físicas de consumo, aplicáveis aos custos unitários de cada localidade.

Paterson (1987) expõe um exemplo genérico (Figura 2.16) deste confronto, aplicando as relações de Chesher e Harrison (1987) para a realidade econômica da Tunísia, no ano de 1983. Os resultados mostram que os custos operacionais aumentam a uma taxa de cerca de dois a quatro por cento por unidade IRI (m/km),

com pequenas distinções variando entre os diferentes tipos de veículos. Salienta-se também o comportamento acentuado da relação direta entre custos operacionais e irregularidade à medida que são avaliados veículos comerciais de maior porte.

Figura 2.16 – Exemplo de relação entre custos operacionais dos veículos e IRI



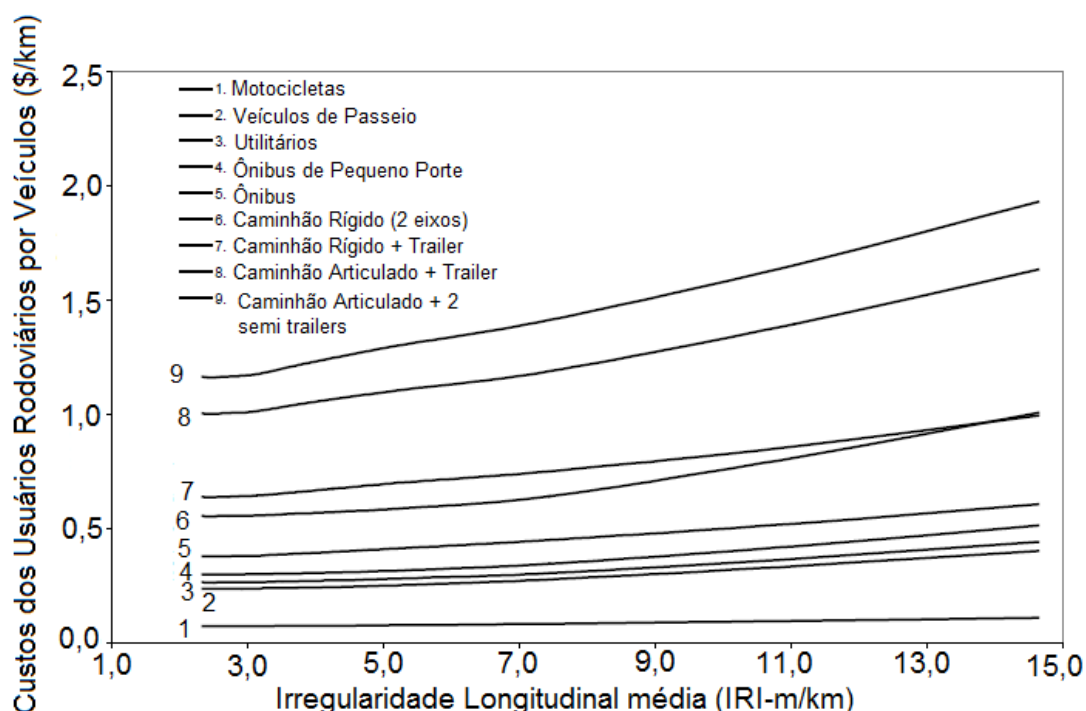
Fonte: Adaptado de Paterson (1987)

Paterson (1987) ainda destaca que, tipicamente, ao longo da gama de condições das rodovias pavimentadas, estes valores podem aumentar na ordem de 15% entre os extremos de boa (IRI em torno de 2m/km) e péssima (IRI em torno de 8m/km) condição de irregularidade. Em estradas não pavimentadas, o aumento dos custos é ainda maior, na ordem de 40 a 60% entre os extremos de boas condições (IRI próximo de 4m/km) e muito mau estado (IRI próximo de 16m/km). Destaca-se aqui que a consideração de irregularidades próximas de 4m/km como condicionantes a classificação de pavimentos em boas condições só é pertinente a utilização em estradas não pavimentadas.

Kerali (2001), em seu trabalho que explica o papel do HDM-4 (ferramenta de gestão rodoviária desenvolvida pelo Banco Mundial no ano 2000, discutida detalhadamente no item 2.2.6) na manutenção rodoviária, expõe uma nova abordagem do gráfico apresentado por Paterson (1987). A Figura 2.17 ilustra o

impacto das condições da rodovia (representada em termos de irregularidade longitudinal) nos custos dos diferentes veículos de transporte rodoviário. A moeda adotada pelo autor foi o dólar americano (US\$).

Figura 2.17 – Efeito das condições da rodovia nos custos operacionais dos veículos



Fonte: Adaptado de Kerali (2001)

A interpretação da Figura 2.17 permite constatar as mesmas impressões relatadas para a Figura 2.16. Os custos dos usuários rodoviários, abordado por Kerali (2001) em US\$/km, indica relação direta entre os fatores econômicos e a irregularidade longitudinal, novamente com destaque para os veículos comerciais de porte elevado.

Especificando os custos operacionais dos veículos, Chesher e Harrison (1987) demonstraram que é possível avaliar separadamente alguns fatores que compõem o aparato geral, tais como o consumo de combustível, desgaste dos pneus e manutenção mecânica.

Em relação ao consumo de combustível, Jiao e Bienvenu (2016), definem que o trabalho mecânico dissipado dentro do sistema de suspensão, quando os veículos

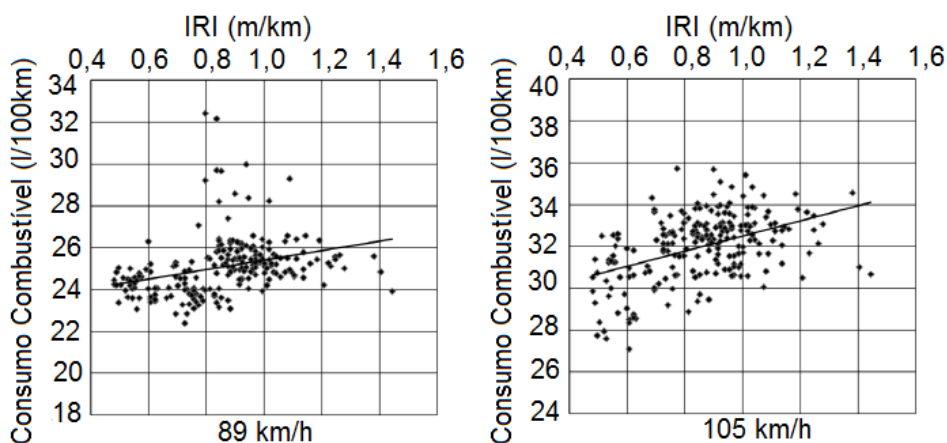
trafegam em rodovias com superfície desigual, acarreta em consumo excessivo de energia e, conseqüentemente, de combustível.

Mitchell (2000) abordou experimentalmente o tema em pistas experimentais construídas no estado de Nevada (EUA), com o apoio do FHWA. O estudo realizou passagens de eixo padrão ao longo de dois anos e meio em trechos em tangente, com diferentes irregularidades, deformações permanentes e percentuais de área trincada. O autor buscou avaliar o efeito causado pela reabilitação das rodovias (e redução em aproximadamente 10% no valor médio do IRI) no consumo de combustível. Os resultados indicaram diminuição de 4,5% no consumo médio de combustível após a reabilitação da rodovia, isolando apenas os resultados referentes à irregularidade.

Jiao e Bienvenu (2016) também apresentam um estudo que busca relacionar variáveis independentes (tipo de pavimento, irregularidade na superfície e temperatura do pavimento) com o consumo de combustível, medido em litros/100km.

Os resultados referentes à regressão linear direta da irregularidade das pistas avaliadas, respectivamente para caminhões a 89km/h (a) e 105 km/h (b) estão expostos na Figura 2.18.

Figura 2.18 – Confronto entre IRI e consumo de combustível



Fonte: Adaptado de Jiao e Bienvenu (2016)

Pela análise da Figura 2.18, é possível perceber que o consumo de combustível aumenta à medida que as irregularidades longitudinais também crescem. Destaca-se também o nítido aumento na inclinação da reta de tendência

dos pontos analisados, nos casos quantificados com velocidades superiores (105km/h), indicando uma acentuação deste comportamento em relação as avaliações com velocidade inferior (89km/h).

Vale ressaltar que os autores fizeram uso de pavimentos rígidos e flexíveis para montar a matriz fatorial do estudo. Todavia, os gráficos da Figura 2.18 mostram um indicativo importante, mesmo baseado em pistas com irregularidades relativamente baixas. Entende-se que a utilização de trechos com irregularidades mais altas (maiores valores de IRI) pode salienta a tendência verificada no trabalho exposto pelos autores.

Barnes e Langworthy (2003), por outro lado, são categóricos em seu relatório técnico para o Departamento de Transportes de Minnesota, afirmando que a irregularidade longitudinal da rodovia não é significativa no cálculo dos custos relativos a consumo de combustível. Os autores nem sequer consideram os índices de irregularidade na composição dos custos por milha (critério adotado no estudo), no componente dedicado ao consumo de combustível.

As opiniões contrastantes deixam claro que o tema é de difícil abordagem, devido à complexidade que envolve avaliar o consumo de combustível isolando todos os demais fatores, mantidas apenas as diferentes irregularidades longitudinais.

Já em relação aos danos causados aos pneumáticos dos veículos, Barnes e Langworthy (2003) afirmam que é possível estimar a degradação acarretada por pavimentos irregulares. Os autores verificaram, por estimativas, que o custo por milha (determinado em centavos de dólar por milha) adicional causado pelo acréscimo de uma irregularidade baixa (cerca de 1,2m/km) para uma irregularidade considerada alta pelos autores (cerca de 2,7m/km) acarreta em um custo percentual adicional de 22%, 20% e 25% (respectivamente para veículos de passeio, utilitários e caminhões de pequeno porte) nos valores referentes à substituição de pneus desgastados.

Tratando-se dos custos referentes à manutenção dos veículos, Watanatada *et al* (1987), fazendo uso de estudos utilizados na elaboração do HDM-3, verificaram o aumento no preço das peças usadas na manutenção, o aumento do tempo de reparo e a depreciação de veículos de passeio, utilitários, ônibus e caminhões causados pelo acréscimo de irregularidade, representada pelo QI. Os resultados, dependentes de coeficientes de calibração, são bastante variados; todavia, indicam

que o acréscimo de 25 contagens/km para 125 contagens/km no QI resulta em aumento em todos os indicadores econômicos citados.

Destaca-se aqui o acréscimo bastante significativo na irregularidade; além disso, QI quantificados em 125 contagens/km representam uma situação de superfície precária, bastante sensível a qualquer indicador.

Ainda sobre os custos em manutenção, Mitchell (2000), em estudo já descrito neste mesmo item, relata a ocorrência de defeitos nos caminhões e carrocerias no período que antecedeu a reabilitação dos trechos avaliados. Todavia, dentro do escopo do trabalho do autor, considera-se este fato relativo, já que não foi mencionado o histórico dos veículos anterior ao período da pesquisa.

Um apanhado geral dos componentes abordados neste item foi realizado por Islam e Buttlar (2012). Os autores utilizaram o MEPDG (*Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* – AASHTO, 2008) para estimar os custos operacionais dos usuários de rodovias com diferentes tipos de veículos e variadas condições de irregularidade. Os resultados estimaram que os custos referentes à evolução da irregularidade, contabilizando majoritariamente combustível, desgaste dos pneus, depreciação do veículo e manutenção variam em uma taxa de 0,00003 a 0,0003 US\$/veículo/milha/IRI, dependendo do nível de irregularidade da pista.

Em linhas gerais, entende-se que a irregularidade, além de um importante indicador da condição de conforto da rodovia, pode ser abordada como um elemento auxiliar na análise de custos em tomadas de decisões de projeto ou ações de manutenção, principalmente em sistemas sofisticados de gerência de pavimentos.

Tanto para controle tecnológico quanto para verificação de necessidades de intervenção, é possível elaborar sanções de penalização ou bonificação para gestores que atingirem, ou não atingirem, determinado parâmetro de irregularidade, baseado em análises de relação entre irregularidade longitudinal e custo demandado pelos usuários de rodovias.

Os autores, cujos trabalhos foram expostos nos parágrafos que discorreram este item, indicaram que, mesmo com as dificuldades metodológicas de avaliação, é possível verificar o efeito direto da irregularidade nos índices econômicos presentes no dia a dia dos usuários rodoviários, tais como o consumo de combustível, desgaste dos pneus e manutenção mecânica.

Vislumbra-se ainda, com o cenário emergente de mudanças no método de dimensionamento de pavimentos asfálticos existente no Brasil, que a associação

direta do IRI com os custos operacionais rodoviários possa permitir uma nova e relevante ferramenta de avaliação. Na escolha da mistura asfáltica a ser empregada em pista, por exemplo, pode-se avaliar seu desempenho em campo em paralelo com o conjunto estrutural, verificando a projeção do IRI e identificando relações custo/benefício de diferentes ligantes asfálticos também no aspecto funcional. Estas interpretações podem também ser transferidas para emissões de gases poluentes em cenários de avaliação de impactos ambientais, cujo aspecto está inerente a execução de pavimentos revestidos por concreto asfáltico.

2.1.4 Procedimentos de avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos

No Brasil, data de 1986 a primeira especificação de serviço do antigo DNER citando algum procedimento aplicado no levantamento de irregularidade longitudinal rodoviária. A DNER-ES 173/86 (DNER, 1986) expõe o método nível e mira para calibração de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta, documentados anteriormente por Queiroz (1981), com base nos resultados obtidos na iniciativa que precedeu a IRRE, em 1982 (anteriormente detalhada no item 2.1.2).

A especificação de serviço demonstra a obtenção do QI a partir das cotas altimétricas encontradas ao longo de um trecho de referência (não são mencionadas orientações quanto ao tamanho deste trecho), espaçadas em 0,5m nos alinhamentos externos e internos em relação a uma referência de nível. O documento peca em não fornecer um indicador de qualidade do resultado final, sendo assim difícil definir a aceitabilidade da diferença entre o QI obtido com o equipamento tipo resposta e o método nível e mira.

Em 1990, com o surgimento da DNER-PRO 182/90, designou-se a medição de irregularidade em superfície com sistemas integradores IPR/USP e *Maysmeter*. O conjunto constituído por um instrumento medidor tipo resposta e veículo tipo passeio passou por incorporações tecnológicas, acarretando em uma atualização da normativa no ano de 1994 (DNER, 1994b).

Esta nova versão fixou as condições exigíveis à realização de medições da irregularidade longitudinal rodoviária, com medidores tipo resposta, em nível de rede e de projeto. O referido documento orienta a rotina de execução do levantamento com veículo de porte médio, trafegando em velocidades de 50 ou 80km/h

(dependentes de sua calibração), com leituras feitas a cada 320m. Deste texto, originou-se a prática de avaliação de uma medida de irregularidade a cada 320m, utilizada por algumas agências reguladoras em rodovias concessionadas. Em contratos mais recentes de concessão, manutenção e restauração, a prática usualmente empregada vem sendo um parâmetro representativo de cada 200m.

Ainda sobre a DNER-PRO 182/94, destaca-se a limitação máxima de 450km levantados diariamente, a luz do dia, executados em dias sem chuva, ausentes de qualquer presença de umidade na pista. O cálculo da irregularidade é expresso pelo Quociente de Irregularidade (QI).

Paralelamente, o antigo DNER elaborou, no mesmo ano de 1994, outros dois documentos visando complementar a rotina de execução de medição da irregularidade longitudinal com equipamentos tipo resposta. O primeiro deles, DNER-PRO 164/94 (DNER, 1994c), trata da calibração e controle dos sistemas integradores IPR/USP e *Maysmeter*. A calibração sugerida também recomenda proceder ao levantamento com o nível e mira, orientando sua execução em trechos de referência de 320m de comprimento, em tangente horizontal e vertical. Esta referência deve ser confrontada com os resultados obtidos com o equipamento tipo resposta, procedidas cinco corridas de calibração a 80, 50 e 30km/h.

Os resultados são processados pela equação de regressão exposta no referido documento, sendo aceitável o equipamento com coeficientes de determinação iguais ou maiores do que 0,8. A crítica fica por conta do alto número de trechos necessários para este procedimento de calibração. A normativa solicita vinte trechos de referência, os quais submetidos ao levantamento topográfico com nível e mira demandam um significativo período de operação.

O segundo documento complementar a DNER-PRO 182/94 é a DNER-PRO 229/94 (DNER, 1994d), referente à manutenção de sistemas medidores de irregularidade na superfície. A normativa descreve atividades de manutenção preventiva e corretiva para os sistemas de medição tipo resposta IPR/USP e *Maysmeter*. Como este equipamento não foi utilizado no presente trabalho, entende-se pertinente apenas sua citação para registro histórico, não sendo necessário o seu aprofundamento no conteúdo deste documento.

Desde 1994, nenhum procedimento ou especificação de serviço foi publicado pelo DNIT tratando da determinação da irregularidade longitudinal de superfície. Todavia, o Manual de Restauração (DNIT, 2006a) aborda em variados momentos o

parâmetro irregularidade, contemplando não só o QI, mas também o IRI (não normalizado pelos procedimentos pertinentes nacionais). O referido documento estabelece também a relação entre ambos os índices – Equação (2.23) –, fixando a irregularidade longitudinal como um importante indicador da curva de degradação do pavimento:

$$QI = 13 * IRI \quad (2.23)$$

Em que:

IRI = *International Roughness Index* (m/km);

QI = Quociente de Irregularidade (contagens/km).

Apesar de sua divulgação em um importante documento do DNIT, a Equação (2.23), originalmente elaborada por Sayers *et al* (1986b), em formato com intercepto, tem utilização prática questionável. Durante o desenvolvimento do HDM-3 (abordado em detalhes no item 2.2.3), Paterson (1987) buscou adequar o modelo de previsão de irregularidade ao indicador utilizado com maior frequência em países em desenvolvimento (QI). A partir de então, a Equação (2.23) se tornou de popular aplicação.

Barella (2008), todavia, expõe inúmeras situações em que a relação não segue a constante indicada pelo manual, discutindo inclusive a diferente forma como os índices são estabelecidos.

Finalizada a ambientação no cenário nacional, vale salientar a contribuição deixada por Barella (2008), que no Apêndice B de sua tese de doutorado esboça uma proposta de anteprojeto de norma brasileira para avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais. O autor elabora esta proposta visando à determinação do QI pelo processamento de perfis longitudinais coletados com perfilômetros de referência inerciais acoplados em veículos de passeio.

Conforme abordado no item 2.1.2.2, no decorrer do período de desenvolvimento desta pesquisa, o corpo técnico da COPPE/UFRJ, juntamente com o apoio de alguns professores e alunos do GEPPASV/UFES e do sócio proprietário da *Cibermétrica Equipamentos e Serviços Ltda*, Rodrigo Barella, enviaram ao

IPR/DNIT uma proposta de norma para realização do levantamento de irregularidade longitudinal com equipamentos de medição a laser.

Entende-se que o referido documento, baseado no anteprojeto documentado por Barella (2008), pode colaborar para a definição de um procedimento padrão de execução do levantamento em trechos rodoviários. Mesmo assim, acredita-se importante a realização de calibrações e aferições recorrentes em equipamentos desta categoria, visto a comprovada variação de medidas oriundas do sistema de medição, inclusive do mesmo fabricante, já percebida no meio prático.

A realização de uma sistemática análoga ao “Dia do FWD”, proposta por Moraes (2015) e também sugerida por Bueno (2016), poderia colaborar com o entendimento dos equipamentos e utilização dos resultados de forma unificada. Sobre o teste de correlação entre equipamentos FWD, salienta-se que já está em consulta pública, no site do IPR/DNIT, um procedimento que orienta à calibração relativa entre vários equipamentos do mesmo tipo, mesmo que de diferentes fabricantes, resultando em medidas de deflexão semelhantes e análises mais precisas do estado estrutural dos pavimentos avaliados.

Já em relação aos gatilhos para a deflagração da reabilitação do pavimento, o Manual de Restauração (DNIT, 2006a) recomenda, para rodovias com alto volume de tráfego, a reabilitação da estrutura com valores de IRI entre 3,5 e 4,0m/km e QI entre 50 e 70 contagens/km, dependentes das condicionantes de projeto adotadas em cada caso.

De acordo com Drainakis *et al* (2017), um valor de IRI igual a 0m/km em um determinado trecho rodoviário indica que a superfície do pavimento é totalmente plana. Teoricamente, não há limites superiores para o IRI, embora valores práticos maiores do que 8m/km indicam uma rodovia em estado praticamente intransitável, exceto nos casos em que a velocidade de rodagem é significativamente baixa.

O Manual de Restauração (DNIT, 2006a) recomenda, com base nas sugestões efetuadas por Pinto e Preussler (2001), os seguintes níveis relativos às condições da superfície do pavimento avaliada em termos de irregularidade, expostos na Tabela 2.4.

Para valores de IRI medidos com sensores sem contato (equipamentos com módulos lasers), os valores representativos do IRI para análise das rodovias federais brasileiras são discriminados por DNIT (2011b) conforme exposto na Tabela 2.5.

Tabela 2.4 – Condições de superfície do pavimento em termos de IRI

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

Fonte: Adaptado de DNIT (2006a)

Tabela 2.5 - Condições de superfície do pavimento em termos de IRI medido por sensores sem contato

Conceito	IRI (m/km)
Ótimo	$0,00 < IRI \leq 2,50$
Bom	$2,50 < IRI \leq 3,00$
Regular	$3,00 < IRI \leq 4,00$
Ruim	$4,50 < IRI \leq 5,50$
Péssimo	$IRI > 5,50$

Fonte: Adaptado de DNIT (2011b)

O critério descrito na Tabela 2.5 é a referência básica do catálogo de soluções técnicas apresentado ao fim do referido documento. Uma terceira interpretação também é indicada por DNIT (2011b), objetivando o uso em comparações com dados de outros países e também como parâmetro de evolução das condições da malha rodoviária, visando obtenção de empréstimos internacionais (BIRD/BID e outros). Para os casos descritos acima, os valores representativos do IRI e o conceito das condições do pavimento estão exibidos na Tabela 2.6.

Tabela 2.6 – Condições de superfície em termos de IRI visando empréstimos internacionais

Conceito	IRI (m/km)
Bom	$0,00 < IRI \leq 3,00$
Regular	$3,00 < IRI \leq 5,00$
Mau	$IRI > 5,00$

Fonte: Adaptado de DNIT (2011b)

No Manual de Gerência de Pavimentos (DNIT, 2011a) aparecem algumas outras classificações. Uma delas é referente aos atributos indicadores de subtrechos homogêneos, exposta na Tabela 2.7.

Tabela 2.7 - Condições de superfície para divisão de subtrechos homogêneos em termos de IRI

Conceito	IRI (m/km)
Bom	$0,00 < \text{IRI} < 3,00$
Regular	$3,00 \leq \text{IRI} < 4,00$
Mau	$4,00 \leq \text{IRI} < 5,50$
Péssimo	$\text{IRI} \geq 5,50$

Fonte: Adaptado de DNIT (2011a)

Entende-se que, tratando-se de documentos oficiais, a variedade de recomendações conceituais para os níveis de irregularidade determinados pelo IRI não é benéfica para a proposta unificadora que envolveu a concepção desse índice, ressaltando a necessidade de uma normativa nacional que deixe claro a sistemática de cálculo deste indicador, com limites definidos para os diferentes conceitos de pavimentos.

O IRI surgiu justamente para encerrar discussões relativas a índices que geravam resultados distintos com equipamentos e fins variados. Sabe-se que a atualização dos documentos oficiais pode conter novas diretrizes quanto aos conceitos de diferentes níveis de irregularidade; todavia, modificar as interpretações para as condições de superfície avaliadas pelo IRI com diferentes equipamentos ou variadas formas de aplicação vai de encontro com a ideia de utilização unificada do índice.

No que se refere ao âmbito internacional, mais especificamente às normativas norte americanas, existem variados documentos que mencionam a irregularidade longitudinal. Dois desses documentos tratam do cálculo do IRI, são elas a ASTM E 1364/95 (ASTM, 1995) e a ASTM E 1926/08 (ASTM, 2008).

A ASTM E 1364/95, por se tratar de uma metodologia de ensaio com obtenção de perfil com nível estático, funciona como uma guia de validação e calibração de outros sistemas mais produtivos de determinação de irregularidade. Já a ASTM E 1926/08 fornece uma prática computacional padrão que abrange o

processo matemático de cálculo do IRI com base em um perfil longitudinal. O texto deste documento e a rotina computacional exposta no corpo do texto é similar àquela encontrada na normativa europeia EN 13036-5 (CEN, 2015).

Mesmo com a existência das publicações citadas, entende-se que os trabalhos de Sayers *et al* (1986a, 1986b) são mais didáticos no que se trata da concepção do cálculo do IRI, conforme descrito anteriormente no item 2.1.2.2.

Documentos como ASTM E 1082/90 (ASTM, 1990), ASTM E 1170/97 (ASTM, 1997) e ASTM E 1215/93 (ASTM, 1993) tratam de metodologias e práticas de ensaio mediante utilização de equipamentos do tipo resposta acoplados a unidades veiculares. Entende-se que, dentro do escopo da presente pesquisa, torna-se mais interessante discutir a ASTM E 950/09 (ASTM, 2009a), que trata da quantificação da irregularidade pela gravação dos perfis da rodovia por veículos acoplados com acelerômetros inerciais e medição de perfis de referência.

O referido documento aborda variados assuntos, entre eles as principais características técnicas que deve possuir um perfilômetro inercial. Além de toda a aparelhagem necessária para execução do levantamento, a ASTM E 950/09 menciona algumas especificidades que merecem ser destacadas, tal como a recomendação para posicionamento dos lasers localizados nas trilhas de roda em distâncias de 1,5 a 1,8m entre si.

Em relação aos acelerômetros utilizados como calibradores da posição instantânea do equipamento em relação ao pavimento, a fim de compensar as variações de posição vertical devido ao balanço do carro, a normativa menciona que estes devem ter um alcance grande o suficiente para acomodar os níveis de aceleração esperados dos movimentos do veículo de medição (tipicamente ± 1 g).

A ASTM E 950/09 ainda menciona que o comprimento mínimo de perfil levantado deve ter pelo menos 60m, determinado em velocidades de teste entre 25 e 95km/h. Na prática, entende-se que a delimitação de um comprimento mínimo de perfil de 60m é um exagero, visto que menores fragmentações podem permitir uma melhor identificação dos defeitos em pista, visando a execução de intervenções. Os perfilômetros inerciais costumam possibilitar que o operador defina um valor característico de IRI a cada 10m (comprimento mínimo), com resultados coerentes ao local avaliado. A normativa citada prevê ainda uma frequência mínima de medição de uma medida a cada 25mm de deslocamento do veículo, com resolução

menor ou igual a 0,1mm (essa resolução aumenta em intervalos maiores entre as medidas).

Para o hodômetro, o documento relata um erro admissível de medição longitudinal de 0,1% em relação à distância verdadeira percorrida pelo veículo. A normativa ainda descreve procedimentos de calibração e verificação de precisão, que classificam os perfilômetros inerciais em diferentes grupos, conforme seus desempenhos nestes testes.

Tratando-se da magnitude dos valores de irregularidade representados pelo IRI, o documento norte americano que menciona as características da via relacionada aos valores de irregularidade é a ASTM E 1926/08. A normativa define um critério mais abrangente para níveis de irregularidade em pavimentos asfálticos, dependente da velocidade na qual o usuário trafega pela via, conforme segue:

- a) Condição de trafegabilidade confortável acima de 120km/h, com ondulações imperceptíveis, sem depressões e buracos - $0,00 < IRI \leq 2,00$;
- b) Condição de trafegabilidade confortável até aproximadamente 100 a 120km/h; percepção de movimentos moderados e algumas ondulações significativas, com defeitos superficiais ocasionais - $2,00 < IRI \leq 4,00$;
- c) Condição de trafegabilidade confortável até aproximadamente 70 a 90 km/h; movimentações do veículo fortemente perceptíveis, superfície com presença marcante de defeitos, buracos ocasionais e ondulações significativas - $4,00 < IRI \leq 6,00$;
- d) Condições de trafegabilidade confortável até aproximadamente 50 a 60km/h; movimentações contínuas do veículo associadas a defeitos superficiais severos, com depressões significativas e frequentes buracos - $6,00 < IRI \leq 8,00$;
- e) Necessário reduzir a velocidade abaixo de 50km/h; várias depressões profundas, buracos e desintegração da pista – $IRI > 8,00$;

Adicionalmente, o sistema HDM-4 exibe, para Rodovias Tronco, os limites de classificação em termos de qualidade de IRI conforme Tabela 2.8.

Ainda, Mucka (2017) fornece um compilado de especificações relativas à irregularidade longitudinal em países do continente europeu, acrescidas também por informações referentes a países da Oceania, América Central e América do Sul. Analisando os dados informados pelo autor, pode-se perceber que os documentos

costumam relacionar os limites de irregularidade a categoria da rodovia, ao tráfego e ao limite de velocidade delimitado pelas agências reguladoras.

Tabela 2.8 - Condições de superfície do pavimento em termos de IRI no HDM-4

Conceito	IRI (m/km)
Bom	$0,00 < \text{IRI} \leq 2,00$
Regular	$2,00 < \text{IRI} \leq 4,00$
Ruim	$4,00 < \text{IRI} \leq 6,00$
Péssimo	$\text{IRI} > 6,00$

Fonte: Adaptado de DNIT (2011a)

Segundo Mucka (2017), na Austrália, rodovias revestidas em concreto asfáltico, com velocidade até 100km/h, devem manter o valor de IRI abaixo de 1,9m/km. O limite, para a mesma classe de rodovias, é próximo ao da Itália (1,8m/km). Na República Tcheca, o referido autor indica que rodovias com velocidade de tráfego acima de 50km/h devem apresentar IRI menor do que 2,5m/km em 100% do trecho avaliado. O mesmo limite é apresentado para rodovias revestidas em concreto asfáltico na Noruega, todavia, restringe-se o teto para 90% do trecho levantado. Em Portugal o autor delimita que, para pavimentos novos, o IRI deve se manter, em 90% da rodovia, menor do que 3,0m/km. Para reconstruções ou reabilitações, a referência permanece; porém, deve ser alcançada em 80% da via avaliada. Na Espanha o limite estabelecido é de 2,5m/km, em 100% da rodovia investigada.

De forma geral, analisando todas as classificações expostas no presente item, entende-se que as condições ideais de conforto são prejudicadas quando o IRI atinge valores maiores do que 2,7m/km. Já a trafegabilidade na rodovia, com velocidades usuais de circulação (60 a 100km/h), é significativamente prejudicada quando a irregularidade longitudinal medida ultrapassa os 3,5m/km.

2.2. MODELOS DE PREVISÃO DE DESEMPENHO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

A irregularidade longitudinal, representada tanto pelo QI quanto pelo IRI, vem sendo utilizada como uma importante ferramenta de aceitação de serviços, controle

de obras rodoviárias, determinação da necessidade de intervenção, avaliação da qualidade do pavimento e determinação dos custos operacionais de usuários de rodovias. Conforme já citado anteriormente no item 2.1.2.1, nos editais de concessão rodoviária divulgados pela ANTT, o órgão impõe uma irregularidade máxima de $QI=35$ contagens/km, em paralelo com um IRI máximo de 2,7m/km em 100% da rodovia para os Programas de Exploração das Rodovias (PER), passados 60 meses da fase de recuperação.

Bottura (1998) e Franco (2007) destacam que o conhecimento da irregularidade longitudinal de um pavimento é um fator fundamental na determinação da alternativa de projeto mais adequada para a estrutura avaliada. Ao longo dos anos, variados pesquisadores desenvolveram técnicas para contabilizar a ruptura por índices de irregularidade ao invés de parâmetros de serventia, visando reduzir a influência da interpretação humana nos resultados. Os autores ainda mencionam que os modelos de previsão dos danos na estrutura do pavimento estão relacionados com o conceito de ruptura. Estes conceitos, por sua vez, são de definições complexas e significativamente dependentes da experiência de cada observador. Por si só, um modelo de previsão de evolução de irregularidade longitudinal de um pavimento pode estimar a qualidade de rolamento de sua superfície e determinar as necessidades de intervenções e restaurações.

Paterson (1987) salienta a necessidade de previsão de desempenho dos pavimentos, visto que o custo de manutenção preventiva das estruturas rodoviárias é cerca de oito vezes menor que o custo com manutenção puramente corretiva.

Sabe-se que o tráfego é usualmente o fator primordial considerado na progressão dos parâmetros quantitativos da degradação estrutural e funcional da estrutura. Todavia, no item que segue, serão abordados alguns aspectos que também influenciam na evolução da irregularidade longitudinal, seguidos dos modelos de desempenho que relacionam estes fatores visando à previsão do comportamento do pavimento em termos de irregularidade.

2.2.1 Fatores que condicionam o desempenho dos pavimentos asfálticos frente à irregularidade longitudinal

Rodrigues (1991) e Fontenele (2011) destacam que a deterioração do pavimento não está limitada apenas ao carregamento transferido pelo tráfego, mas

também ao material usado na estrutura e às condições ambientais. Rodrigues (1991) considera que a deterioração dos pavimentos asfálticos ocorre pelo surgimento de fissuras no revestimento, ocasionadas pela fadiga provocada pelo carregamento do tráfego, atrelado ao aparecimento de afundamentos em trilha de roda em decorrência do acúmulo de deformações permanentes nas camadas que constituem a estrutura.

Prozzi (2001) destaca o importante aspecto da condicionante estrutural associado ao trincamento por fadiga e às implicações de segurança relacionadas aos afundamentos em trilha de roda. Todavia, desde o estudo iniciado por Paterson (1987), a qualidade de rolamento, representada pela irregularidade, mostrou-se um dos mais relevantes indicadores do desempenho do pavimento quando este é avaliado do ponto de vista econômico.

Prozzi (2001) e Wang (2006), pesquisadores que desenvolveram modelos de previsão de irregularidade longitudinal, concluíram que diferentes tipos de defeitos e atividades de manutenção impactam na progressão dos índices de conforto de rolamento. Prozzi (2001) elogia, dentre os modelos existentes na época, aqueles que tentavam incorporar todos os fatores (individualmente ou interagindo entre si), resultando em previsões de complexa aplicação rodoviária. Todavia, o autor ressalva a aplicabilidade limitada e os erros estatísticos existentes em alguns deles.

AASHTO (2008) interpreta o IRI como um índice que, ao ser representado por modelagens numéricas, deva ser considerado como função das trincas longitudinais, transversais e couro-de-jacaré, da deformação permanente, juntamente com o clima, características do subleito, idade de operação do pavimento ou solicitações transmitidas pelo tráfego.

Os fatores associados ao tráfego assumem importância destacada e são mencionados em grande parte dos modelos de previsão dos critérios limites de vida útil, não só referentes à irregularidade, mas também nos mecanismos de ruptura estrutural. Shiyab (2007) afirma que, nessa categoria, podem ser considerados o volume do tráfego, o carregamento dos eixos, o número equivalente de solicitações do eixo padrão (N), a pressão de enchimento dos pneumáticos, o tipo de tráfego atuante, o mecanismo e o tempo de aplicação de carga. De forma geral, o número N é o parâmetro adotado para quantificar o tráfego e confrontar sua evolução com os indicadores de desempenho do pavimento.

A presença dos valores de solicitações de eixo padrão na composição dos modelos que preveem a evolução da irregularidade longitudinal em estruturas de pavimento é frequente, e será demonstrada nos itens que seguem com a discriminação dos modelos. Todavia, alguns trabalhos buscam uma abordagem aprofundada do efeito causado pela composição do tráfego nos parâmetros de irregularidade.

Haider e Harichandran (2010) relacionaram as características da distribuição de carga com o desempenho de pavimentos revestidos por concreto asfáltico. Com a matriz de dados referente a espectros de carga coletados em diferentes estados dos EUA, que foram utilizados para elaborar o MEPDG (AASHTO, 2008), os autores visaram avaliar a evolução da deformação permanente, trincamento por fadiga e irregularidade longitudinal.

Os resultados permitiram concluir que a magnitude das cargas contribui mais para a irregularidade longitudinal do que o próprio número N, sendo esse o parâmetro mais crítico para o desenvolvimento de deformações permanentes precoces.

Fontenele (2011) modelou espectros de carga com diferentes pressões de enchimento dos pneus (80 e 120psi), verificando que, para as estruturas e níveis de confiabilidade adotados pela autora, a adição no valor representativo de enchimento dos pneumáticos também antecipa o encontro da irregularidade prevista com o limite definido pelo projeto. O resultado encontrado pela autora é justificado pelo acréscimo das tensões e deformações ocasionadas na estrutura do pavimento com o aumento das pressões dos pneus. Em uma rotina empírico-mecanicista, o acréscimo de esforços acarreta em uma redução na vida útil da estrutura.

Em relação às condições de superfície da rodovia, os dois principais defeitos visualizados em estruturas pavimentadas revestidas por camadas asfálticas são a presença de trincas e fissuras, ocasionadas pelo processo de fadiga, e a existência de deformações permanentes, representadas pelos afundamentos em trilha de roda. Fernandes Jr (1994) comenta sobre a correlação significativa entre as constatações em pista de deterioração estrutural (trincamento e deformação permanente) e a irregularidade longitudinal.

Lin *et al* (2003) corroboram da mesma opinião de Fernandes Jr (1994). Os autores afirmam que o aumento na tensão vertical recebida pelo pavimento pela passagem das cargas dinâmicas acelera o processo de abertura de trincas na

superfície, afetando também a drenagem do pavimento, causando perda de capacidade estrutural, possíveis deformações permanentes e, conseqüentemente, presença de irregularidades longitudinais elevadas.

Sayers (1995) e Hajek *et al* (1998) relatam a influência da presença de trincas, principalmente aquelas distribuídas transversalmente (causadas pelo efeito térmico), nos resultados dos índices de irregularidade. O MEPDG (AASHTO, 2008) também considera as trincas térmicas, usualmente expostas no perfil transversal, causadas por temperaturas significativamente baixas, como um indicativo importante para a existência de altas irregularidades no local. O documento também menciona as demais configurações de trincamento (longitudinal e couro-de-jacaré, ocasionadas pelo processo de fadiga) como indicativos que contribuem para a evolução da irregularidade.

De forma geral, Odoki e Kerali (2000) e AASHTO (2008) deixam claro nos dois principais modelos internacionais de evolução de irregularidade longitudinal (HDM-4 e MEPDG, detalhados posteriormente nos itens 2.2.6 e 2.2.12, respectivamente) que as componentes de trincamento e deformação permanente têm influência na composição do valor de irregularidade longitudinal.

Lin *et al* (2003) corrobora com esta afirmação. O autor utilizou 125 pistas para avaliar, com redes neurais, o efeito dos defeitos visualizados na superfície na composição da irregularidade. Os resultados verificaram que tanto a deformação permanente quanto a presença de trincas estão entre as variáveis independentes relevantes na composição do IRI, adotado como variável dependente.

Tratando-se da estrutura e composição do sistema de camadas, Shiyab (2007) afirma que o arranjo e propriedades dos materiais, tais como a distribuição granulométrica e os parâmetros de rigidez (módulo de resiliência e coeficiente de *Poisson*), atrelados à concepção do sistema de camadas (espessura dos materiais, presença de dispositivos de drenagem) podem afetar no desempenho e na vida útil do pavimento, inclusive em termos de irregularidade.

O autor entende que as espessuras das camadas não têm caráter destacado no processo de evolução da irregularidade, mas sim os indicativos de integridade dos materiais, usualmente quantificados, em projetos de reabilitação de pavimentos, pelos parâmetros deflectométricos e de rigidez. Todavia, Shiyab (2007) salienta que a qualidade de rolamento atingida ao final da etapa de construção da rodovia

($IRI_{INICIAL}$) é um dos fatores primordiais para a manutenção da trafegabilidade com conforto ao longo do tempo.

Segundo o autor, a irregularidade inicial de uma rodovia, quantificada antes da abertura ao tráfego ou nas idades iniciais de operação da via, é um dos mais importantes indicadores que definem as taxas de deterioração do pavimento frente ao mecanismo de ruptura funcional.

Em relação às características do subleito, as previsões de irregularidade longitudinal não costumam considerar diretamente os parâmetros da fundação do pavimento como um indicativo de evolução acelerada da irregularidade. Mesmo assim, ainda que indiretamente, o subleito é ponderado no número estrutural corrigido (SNC), nos casos em que os índices do material são utilizados na metodologia de cálculo do SNC (exemplo ocorrido no modelo de Queiroz, 1981). AASHTO (2008) indica que problemas de irregularidade causados por solos expansivos, colapsíveis e suscetíveis ao congelamento existem, porém devem ser solucionados na escolha da composição estrutural, não sendo considerados nos critérios de progressão do IRI.

Tratando-se das condições ambientais, Prozzi (2011) considera indiscutível a sua importância no processo de deterioração dos pavimentos e, conseqüentemente, na evolução da irregularidade. O autor afirma que, mesmo no caso hipotético em que a seção de pavimento não está sujeita a ação do tráfego, a deterioração da estrutura ocorrerá.

Duas são as considerações principais referentes à influência de fatores ambientais no desempenho de pavimentos asfálticos. A primeira delas está ligada ao efeito da temperatura na rigidez da camada asfáltica. A segunda se refere ao efeito da umidade na rigidez das camadas granulares não tratadas (YODER E WITCZAK, 1975; HUANG, 1993; LEKARP *et al*, 2000).

Shiyab (2007) considera que, dentre os fatores associados às condições ambientais que afetam o desempenho dos pavimentos, deve-se levar em consideração a temperatura, os ciclos de congelamento e descongelamento, a precipitação e a presença de águas subterrâneas. Todavia, é difícil encontrar um modelo matemático que preveja a evolução da irregularidade com uma variável climática abrangente presente no conjunto de parâmetros independentes. Usualmente, modelos de desempenho são elaborados para uma determinada região, sendo aplicáveis às condições climáticas daquele local.

Os parâmetros adotados por modelos de previsão de irregularidade longitudinal atentam de forma mais significativa para a pluviometria; porém, mesmo quando os índices ambientais não são considerados diretamente na concepção do modelo, não se pode relevar a sua existência indireta na progressão da irregularidade longitudinal. Sendo assim, a principal componente que incorpora as condições ambientais é a idade do pavimento, presente na grande maioria dos modelos de previsão de desempenho funcional.

Por fim, Nakahara *et al* (2006) concluem que o uso de formas de equações clássicas, desenvolvidas sem representar o processo físico da deterioração, muitas vezes não são aplicáveis à progressão funcional das estruturas rodoviárias. Os autores afirmam que não existe um mecanismo principal que possa ser atribuído à irregularidade do pavimento. Além da significância de cada defeito (que pode variar de acordo com a sua severidade), algumas características relacionadas ao projeto e às condições locais também podem afetar a irregularidade longitudinal.

Feita esta contextualização inicial, estão abordados, nos itens que seguem, alguns modelos de previsão de irregularidade longitudinal considerados relevantes no cenário nacional e internacional. Vale salientar que, visando à uniformização das siglas e abreviaturas deste trabalho, algumas variáveis foram mencionadas de forma diferente daquela efetuada nos documentos originais.

Outro comentário pertinente fica por conta dos coeficientes de determinação (R^2) das equações apresentadas nos itens que seguem. Algumas publicações citadas não divulgaram os coeficientes de determinação obtidos ao final do processo de regressão que gerou o modelo de previsão de desempenho desenvolvido; desta forma, nos modelos em que este parâmetro estatístico foi informado, o referido valor foi exposto no presente texto.

2.2.2 Modelo de Queiroz (1981)

Com base nos dados coletados na PICR, Queiroz (1981) desenvolveu modelos de previsão de desempenho para a gerência de pavimentos no Brasil. O projeto experimental desenvolvido pelo autor envolveu dados de campo de pavimentos localizados na rede rodoviária dos estados de Goiás, Minas Gerais, São Paulo e no Distrito Federal. O texto original foi publicado em 1981, em língua inglesa, em formato de tese de pós-doutorado do autor. Em 1984, o Instituto de

Pesquisas Rodoviárias (IPR) publicou uma versão traduzindo o referido documento para o português (Queiroz, 1984), disseminando ainda mais o conteúdo gerado.

De acordo com Queiroz (1981), a área de estudo exhibe precipitações anuais acumuladas variando de 1.250 a 2.000mm, com valor médio de 1.500mm/ano. O autor trabalhou com pavimentos originais (sem restauração) e estruturas com execução de recapeamento. Segundo Queiroz (1981), toda a amostragem presente em seu projeto experimental é constituída de pavimentos asfálticos, revestidos ou por concreto asfáltico (CA) ou por TSD (Tratamento Superficial Duplo). Todas as bases dos pavimentos avaliados pelo autor são granulares, constituídas por cascalho ou brita graduada. Queiroz (1981) não discrimina as espessuras das camadas dos trechos por ele estudados.

Tratando-se do tráfego, o autor informa apenas o volume diário médio comercial (VDM_C) das localidades adotadas em seu estudo. Queiroz (1981) divide os pavimentos em três diferentes níveis de tráfego. O nível um inclui trechos com VDM_C menor do que 500; o nível dois engloba pavimentos com VDM_C entre 600 e 900; já o nível três agrupa trechos com VDM_C maior do que 1.000. Não é informado o limite superior de VDM_C apresentado pelos trechos avaliados pelo autor. Queiroz (1981) menciona que, para desenvolvimento do modelo, os tráfegos foram transformados em números de solicitações do eixo padrão mediante utilização dos fatores de equivalência de carga da AASHTO.

Quanto à análise da irregularidade longitudinal dos pavimentos utilizados na concepção do modelo de desempenho, Queiroz (1981) informa que foram utilizados dois diferentes equipamentos na quantificação dos valores de QI. O *Maysmeter* foi empregado para medir a irregularidade em todos os trechos estudados, enquanto o Perfilômetro Dinâmico (geralmente mencionado como Perfilômetro SD – equipamento similar ao Perfilômetro GMR) foi utilizado para medir a irregularidade em 20 trechos nas proximidades de Brasília/DF, visando à calibração do *Maysmeter*.

A faixa de valores de QI utilizada na análise de dados referente à irregularidade longitudinal englobou medidas entre 18 e 95 contagens/km, com valor médio de 39 contagens/km.

Por fim, Queiroz (1981) estabeleceu seu modelo de previsão de irregularidade a partir de Equação (2.24), determinada de forma empírica, relacionando efeitos estruturais, tráfego, idade e parâmetros de resistência e deformabilidade, baseado em medidas de campo. O estudo publicado pelo autor representou uma das

primeiras tentativas de inserção da previsão de desempenho da irregularidade longitudinal na análise de pavimentos brasileiros.

$$\begin{aligned}
 QI = 12,63 - 5,16 * RH + 3,31 * ST + 0,393 * AGE + 8,66 * \left(\frac{\log N}{SNC}\right) + \\
 7,17 * 10^{-5} (D_{MÁX} * \log N)^2 \\
 R^2 = 0,56
 \end{aligned}
 \tag{2.24}$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

$D_{MÁX}$ = deflexão medida pela viga *Benkelman* abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

RH = variável indicadora do estado da restauração (Como construído=0; recapeado=1);

SNC = Número Estrutural Corrigido - Equação (2.25);

ST = variável indicadora do tipo de revestimento (Concreto Asfáltico=0; Tratamento Superficial=1);

$$SNC = 0,0394 \sum a_i * h_i + 3,15 * \log CBR - 0,85(\log CBR)^2 - 1,43
 \tag{2.25}$$

Em que:

a_i = coeficiente estrutural da base e/ou revestimento (vide Queiroz, 1981);

h_i = espessura base e/ou revestimento (mm);

CBR = Índice Suporte Califórnia in-situ do subleito (%).

A regressão estatística elaborada pelo autor foi adaptada e implantada no método nacional de projeto de restauração de pavimentos, regulamentada pela DNER PRO159/85 (DNER, 1985), objetivando prever a irregularidade em pavimentos existentes revestidos em concreto asfáltico (CA) ou tratamento superficial (TS). Nos casos de utilização de misturas asfálticas densas, não são

feitas distinções sobre as propriedades do material ou o ligante asfáltico utilizado na composição do revestimento. A Equação (2.26) e as Equações complementares (2.27) a (2.33) exibem o modelo do DNER (1985):

$$QI_{A'} = 12,63 + 0,393 * AGE' + 8,66 * \left(\frac{\log N'}{SNC} \right) + 7,17 * 10^{-5} * (D_{MÁX} * \log N')^2 + \Delta QI_1 \quad (2.26)$$

$$AGE' = AGE + AGE_E, \quad \text{para } AGE + AGE_E > 1,5 \quad (2.27)$$

$$AGE' = \frac{2}{3} * (AGE + AGE_E) + 0,5, \quad \text{para } AGE + AGE_E \leq 1,5 \quad (2.28)$$

$$N' = \frac{N_{pl}}{t * (t + 1)^{AGE_E}} * [(t + 1)^{AGE'} - 1] \quad (2.29)$$

$$\Delta QI_1 = QI_E - \left[12,63 + 0,393 * AGE'' + 8,66 * \left(\frac{\log N''}{SNC} \right) + 7,17 * 10^{-5} * (D_{MÁX} * \log N'')^2 \right] \quad (2.30)$$

$$AGE'' = AGE_E, \quad \text{para } AGE > 1,5 \quad (2.31)$$

$$AGE'' = \frac{2}{3} * AGE_E + 0,5, \quad \text{para } AGE \leq 1,5 \quad (2.32)$$

$$N'' = \frac{N_{pl}}{t * (t + 1)^{AGE_E}} * [(t + 1)^{AGE''} - 1] \quad (2.33)$$

Em que:

ΔQI_1 = constante, calculada somente para o ano AGE_E ;

A_E = data referente a coleta de dados empíricos para utilização do modelo;

AGE_E = idade do pavimento existente na data da coleta de dados (anos);

AGE = idade a partir de A_E (anos);

AGE' = idade do pavimento existente a partir do início da operação até um ano qualquer posterior a A_E (anos);

$D_{MÁX}$ = deflexão medida pela viga *Benkelman* abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

N_{p1} = número acumulado de repetições do eixo padrão correspondente ao período de um ano, iniciando em AGE_E , calculado pelo método da AASHTO;

$QI_{A'}$ = Quociente de irregularidade no ano AGE (contagens/km);

QI_E = Quociente de irregularidade no ano AGE_E (contagens/km);

SNC = Número Estrutural Corrigido (Equação 2.17);

t = taxa de crescimento do tráfego (%/100).

Com o surgimento do Método da Resiliência, regulamentado pela DNER-PRO 269/94 (DNIT, 1994e) e a consideração da irregularidade longitudinal apenas como informação complementar do trecho, os modelos de Queiroz (1981) tiveram sua aplicação significativamente reduzida no cenário prático.

2.2.3 Modelo de Paterson (1987) – “Modelo do HDM-3”

O *Highway Design and Maintenance Standards Model* (HDM-3), desenvolvido pelo Banco Mundial, consiste em uma ferramenta utilizada em atividades de manutenção e reabilitação de rodovias, especificamente nos setores de planejamento e programação de investimentos. De maneira resumida, pode-se dizer que o HDM é um sistema computacional que, através de um determinado período de análise, simula situações físicas e econômicas para uma série de alternativas e cenários (SONCIM, 2011).

De acordo com Vale (2008), ainda no fim da década de 1960, vislumbrou-se a necessidade, em países da África, Ásia, Caribe e América Latina, da qualificação empírica da manutenção rodoviária, atrelada com a análise de custos. Surgiram assim, modelos de planejamento que incorporavam a simulação de custos totais ao longo da vida útil de um pavimento, servindo como base nas tomadas de decisão de projetos rodoviários.

Soncim (2011) relata que, nas primeiras versões do HDM (HCM e HDM-2), o programa levava em consideração modelos de regressão desenvolvidos com base em dados coletados em estudos e locais específicos. Na elaboração do HDM-3, o

Banco Mundial, representado por Paterson (1987), objetivando suprir a necessidade eminente de prever a deterioração das estruturas rodoviárias, elaborou modelos significativamente complexos, baseados em dados de campo mais abrangentes que aqueles utilizados nas versões anteriores. O autor focou seu estudo nos parâmetros de irregularidade, salientado por ele inúmeras vezes em seu trabalho como um forte indicador de importância econômica na manutenção rodoviária.

Nakahara (2005) descreve que a abordagem de Paterson (1987) foi um exemplo de método empírico acrescido por princípios mecanicistas. A metodologia do trabalho foi de fato empírica, mediante elaboração de modelos de previsão por regressão com uso de dados coletados em rodovias com diferentes estruturas e variados volumes de tráfego. Paterson (1987) relata que os dados utilizados na elaboração do modelo de previsão de evolução da irregularidade foram aqueles observados no Brasil, durante um estudo de custos rodoviários do Programa de Desenvolvimento das Nações Unidas (PNUD), na IRRE, realizada em 1982.

Paterson (1987) justifica a utilização do banco de dados gerados em pavimentos brasileiros pela presença de valores mais abrangentes de irregularidade, áreas de trincamento, desgaste e medidas de afundamento em trilha de roda, além do amplo aspecto fatorial de manutenções, precipitações acumuladas e volume de tráfego.

O autor não discrimina a localização dos pavimentos avaliados no Brasil, apenas relata que os parâmetros verificados em campo foram coletados ao longo de um período de observação variando de três a cinco anos, em 116 diferentes estruturas (divididas em mais de 300 segmentos) com idades oscilando de zero até aproximadamente 23 anos. Também não são descritas precisamente as composições de materiais e espessuras das camadas presentes nos pavimentos avaliados. Todavia, conforme relatos de Sayers *et al* (1986b), Paterson (1987) utilizou boa parte dos dados quantificados para o trabalho de Queiroz (1981), com pistas experimentais adicionais, implantadas pela iniciativa que precedeu a IRRE.

Paterson (1987) limita-se a dividir os segmentos observados em revestidos com concreto asfáltico (com ou sem superposição de camadas asfálticas), tratamentos superficiais sobre bases granulares e pavimentos com presença de base cimentada. Todos eles são considerados como “pavimentos flexíveis” pelo referido autor, salientando o caráter significativamente amplo de sua concepção. Esta abrangência elevada tem aspectos positivos, com condições de contorno que

envolvem situações de variada aplicação; todavia, modelos muito genéricos acarretam em imprecisões nas estimativas efetuadas pelas equações de previsão, diferindo das observações reais feitas em pista.

Tratando-se das condições climáticas, Paterson (1987) descreve os pavimentos brasileiros avaliados como presentes em localidades de clima úmido, não submetidos aos ciclos de gelo e degelo, com precipitações médias anuais variando de 1.200 a 2.000mm.

Em relação ao tráfego, Paterson (1987) informa uma faixa bastante variada de número de solicitações de eixo padrão (calculados com utilização dos fatores de equivalência de carga da AASHTO) representativa dos pavimentos avaliados. O autor relata que as análises englobaram pistas com volume de tráfego bastante reduzido, com cerca de 100 solicitações de eixo padrão anuais, até magnitudes relevantes, chegando a $1,7 \times 10^6$ repetições por ano.

Quanto à faixa de irregularidade representativa dos trechos avaliados, Paterson (1987) afirma que os valores de IRI medidos em campo oscilaram entre 1,02 e 9,91m/km. Quanto ao equipamento de medição, o autor menciona que os dados de IRI utilizados no modelo são provenientes do *Maysmeter*.

O caráter mecanicista entra, de acordo com Nakahara (2005), na forma e parâmetros do modelo, assegurando uma estimativa apropriada dos efeitos de ordem aleatória, prevendo a mudança nas condições por um período incremental de tempo, como funções da condição atual, fatores estruturais, ambientais e de tráfego.

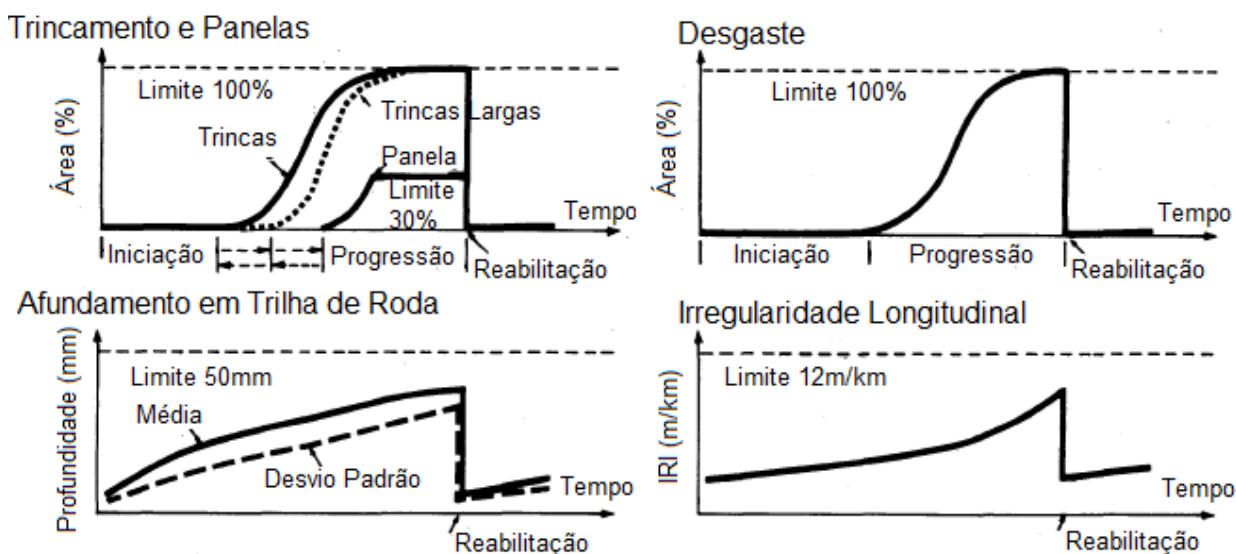
Para fins de construção de modelo, Paterson (1987) define o início do processo de degradação pelo momento em que ele é visível pela primeira vez no pavimento avaliado. A quantificação da degradação é expressa conforme mostra a Figura 2.19.

Pela Figura 2.19, o autor explica que os defeitos são caracterizados por duas fases de desenvolvimento: uma fase inicial após a construção e antes do aparecimento dos primeiros defeitos e outra fase de progressão, na qual os defeitos se desenvolvem na extensão, quantidade de área superficial ou gravidade, conforme sua forma de medição. Para mais informações referentes à modelagem individual dos defeitos de trincamento, afundamento em trilha de roda e desgaste superficial, recomenda-se o acesso ao documento original (PATERSON, 1987).

A previsão da irregularidade longitudinal elaborada por Paterson (1987) considerou a idade da estrutura, o tráfego atuante, fatores ambientais e os demais

defeitos modelados, interagindo entre si. As Equações (2.34) a (2.40), expostas por Watanatada *et al* (1987) – que ajustou os valores matematicamente para a escala do QI – exibem a combinação de relações desenvolvidas pelo autor em um único módulo, que foi incorporado na terceira versão do programa HDM.

Figura 2.19 – Tendências dos tipos de defeitos modelados no HDM-3



Fonte: Adaptado de Paterson (1987)

$$\Delta QI_b = 13K_{gp} [134 \exp(0,023 * K_{ge} * AGE) * (SNCK + 1)^{-5} * N + 0,114(DP_b - DP_a) + 0,0066 * \Delta TR_d + 0,42 * \Delta PT_d] + K_{ge} * 0,023 * QI_a \quad (2.34)$$

$$SNCK = \text{máx}(1,5; SNC - \Delta SNK) \quad (2.35)$$

$$\Delta SNK = 0,0000758 [TR'_a * h + ETR * h'] \quad (2.36)$$

$$TR'_a = \text{mín}(63; TR_a) \quad (2.37)$$

$$ETR = \text{máx}[\text{mín}(TR_a - TRX; 40); 0] \quad (2.38)$$

$$TRX = 0,62 * TTRA + 0,39 * TTRW \quad (2.39)$$

$$QI_b = \text{mín}(150; QI_a + \Delta QI_d) \quad (2.40)$$

Em que:

ΔPT_d = alteração na área percentual total de painéis durante o ano em análise;

ΔQI_b = incremento total na irregularidade durante o ano em análise (contagens/km);

ΔTR_d = alteração no percentual de área trincada ao longo do ano em análise;

AGE = idade do pavimento desde a última reabilitação, reconstrução ou nova construção (anos);

DP_a = desvio padrão do afundamento em trilha de roda no início do ano em análise (mm);

DP_b = desvio padrão do afundamento em trilha de roda no final do ano em análise (mm);

ETR = excesso de trincamento além da quantia existente na camada antiga na época do último recapeamento, selagem ou reconstrução;

h = espessura da mais recente camada de revestimento (mm);

h' = espessura total do(s) revestimento(s) antigo(s) (mm);

K_{gp} = fator de calibração para progressão da irregularidade;

K_{ge} = fator de calibração devido ao fator ambiental;

N = número anual de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

QI_a = irregularidade no início do ano em análise (contagens/km);

QI_b = irregularidade no final do ano em análise (contagens/km);

SNC = número estrutural corrigido;

SNCK = número estrutural corrigido pelo efeito do trincamento no início do ano em análise;

TR_a = percentual de área trincada no início do ano em análise;

TTRA = percentual de área trincada antes do último recapeamento ou selagem de trincas;

TTRW = percentual de área com trincamento largo antes do último recapeamento ou selagem de trincas;

TRX = percentual de área trincada na superfície do pavimento antigo, se houver;

Percebe-se, pelas Equações (2.34) a (2.40), que o modelo incorporado ao HDM-3 calcula a progressão da irregularidade anualmente, de acordo com análise de deterioração ocorrida no pavimento naquele período.

Em relação aos fatores de deterioração para progressão de irregularidade (K_{gp}) e calibração devido ao fator ambiental (K_{ge}), Watanatada *et al* (1987) mencionam a possibilidade de utilização do valor padrão do programa (igual a 1) para ambos os coeficientes. Todavia, para o fator ambiental (K_{ge}), os autores sugerem adotar a Equação (2.41) para definir o valor do parâmetro K_{ge} , com base no indicador “m”, de acordo com as classes climáticas consideradas pelo modelo, expostas na Tabela 2.9:

$$K_{ge} = \frac{m}{0,023} \quad (2.41)$$

Tabela 2.9 – Valores recomendados do coeficiente “m” de acordo com a classificação climática no HDM-3

Classificação Climática	Coeficiente "m" de acordo com a classificação de Temperatura		
	Tropical	Subtropical	Temperatura de Congelamento
Árido	0,005	0,010	0,025
Semiárido	0,010	0,016	0,035
Subúmido	0,023	0,030	0,050
Úmido	0,030	0,040	Acima de 0,07

Adaptado de Watanatada et al (1987)

De acordo com os autores, localidades tropicais indicam temperaturas médias do ar entre 15 e 40°C ao longo de todo o ano. Regiões com características subtropicais exibem estações quentes, com temperaturas oscilando entre 5 e 60°C, e estações frias variando a temperatura do ar entre -10 a 30°C. Já localidades subpolares exibem congelamento do pavimento asfáltico durante boa parte do ano.

Quanto aos trechos adotados na composição do presente estudo (Santa Maria/RS e Rio de Janeiro/RJ, expostos em detalhes no Capítulo 3), a clássica classificação climática de Bernardes (1951) define que o estado gaúcho está totalmente localizado na zona climática subtropical úmida, enquanto a cidade do Rio de Janeiro/RJ se localiza em zona climática tropical litorânea.

Para uso do HDM-4, versão 2.10, licenciada para a UFSM, entende-se adequado enquadrar ambas as localidades no clima tropical, devido às faixas de temperatura definidas pelo programa, pertinentes às séries históricas de pluviometria expostas nos itens 3.2.1.1 e 3.2.2.5.

Quanto ao fator de calibração para progressão de irregularidade (K_{gp}), recomenda-se adequar seu valor visando à obtenção de curvas de irregularidade ajustadas as séries históricas de dados do pavimento analisado.

Analisando a discussão feita por Watanatada *et al* (1987), percebe-se que a evolução da irregularidade é influenciada mais significativamente por quatro componentes: passagem do tráfego, número estrutural, condição de superfície relacionada ao trincamento e presença de panelas, além da combinação de idade e fatores ambientais. De acordo com Kerali (2001), o modelo HDM-3 foi um marco na utilização de ferramentas de previsão em avaliações técnicas e econômicas de projetos de investimento rodoviário, visando analisar estratégias e padrões de atuação.

2.2.4 Modelo de Marcon (1996)

Objetivando contribuir com o desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Pavimentos para a rede rodoviária do estado de Santa Catarina (SC), Marcon (1996) desenvolveu modelos de desempenho para variados parâmetros, entre eles a irregularidade longitudinal. O autor abordou e analisou as rodovias pavimentadas até 1990, avaliando o QI com o equipamento Integrador IPR/USP, verificando a variação deste índice com a idade dos segmentos desde a sua construção e o número de repetições do eixo padrão.

O banco de dados utilizado pelo autor contou com informações referentes a 199 trechos, localizados em segmentos unindo duas cidades, bairros ou entroncamentos com rodovias estaduais e federais. Entende-se que a composição do tráfego analisado por Marcon (1996) foi suficientemente abrangente, incluindo características tanto de pavimentos urbanos quanto de pavimentos rodoviários, englobando regiões distintas do estado de SC.

Em relação ao clima das regiões avaliadas pelo autor, os conjuntos de valores médios anuais variaram entre 15 e 25°C, com amplitudes térmicas entre 7°C e 10°C, verificadas nas localidades dos levantamentos. A precipitação média anual,

determinada com base em dados de duas estações pluviométricas (Xanxerê e Araranguá) foi quantificada em 1.630mm/ano.

Tratando-se dos materiais empregados na construção dos pavimentos avaliados, a composição estrutural é relativamente homogênea. As estruturas das pistas estudadas contam com revestimento alternando entre CA, PMF (Pré-Misturado a Frio) e PMQ (Pré-Misturado a Quente), ou sobreposição de ambos os materiais, com espessuras variando de 3,5 a 12cm. Todas as bases empregadas nos trechos foram efetuadas com materiais granulares (brita graduada, solo brita, solo selecionado, seixo britado ou macadame seco), com espessuras entre 12 e 40cm.

As sub-bases granulares dos pavimentos adotados no estudo de Marcon (1996) foram construídas com macadame seco, seixo bruto ou solo selecionado. Suas espessuras variaram entre 12 e 50cm. Vale salientar que esta camada não foi empregada em todos 199 pavimentos avaliados pelo autor. Nas situações em que foi empregado reforço do subleito, este foi efetuado com solo selecionado, com espessuras entre 15 e 40cm.

A análise do tráfego atuante nas estruturas consideradas no estudo de Marcon (1996) foi realizada a partir de séries históricas, originadas de levantamentos executadas periodicamente pelo DEINFRA (Departamento Estadual de Infraestrutura do Estado de Santa Catarina) – antigo DER/SC, contagens classificatórias efetuadas por empresas consultoras e estudos especiais realizados para planejamento do Sistema de Transporte de Santa Catarina. Foram estimados os números de solicitações do eixo padrão pelos métodos do DNER (com aplicação dos fatores de equivalência de carga da USACE) e AASHTO; todavia, para desenvolvimento do modelo de previsão do QI, apenas foram utilizados os números N calculados pelo método da AASHTO.

Devido à inexistência de dados referentes à pesagem de veículos efetuada ao longo do período do estudo, o autor utilizou fatores de veículos calculados com base em cargas de eixos representativos de referências literárias, expostas em sua metodologia.

Em relação à magnitude do tráfego atuante nas rodovias avaliadas, o maior tráfego acumulado quantificado pelo autor, representado pelo N calculado pelo método da AASHTO, foi quantificado em $7,0 \times 10^6$. Marcon (1996) utilizou, em seu banco de dados, rodovias com idades de funcionamento variando de 1 a 18 anos.

Ressalta-se aqui que o autor realizou todo o inventário de defeitos nas estruturas que compõem os pavimentos de seu estudo; todavia, optou por não utilizar as informações referentes à condição da superfície na composição do modelo de irregularidade. O mesmo ocorre para a análise deflectométrica, não incluída na previsão de evolução do QI.

Destaca-se também que, na época dos levantamentos, 88% dos trechos revestidos em concreto asfáltico resultaram em valores de QI médios menores do que 39 contagens/km, indicando uma condição aceitável de trafegabilidade na maioria dos trechos. O QI médio de um trecho quantificado com o maior valor exibiu irregularidade igual a 60 contagens/km.

Por fim, Marcon (1996) gerou seis modelos de irregularidade (dois para cada uma das três regiões avaliadas). As localidades foram divididas de acordo com o posicionamento geológico no qual as pistas estão situadas, tomando por base os tipos de rochas e os respectivos solos residuais. A Região 1 foi formada por trechos construídos na região das rochas de embasamento, cujos solos foram originados principalmente de gnaisses, granulitos e granitos. Este grupo abrange a faixa leste do estado de SC, limitada ao norte pela divisa com o estado do Paraná e ao Sul pela união dos municípios de Criciúma e Morro da Fumaça.

Na Região 2, designaram-se os trechos construídos em localidades originadas por rochas sedimentares da categoria gonduânica, cuja decomposição originou solos como argilitos, siltitos e arenitos. Já a Região 3 foi composta por trechos construídos nas localidades de rochas vulcânicas da categoria gonduânica, dando origem a solos que resultaram da decomposição do basalto. Pode-se localizar os trechos agrupados nas Regiões 2 e 3 entre os limites à oeste com a Região 1, definida pelo autor, indo até a fronteira com a Argentina.

As Equações (2.42) e (2.43), Região 1, (2.44) e (2.45), Região 2, (2.46) e (2.47), Região 3, ajustam os dados de irregularidade determinados no estado de Santa Catarina:

$$\text{Região 1} \rightarrow \text{QI} = 21,891 \exp(0,0339 * \text{AGE}) \quad (2.42)$$

$$R^2 = 0,43$$

$$\text{Região 1} \rightarrow \text{QI} = 25,798 + 6 * 10^{-6} * N - 3 * 10^{-13} * N^2 \quad (2.43)$$

$$R^2 = 0,69$$

$$\text{Região 2} \rightarrow \text{QI} = 18,348 + 1,164 * \text{AGE} \quad (2.44)$$

$$R^2 = 0,29$$

$$\text{Região 2} \rightarrow \text{QI} = 25,783 + 4 * 10^{-6} * N - 5 * 10^{-14} * N^2 \quad (2.45)$$

$$R^2 = 0,32$$

$$\text{Região 3} \rightarrow \text{QI} = 24,426 \exp(0,017 * \text{AGE}) \quad (2.46)$$

$$R^2 = 0,11$$

$$\text{Região 3} \rightarrow \text{QI} = 25,449 \exp(0,0000002 * N) \quad (2.47)$$

$$R^2 = 0,17$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO.

Ao contrário do ocorrido no modelo de Paterson (1987), Marcon (1996) opta pela realização de uma modelagem matemática relativamente simples para cada uma das situações avaliadas. Ainda, a opção por avaliar separadamente cada uma das três regiões limita a aplicação prática das equações elaboradas pelo autor, já que estas ficam intimamente relacionadas com as condições de contorno nas quais foram elaboradas.

Percebe-se que o autor não utiliza os parâmetros de idade e tráfego no mesmo modelo, evitando trabalhar com indicadores que, na concepção de Marcon (1996), representam situações análogas. Pode-se também constatar que os modelos que incluem o número N, para todas as três regiões avaliadas, exibem coeficientes de determinação (R^2) maiores do que aqueles elaborados mediante utilização da idade do pavimento como variável independente.

Ainda em relação aos coeficientes de determinação, percebe-se os ajustes estatisticamente pouco representativos obtidos pelos modelos desenvolvidos pelo

autor, originando valor de R^2 menores que 0,5 em todos os casos, exceto para o modelo desenvolvido para a Região 1, utilizando como parâmetro de previsão o número N. Salienta-se também que a Região 3 compilou o maior número de trechos avaliados nas análises de regressão; mesmo assim, resultou no menor ajuste matemático para previsão de evolução do QI, tendo como critério o coeficiente de determinação.

2.2.5 Modelos revisados pela *European Commission* (1997)

O projeto da *European Commission* (1997), intitulado COST 324 - *Long Term Performance of Road Pavements*, revisou modelos de previsão de desempenho que estavam em uso em 11 países participantes (Áustria, Bélgica, Suíça, Dinamarca, Espanha, Finlândia, França, Reino Unido, Grécia, Hungria, Irlanda, Holanda, Portugal, Suécia e Eslovénia). A iniciativa resultou no COST *Action* 354 (Litzka, 2006), que sugere alguns indicadores para avaliação do desempenho dos pavimentos revestidos por concreto asfáltico.

O documento mais recente (Litzka, 2006), não propõe expressões matemáticas que indicam os resultados em termos de IRI, mas sim de outros parâmetros que inferem, com a irregularidade longitudinal dentro do grupo de variáveis, a qualidade de rolamento da rodovia. Desta forma, optou-se por discutir, neste item, apenas o documento COST 324 (*European Commission*, 1997).

Mediante interpretação do compilado de informações existentes na referida publicação, verificou-se que grande parte dos países trabalhavam, a época, com modelos de previsão para indicadores de desempenho estrutural (deflexão), defeitos de fadiga e deformação permanente, resistência à derrapagem e condição de trafegabilidade (irregularidade longitudinal ou índices indiretos que relacionam a percepção do usuário com a qualidade da via).

A lista detalhada de expressões matemáticas pode ser encontrada no relatório final do COST 324 (*European Commission*, 1997). As equações, em sua maioria, são elaboradas em caráter puramente empírico, buscando explicar uma variável dependente com uso de uma ou mais variáveis independentes.

Devido à quantidade significativa de países, localidades, condições climáticas, composição estrutural dos pavimentos e tráfego atuante nas estruturas utilizadas na calibração dos modelos de previsão de desempenho, sugere-se acesso ao

documento original para entendimento completo das condições de contorno que envolvem as referidas equações.

Tratando-se da previsão de irregularidade longitudinal, julga-se pertinente destacar três países que utilizam equações que buscam representar matematicamente o IRI. A primeira delas é referente aos pavimentos asfálticos finlandeses, que atribuem a evolução da irregularidade longitudinal apenas ao valor de IRI determinado no ano anterior, progredindo de maneira incremental os resultados previstos, ano após ano. Este modelo está exposto na Equação (2.48).

$$IRI_{(t+1)} = 0,13 + 1,03 * IRI_{(t)} \quad (2.48)$$

Em que:

$IRI_{(t)}$ = irregularidade longitudinal medida no ano (t) – m/km;

$IRI_{(t+1)}$ = irregularidade longitudinal medida no ano seguinte ao (t) – m/km.

Outro formato de previsão de evolução de irregularidade longitudinal, apresentado pela *European Commission* (1997), é referente aos pavimentos asfálticos executados na Hungria, onde o IRI é previsto com uso das variáveis independentes referentes à idade do pavimento e ao tráfego acumulado ao longo do tempo. Este tráfego, de acordo com o referido documento, é determinado pelo número acumulado absoluto de veículos que trafegam pela rodovia ao longo do período de análise (uma espécie de “VDM Acumulado” - VDM_{AC}). As Equações (2.49) e (2.50) exibem os modelos de previsão reportados a pavimentos asfálticos na Hungria. As constantes “a” e “b” devem ser calibradas conforme particularidades dos segmentos avaliados.

$$IRI = \exp(a + b * AGE) \quad (2.49)$$

$$IRI = \exp(a + b * VDM_{AC}) \quad (2.50)$$

Em que:

a e b = constantes de calibração do modelo;

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

VDM_{AC} = volume acumulado de veículos que trafegam na rodovia (comerciais e de passeio).

Um formato mais elaborado de projeção, mencionado pela *European Commission* (1997), é designado a pavimentos asfálticos construídos na Suécia, conforme descreve a Equação (2.51), que busca quantificar o IRI com uso de informações referentes à idade do pavimento, indicadores de temperatura, geometria da via, espessura da camada asfáltica e condições estruturais.

$$IRI = 151 + 6,97 * 10^{-4} * IC - 5,54 * 10^{-2} * W - 1,29 * 10^{-3} * h + 139 * D_{900} + 2,39 * 10^{-3} * AGE \quad (2.51)$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua ou última reabilitação (anos);

D_{900} = deflexão medida pelo FWD, com carga de 50kN, determinada 900mm distantes do ponto de aplicação de carga (mm)

IC = índice de congelamento do pavimento (°C);

h = espessura da camada asfáltica (mm);

W = largura da faixa de rolamento (m).

Os modelos expostos nas Equações (2.48) a (2.51) não têm seus parâmetros estatísticos expostos pela *European Commission* (1997), impossibilitando aferir interpretações sobre a qualidade dos ajustes alcançados pelas referidas expressões. Vale, todavia, mencionar que, a partir dos resultados documentados pelo COST 324, alguns países nórdicos como a Noruega, por exemplo, optaram por migrar para calibrações efetuadas nas bases de modelos elaborados pelos EUA, durante o desenvolvimento do Guia de Projeto de Pavimentos novos e reabilitados com uso de rotinas empírico-mecanicistas (NCHRP, 2004).

2.2.6 Modelo do HDM-4 (2000)

Visando ampliar o escopo do HDM-3 e fornecer um sistema de abordagem de fácil acesso para a gestão rodoviária, com *software* e ferramentas acessíveis aos usuários, um estudo internacional liderado por variados pesquisadores resultou no

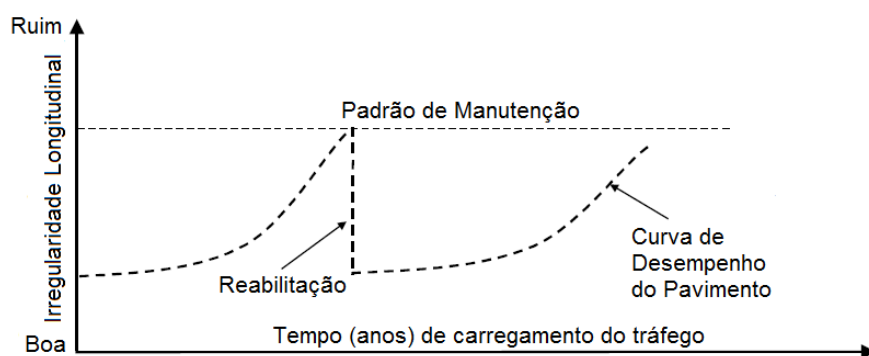
Highway Development and Management Tool (HDM-4). A documentação que orienta a utilização do programa é constituída por sete volumes, desenvolvidos por variados autores que participaram deste processo.

Kerali (2001) afirma que o alcance da ferramenta HDM-4 foi ampliado consideravelmente além das avaliações de projetos tradicionais, visando fornecer um sistema mais consistente para a análise de alternativas de gestão rodoviária e investimento. O autor afirma que foi dada ênfase à aplicação do conhecimento existente, ao invés da realização de grandes estudos empíricos (a base de dados de campo utilizada para a composição do modelo foi a mesma adotada na previsão de irregularidade embutida no HDM-3, já detalhada no item 2.2.3).

O conceito de análise do ciclo de vida de uma estrutura de pavimento, analisada pelo HDM-4, considera que a taxa de deterioração do pavimento é diretamente afetada pelos padrões de manutenção aplicados para reparar defeitos na superfície do pavimento, tais como trincas, afundamentos, panelas, ou para preservar a integridade estrutural do pavimento (tratamentos de superfície, sobreposições de camadas), permitindo assim que a rodovia admita os carregamentos do tráfego conforme sua função de projeto (KERALI, 2001).

Interpreta-se assim que a condição geral dos pavimentos rodoviários em longo prazo depende diretamente da manutenção e dos padrões de melhoria aplicados à estrutura. A Figura 2.20 ilustra a tendência prevista no desempenho do pavimento, representada pela "qualidade de rolagem", quantificada em termos de irregularidade longitudinal pelo IRI.

Figura 2.20 – Conceito de ciclo de vida do pavimento analisado no HDM-4



Fonte: Adaptado de Kerali (2001)

Jung *et al* (2002) expõem, conforme Tabela 2.10, a classificação das condições de conforto ao rolamento, adotada pelo HDM-4, para pavimentos revestidos tanto por concreto asfáltico (CA) quanto por concreto de cimento Portland (CCP). Ainda nesta questão, os autores consideram uma das maiores desvantagens do HDM-4 a sua dificuldade de comparar os custos aos quais os usuários são submetidos em diferentes alternativas que atendam pavimentos de alta qualidade (IRI em torno de 2m/km), devido à maneira com o qual o programa foi desenvolvido, visando os países em desenvolvimento.

Tabela 2.10 – Valores padrões de qualidade da via no HDM-4

Classe da Rodovia	Conforto ao Rolamento (IRI Máximo - m/km)			
	Bom	Regular	Ruim	Péssimo
Primária ou Tronco	2,0	4,0	6,0	8,0
Secundária ou Principal	3,0	5,0	7,0	9,0
Terciária ou Local	4,0	6,0	8,0	10,0

Fonte: Adaptado de Jung *et al* (2002)

Odoki e Kerali (2000) explicam que os pavimentos abordados pelo HDM-4 são definidos pela combinação dos tipos de revestimento e base utilizados na estrutura. A Tabela 2.11 exhibe estas combinações para os pavimentos classificados como “flexíveis”, abordados pelo HDM-4.

Tabela 2.11 – Tipos de pavimentos “flexíveis” abordados pelo HDM-4

Tipo de Pavimento	Tipo de Revestimento	Tipo de Base	Descrição
AMGB	AM	GB	Mistura asfáltica sobre base granular
AMAB	AM	AB	Mistura asfáltica sobre base asfáltica
AMSB	AM	SB	Mistura asfáltica sobre base estabilizada
AMAP	AM	AP	Mistura asfáltica sobre pav. asfáltico
STGB	ST	GB	Tratamento superficial sobre base granular
STAB	ST	AB	Tratamento superficial sobre base asfáltica
STSB	ST	SB	Tratamento superficial sobre base estabilizada
STAP	ST	AP	Tratamento superficial sobre pav. asfáltico

Fonte: Adaptado de Odoki e Kerali (2000)

Desta forma, o modelo que prevê o comportamento da irregularidade longitudinal, aplicado ao HDM-4, é formado por variados componentes que contribuem para a evolução do IRI, sendo que o incremento total na irregularidade é dado pela soma destes componentes, expostos na Equação (2.52):

$$\Delta RI = K_{gp}(\Delta RI_S + \Delta RI_{TR} + \Delta RI_{ATR} + \Delta RI_P) + \Delta RI_E \quad (2.52)$$

Em que:

ΔRI = incremento total na irregularidade durante o ano em análise (m/km);

ΔRI_{ATR} = incremento na irregularidade devido ao ATR (m/km);

ΔRI_E = incremento na irregularidade devido às condições ambientais (m/km);

ΔRI_P = incremento na irregularidade devido à presença de painelas (m/km);

ΔRI_S = incremento na irregularidade devido ao componente estrutural (m/km);

ΔRI_{TR} = incremento na irregularidade devido ao trincamento (m/km);

K_{gp} = fator de calibração para progressão da irregularidade.

Na versão 4 do HDM, o fator de calibração para progressão da irregularidade (K_{gp}) deve ser ajustado mediante alteração dos fatores referentes aos componentes que incrementam os acréscimos anuais de IRI, visando obter curvas de irregularidade próximas das séries históricas de dados do pavimento. Um guia sobre a calibração e adaptação dos fatores inseridos nos modelos de evolução dos parâmetros rodoviários previstos pelo HDM-4 pode ser encontrado em Bennett e Paterson (2000).

Analisando separadamente cada um dos incrementos que compõem a progressão de irregularidade no HDM-4, Morosiuk *et al* (2004) explicam que o componente estrutural (ΔRI_S) utiliza o número estrutural corrigido como indicador da integridade do pavimento. A Equação (2.53) e as Equações complementares (2.54) a (2.55) exibem a metodologia de cálculo do ΔRI_S utilizado no modelo de irregularidade do HDM-4 (Versão 2):

$$\Delta RI_S = K_{gs} * 134 * \exp[K_{gm}(m)(AGE)] (1 + SNCK_b)^{-5} * N \quad (2.53)$$

$$SNCK_b = \text{máx}[(SNC_a - dSNCK), 1,5] \quad (2.54)$$

$$dSNCK = K_{snck} * 7,58 * 10^{-5} [\text{mín}(63, TR_a)h + \text{máx}(\text{mín}(TR_a - TRX, 40), 0)h'] \quad (2.55)$$

Em que:

ΔRI_S = incremento na irregularidade devido ao componente estrutural (m/km);

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

dSNCK = redução no número estrutural corrigido devido ao trincamento;

h = espessura da mais recente camada de revestimento (mm);

h' = espessura total do(s) revestimento(s) antigo(s) (mm);

K_{gm} = fator de calibração para o coeficiente ambiental;

K_{snck} = fator de calibração para o SNC;

K_{gs} = fator de calibração para o componente estrutural da irregularidade.

m = coeficiente ambiental (conforme Tabela 2.9 – item 2.2.3);

N = número anual de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

$SNCK_b$ = número estrutural corrigido devido ao trincamento no final do ano em análise;

SNC_a = número estrutural corrigido no início do ano em análise;

TR_a = percentual de área trincada no início do ano em análise;

TRX = percentual de área trincada na superfície do pavimento antigo (se houver);

Tratando-se do componente de irregularidade devido ao trincamento (ΔRI_{TR}), Morosiuk *et al* (2004) comentam que sua composição é feita da mesma forma do que aquela implementada no HDM-3, com a adição de um fator de calibração do componente de trincamento. A Equação (2.56) exhibe o crescimento da irregularidade devido ao trincamento no ano em análise:

$$\Delta RI_{TR} = K_{gc} * 0,0066 * \Delta TR \quad (2.56)$$

Em que:

ΔRI_{TR} = incremento na irregularidade devido ao trincamento (m/km);

ΔTR = aumento percentual na área com presença de trincamento durante o ano em análise, conforme modelagem exposta em Morosiuk *et al* (2004);

K_{gc} = fator de calibração para o componente de trincamento da irregularidade.

O incremento da irregularidade devido ao afundamento em trilha de roda (ΔRI_{ATR}) é função do desvio padrão do afundamento ao longo do trecho avaliado, assim como no HDM-3. A Equação (2.57) exhibe a maneira como é calculado o componente do ATR.

$$\Delta RI_{ATR} = K_{gr} * 0,088 * \Delta DP \quad (2.57)$$

Em que:

ΔRI_{ATR} = incremento na irregularidade devido ao ATR (m/km);

ΔDP = aumento no desvio padrão do afundamento em trilha de roda durante o ano em análise (mm), conforme modelagem exposta em Morosiuk *et al* (2004);

K_{gr} = fator de calibração para o componente de afundamento em trilha de roda na irregularidade.

Em relação ao componente da irregularidade devido à presença de painelas (ΔRI_P), Morosiuk *et al* (2004) expõe a Equação (2.58), complementada pela Equação (2.59), como representativas de sua modelagem na progressão de irregularidade adotada pela versão 2 do HDM-4:

$$\Delta RI_P = K_{gp} * 0,00019 * (2 - FM) [(NPT_{bu})^{1,5} - (NPT_a)^{1,5}] \quad (2.58)$$

$$NPT_{bu} = NPT_b * \left[1 - \left(\frac{Ppt}{100} \right) \left(1 - \frac{Fpt}{365} \right) \right] \quad (2.59)$$

Em que:

ΔRI_P = incremento na irregularidade devido à presença de painelas (m/km);

FM = Índice de liberdade de manobras (variando de 0 a 1);

Fpt = Frequência de execução de remendos em painelas (dias);

K_{gp} = fator de calibração para o componente de panelas na irregularidade.

NPT_a = unidades de panelas por km no início do ano em análise;

NPT_b = unidades de panelas por km no final do ano em análise;

NPT_{bu} = unidades de panelas por km no final do ano em análise, percebidas pelo usuário da rodovia;

Ppt = Percentual de panelas tapadas com remendos;

De acordo com os autores, a modelagem que quantifica a contribuição dos buracos ou panelas na irregularidade longitudinal considera também a manutenção rotineira com execução de remendos nas regiões mais degradadas. Portanto, a frequência de remendos (F_{pt}) é considerada como uma das variáveis da Equação (2.59). Se, por exemplo, a frequência de correção for de um mês, os buracos iniciais serão todos corrigidos após um mês e não terão efeito nos 11 meses restantes do ano em análise. Já o índice de liberdade de manobras (FM) depende da largura da faixa. Quanto mais larga a faixa de rolamento, maior a liberdade de manobra para desviar os buracos ou panelas e, conseqüentemente, maior o FM.

Por fim, o incremento referente ao componente ambiental (ΔRI_E) do modelo de progressão de irregularidade do HDM-4 é definido pela Equação (2.60):

$$\Delta RI_E = K_{gm} * m * RI_a \quad (2.60)$$

Em que:

ΔRI_E = incremento na irregularidade devido às condições ambientais (m/km);

K_{gm} = fator de calibração para o componente ambiental (valor padrão = 1,0);

m = coeficiente ambiental, conforme Tabela 2.11;

RI_a = irregularidade no começo do ano em análise (m/km).

Morosiuk *et al* (2004) comentam que a calibração deste fator ambiental sofreu algumas alterações em relação a versão presente no HDM-3. A definição e simbologia do fator de calibração (K_{gm}) foram alteradas, além da inserção do coeficiente ambiental diretamente no incremento de irregularidade devido ao fator ambiental, não sendo considerado apenas na calibração do referido fator.

Além do incremento total na irregularidade durante o ano em análise, a irregularidade do pavimento no final do ano em análise e a irregularidade média anual do pavimento podem ser determinadas pelas Equações (2.61) e (2.62), respectivamente:

$$IRI_b = \text{mín}[(IRI_a + \Delta RI); a_0] \quad (2.61)$$

$$IRI_m = 0,5(IRI_a + IRI_b) \quad (2.62)$$

Em que:

ΔRI = incremento total na irregularidade durante o ano em análise (m/km);

a_0 = irregularidade máxima fornecida pelo usuário (m/km);

IRI_a = irregularidade no início do ano em análise (m/km);

IRI_m = irregularidade média anual do ano em análise (m/km);

IRI_b = irregularidade no final do ano em análise (m/km).

Morosiuk *et al* (2004) ressalta ainda que o limite superior da irregularidade (a_0), configurado pelo usuário, requer alterações conforme a superfície analisada. Os autores relatam também a possibilidade de avaliar camadas não tão usuais de materiais asfálticos, como o macadame betuminoso, devido à alta faixa de valores de irregularidade abrangida pela calibração do modelo, podendo chegar a 16m/km.

2.2.7 Modelo de Lerch (2002)

Ao considerar nove trechos de rodovias estaduais, totalizando aproximadamente 265km, Lerch (2002) conseguiu representar diferentes estruturas da malha rodoviária do Rio Grande do Sul, registrando as irregularidades longitudinais medidas antes e após os seus recapeamentos.

O autor utilizou dados estruturais e funcionais presentes no histórico dos pavimentos abordados, agrupando os valores com informações referentes às condições superficiais e classificação de tráfego. Todas as pistas estão situadas na metade norte do estado do RS, contribuindo no acesso intermunicipal e entroncamentos entre rodovias localizadas nas proximidades das zonas avaliadas.

No trabalho de Lerch (2002), não foram informadas as características climáticas dos locais nos quais foram escolhidos os segmentos rodoviários utilizados neste estudo. Todavia, mediante coleta de dados da rede do INMET (Instituto Nacional de Meteorologia), referentes às precipitações, temperaturas máximas e mínimas da estação OM:83914 (Passo Fundo/RS – cidade ao norte do estado do RS com dados disponíveis na plataforma climatológica), nos 10 anos que antecederam o trabalho do autor (1992 à 2002), foram quantificadas as precipitações médias de aproximadamente 1.500mm anuais, com temperaturas médias do ar variando em média entre 13 e 24°C.

Todas as pistas avaliadas por Lerch (2002) haviam sido abertas à licitação pública, visando à execução de obras de recuperação. Os dados históricos prévios às atividades de manutenção foram fornecidos pelo DAER/RS. As estruturas e materiais constituintes dos pavimentos avaliados por Lerch (2002) são compostos pela clássica sobreposição de base e revestimento, acima do subleito, conforme está exposto na Tabela 2.12.

As medições de irregularidade longitudinal foram executadas com a utilização do equipamento *Maysmeter* e quantificadas em termos de IRI. Com isso, o autor obteve as referências de irregularidade determinadas antes da execução do recapeamento. Cabe também destacar que os nove trechos adotados por Lerch (2002) resultaram em 14 segmentos homogêneos, divididos por empresas responsáveis pelas obras de recuperação após o processo licitatório.

Tabela 2.12 – Características dos Trechos avaliados por Lerch (2002)

Rodovia	Extensão (km) do Trecho	Tipo de Base	Espessura de Base (mm)	Tipo de Rev. antes da reabilitação	Espessura de Revestimento original (mm)
RS-020	48,0	Solo / Brita	300	TSD	25
RS-128	8,0	Brita Graduada	150 a 250	TSD	30 a 50
RS-324	30,9	Brita Graduada	350	PMF	50 a 70
RS-342	44,6	Brita Graduada	220 a 300	PMF	40 a 80
RS-344	31,2	Brita Graduada	300 a 350	TSD	30 a 40
RS-404	27,5	Brita Graduada	250 a 350	TSD	25
RS-446	17,0	Brita Graduada	350 a 450	CA	40 a 50
RS-452	27,5	Brita Graduada	300 a 400	CA ou TSD	30 a 40
RS-470	30,3	Brita Graduada	300 a 650	CA ou PMF	50 a 80

Adaptado de Lerch (2002)

A execução da obra de reabilitação envolveu restaurações empregando espessuras de 3 a 8cm de concreto asfáltico, com a realização de reperfilagem dependente de cada um dos casos, conforme descrito pelo autor.

Lerch (2002) utiliza uma abordagem computacional em seu trabalho, quando prevê a irregularidade determinada após o recapeamento com o *software* HDM-4, inserindo as características dos segmentos adotados em seu estudo e comparando os resultados fornecidos pelo *software* com as irregularidades medidas em campo, após as obras de reabilitação.

Com esta ação, Lerch (2002) calibra parâmetros do programa para aproximar as reduções previstas de irregularidade (dIRI), antes e após o recapeamento, com aquelas medidas em pista. O autor obteve valores satisfatórios para cinco dos 14 trechos apenas utilizando os parâmetros de ajuste da versão original do programa (configuração *Default*). Para os demais nove segmentos, Lerch (2002) recomenda diferentes configurações de ajuste do modelo de redução de irregularidade após o recapeamento. A crítica aqui fica pela não tentativa de obtenção de parâmetros de ajuste genéricos, válidos para todos os segmentos abordados pelo autor.

Salienta-se que Lerch (2002) não fornece nenhuma informação referente à magnitude do tráfego atuante nas rodovias com as quais foram desenvolvidos os resultados de seu trabalho, impossibilitando interpretar as condições de contorno relativas a este fator.

Com o banco de dados disponível, Lerch (2002) desenvolveu, mediante regressão múltipla linear, um modelo de previsão de redução de irregularidade após recapeamento em concreto asfáltico. Lembra-se, mais uma vez, que esta redução é um valor previsto pelo *software* HDM-4, cujas estimativas resultantes foram incluídas na sistemática de regressão. O modelo elaborado e descrito pela Equação (2.63) tem como variáveis independentes a espessura do recapeamento e a irregularidade medida antes deste:

$$\begin{aligned} \text{dIRI} &= 0,31 * h_{\text{ref}} + 0,87 * \text{IRI}_a - 3,17 \\ R^2 &= 0,97 \end{aligned} \tag{2.63}$$

Em que:

dIRI = redução prevista com o *software* HDM-4 para a irregularidade longitudinal após o recapeamento (m/km);

h_{ref} = espessura da camada de reforço (cm);

IRI_a = irregularidade longitudinal medida anteriormente à realização do recapeamento (m/km).

Destaca-se aqui o significativo coeficiente de determinação, explicável pela calibração dos resultados na rotina de cálculo do *software* HDM-4. Vale ressaltar que, como o modelo desenvolvido pelo autor não foi validado em demais trechos experimentais, restringe-se sua aplicação às pistas com características similares aquelas estudadas por Lerch (2002). Em relação à ordem de grandeza dos valores de campo, percebe-se que as rodovias avaliadas pelo autor exibem uma irregularidade medida antes do recapeamento com medidas variando entre 2m/km e 7m/km.

É possível, empregando a Equação (2.63), verificar a pertinência da expressão proposta por Lerch (2002), quando comparados aos resultados de campo obtidos por Pavi (2017), cujo trabalho em andamento busca, entre outros aspectos, investigar a redução de irregularidade ocasionada pelo recapeamento do concreto asfáltico. No estudo da autora, o segmento experimental de 500m exibia, antes da intervenção, irregularidade longitudinal média de 3,15m/km, quando compilados dados referentes às trilhas de roda externa e interna.

Com reabilitação efetuada mediante realização de fresagem (2,5cm) e recapeamento com 3,0cm de espessura, atingiu-se irregularidade longitudinal média de 1,86m/km, também compilando os resultados das duas trilhas de roda. A redução de irregularidade média foi quantificada em 1,29 m/km. Aplicando-se os dados medidos por Pavi (2017) na Equação (2.63), os resultados preveem uma redução de 0,50m/km, valor significativamente menor do que aquele verificado em campo no segmento acompanhado pela referida autora.

Entende-se que esta diferença seja justificada pelo processo de fresagem prévia a execução de novo revestimento, efetuada no trecho monitorado por Pavi (2017), porém não mencionada pelo modelo preditivo de Lerch (2002).

Por fim, Lerch (2002) também menciona a tentativa de correlacionar a irregularidade longitudinal, representada pelo IRI, com o número estrutural corrigido (SNC); porém, nos segmentos avaliados pelo autor, este parâmetro não se mostrou significativo.

2.2.8 Modelo de Yshiba (2003)

Mediante utilização de dados históricos de avaliação funcional e estrutural da malha rodoviária do estado do Paraná, coletados em levantamentos nos anos de 1995 e 1998, Yshiba (2003) desenvolveu modelos estatísticos de irregularidade longitudinal para pavimentos asfálticos, reabilitados (R) e não reabilitados (NR).

O autor selecionou pavimentos localizados em uma região com solos oriundos do basalto (chamada pelo autor de “Região do Basalto”), do qual se originaram a terra roxa estruturada, o latossolo roxo e o latossolo vermelho escuro. O autor afirma que estes solos, em sua maioria, enquadram-se no grupo A-7, conforme classificação pelo Sistema Rodoviário de Classificação (TRB). Yshiba (2003) justifica a seleção de rodovias desta região por ser uma faixa que atravessa todo o território paranaense, desde a divisa com o estado de Santa Catarina, ao sul, até a divisa com o estado de São Paulo, ao norte.

Em relação às condições climáticas encontradas nos locais de avaliação, Yshiba (2003) salienta que, devido à vasta área geográfica nas quais as rodovias estão localizadas, a interpretação do clima está sujeita a variabilidade tanto de temperatura quanto de precipitação. Para interpretar esta variabilidade, o autor coletou informações climáticas referentes a 36 postos meteorológicos localizados em sete diferentes regiões no estado do Paraná, identificando que, para a região em estudo, foram verificadas temperaturas médias anuais variando de 15 até 22°C.

Tratando-se da pluviometria, o autor quantificou, por meio de precipitações médias históricas, valores situados entre 1.200 e 1.300mm/anuais determinados a partir da interpretação dos locais avaliados no território paranaense.

Em termos gerais, totalizaram-se 371 seções de rodovias avaliadas por Yshiba (2003), com extensões bastante variadas (300m até aproximadamente 50km). Assim como as dimensões dos trechos estudados, os materiais e composição estrutural dos pavimentos também são bastante diversos. O autor descreve a presença de revestimentos compostos por CA, PMQ, PMF, TSD, TST e Lama Asfáltica (LA). Para as camadas de base, Yshiba (2003) constata a utilização de brita graduada, solo arenoso fino laterítico, solo brita, solo melhorado com cimento, solo cimento, solo cal, macadame hidráulico e PMQ.

As sub-bases foram identificadas com presença de brita graduada, solo, cascalho, saibro, solo brita, solo melhorado com cimento e macadame hidráulico. Não há relatos de presença de reforços de subleito nas estruturas avaliadas.

Na região estudada pelo autor, as espessuras mais comuns observadas em pavimentos de concreto asfáltico, base de brita graduada e sub-base granular resultaram em uma média de 5,0, 16,7 e 19,0cm, respectivamente para cada uma das camadas.

Yshiba (2003) verificou o efeito dos fatores da idade do pavimento, do tráfego e do número estrutural corrigido sobre o desempenho funcional dos pavimentos quantificado em termos de irregularidade longitudinal, representada pelo IRI. Como os dados de irregularidade são oriundos do Departamento de Estradas e Rodagem do Estado do Paraná (DER/PR), o autor não menciona o equipamento com o qual foram realizados os levantamentos para quantificar o IRI.

De acordo com a avaliação feita por Yshiba (2003) em 1998, a idade dos pavimentos de concreto asfáltico variava de 5 a 27 anos, o número estrutural corrigido (SNC) englobava uma faixa de 3,0 a 9,0 e o tráfego anual compreendia valores entre $6,1 \times 10^3$ e $3,9 \times 10^5$, calculados pelo método da AASHTO. Ainda sobre o tráfego, destaca-se a utilização de 12 postos de pesagens para análise de séries históricas e quantificação dos fatores de veículo adotados nos cálculos do N. Salienta-se também a magnitude relativamente baixa dos números de solicitações de eixo padrão, indicando a presença de pavimentos com tráfego leve na matriz fatorial do autor.

Com uso da Análise de Variância (ANOVA), Yshiba (2003) identificou as interações mais significativas e obteve os modelos de previsão de irregularidade expostos nas Equações (2.64) e (2.65) (pavimentos não reabilitados avaliados nos anos de 1995 e 1998, respectivamente) e Equações (2.66) e (2.67) (pavimentos reabilitados avaliados nos anos de 1995 e 1998, respectivamente):

$$\begin{aligned}
 \mathbf{1995 (NR)} \rightarrow \text{IRI} &= 2,80 + 0,38 * P(\text{AGE}) + 0,31 * P(\text{N}) - 0,16 * P(\text{SNC}) + \\
 &0,09 * P(\text{AGE}) * P(\text{N}) - 0,08 * P(\text{AGE}) * P(\text{SNC}) \qquad \qquad \qquad (2.64) \\
 R^2 &= 0,75
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{1998 (NR)} \rightarrow IRI &= 2,91 + 0,43 * P(AGE) + 0,24 * P(N) - 0,21 * P(SNC) + \\
 &0,12 * P(AGE) * P(N) \quad (2.65) \\
 R^2 &= 0,69
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{1995 (R)} \rightarrow IRI &= 2,37 + 0,12 * P(AGE) + 0,22 * P(N) - 0,14 * P(SNC) \\
 R^2 &= 0,81 \quad (2.66)
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \mathbf{1998 (R)} \rightarrow IRI &= 2,50 + 0,10 * P(AGE) + 0,15 * P(N) - 0,15 * P(SNC) - \\
 &0,03 * P(AGE) * P(SNC) + 0,03 * P(N) * P(SNC) \quad (2.67) \\
 R^2 &= 0,80
 \end{aligned}$$

Em que:

AGE = idade do pavimento (anos);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

SNC = número estrutural corrigido;

P(x) = Equações polinomiais lineares dos fatores idade, tráfego e número estrutural corrigido, conforme Equações (2.68) a (2.71).

$$\mathbf{1995 (NR)} \rightarrow P(AGE) = \frac{AGE - 13}{8}; P(N) = \frac{N - 50000}{100000}; P(SNC) = \frac{SNC - 5,5}{2} \quad (2.68)$$

$$\mathbf{1998 (NR)} \rightarrow P(AGE) = \frac{AGE - 15}{8}; P(N) = \frac{N - 100000}{180000}; P(SNC) = \frac{SNC - 5,5}{2} \quad (2.69)$$

$$\mathbf{1995 (R)} \rightarrow P(AGE) = \frac{AGE - 6}{3}; P(N) = \frac{N - 110000}{190000}; P(SNC) = \frac{SNC - 8}{2} \quad (2.70)$$

$$\mathbf{1998 (R)} \rightarrow P(AGE) = \frac{AGE - 9}{4}; P(N) = \frac{N - 120000}{200000}; P(SNC) = \frac{SNC - 7}{2} \quad (2.71)$$

As Equações (2.68) a (2.71) são necessárias para retirar às Equações (2.64) a (2.67) do caráter paramétrico (intervalos numéricos de -1 a 1) empregado na concepção do modelo desenvolvido por Yshiba (2003). Por fim, interpretando as

Equações (2.64) a (2.67) em paralelo com as conclusões retiradas pelo autor, verifica-se que a irregularidade aumenta com relação à progressão da idade do pavimento e o tráfego acumulado. De forma contrária, à medida que o pavimento exibe SNC com maior magnitude, menores serão os valores de IRI. A Análise de Variância efetuada por Yshiba (2003) ainda destacou o tráfego como o fator de maior influência na evolução do IRI.

Confrontando os modelos elaborados para pavimentos reabilitados e não reabilitados, percebe-se que o ajuste estatístico avaliado pelo coeficiente de determinação é mais satisfatório quando as regressões são efetuadas com dados referentes a pavimentos que passaram por intervenções. Chama atenção também que, para pavimentos não reabilitados, no modelo elaborado para o ano de 1998, Yshiba (2003) opta por não associar a idade ao número estrutural corrigido na rotina de regressão. Entende-se que os testes de hipóteses, neste caso, não indicaram uma relação significativa destes fatores, em associação, com a irregularidade longitudinal. Nos modelos elaborados para pavimentos reabilitados, para o ano de 1995, o autor não efetua qualquer associação entre variáveis, exibindo o modelo apenas com o coeficiente angular exclusivo de cada um dos parâmetros independentes.

Salienta-se também que o modelo elaborado pelo autor para pavimentos não reabilitados no ano de 1995 foi desenvolvido mediante utilização de resultados de IRI medidos em pista variando entre 2,3 e 4,5m/km. Para pavimentos não reabilitados avaliados em 1998, a ordem de grandeza dos valores de IRI determinados em campo foi de 1,9 a 4,5m/km. Para os pavimentos reabilitados, o modelo elaborado para o ano de 1995 inclui valores de IRI observados quantificados entre 2,0 e 3,0m/km. Já o modelo elaborado em 1998, para pavimentos reabilitados, é baseado em valores de IRI medidos entre 1,8 e 2,8 m/km.

2.2.9 Modelo de Nakahara (2005)

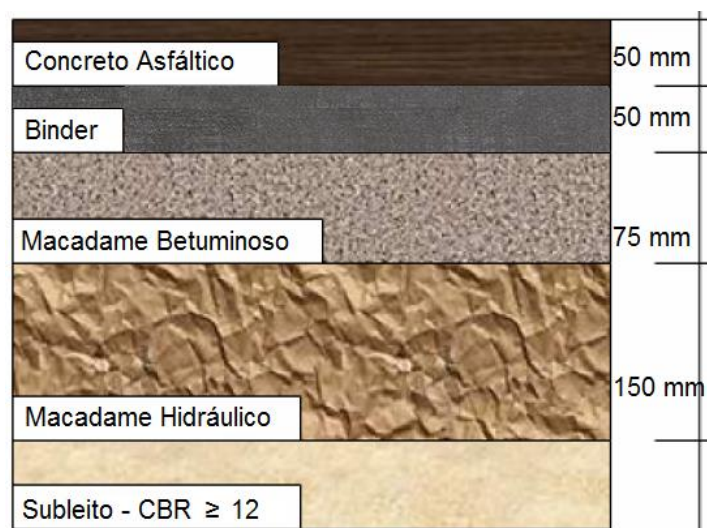
A proposta dos modelos empíricos de irregularidade longitudinal desenvolvidos por Nakahara (2005) foi elaborada durante um estudo experimental executado na Avenida dos Bandeirantes, uma das principais vias inseridas no conglomerado urbano de São Paulo/SP, com elevado volume de tráfego comercial. A autora monitorou dois trechos de pavimentos revestidos por concreto asfáltico,

divididos em 15 seções da rodovia durante quatro anos, acumulando um conjunto de mais de 300 observações de irregularidade.

Em relação ao clima da localidade onde a autora realizou seu estudo, Nakahara (2005) descreve que o trecho inicial da Avenida dos Bandeirantes é condicionado a temperaturas com médias anuais aproximadas de 19,7°C, com pluviometria anual registrada entre 1.240 a 1.560mm. Devido à vasta extensão da via e o seu direcionamento para localidades com altitudes mais altas, as temperaturas passam a exibir médias anuais aproximadas de 19,5°C, com pluviometria anual registrada entre 1.250 a 1.580mm.

De acordo com a autora, a Avenida dos Bandeirantes foi inaugurada em 1971, com seção tipo descrita conforme Figura 2.21.

Figura 2.21 – Seção tipo do pavimento da Av. dos Bandeirantes



Adaptado de Nakahara (2005)

No Trecho 1 avaliado pela autora, o projeto de restauração efetuado no ano de 2002 envolveu espessuras variando de 5 a 20cm no sentido Rodovia dos Imigrantes e, no sentido Marginal Pinheiros, espessuras fixas de 5cm. No Trecho 2, as espessuras variaram entre 5 e 22cm no sentido Rodovia dos Imigrantes e oscilaram entre 5 e 15cm no sentido Marginal Pinheiros. Ambos os trechos eram constituídos por rodovias de quatro faixas, sendo selecionados pela autora

segmentos de monitoramento nas faixas da direita (mais próxima ao acostamento) e nas faixas central direita (posicionadas a esquerda da faixa da direita).

Conforme relatos da autora, antes da restauração, os pavimentos dos trechos foram fresados até profundidades iguais às espessuras previstas de reforços. No Trecho 2, o projeto de restauração sugeriu a reconstrução da camada de base em alguns pontos da faixa da direita, no sentido Marginal Pinheiros; todavia, Nakahara (2005) não relata se tal fato foi executado.

Em relação ao tráfego, o número N foi determinado mediante contagem volumétrica no ano de 2002, em dois dias típicos, por um período de 24 horas. Para determinação do fator de veículo, foi adotada a hipótese de 75% dos veículos comerciais trafegando com carga máxima e 25% circulando vazios. Foram assim quantificados os números de solicitações do eixo padrão pelos métodos da AASHTO e DNER (USACE).

Para um período de 10 anos, estimou-se um tráfego acumulado, na faixa mais carregada da rodovia (faixa central direita) de $1,61 \times 10^8$ no sentido Rodovia dos Imigrantes e $1,40 \times 10^8$ no sentido Marginal Pinheiros (os valores são referentes ao método da USACE). Para a faixa da direita, também pelo método da USACE, estimou-se um tráfego acumulado no período de 10 anos de $8,07 \times 10^7$ no sentido Rodovia dos Imigrantes e $8,27 \times 10^7$ no sentido Marginal Pinheiros.

Já o índice IRI foi determinado por meio do medidor tipo resposta *Bump Integrator*. Foi realizada uma campanha de levantamentos antes das atividades de restauração e os demais levantamentos após a reabilitação da estrutura, em rotina periódica de medição. Tratando-se da magnitude dos valores quantificados em campo, a autora observou irregularidades variando aproximadamente entre 2 e 10m/km, antes da reabilitação das seções avaliadas. Depois do processo de restauração, os valores oscilaram aproximadamente entre 2 e 8m/km, medidos ao longo dos 4 anos que envolveram o monitoramento de Nakahara (2005).

Deve-se ressaltar a identificação, por parte da autora, de valores significativos de irregularidade mesmo após a execução do processo de restauração dos segmentos avaliados. Esta constatação corrobora com as dificuldades observadas no meio prático ao longo do controle tecnológico de execução de revestimentos asfálticos, resultando em acabamentos inadequados e, conseqüentemente, altas irregularidades iniciais. No item 4 do presente trabalho, onde estão abordados os principais resultados e análises da pesquisa, verificou-se que a condição inicial da

irregularidade é o fator primordial na composição da irregularidade ao longo do tempo, indicando que este componente tem importância destacada na vida útil funcional da rodovia.

Cabe assim, aos gestores e responsáveis pela malha rodoviária, exigir padrões de qualidade adequados ao processo construtivo, tanto nos serviços de reabilitação quanto implantação de novo pavimento, vislumbrando a entrega de produtos com indicadores funcionais adequados para início da vida de serviço.

Feitas as colocações pertinentes, deve-se destacar as expressões matemáticas geradas por Nakahara (2005), por meio da representação do parâmetro IRI e suas variáveis dependentes identificadas como relevantes em testes de hipótese, originando modelos para a redução da irregularidade após a restauração, conforme Equação (2.72), e para sua evolução ao longo do tempo, conforme Equações (2.73) e (2.74):

$$\begin{aligned} d\text{IRI} &= -2,383 + 0,102 * h_{\text{ref}} + 0,862 * \text{IRI}_a & (2.72) \\ R^2 &= 0,90 \end{aligned}$$

$$\text{IRI} = \frac{1}{[0,497 + 0,086 * \text{REF} - 7,80 * 10^{-9} * D_{\text{MÁX}} * N]} \quad (2.73)$$

$$\text{IRI} = \frac{1}{[0,486 + 0,031 * \text{REF} - 9,29 * 10^{-3} * \exp(\text{AGE})]} \quad (2.74)$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a restauração (anos);

dIRI = decréscimo de irregularidade devido à restauração;

$D_{\text{MÁX}}$ = deflexão medida pelo FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (mm)

h_{ref} = espessura da camada de reforço (cm);

IRI_a = irregularidade antes da restauração (m/km);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da USACE;

REF = variável indicadora da espessura de reforço (-1, se $h_{\text{ref}} < 10$ cm, ou, 0, se $h_{\text{ref}} \geq 10$ cm).

Com o modelo descrito pela Equação (2.72), pode-se realizar, conforme efetuado no item 2.2.7 (Modelo de Lerch, 2002), uma comparação com a redução de irregularidade obtida no decorrer do trabalho de Pavi (2017), que avaliou o decréscimo na irregularidade em um trecho monitorado no Rio Grande do Sul após a reabilitação da rodovia mediante fresagem (2,5cm) e execução de novo recapeamento, com espessura de 3,0cm.

A redução prevista pelo modelo de Nakahara (2005), exposto na Equação (2.72), para o caso do trecho experimental de Pavi (2017), foi de 0,63m/km. O valor, assim como ocorrido para o modelo de redução de irregularidade após a reabilitação, proposto por Lerch (2002), foi significativamente menor do que aquele observado em campo (1,29m/km), referente a diferença entre os valores determinados antes e após a intervenção. Salieta-se que, nos casos avaliados pela autora, todas as seções analisadas foram resultantes de pavimentos reabilitados com uma prévia fresagem e reposição de material betuminoso, com procedimento análogo àquele executado no trecho experimental de Pavi (2017), validando assim as comparações entre os resultados.

Destaca-se também que os modelos de evolução expostos nas Equações (2.73) e (2.74) foram selecionados pela autora dentre 13 modelos finais de previsão de irregularidade. Nakahara (2005) optou por não relacionar, em um mesmo modelo, as variáveis independentes “tráfego” e “idade”, deixando estes parâmetros separados em duas distintas equações. Percebe-se que, na Equação (2.74), a autora opta por remover a deflexão medida pelo FWD do modelo proposto, devido ao melhor ajuste encontrado apenas com a idade do pavimento e a variável indicadora da espessura de reforço.

Nakahara (2005) ainda menciona que os modelos finais resultaram em coeficientes de determinação variando entre 0,32 e 0,54, porém não aponta os valores exatos para as equações selecionadas como ideais.

A autora também propõe um modelo em função do tráfego acumulado calculado pelo método da AASHTO, resultando na Equação (2.75):

$$IRI = \frac{1}{[0,675 + 0,076 * REF - 1,57 * 10^{-8} * D_{MÁX} * N - 0,012 * \ln N]} \quad (2.75)$$

Em que:

$D_{MÁX}$ = deflexão medida pelo FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (mm);

IRI_a = irregularidade antes da restauração (m/km);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

REF = variável indicadora da espessura de reforço (-1, se $h_{ref} < 10$ cm, ou, 0, se $h_{ref} \geq 10$ cm).

Com base nos modelos e nos resultados interpretados pela análise estatística, a autora concluiu que os pavimentos mais robustos (com mais espessura de reforço) resultaram em menor desenvolvimento de irregularidade.

Nakahara (2005) também verificou que a deflexão e o número estrutural corrigido, quando interagidos com o tráfego, resultam em uma influência significativa na variação dos valores de IRI. Por fim, a autora entende que a irregularidade longitudinal não pôde ser explicada pelo percentual de área trincada quantificado nas seções avaliadas; no entanto, quando se analisou a irregularidade em seções com presença ou não de trincas, os valores de IRI foram bastante sensíveis a este parâmetro.

2.2.10 Modelo de Benevides (2006)

Mediante levantamentos realizados em 72 trechos da malha rodoviária do estado do Ceará, Benevides (2006) desenvolveu modelos estatísticos utilizando a Análise de Variância (ANOVA), relacionando a irregularidade longitudinal aos defeitos indicados pelo Levantamento Visual Contínuo (LVC), valores de Índice de Condição do Pavimento (ICP), deflexão e número estrutural corrigido.

Os segmentos escolhidos pelo autor para realização de seu estudo estão situados na Região Metropolitana de Fortaleza (RMF), considerados por Benevides (2006) como representativos da malha rodoviária estadual, devido aos materiais empregados, tipo de tráfego e condições climáticas.

Em relação ao clima, o autor destaca as pequenas variações nas temperaturas médias anuais da região, oscilando entre 26 e 30°C. Os índices pluviométricos relatados variam entre 1.200 e 1.600mm/anuais.

Tratando-se das estruturas de pavimentos avaliadas por Benevides (2006), o autor não fornece dados detalhados sobre a composição do sistema de camadas, limitando-se a informar a existência de sub-bases granulares, bases granulares compostas por solo brita e revestimentos em concreto asfáltico, TSD e uma mistura relatada pelo autor por AAUQ (Areia Asfalto Usinada a Quente). As espessuras das camadas não foram informadas. Quanto ao subleito, Benevides (2006) menciona dois valores representativos de CBR (8 e 9%), aplicáveis a extensão total dos pavimentos considerados em seu estudo.

O tráfego de veículos foi quantificado em função de dados históricos de 12 postos de contagens do DERT/CE (Departamento de Edificações, Rodovias e Transportes do Estado do Ceará). Para representar a malha rodoviária da RMF, foram escolhidos dois trechos (CE-060 e CE-040), cujos números de solicitações de eixo padrão, calculados para um período de projeto de 10 anos foram quantificados em $3,74 \times 10^6$ e $7,43 \times 10^6$, respectivamente para CE-060 e CE-040. Benevides (2006) não informa quais foram os fatores de equivalência de carga adotados para cálculo do N (AASHTO ou USACE), nem a metodologia de consideração do carregamento dos eixos rodoviários na quantificação dos fatores de veículo.

Visando relacionar o IRI com os demais parâmetros medidos em campo, Benevides (2006) quantificou a irregularidade longitudinal in situ com o perfilômetro inercial laser. Vale salientar que os ensaios foram realizados em junho de 2006, não prevendo assim uma evolução da irregularidade, mas sim objetivando modelar um valor de IRI em função dos demais índices verificados nas pistas avaliadas.

Nos 72 segmentos estudados pelo autor, o IRI médio obtido entre as medidas das trilhas de roda externa e interna variou de 1,93 até 7,67 m/km. Durante a realização das Análises de Variância do conjunto de dados, Benevides (2006) fez constatações importantes, tal como a não significância de alguns defeitos, como afundamento em trilha de roda e desgaste superficial na irregularidade longitudinal medida em pavimentos asfálticos. Em um combinado geral das variáveis, Benevides (2006) compilou os parâmetros mais relevantes em um modelo obtido por regressão múltipla, representado pela Equação (2.76).

$$\text{IRI} = -0,141 * \text{ICP} - 0,0211 * D_{\text{MÁX}} - 0,00641 * \text{TF} + 15,636$$

$$R^2 = 0,86 \quad (2.76)$$

Em que:

ICP = Índice de Condição do Pavimento (determinado por conceito, em função da escala de valores informada pelo autor);

$D_{MÁX}$ = deflexão medida pelo FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm)

TF = quantificação da ocorrência de trincas por fadiga durante o LVC (conforme critérios adotados pelo autor).

Destaca-se o fato da não utilização, por parte do autor, das variáveis independentes normalmente consideradas (tráfego e idade da estrutura). Salienta-se também a correlação significativa do IRI com o ICP e a contribuição dos parâmetros deflectométricos e de trincamento no ajuste estatístico do modelo, tomando como critério o coeficiente de determinação elevado ($R^2=0,86$).

2.2.11 Modelo de Albuquerque (2007)

Utilizando dados coletados em rodovias revestidas por concreto asfáltico (CA) ou tratamento superficial (TS) nos estados do Ceará e Paraíba, Albuquerque (2007) elaborou modelos de previsão de desempenho visando desenvolver um sistema de gerência de pavimentos para o nordeste brasileiro. O modelo de irregularidade longitudinal (desenvolvido apenas para a malha rodoviária do estado do Ceará) foi elaborado mediante utilização das variáveis independentes representadas pelo tráfego, capacidade estrutural do pavimento (número estrutural corrigido) e classificação climática de acordo com o índice de aridez, desenvolvido pela UNESCO (Organização das Nações Unidas para a Educação, a Ciência e a Cultura).

Em relação aos dados utilizados pelo autor referentes ao estado do Ceará, ao contrário de Benevides (2006), Albuquerque (2007) engloba regiões distribuídas por todo o estado, incluindo zonas litorâneas, serras e sertão. O autor, que utilizou dados históricos do DERT/CE, descreve que a condição de temperatura média nas regiões litorâneas fica em torno dos 27°C. Já nas serras, a média de temperatura é estabelecida em 22°C. Em ambas as regiões, Albuquerque (2007) destaca a ocorrência de precipitações anuais com valores médios acima de 1.000mm. Já no sertão, as temperaturas médias marcam 33°C durante o dia e 22°C ao longo da

noite, com índices pluviométricos anuais abaixo dos 1.000mm, podendo não chegar a 600mm em algumas localidades.

O autor indica a existência de informações de materiais utilizados nas construções e reabilitações das rodovias dos dois estados, assim como as espessuras das camadas utilizadas, porém descreve em seu trabalho apenas as dimensões dos revestimentos em tratamento superficial (menores que 2,5cm) e concreto asfáltico (em média 5cm) da malha rodoviária da Paraíba.

Com relação ao tráfego, Albuquerque (2007) compila séries históricas de contagens volumétricas dos dois estados para determinar o número de repetições do eixo padrão utilizando os fatores de equivalência de carga da AASHTO (muito embora não informe os critérios de carregamento dos eixos adotados na composição dos fatores de veículos). Para os trechos rodoviários analisados no estado do Ceará, o número N acumulado (até as datas em que foram efetuados os levantamentos de irregularidade longitudinal) oscilou entre $1,14 \times 10^5$ e $1,10 \times 10^7$. Já para as pistas revestidas com tratamento superficial, os valores foram obtidos dentro do intervalo de $4,04 \times 10^4$ e $7,43 \times 10^6$.

Já em relação ao IRI, os valores quantificados para a malha rodoviária do estado do Ceará oscilaram entre 1,65 e 10,56 m/km (englobando tanto os trechos revestidos em CA quanto tratamento superficial). Albuquerque (2007) não especifica com qual equipamento foram determinadas as irregularidades longitudinais em campo. Por fim, de acordo com o autor, as variáveis foram parametrizadas e submetidas ao processo de regressão por crescimento exponencial, resultando nos modelos expostos nas Equações (2.77) e (2.78) (respectivamente para concreto asfáltico e tratamento superficial). O autor não trabalha o modelo com valores numéricos reais (na unidade de cada parâmetro), mas sim em níveis, conforme o agrupamento paramétrico definido em seu critério, exposto na Tabela 2.13 e Tabela 2.14.

$$\text{CA} \rightarrow \text{IRI} = -173,55 + \exp(5,177 + 0,0011 * C - 0,0023 * S + 0,0046 * N) \quad (2.77)$$

$$R^2 = 0,79$$

$$\text{TS} \rightarrow \text{IRI} = \exp(1,5558 + 0,1377 * C - 0,1042 * S + 0,1384 * N) \quad (2.78)$$

$$R^2 = 0,94$$

Em que:

C = nível relacionado à classificação climática da UNESCO baseado no valor do Índice de Aridez;

N = nível relacionado ao número de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

S = nível relacionado ao número estrutural corrigido (SNC);

Tabela 2.13 – Codificação para a variável independente C (Classificação Climática da UNESCO)

Úmido	Sub-Úmido Úmido	Sub-Úmido Seco	Semi-Árido	Árido e Hiper-Árido
(-1)	(-0,5)	0	(+0,5)	(+1)

Fonte: Adaptado de Albuquerque (2007)

Tabela 2.14 – Condição para variáveis independentes S e N

Tipo de Revestimento	Variável Codificada	Baixo (-1)	Médio (0)	Alto (+1)
Concreto Asfáltico	S	$SNC \leq 3,0$	$3,0 < SNC \leq 4,0$	$SNC > 4,0$
	N	$N \leq 4,0 \times 10^6$	$4,0 \times 10^6 < N \leq 1,0 \times 10^7$	$N > 1,0 \times 10^7$
Tratamentos Superficiais	S	$SNC \leq 2,5$	$2,5 < SNC \leq 3,5$	$SNC > 3,5$
	N	$N \leq 8,0 \times 10^5$	$8,0 \times 10^5 < N \leq 2,0 \times 10^6$	$N > 2,0 \times 10^6$

Fonte: Adaptado de Albuquerque (2007)

Os modelos e conclusões colocadas por Albuquerque (2007) indicam que, quanto mais seco o clima (ou seja, quanto maior o parâmetro C), maiores serão os valores de IRI. Paralelamente, quanto menor for o parâmetro S e quanto maior for o parâmetro N, maiores serão os valores de irregularidade longitudinal. Destacam-se também os coeficientes de determinação acima de 0,7, indicando boa capacidade de explicação da variável dependente (IRI) por meio das variáveis independentes adotadas pelo autor.

2.2.12 Modelo da AASHTO (2008)

Divulgado como uma atualização do *Guide for Design of Pavement Structures* (AASHTO, 1993), o *Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide* (MEPDG),

publicado pela AASHTO (2008), surgiu com o objetivo de fornecer para a comunidade rodoviária uma ferramenta de projeto e análise de pavimentos novos e reabilitados com base em princípios empírico-mecanicistas.

Isso significa que o procedimento de análise calcula os esforços gerados na estrutura e utiliza estes dados para prever a progressão dos processos de degradação do pavimento ao longo do tempo. De acordo com AASHTO (2008), as alterações mais significativas em relação à versão anterior são a previsão de variados indicadores de desempenho (entre eles a irregularidade longitudinal) e a relação direta entre materiais, projeto estrutural, construção, clima, tráfego e sistemas de gerenciamento de pavimentos.

Bhattacharjee (2016) explica que a previsão do desempenho do pavimento com a metodologia do MEPDG é realizada mediante análise mecanicista da estrutura avaliada, utilizando as relações empíricas entre os resultados previstos e aqueles observados em campo nas pistas experimentais implantadas ao longo do desenvolvimento da ferramenta. AASHTO (2008) afirma que as informações referentes ao desempenho dos pavimentos previsto pelos modelos de desempenho foram calibradas utilizando resultados extraídos do banco de dados do LTPP (*Long-Term Pavement Performance*).

De acordo com o FHWA (2014), o LTPP é uma iniciativa governamental estabelecida para coletar dados referentes ao desempenho de pavimentos, inserida como a principal área de pesquisa da SHPR (*Strategic Highway Research Program*). Gerido pelo FHWA desde 1992 (os dados já eram coletados desde 1987), o LTPP contabilizou, ao longo dos anos, mais de 2.500 seções de pavimentos teste localizadas em rodovias da América do Norte, organizados por escritórios nos EUA e Canadá. O referido documento afirma que, no ano de 2014, 700 seções ainda tinham seus dados de campo levantados pela iniciativa LTPP.

Devido à grande variedade de estruturas, condições climáticas das localidades onde os pavimentos estão situados, metodologias construtivas, composições de tráfego, extensão dos trechos monitorados e equipamentos utilizados na coleta de dados, torna-se inviável mencionar as condições de contorno que envolve as previsões de desempenho englobadas pelo MEPDG.

Em termos específicos da previsão de irregularidade longitudinal, Bhattacharjee (2016) descreve que a melhor solução é escolhida baseada em critérios de falha, tais como trincamento por fadiga, trincamento térmico, deformação

permanente e irregularidade longitudinal, representada pelo IRI. A Equação (2.79) exhibe a evolução do IRI prevista pelo MEPDG para pavimentos asfálticos:

$$\begin{aligned} \text{IRI} &= \text{IRI}_i + 0,015(\text{SF}) + 0,4(\text{TR}_{\text{TOTAL}}) + 0,008(\text{TT}) + 40,0(\text{ATR}) \\ R^2 &= 0,56 \end{aligned} \quad (2.79)$$

Em que:

ATR = afundamento em trilha de roda médio (in);

IRI_i = irregularidade inicial, após a construção (in/mi);

SF = fator referente à pista, conforme Equação (2.80);

TR_{TOTAL} = área total envolvida por trincas de fadiga (%);

TT = comprimento das trincas transversais (ft/mi);

$$\text{SF} = \text{AGE}[0,02003(\text{IP} + 1) + 0,007947(\text{PL} + 1) + 0,000636(\text{IC} + 1)] \quad (2.80)$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a última reabilitação, reconstrução ou nova construção (anos);

IC = índice anual médio de congelamento, conforme Equação (2.81);

IP = Índice de Plasticidade do solo (%);

PL = precipitação média anual (in);

$$\text{IC} = \Sigma(T' - 32^\circ\text{F}) \quad (2.81)$$

Em que:

IC = Índice anual médio de congelamento (°F dia);

T' = Temperatura média do ar em um dia do ano.

Salienta-se que IC é um índice cumulativo, referente ao somatório das temperaturas médias do ar em todos os dias do ano típico avaliado. Esta média é calculada pelo somatório da temperatura máxima e mínima de cada dia, dividido por dois.

AASHTO (2008) informa que a Equação (2.79) pode ser utilizada para avaliar o desempenho frente à irregularidade para pavimentos revestidos por concreto

asfáltico com diferentes concepções estruturais. Segundo o referido documento, o programa engloba tanto pavimentos flexíveis convencionais (revestimento asfáltico sobre matérias granulares não aderidos) quanto variações de estruturas semi-rígidas, com presença de bases ou sub-bases cimentadas ou asfálticas.

O processo de calibração global da Equação (2.79) foi baseado em 1.926 valores de IRI observados em campo (dados coletados dentro do LTPP), originando a estimativa final com um coeficiente de determinação de 0,56 e um erro padrão de estimativa de 0,30m/km. Todavia, salienta-se que a calibração do modelo foi realizada com observações de irregularidade de magnitude relativamente baixa (variando entre valores de IRI aproximados de 0,5 a 3,2m/km).

Entende-se que essa realidade está bastante distante das condições de superfície identificadas nos pavimentos brasileiros, os quais exibem índices de irregularidade significativamente mais altos (conforme será demonstrado no capítulo 4, durante a apresentação dos resultados prévios).

2.2.13 Modelo de Soncim (2011)

Objetivando desenvolver modelos de previsão de desempenho para a malha rodoviária do estado da Bahia, Soncim (2011) elaborou equações de previsão de irregularidade longitudinal para pavimentos revestidos em tratamento superficial duplo (TSD). O autor utilizou dados de irregularidade coletados em 2009, ano no qual foram percorridos 3.000km de rodovias dentro da Bahia.

No escopo total do trabalho, Soncim (2011) estudou 745 trechos, totalizando aproximadamente 9.000km de rodovias aonde foram coletados dados sobre as condições de superfície dos segmentos avaliados. O banco de dados processado pelo autor foi disponibilizado pelo DERBA (Departamento de Infraestrutura e Transportes do Estado da Bahia), que, no ano de 2004, realizou um levantamento da malha pavimentada do estado.

Em relação às condições de temperatura e pluviometria da região, Soncim (2011) relata que o clima tropical faz com que as temperaturas médias anuais oscilem entre 18,4 e 33,0°C. Tratando-se da pluviometria, o autor destaca grande variabilidade nos índices de precipitação, com valores anuais que variam de 2.600mm no litoral de Salvador-Ilhéus à 500mm no extremo norte do estado.

Para desenvolver o modelo de evolução de irregularidade, o autor selecionou 295 trechos revestidos em TSD, que não haviam sofrido atividades de manutenção e reabilitação até o ano de 2004. Soncim (2011) dividiu os trechos naqueles com idades maiores ou menores do que 15 anos (desde a liberação para passagem do tráfego após a construção da estrutura) e tráfego acumulado (desde sua abertura até o ano de 2004) maior ou menor do que $6,0 \times 10^5$.

Para quantificar os índices de irregularidade, foi utilizado um perfilômetro inercial laser, cuja magnitude dos resultados dos trechos selecionados no desenvolvimento dos modelos (16 trechos) e validação (18 trechos) oscilou entre 3,16 e 7,63m/km. O autor fornece as dimensões das camadas que compõe as estruturas dos pavimentos utilizados na validação do modelo de irregularidade. Suas espessuras e valores de CBR dos materiais granulares estão expostos na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 – Espessuras e CBR dos trechos utilizados por Soncim (2011) para validação do modelo de IRI

Trecho	CBR (%) Subleito	CBR (%) Base	Base (mm)	CBR (%) Sub- Base	Sub-Base (mm)	TSD (mm)
026EBA0150	34	60	150	--	--	15
120EBA0050	4	61	200	20	200	25
120EBA0050	20	61	200	--	--	25
148EBA0125	6	69	150	52	150	19
148EBA0130	6	60	200	20	200	25
148EBA0140	6	60	200	20	200	25
161EBA0065	10	50	150	25	200	20
161EBA0065	8	59	200	25	200	20
262EBA0115	6	53	120	51	150	25
262EBA0115	6	53	120	51	150	25
409EBA0015	5	75	200	21	200	25
409EBA0015	5	75	200	35	200	25
650EBA0020	6	60	200	20	200	30
884EBA0005	6	60	200	20	200	25
030BBA0250	6	60	200	20	200	25
030BBA0250	6	60	200	20	200	25
122BBA0500-2	9	91	200	39	150	25
410BBA0010-2	5	60	95	20	150	25

Fonte: Adaptado de Soncim (2011)

As informações referentes ao tráfego foram obtidas mediante contagens classificatórias em 50 diferentes estações. Soncim (2011) também utilizou dados de

pesagens fornecidos por seis diferentes postos para elaborar a matriz de carregamento dos veículos comerciais, visando o cálculo dos fatores de veículo. O número de repetições de eixo padrão foi estimado utilizando os fatores de equivalência de carga da AASHTO.

Através da Análise de Variância (ANOVA), o autor considerou os fatores idade do pavimento, tráfego e pluviometria para obter o modelo estatístico de previsão do IRI, exposto na Equação (2.82):

$$\begin{aligned} \text{TSD} \rightarrow \text{IRI} &= 4,50 + 0,57 * P(\text{AGE}) + 0,86 * P(\text{N}) + 0,38 * P(\text{PL}) + \\ &0,25 * P(\text{N}) * P(\text{PL}) \end{aligned} \quad (2.82)$$

$$R^2 = 0,90$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

PL = valor quantitativo da variável pluviométrica (mm anuais);

P(x) = Equações polinomiais lineares dos fatores idade, tráfego e número estrutural corrigido, conforme Equação (2.83):

$$P(\text{AGE}) = \frac{\text{AGE} - 22}{14}; P(\text{N}) = \frac{\text{N} - 1,1 * 10^6}{1,6 * 10^6}; P(\text{PL}) = \frac{\text{PL} - 505}{222} \quad (2.83)$$

A Equação (2.83) é necessária para retirar à Equação (2.82) do caráter paramétrico (intervalos numéricos de -1 a 1) empregado na concepção do modelo desenvolvido por Soncim (2011).

Vale salientar que nenhuma das pistas consideradas pelo autor na elaboração do modelo exposto na Equação (2.82) sofreu atividades de manutenção e reabilitação durante o período. Destaca-se também o elevado coeficiente de determinação obtido por Soncim (2011), indicando um bom ajuste matemático do IRI previsto pelo modelo com aquele observado nos trechos avaliados.

É necessário pontuar que o autor também possuía informações sobre as variáveis de Índice de Condição do Pavimento e área de desgaste nos trechos em

que foi desenvolvido o modelo de IRI. Todavia, devido a estes valores serem provenientes de um banco de dados pré-existente a quantificação da irregularidade em pista, não foram incluídos nos processos de regressão que deram origem ao modelo.

2.2.14 Modelo de Abdelaziz *et al* (2018)

Conforme ocorrido no decorrer do desenvolvimento do modelo de previsão de desempenho publicado pela AASHTO (2008), para possibilitar a modelagem regressiva do IRI, Abdelaziz *et al* (2018) também utilizaram resultados extraídos do banco de dados do LTPP (*Long-Term Pavement Performance*).

Os autores compilaram informações de pistas experimentais do LTPP, tanto de pavimentos de implantação quanto de restauração, compostos por distintos conjuntos estruturais. Devido ao montante significativo de trechos presentes no banco de dados do LTPP, conforme já debatido no item 2.2.12, Abdelaziz *et al* (2018) restringem a descrição das composições estruturais dos pavimentos como revestidos em concreto asfáltico, sobre bases granulares; revestidos em concreto asfáltico, sobre base rígida ou sobreposição de camadas asfálticas, como recapeamento.

As demais condições de contorno que envolvem o modelo não são detalhadamente mencionadas, devido à grande variedade de estruturas, condições climáticas das localidades onde os pavimentos estão situados, metodologias construtivas, composições de tráfego, extensão dos trechos monitorados e equipamentos utilizados na coleta de informações.

O montante final de dados utilizados pelo autor quantifica 506 seções de pavimentos revestidos por concreto asfáltico, totalizando 2.439 observações de campo. A localização dos trechos está espalhada por toda a extensão do território norte americano, além de algumas seções no sul do Canadá, totalizando em torno de 60 estados com dados avaliados.

A análise de variância (ANOVA) efetuada pelos autores indicou que a irregularidade inicial após o final do processo construtivo e a idade do pavimento após a construção ou reabilitação são as variáveis independentes que mais se associam com a irregularidade longitudinal ao longo do tempo, seguidas dos demais parâmetros avaliados. Depois de sucessivas tentativas de ajuste, o modelo de

regressão mais assertivo, conforme escolha dos autores, está exposto na Equação (2.84):

$$\text{IRI} = \text{IRI}_i + 0,015(\text{AGE}) + 0,004(\text{TR}_{\text{TOTAL}}) + 0,0005(\text{TT}) + 0,089(\text{DP}_{\text{ATR}}) \quad (2.84)$$

$$R^2 = 0,57$$

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

DP_{ATR} = desvio padrão nas medidas de afundamento em trilha de roda (mm);

IRI_i = irregularidade inicial, após a construção (m/km);

TR_{TOTAL} = área total envolvida por trincas de fadiga (%);

TT = comprimento das trincas transversais (m/km);

O erro padrão de estimativa que envolve o modelo elaborado pelos autores foi quantificado em 0,33 m/km. Os valores de irregularidade utilizados na composição do modelo oscilaram entre medidas de IRI determinadas em uma faixa de aproximadamente 0,4m/km até, aproximadamente, 4,3m/km.

Os autores discutem também a importância do julgamento de engenharia durante a concepção de equações que buscam prever a evolução de determinado indicador. Em suas conclusões, destacam que o processamento racional do banco de dados deve fazer parte do rol de critérios adotados pelo modelador, conjuntamente com os parâmetros estatísticos.

2.2.15 Aspectos importantes inerentes aos modelos de irregularidade longitudinal

O comportamento funcional dos pavimentos revestidos por material asfáltico é suscetível a uma relevante quantidade de parâmetros, tornando difícil encontrar uma relação coerente que descreva a evolução da irregularidade longitudinal da estrutura ao longo do tempo. Nos itens que compuseram este capítulo, procurou-se abordar as principais equações matemáticas desenvolvidas no cenário nacional e internacional, com o objetivo de descrever a evolução da irregularidade com uso de algumas variáveis explicativas.

Analisando os modelos anteriormente expostos, entende-se que não é possível prever o desempenho de estruturas rodoviárias sem limitações. Majoritariamente, o maior erro cometido por usuários de modelos de previsão de pavimentos é o emprego destas equações fora do seu intervalo de utilização, ou seja, em situações que diferem das condições de contorno com as quais os modelos foram concebidos e/ou validados. Este equívoco também é acarretado, em algumas situações, pela falta de detalhamento dos autores responsáveis pelo desenvolvimento do modelo, que ocasionalmente falham ao não informar as exatas condições de contorno presentes na elaboração de suas equações.

Dos modelos expostos nos itens 2.2.2 a 2.2.14, entende-se que aqueles desenvolvidos por Queiroz (1981), Paterson (1987), Marcon (1996), Yshiba (2003), Nakahara (2005) e Soncim (2011), além da equação de previsão inserida na rotina de cálculo do HDM-4, delimitam de maneira adequada as condições de campo que envolvem os pavimentos utilizados na composição das equações (tráfego atuante, irregularidades medidas, composição estrutural dos pavimentos avaliados, amplitude das variáveis independentes adotadas).

Nos demais modelos, os autores, em alguns momentos, deixam de definir adequadamente as situações em que suas equações podem ser empregadas. Ressalva-se aqui, todavia, a utilização da base de dados do LTPP nos modelos da AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018) que, mesmo não sendo detalhadamente apresentadas pelos autores, podem ser avaliadas em relatórios técnicos do FHWA. Os modelos expostos na revisão efetuada pela *European Commission* (1997) também devem ser eximidos desta crítica, uma vez que a publicação continental busca revisar as expressões matemáticas em uso nos países da União Europeia, dificultando a total delimitação das condições em que as equações foram elaboradas.

Outra informação importante, porém, nem sempre utilizada diretamente na elaboração do modelo, são as condições climáticas da localidade onde foram coletados os resultados de campo. De acordo com Prozzi (2011), mesmo no caso hipotético em que a seção de pavimento não esteja sujeita a ação do tráfego, a deterioração da estrutura ocorrerá, devido às condições ambientais da região aonde ela foi construída. A maioria dos trabalhos abordados descreve informações mínimas referentes às condições climáticas das localidades avaliadas (pluviometria anual, temperaturas máximas e mínimas médias), com exceção de Lerch (2002),

que não faz menção às características climáticas da região onde estão os segmentos por ele estudados (metade norte do estado do RS).

Outra dificuldade observada no decorrer da leitura dos trabalhos que abordam a modelagem de irregularidade longitudinal é obter informações referentes ao equipamento utilizado para quantificar o índice adotado para representar a irregularidade. Esta questão não fica clara nos trabalhos de Yshiba (2003) e Albuquerque (2007), que fazem uma completa revisão sobre os sistemas de medição de irregularidade, todavia, não permitem o entendimento total do equipamento utilizado. Pode-se justificar essa ausência pelo emprego de informações referentes a séries históricas dos Órgãos Reguladores, responsáveis pela aquisição de informações dos trechos avaliados, algumas vezes difusas e obtidas com variados sistemas de medição.

De qualquer forma, vale salientar que, mesmo adotando o IRI como parâmetro representativo da irregularidade (teoricamente uma medida transferível e reprodutível com diferentes equipamentos), sabe-se que podem ocorrer diferenças entre os resultados obtidos com variados instrumentos de medição, tornando assim necessária a informação referente à técnica de ensaio executada.

Ainda em relação aos dados de irregularidade, alguns dos modelos citados são significativamente limitados pela amplitude das medidas de irregularidade utilizadas para elaboração das equações que descrevem a sua evolução. É o caso dos modelos elaborados por Yshiba (2003), com dados provenientes de pavimentos reabilitados, cuja matriz experimental não ultrapassa irregularidades quantificadas em medidas maiores do que 3,0m/km. O mesmo ocorre com o modelo de previsão embutido no MEPDG (AASHTO, 2008), o qual inclui observações de irregularidade de magnitude variável apenas entre IRI aproximados no intervalo de 0,5 e 3,2m/km.

Ainda em relação ao modelo proposto por Yshiba (2003), entende-se que o autor deixa passar a oportunidade de elaborar um modelo generalizado, compilando o montante total (e bastante significativo) de resultados obtidos, tanto para pavimentos reabilitados quanto para pavimentos não reabilitados, nos anos de 1995 e 1998.

Outra observação realizada em relação aos modelos de desempenho expostos nos itens 2.2.2 a 2.2.14 é a não utilização de algumas variáveis independentes medidas que poderiam influenciar na evolução da irregularidade longitudinal. Em alguns casos, como de Nakahara (2005), a não utilização do

percentual de área trincada na elaboração da previsão do IRI é realizada com embasamento, devido a não influência deste fator nos resultados obtidos pela autora.

Todavia, nos casos das equações propostas por Marcon (1996) e Benevides (2006), os autores deixam de utilizar, na sistemática de regressão, alguns parâmetros interessantes que foram quantificados em pista, sem justificativas aparentes. Entende-se que estas variáveis, se analisadas, poderiam aumentar a abrangência e o poder explicativo dos modelos elaborados pelos autores.

Em relação à qualidade final dos resultados alcançados com os modelos de desempenho, entende-se equivocada a interpretação de que uma equação é melhor do que a outra apenas por resultar em um melhor coeficiente de determinação. Weed (2002) considera que avaliar modelos de desempenho apenas com base na relação do ajuste matemático dos dados observados em campo pode contrariar a lógica de comportamento esperada.

De acordo com o autor, também não é suficiente comparar modelos de desempenho pela sua frequência de utilização, longevidade ou popularidade, já que tais fatos não garantem a adequação do formato de equação obtida às situações do pavimento analisado pelo usuário. Weed (2002) considera que, como princípio básico, a escolha da equação deve ser realizada com base nas condições de contorno atreladas a sua elaboração, ou seja, dentro de faixa de valores de dados utilizados para composição e validação dos modelos.

Ademais, o contexto em que a composição do modelo de previsão foi elaborada (materiais e distribuição estrutural do pavimento, condições climáticas e de tráfego) deve ser similar às situações nas quais a equação estará sendo objetivamente aplicada. Somente se existirem variadas equações que satisfaçam as delimitações impostas pela situação real de aplicação, deve-se efetuar a seleção baseado em medidas estatísticas de ajuste de dados.

Em resumo, visando possibilitar ao leitor um compilado das variáveis independentes utilizadas nas elaborações dos modelos de irregularidade abordados nos tópicos que precederam este item, a Tabela 2.16 exhibe um resumo dos parâmetros adotados pelos autores e os coeficientes de determinação alcançados nos ajuste de regressão. O objetivo aqui é apenas exhibir um indicativo dos tipos de parâmetros utilizados na elaboração dos modelos, para detalhamento e visualização de situações específicas, sugere-se retornar aos itens 2.2.2 a 2.2.14.

Vale ressaltar que, na categoria de parâmetros estruturais, estão englobados as deflexões, os números estruturais corrigidos e as espessuras de camadas empregadas; no grupo referente aos defeitos de superfície, estão englobados os trincamentos em geral, presença de painelas, afundamentos em trilha de roda e índices de condição de superfície. Pelos critérios da Tabela 2.16, basta o modelo adotar um destes indicadores para ser validado na categoria de parâmetros.

Tabela 2.16 – Classes de parâmetros utilizados nos modelos consultados

Modelo	Idade	IRI _{INICIAL}	Clima	Solo	Tráfego	Defeitos	Estrutura	R ²
Queiroz (1981) - Eq 2.24	√	--	--	√	√	--	√	0,53
Paterson (1987) - Eq 2.34	√	√	√	--	√	√	√	--
Marcon (1996) - Eq 2.42	√	--	--	--	--	--	--	0,43
Marcon (1996) - Eq 2.43	--	--	--	--	√	--	--	0,69
Europ. Comission (1997) - Eq 2.48	--	√	--	--	--	--	--	--
Europ. Comission (1997) - Eq 2.49	√	--	--	--	--	--	--	--
Europ. Comission (1997) - Eq 2.50	--	--	--	--	√	--	--	--
Europ. Comission (1997) - Eq 2.51	√	--	√	--	--	--	√	--
HDM-4 (2000) - Eq 2.52	√	√	√	--	√	√	√	--
Lerch (2002) - Eq 2.63	--	√	--	--	--	--	√	0,97
Yshiba (2003) - Eq 2.64	√	--	--	--	√	--	√	0,75
Yshiba (2003) - Eq 2.65	√	--	--	--	√	--	√	0,69
Nakahara (2005) - Eq 2.72	--	--	--	--	√	--	√	0,32≤R ² ≤0,54
Nakahara (2005) - Eq 2.73	√	--	--	--	--	--	√	0,32≤R ² ≤0,54
Nakahara (2005) - Eq 2.74	--	--	--	--	√	--	√	0,32≤R ² ≤0,54
Benevides (2006) - Eq 2.76	--	--	--	--	--	√	√	0,86
Albuquerque (2007) - Eq 2.77	--	--	√	--	√	--	√	0,79
AASHTO (2008) - Eq 2.79	√	√	√	√	--	√	--	0,56
Soncim (2011) - Eq 2.82	√	--	√	--	√	--	--	0,90
Abdelaziz <i>et al</i> (2018) - Eq 2.84	√	√	--	--	--	√	--	0,57

Salienta-se que, dentre os modelos elaborados por Marcon (1996), foram compilados na Tabela 2.16 apenas os parâmetros incluídos nas equações elaboradas para a Região 1, devido ao maior poder explicativo das expressões. Em relação aos modelos elaborados por Yshiba (2003), foram compiladas apenas as equações de previsão referentes aos pavimentos não reabilitados. Dentre os modelos de Nakahara (2005), foram selecionados os modelos que preveem o IRI, em detrimento daquele que busca determinar a sua redução após a reabilitação. Dos modelos elaborados por Albuquerque (2007), foi selecionado aquele relativo a pavimentos revestidos por CA.

Por fim, entende-se que a mais relevante limitação dos modelos expostos nos itens 2.2.2 a 2.2.14 está no caráter majoritariamente empírico nos quais as expressões matemáticas de previsão de irregularidade longitudinal foram elaboradas, sem considerar as propriedades fundamentais dos materiais. Quando estas são consideradas na rotina de previsão, proporciona-se aos projetistas e gestores rodoviários a possibilidade de avaliação de conjuntos estruturais, materiais empregados e técnicas construtivas executadas nos processos de implantação ou reabilitação, visando o desempenho funcional da estrutura ao longo do tempo.

Ainda, algumas das equações supracitadas nos itens precedentes demandam de medidas do pavimento em serviço para estimativas da irregularidade longitudinal. Em termos práticos, como em casos de escolha de materiais em fase de projeto, esta ação é inviável, tornando estes formatos de equações aplicáveis apenas para situações em que se desejam conhecer as irregularidades longitudinais, porém não há disponibilidade de um equipamento adequado para medição. Todavia, com a popularização dos perfilômetros inerciais e o surgimento de elementos que permitem a quantificação da irregularidade com baixo investimento econômico (*Dipstick* e *Merlin*), julga-se que a aplicação deste tipo de expressão matemática tenha se tornado menos corriqueira.

3 MÉTODOS E TÉCNICAS

Na organização metodológica deste trabalho, optou-se por fragmentar o documento em seis partes. Na primeira delas, estão expostos o planejamento simplificado e a sistemática de atuação da pesquisa, com a delimitação do fluxograma de atividades. Em seguida, estão descritos e localizados os trechos monitorados utilizados para coleta de dados que proporcionaram o desenvolvimento deste estudo, na fase de calibração dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal. No terceiro tópico, detalham-se as ações de acompanhamento de campo efetuadas periodicamente, tanto nos trechos do Rio de Janeiro/RJ quanto nos trechos de Santa Maria/RS.

Na etapa seguinte, estão descritas as avaliações computacionais dos trechos avaliados. Primeiramente, demonstram-se os métodos de análise das estruturas com a ferramenta AEMC, versão 2.0.0.0, do programa MeDiNa, e com o *software* LVECD, versão 1.1 (*Beta*). Cabe, neste momento, reiterar os agradecimentos à *North Carolina State University*, que na figura do Dr. Richard Kim, por intermédio do Dr. Luis Nascimento (ANP/PETROBRAS), cedeu à licença do programa LVECD utilizado neste trabalho.

Posteriormente, estão detalhadas as avaliações econômicas realizadas com o programa HDM-4, versão 2.10, que visam relacionar a irregularidade longitudinal com os custos operacionais de usuários de rodovias. Por fim, exhibe-se uma descrição resumida dos segmentos experimentais utilizados na fase de validação dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal gerados neste estudo.

3.1 PLANEJAMENTO DA PESQUISA

A Universidade Federal de Santa Maria (UFSM), representada pelo Grupo de Estudos e Pesquisas em Pavimentação e Segurança Viária (GEPPASV), é parceira da ANP/Petrobras na Rede de Tecnologia em Asfaltos (também conhecida como Rede Temática do Asfalto), em um projeto de elaboração de um método de dimensionamento de pavimentos asfálticos adaptado às diferentes condições climáticas, geotécnicas e de tráfego do Brasil.

Para este objetivo, desde 2012, vem sendo realizado o acompanhamento de trechos monitorados situados na cidade de Santa Maria/RS, mediante realização de

ensaios funcionais, estruturais e outras medidas. Paralelamente, desde 2006, em uma iniciativa conhecida e denominada como “Projeto Fundação”, foram implantados variados segmentos experimentais nas principais vias da Universidade Federal do Rio de Janeiro (UFRJ) e no entorno do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento da Petrobras (CENPES), ambos localizados dentro da Cidade Universitária da UFRJ.

Do “Projeto Fundação”, foram selecionados 27 segmentos - os mesmos utilizados no trabalho de Nascimento (2015) - para processamento e análise de dados, visando incorporar a estes valores aqueles quantificados nos oito trechos que constituem o acompanhamento realizado pela UFSM (no estágio atual de desenvolvimento do projeto, mais pistas já foram acopladas à rotina de monitoramento em Santa Maria/RS). Com base neste montante de dados, buscou-se desenvolver modelos de desempenho funcional que representem a previsão da irregularidade longitudinal (determinada pelo parâmetro IRI), com caráter representativo dos materiais e composições estruturais utilizadas nestas duas regiões do Brasil.

Estes modelos foram elaborados de três formas. A primeira delas teve bases unicamente empíricas, com utilização apenas dos dados de campo coletados nos trechos experimentais avaliados. Em um segundo momento, foram incorporados ao modelo os danos médios limitados acumulados, simulados na estrutura com auxílio da ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), do programa MeDiNa. Por fim, foram utilizados os valores de danos calculados no programa LVECD, incorporados à rotina de previsão de desempenho do modelo.

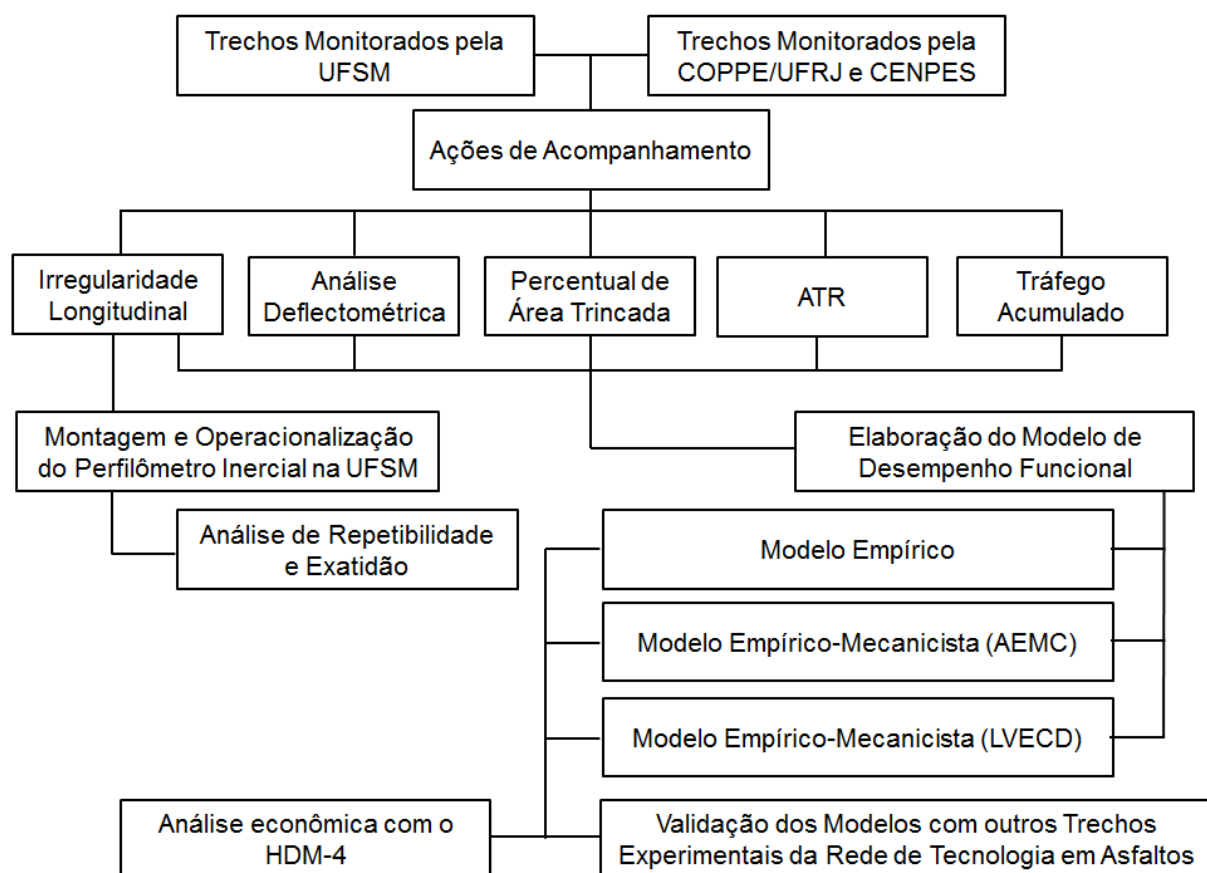
Feito isso, buscou-se validar os modelos desenvolvidos nas pistas acompanhadas pelas demais parceiras da Rede de Tecnologia em Asfaltos. Selecionadas as expressões matemáticas consideradas mais assertivas, os resultados previstos pelas equações foram comparados com aqueles obtidos com uso do programa HDM-4 (configuração *Default* e *Calibrada*) e demais modelos encontrados na literatura consultada.

Salienta-se que, os dados referentes aos trechos monitorados utilizados no processo de validação foram obtidos com anuência das universidades e concessionárias parceiras da Rede de Tecnologia em Asfaltos, por intermédio da ANP/PETROBRAS. Registra-se, mais uma vez, o agradecimento às respectivas instituições de ensino e à concessão *CCR Nova Dutra*, pelo trabalho integrado com a Rede, possibilitando a execução desta fase do presente estudo.

Adicionalmente, ainda com a utilização do programa HDM-4, procurou-se expandir as interpretações e resultados para análises econômicas de estruturas com diferentes irregularidades, verificando o impacto do IRI nos custos operacionais de usuários de rodovias.

O Fluxograma exposto na Figura 3.1 exibe a organização simplificada de atividades que visam cumprir com os objetivos desta tese. Pela análise do Fluxograma, pode-se perceber que, com a aquisição do perfilômetro inercial laser pela UFSM, conforme Termo de Cooperação com a ANP/PETROBRAS n° 0050.0100766.16.9, adicionou-se ao escopo deste estudo o processo de montagem e operacionalização do equipamento. Buscou-se, nesta etapa, entender o sistema de medição embutido no processo. Acredita-se que essa ação foi e será importante para as pesquisas em paralelo que utilizam ou utilizarão este equipamento no GEPPASV.

Figura 3.1 – Fluxograma simplificado da metodologia da presente pesquisa



Por fim, vale salientar que o presente trabalho utiliza, em sua concepção, diversas outras pesquisas elaboradas em parceria com a Rede de Tecnologia em Asfaltos. O desenvolvimento dos modelos de desempenho expostos nesta tese depende também das informações geradas por Nascimento (2015), Santos (2015), Bueno (2016) e Fritzen (2016), fornecidas ao autor do presente estudo como parte da iniciativa da Rede de Tecnologia em Asfaltos, representada pelo Termo de Cooperação nº 5850.0106353.17.9, entre a UFSM e a ANP/PETROBRAS. Visto isto, no atual documento, optou-se por informar explicitamente, somente pontos metodológicos distintos entre os trechos monitorados do Rio de Janeiro/RJ e Santa Maria/RS.

Ainda no contexto da presente pesquisa, é pertinente mencionar o estudo em andamento de Pavi (2017), que busca investigar, paralelamente a esta tese, o comportamento da irregularidade longitudinal nas camadas estruturais do pavimento, juntamente com a redução na irregularidade ocasionada pela reabilitação do trecho, mediante recapeamento com prévia realização de fresagem. No decorrer do presente estudo, inúmeras campanhas de levantamentos destinados ao trabalho da referida autora foram efetuadas em paralelo com esta pesquisa, agregando domínio do perfilômetro inercial e consolidando conceitos relativos às medidas de irregularidade.

Concomitantemente, o trabalho de Bordin (2018), também em andamento, faz uso dos mesmos trechos monitorados em Santa Maria/RS avaliados na presente tese (com alguns segmentos adicionais), visando comparar as estruturas projetadas com ensaios laboratoriais e simulações computacionais utilizando softwares de análises de esforços. No trabalho da autora, são utilizadas informações referentes aos trabalhos de Santos (2015), Bueno (2016), Faccin (2018) e Schuster (2018), todos imersos na filosofia integrada de trabalho do GEPPASV.

3.2 DESCRIÇÃO DOS TRECHOS MONITORADOS

Conforme já exposto no planejamento da pesquisa, foram avaliados, neste trabalho, pavimentos de duas diferentes regiões do território brasileiro. Nos itens que seguem, está apresentada uma descrição sucinta dos trechos monitorados para concepção do modelo de desempenho funcional, tanto no Rio de Janeiro/RJ quanto em Santa Maria/RS. Procurou-se contextualizar o sistema construtivo das estruturas,

os materiais utilizados, as espessuras das camadas, o tráfego atuante e as condições climáticas e pluviométricas das duas cidades, englobando todas as particularidades que envolvem estes trechos monitorados.

Vale salientar que, de acordo com NCHRP (2014), recomenda-se um mínimo de 20 segmentos de pavimentos para calibração e desenvolvimento estatisticamente significativo de modelos de previsão de desempenho de afundamento em trilha de roda. Para trincamento por fadiga, o referido documento trabalha com um número mínimo de 30 segmentos. NCHRP (2014) não menciona um número mínimo de pistas para modelagem e previsão da irregularidade longitudinal; todavia, entende-se que o somatório de trechos do “Projeto Fundão” e UFSM (totalizando 35 pavimentos monitorados) permite uma amostragem estatisticamente satisfatória.

3.2.1 Trechos monitorados pela COPPE/UFRJ e CENPES no Rio de Janeiro/RJ (“Projeto Fundão”)

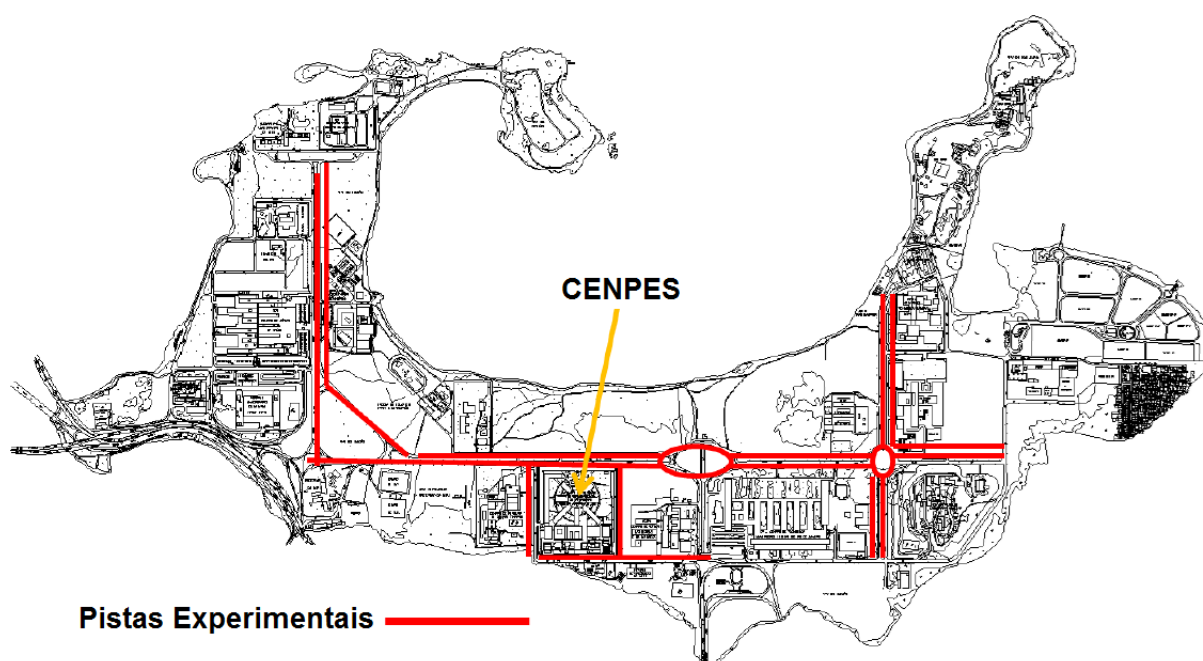
A Cidade Universitária da UFRJ está abrigada na Ilha do Fundão, região que, segundo relatos de Fritzen (2016), designa-se como uma ilha artificial oriunda da interligação de oito ilhas. O autor menciona que, no período de 1949 a 1952, executaram-se as obras de aterramento para conexão das localidades.

Fritzen (2016) ainda afirma que, na fase que antecedeu as obras de reabilitação rodoviária, as principais ruas e avenidas da cidade universitária exibiam pavimentos com idades superiores a 40 anos, os quais atrelados ao significativo aumento do tráfego e peso dos veículos comerciais, atingiram a vida útil prevista em projeto, superando a fase que permite a recuperação das estruturas somente por intervenções leves.

Desta forma, de acordo com Nascimento (2015) e Fritzen (2016), iniciou-se em 2006 o “Projeto Fundão”, originado por uma parceria entre o CENPES e a UFRJ, objetivando investigar *in loco* o desempenho de tecnologias emergentes de pavimentação asfáltica. O “Projeto Fundão” possui cerca de 12km de pistas experimentais, construídas entre 2006 e 2011, localizadas no campus universitário da UFRJ, onde também se encontram as instalações do CENPES. A Figura 3.2 exibe o croqui do campus da UFRJ com as pistas do “Projeto Fundão” destacadas em vermelho.

Durante o período de implantação dos trechos monitorados, foram utilizadas diferentes soluções de pavimentação, no que se refere a concretos asfálticos, ligantes asfálticos e opções técnicas construtivas adotadas para a reabilitação da estrutura original (a maioria dos segmentos utilizou a mesma fonte de agregado mineral). Informações detalhadas referentes a estes procedimentos podem ser encontradas nos trabalhos de Nascimento *et al* (2009), Nascimento (2015) e Fritzen (2016).

Figura 3.2 – Mapa do Campus da UFRJ com as pistas do Projeto Fundão Destacadas



Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Para fins desta tese, foram utilizados 27 trechos experimentais englobados pelo “Projeto Fundão”. Estes trechos foram os mesmos escolhidos por Nascimento (2015), visando à implantação e validação da modelagem viscoelástica da teoria do dano contínuo para misturas asfálticas e análises de pavimento no Brasil. Todos os segmentos foram construídos para reabilitar a estrutura original; todavia, foram adotados cinco diferentes métodos construtivos, são eles:

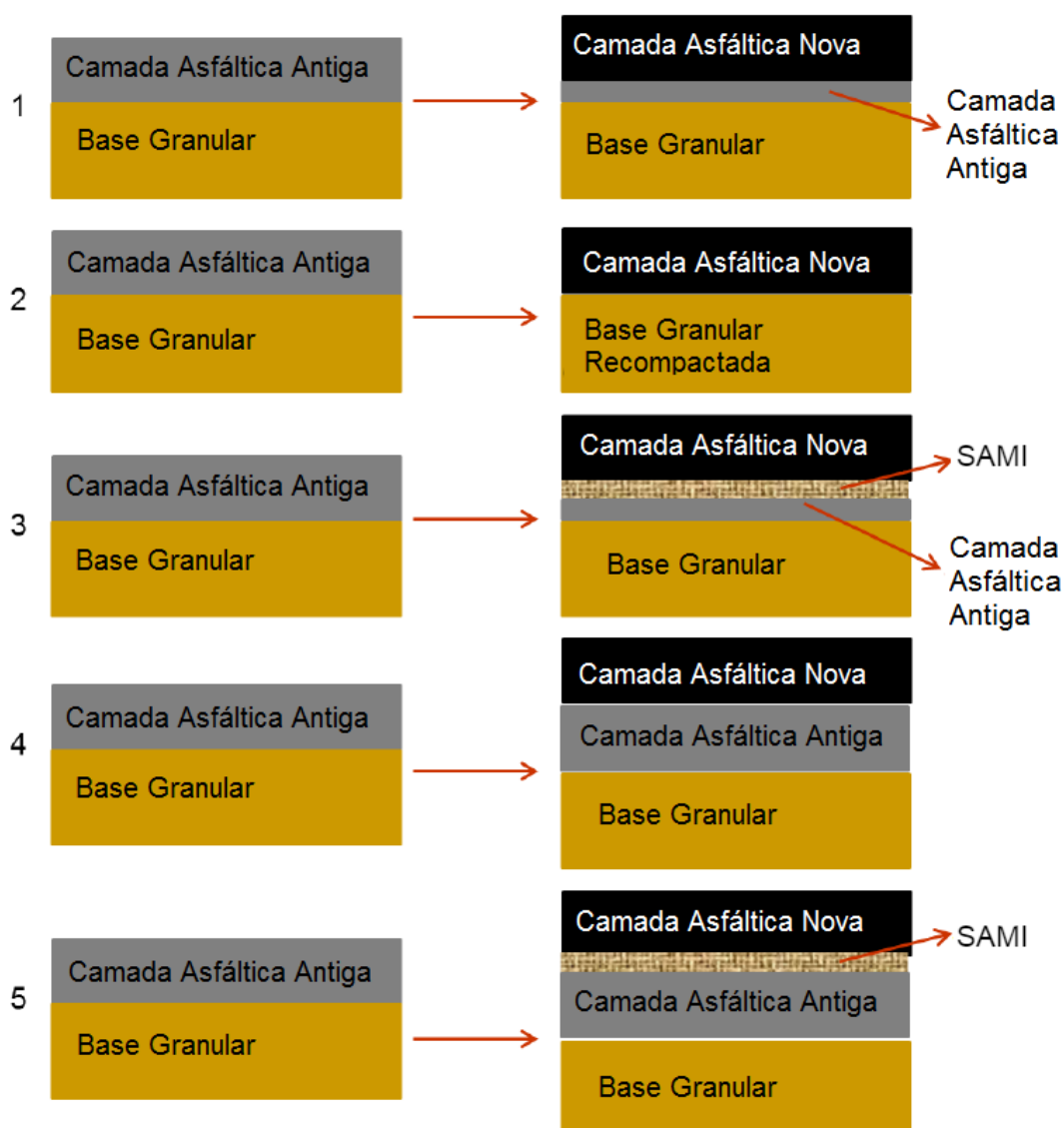
- a) Tipo de Reabilitação 1: Fresagem parcial da camada asfáltica antiga, seguida de reparos localizados nos locais com severas trincas do tipo couro-de-jacaré e aplicação de recapeamento asfáltico;
- b) Tipo de Reabilitação 2: Fresagem total da camada asfáltica antiga, seguida de nova umidificação e recompactação da base granular (com realização de imprimação) e posterior recapeamento asfáltico;
- c) Tipo de Reabilitação 3: Consiste na Reabilitação 1 seguida de aplicação de uma “*stress-absorbing membrane*” (membrana para absorção de tensões - SAMI). Neste caso, a SAMI é uma camada única flexível de baixa rigidez (Chip Seal), preparada com emulsão modificada por polímeros e o mesmo agregado utilizado nas camadas de concreto asfáltico, com o intuito de evitar o processo de reflexão de trincas existentes no revestimento antigo;
- d) Tipo de Reabilitação 4: Aplicação da nova camada de concreto asfáltico diretamente na superfície da camada antiga, após a execução de pintura de ligação;
- e) Tipo de Reabilitação 5: Análoga a Reabilitação 4, porém com aplicação da SAMI diretamente sobre o concreto asfáltico antigo, precedendo o recapeamento.

A Figura 3.3, adaptada de Nascimento (2015), ilustra as diferentes técnicas de reabilitação utilizadas nos trechos experimentais. Já a Tabela 3.1 e Tabela 3.2 expõem as principais informações referentes às pistas utilizadas neste trabalho, as suas respectivas técnicas de reabilitação, extensões dos trechos, suas localizações dentro do estaqueamento do “Projeto Fundão”, datas de abertura ao tráfego após a reabilitação, tráfego anual inicial (determinado com uso dos fatores de equivalência de carga – FEC – da USACE), materiais empregados e espessuras das camadas.

Vale ressaltar que a extensão total do “Projeto Fundão” é constituída por pavimentos de três faixas. As pistas escolhidas para processamento neste estudo foram àquelas localizadas na faixa central, com exceção da identificação “ID 1”, na qual foi adotada a faixa da esquerda. Esta opção foi realizada seguindo as mesmas premissas delimitadas por Nascimento (2015), devido à maior presença de tráfego representativo, tanto na magnitude do número N quanto nos quesitos de fluxo, já que nas faixas laterais ocorrem recorrentes paradas e reduções de velocidade para acessos paralelos. Ainda, a partir do ano de 2010, algumas faixas de tráfego da

direita passaram a servir como estacionamento ou foram designadas como ciclovia. Sendo assim, de acordo com os relatos do autor, a faixa de tráfego central recebe cerca de 80% do tráfego atuante nos pavimentos monitorados pelo “Projeto Fundação”.

Figura 3.3 – Técnicas de Reabilitação utilizadas nas pistas do Projeto Fundação



Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Ainda em relação ao tráfego, a opção por utilizar fatores de equivalência de carga determinados pela USACE na composição do número N foi feita devido a sua maior disseminação nos órgãos rodoviários nacionais. Klamt (2014), ao verificar a

influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos, determinou uma relação variável entre 1,96 e 4,16 para N_{USACE}/N_{AASHTO} .

Analogamente ao ocorrido nas pistas monitoradas pela UFSM, nos segmentos do “Projeto Fundão” foram realizados periodicamente levantamentos de controle e evolução de parâmetros funcionais e estruturais. Nos anos que sucederam a reabilitação dos trechos descritos na Tabela 3.1 e Tabela 3.2, foram efetuadas as quantificações de área trincada, volume de tráfego, levantamentos deflectométricos não destrutivos e avaliações de irregularidade longitudinal e afundamento em trilha de roda com o perfilômetro inercial.

Tabela 3.1 – Trechos Experimentais do “Projeto Fundão” considerados neste estudo

ID da Pista	Tipo de Reabilitação	Data de Abertura ao Tráfego	Estaca Inicial	Estaca Final	Extensão do Trecho (m)	N Anual Inicial (USACE)
1	1	13/11/2006	68	87	380	1,30E+05
4	1	23/11/2006	91	112	420	9,60E+05
7	3	09/02/2007	116	120	80	1,48E+06
11	1	09/02/2007	136	148	240	1,76E+06
19	2	25/01/2007	491	496	100	7,28E+05
34	1	25/01/2007	538	545	140	1,11E+06
37	1	19/04/2007	393	397	80	1,18E+06
40	5	19/04/2007	397	399	40	1,39E+06
43	4	19/04/2007	399	401	40	2,02E+06
45	1	19/04/2007	403	407	80	2,02E+06
46	4	19/04/2007	407	413	120	2,02E+06
47	5	19/04/2007	413	415	40	1,52E+06
48	1	19/04/2007	415	417	40	1,52E+06
50	1	19/04/2007	148	158	200	2,00E+06
55	3	31/05/2007	233 (+15)	236	45	1,18E+06
58	1	31/05/2007	425(+10)	428	50	1,52E+06
60	1	31/05/2007	428	430	40	1,52E+06
63	2	31/05/2007	430(+10)	434(+10)	80	1,52E+06
65	3	31/05/2007	434(+10)	436(+5)	35	1,52E+06
67	1	31/05/2007	438(+5)	441	45	1,52E+06
70	4	31/05/2007	445	450	100	4,00E+05
73	1	06/11/2008	158	167	180	2,00E+06
75	1	06/11/2008	177	186	180	2,00E+06
86	1	26/06/2010	362	364(+10)	50	1,76E+06
88	1	26/06/2010	367	373	120	1,76E+06
89	2	01/10/2011	0	10	200	2,80E+05
93	1	20/03/2010	379	382	200	9,04E+05

Fonte: Autor

Tabela 3.2 – Estruturas dos Trechos Experimentais do “Projeto Fundação” considerados neste estudo

ID da Pista	Revestimento Asfáltico (mm)	Tipo de Mistura Asfáltica	Camada Antiga (mm)	Base Granular (mm)	Sub-base Granular (mm)
1	55	30/45 19,1 mm	25	190	190
4	54	30/45 19,1 mm	25	160	360
7	59	30/45 19,1 mm	25	160	360
11	55	30/45 19,1 mm	25	150	390
19	51	30/45 19,1 mm ^(a)	--	380	240
	59	65/90 19,1 mm ^(b)			
34	58	30/45 19,1 mm	25	420	230
37	52	30/45 12,5 mm	25	140	400
40	59	30/45 12,5 mm	75 ^(c)	140	400
43	50	30/45 12,5 mm	60	140	400
45	51	50/70 12,5 mm	25	140	400
46	51	30/45 12,5 mm	25	140	400
47	50	30/45 12,5 mm	60	140	400
48	50	50/70 19,1 mm	75 ^(c)	140	400
50	52	50/70 19,1 mm	25	150	390
55	52	30/45 19,1 mm	60 ^(d)	100	250
58	54	AB 19,1 mm	25	180	400
60	54	AB 19,1 mm	25	180	400
63	103	30/45 19,1 mm	--	180	400
65	74	30/45 19,1 mm	45	180	400
67	67	30/45 19,1 mm	40 ^(d)	180	400
70	44	AB 19,1 mm	55	180	400
73	60	Elvaloy 19,1 mm	25	250	250
75	60	Elvaloy 19,1 mm	25	100	250
86	50	Bio 19,1 mm	40 ^(d)	150	130
88	50	Bio 19,1 mm ^(a)	25	150	130
	40	60/85 9,5 mm ^(b)			
89	70	Syn 19,1 mm	--	230	290
93	60	60/85 19,1 mm ^(a)	25	150	130
	40	60/85 9,5 mm ^(b)			

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior; (c) – Camada Antiga+SAMI; (d) – Camada Fresada+SAMI.

As identificações (ID) dos segmentos avaliados foram mantidas no mesmo padrão definido por Nascimento (2015), visando facilitar a consulta e obtenção de informações complementares, referentes aos trechos, no trabalho do autor.

Os dados foram coletados de maneira semelhante àquela realizada na UFSM, seguindo as ações de monitoramento recomendadas pela Rede de Tecnologia em Asfaltos (2011), abordadas no item 3.3, na sequência.

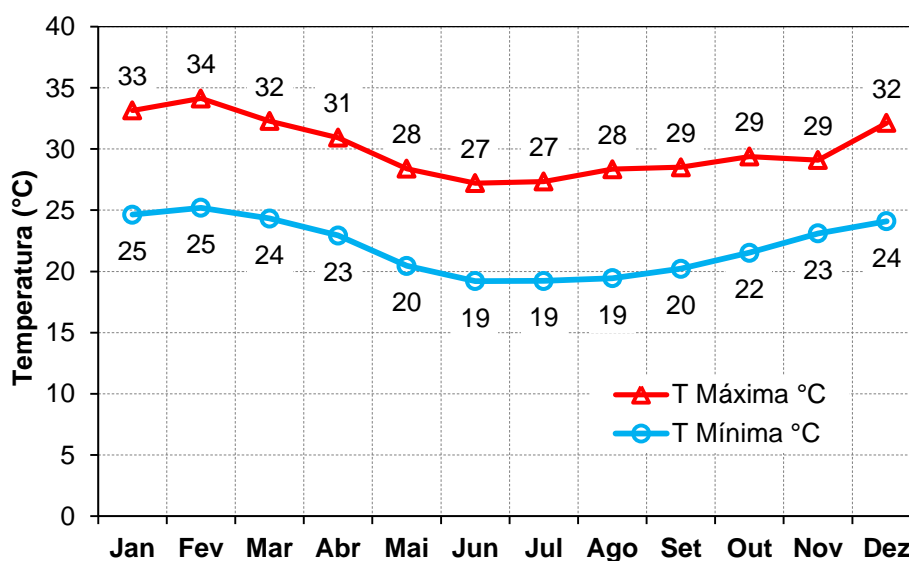
Vale salientar que, durante o período que engloba o presente estudo, proporcionou-se uma visita do autor deste trabalho à Cidade Universitária da UFRJ, objetivando conhecer *in loco* os trechos monitorados utilizados na pesquisa.

3.2.1.1 Aspectos climáticos e pluviométricos do Rio de Janeiro/RJ

Visando contextualizar os aspectos climáticos e pluviométricos que englobam a região onde ficam localizados os trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, foram coletados dados da rede do INMET, referentes às precipitações acumuladas mensais médias, temperaturas máximas, mínimas e umidade relativa do ar na cidade, ao longo dos anos de 2007 e 2016 (os dados desta estação pararam de receber atualizações em abril de 2017).

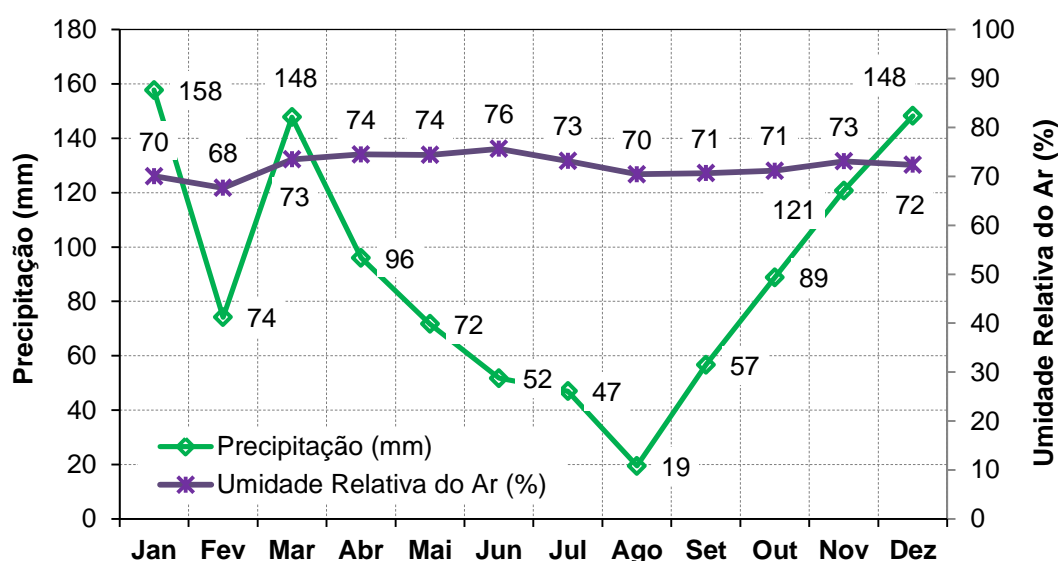
A Figura 3.4 exibe um compilado com as temperaturas máximas e mínimas mensais, enquanto a Figura 3.5 expõe as precipitações totais e umidades relativas do ar médias, ilustradas também em organização mensal. Os dados são provenientes da estação Rio de Janeiro/RJ – OMM:83743, localizada na latitude 22°53'24" Sul, longitude 43°10'48" Oeste, com altitude de aproximadamente 11 metros.

Figura 3.4 – Temperaturas mínimas e máximas mensais médias do Rio de Janeiro/RJ entre 2007 e 2016



Pode-se dizer que, em termos médios, as temperaturas do ar registradas no período analisado oscilaram entre 22 e 30°C, com precipitações médias anuais de 1.080mm e umidade relativa do ar média de 72%.

Figura 3.5 – Precipitações e umidades relativas do ar mensais médias do Rio de Janeiro/RJ entre 2007 e 2016



Fonte: Adaptado de Dados de Rede do INMET

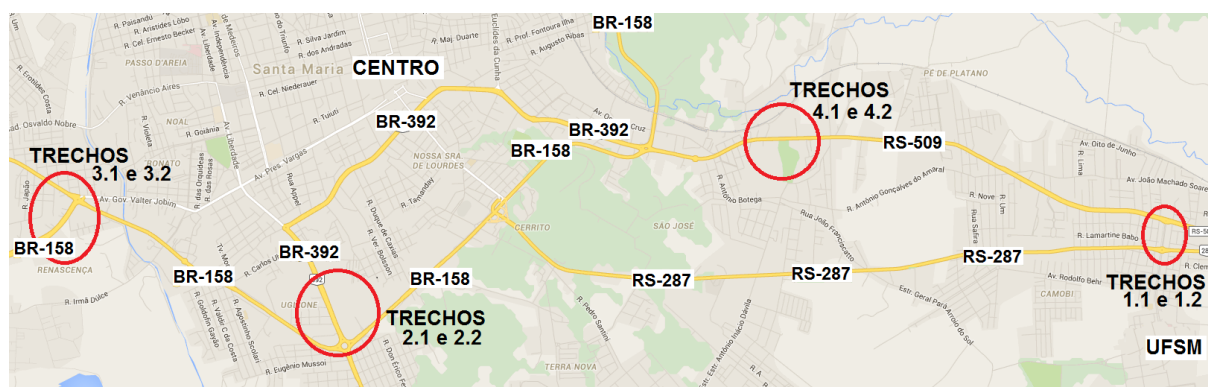
3.2.2 Trechos monitorados pela UFSM em Santa Maria/RS

Os oito trechos monitorados pela parceria entre UFSM e Rede de Tecnologia em Asfaltos, utilizados neste estudo, estão dispostos dentro do território da cidade de Santa Maria/RS. Conforme exposto na Figura 3.6, os Trechos 1.1, 1.2, 4.1 e 4.2 são localizados em rodovias próximas à Universidade Federal de Santa Maria. Já os Trechos 2.1, 2.2, 3.1 e 3.2 estão posicionados em acessos que ligam a zona urbana da cidade a rodovias importantes para a mobilidade da região central do Rio Grande do Sul.

Vale ressaltar que as regiões destacadas em vermelho na Figura 3.6 são compostas de pista dupla, sendo monitoradas as duas faixas (Faixa 1 – Esquerda e Faixa 2 - Direita) de cada uma das localidades avaliadas. Para efeitos de nomenclatura, as Pistas da Esquerda serão sempre identificadas pela extensão “1”, precedida da numeração do seu respectivo trecho. Analogamente, a Pista da Direita

(faixa mais carregada, junto ao acostamento), será identificada pela extensão “2”, também precedida da numeração de seu trecho. Por exemplo: Pista da Esquerda da Av. Roraima – Identificação “1.1”; Pista da Direita da RS-509 – Identificação “4.2”.

Figura 3.6 – Localização dos Trechos Monitorados em Santa Maria/RS



Fonte: Autor

O acompanhamento de implantação dos trechos, nas diferentes etapas de pré-execução, execução e pós-execução (após a liberação ao tráfego), foram e são realizadas periodicamente conforme indicações da Rede de Tecnologia em Asfaltos (2011), no Manual de Execução de Trechos Monitorados. A caracterização completa do tráfego, materiais e métodos construtivos empregados nos trechos experimentais locados na Av. Roraima (1.1 e 1.2), Av. Hélyvio Basso (2.1 e 2.2) e BR-158 (3.1 e 3.2) está descrita detalhadamente no trabalho de Santos (2015), complementada por Bueno (2016).

A caracterização simplificada dos materiais granulares (base e sub-base) e subleito, utilizados na construção da ERS-509 (Trechos 4.1 e 4.2), estará exposta na versão final da dissertação de mestrado de Bordin (2018), cujo trabalho em andamento objetiva avaliar o desempenho de pavimentos monitorados em campo (os mesmos utilizados nesta tese, com alguns segmentos adicionais), visando comparar as estruturas projetadas com ensaios laboratoriais e simulações computacionais utilizando softwares de análises de esforços.

Informações aprofundadas referentes à mistura asfáltica empregada no revestimento da estrutura dos trechos ID 4.1 e 4.2 podem ser obtidas nos documentos gerados por Faccin (2018) e Schuster (2018), que avaliam, entre outras

misturas, o desempenho do concreto asfáltico empregado na ERS-509 frente à deformação permanente e fadiga, respectivamente.

Para fins práticos, um resumo das características dos trechos monitorados pela UFSM em Santa Maria/RS será exposto no item 3.2.2.6, de maneira análoga àquela exposta por Nascimento (2015) e Fritzen (2016) para os segmentos acompanhados no “Projeto Fundação”.

3.2.2.1 *Avenida Roraima (Trechos 1.1 e 1.2) em Santa Maria/RS*

A Avenida Roraima é um segmento de restauração com extensão de 240 metros, localizado na saída do Campus sede da UFSM. O pavimento, composto por duas faixas (Faixa 1 – Trecho 1.1 e Faixa 2 – Trecho 1.2), inicia na latitude 29°42’19,14” Sul, longitude 53°42’56,6” Oeste e termina na latitude 29°42’10,97” Sul, longitude 53°42’55,72” Oeste. A altitude média do trecho é de 97m.

A liberação para passagem do tráfego após sua restauração foi realizada na data de 03 de dezembro de 2012. O tráfego anual aproximado do local (considerando ambas as faixas), determinado no ano de 2018, resultou em um valor de volume diário médio unidirecional (VDM) igual a 8.350 veículos e um Fator de frota (Ff) igual a 5,01%. Os números de repetições de carga do eixo padrão a que o pavimento estará sujeito anualmente, calculados pelo método da USACE ($N_{USACE-ANUAL}$), respectivamente para a Faixa 1 (a) e Faixa 2 (b), no ano de 2018, foram quantificados em:

a) Faixa 1 (Trecho 1.1) - $N_{USACE-ANUAL} = 1,5 \times 10^5$;

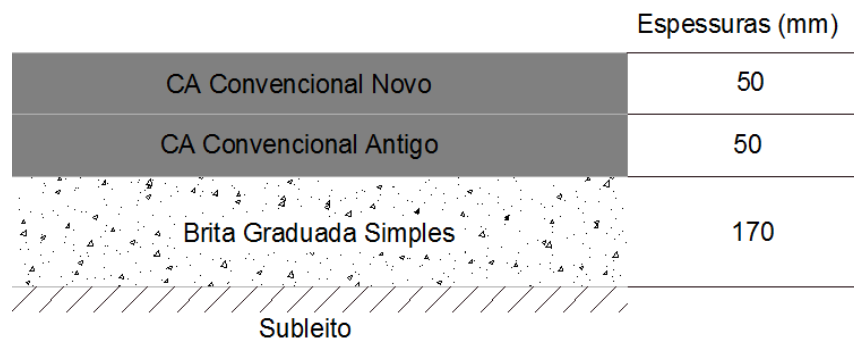
b) Faixa 2 (Trecho 1.2) - $N_{USACE-ANUAL} = 6,4 \times 10^5$.

Visando uniformizar a nomenclatura em relação aos trechos existentes no “Projeto Fundação”, classificou-se a reabilitação da Avenida Roraima como Reabilitação Tipo 4, conforme foi abordado anteriormente no item 3.2.1. A estrutura do pavimento está discriminada na Figura 3.7.

A composição estrutural da Av. Roraima consiste em uma camada de subleito de solo argiloso, classificado por Santos (2015) como A-6 (Sistema Rodoviário de Classificação – TRB), sobre a qual está assentada uma base de brita graduada simples (BGS). Sobre o material granular, o revestimento asfáltico antigo (50mm) foi reforçado por uma camada de mesma espessura de concreto asfáltico, sem a

realização de fresagem. A mistura asfáltica foi constituída de ligante convencional (50/70), com materiais pétreos de diâmetro máximo nominal igual a 12,5mm.

Figura 3.7 - Estrutura do pavimento monitorado na Av. Roraima em Santa Maria/RS



Fonte: Autor

3.2.2.2 Avenida Hélvio Basso (Trechos 2.1 e 2.2) em Santa Maria/RS

Com extensão de monitoramento composta por 280 metros, o trecho monitorado na Avenida Hélvio Basso está localizado em altitude média de 85m, iniciando na latitude 29°42'46,77" Sul, longitude 53°48'39,59" Oeste e terminando na latitude 29°42'37,96" Sul, longitude 53°48'43,59" Oeste. Sua composição está exposta na Figura 3.8 e consiste em um subleito de solo argiloso, classificado por Santos (2015) como A-6 (Sistema Rodoviário de Classificação – TRB), uma camada de sub-base, constituída por duas sobreposições de macadame seco – MS – (cada uma com 200mm), seguida por brita graduada simples.

O revestimento é composto por uma camada de 60 mm de concreto asfáltico, dosado com ligante asfáltico convencional (50/70) e diâmetro máximo nominal dos agregados de 12,5mm.

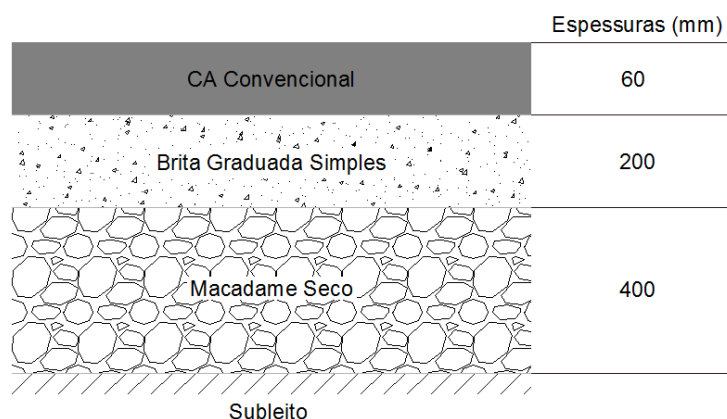
O tráfego médio anual aproximado da avenida em 2018 resultou nos seguintes valores de solicitações de eixo padrão, respectivamente para a Faixa 1 (a) e Faixa 2 (b):

a) Faixa 1 (Trecho 2.1) - $N_{USACE-ANUAL} = 6,0 \times 10^5$;

b) Faixa 2 (Trecho 2.2) - $N_{USACE-ANUAL} = 1,4 \times 10^6$.

O VDM unidirecional do trecho experimental foi quantificado em 15.181 veículos, com Fator de frota igual a 5,35% (dados contabilizados considerando ambas as faixas). Na duplicação da Avenida Hólvio Basso, foram construídas todas as camadas do pavimento, caracterizando um segmento de implantação de estrutura nova, com liberação para passagem do tráfego na data de 18 de maio de 2013.

Figura 3.8 – Estrutura do pavimento monitorado na Av. Hólvio Basso em Santa Maria/RS



Fonte: Autor

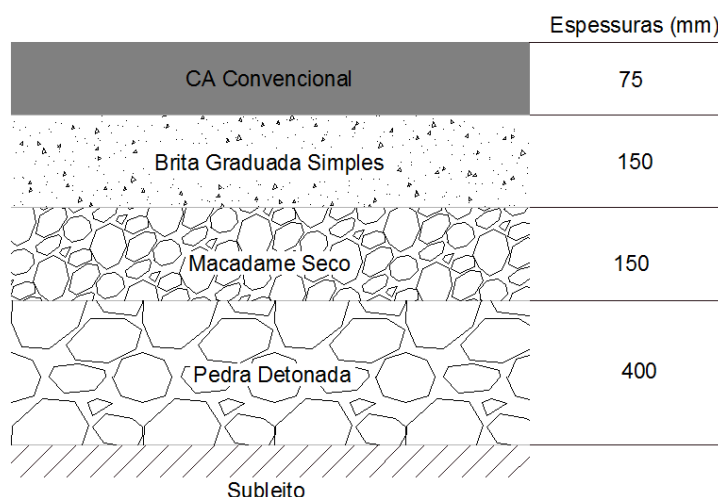
3.2.2.3 BR-158 – “Trevo dos Quartéis” (Trechos 3.1 e 3.2) em Santa Maria/RS

O trecho monitorado na BR-158 tem extensão de 280 metros e inicia na latitude 29°42'50,51" Sul, longitude 53°50'54,80" Oeste, terminando na latitude 29°42'23,86" Sul, longitude 53°51'4,89" Oeste. A altitude média do segmento é de 98m.

O revestimento consiste em uma camada de 75 mm de concreto asfáltico, divididas entre duas misturas (35mm de revestimento superior e 40mm de revestimento inferior) com ligante asfáltico convencional 50/70 e diâmetro máximo nominal de 12,5mm. Conforme verificado por Santos (2015), ambas as misturas atendem a Faixa C do DNIT; todavia, são compostas por agregados de origem mineralógicas distintas, sendo assim caracterizadas reologicamente de maneira separada.

Popularmente conhecido como “Trevo dos Quartéis”, com estrutura representada na Figura 3.9, o pavimento avaliado na BR-158 também se trata de uma duplicação (estrutura de pavimento novo) e é composto por uma camada de subleito de solo argiloso, classificado por Santos (2015) como A-6 (Sistema Rodoviário de Classificação – TRB), reforçado com 400 mm de pedra detonada¹. Sobre essa, estão assentes a sub-base de macadame seco e a base granular em brita graduada simples.

Figura 3.9 - Estrutura do pavimento monitorado na BR-158 em Santa Maria/RS



Fonte: Autor

O fluxo contínuo de veículos foi liberado, neste trecho, no dia 13 de julho de 2014 e os seguintes valores foram obtidos, referentes ao tráfego anual aproximado de 2018, respectivamente para a Faixa 1 (a) e Faixa 2 (b):

a) Faixa 1 (Trecho 3.1) - $N_{USACE-ANUAL} = 5,8 \times 10^5$;

b) Faixa 2 (Trecho 3.2) - $N_{USACE-ANUAL} = 1,6 \times 10^6$.

As contagens presenciais, contabilizando ambas as faixas, identificaram um VDM unidirecional de 10.979 veículos, com Fator de Frota de 7,29%.

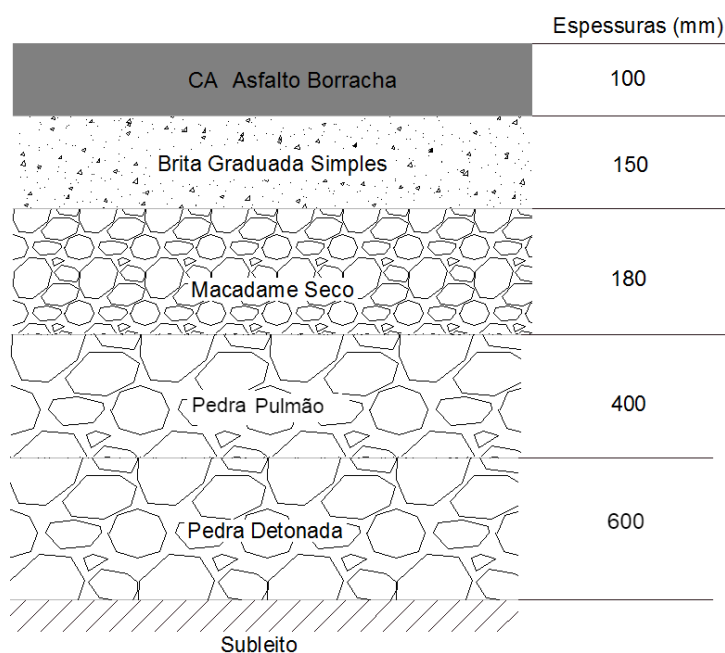
¹ Termo regional que representa uma solução por vezes adotada para reforços de subleitos com baixa capacidade estrutural no estado do Rio Grande do Sul. As rochas que compõem este tipo de camada não passam por nenhum processo de britagem, apenas são coletadas após a detonação na pedreira.

3.2.2.4 RS-509 – “Faixa Velha” (Trechos 4.1 e 4.2) em Santa Maria/RS

Estrutura mais recente adotada pela rotina de monitoramento feita pela UFSM (dentre aquelas utilizadas neste estudo), a RS-509 é um importante acesso à cidade de Santa Maria para quem chega à região central do Rio Grande do Sul. Constituído por duas faixas em uma estrutura de pavimento novo, o trecho monitorado tem extensão de 280 metros, com altitude média de 108m, iniciando na latitude 29°41’38,59” Sul, longitude 53°45’28,27” Oeste. O final do trecho localiza-se na latitude 29°41’38,86” Sul, longitude 53°45’39,69” Oeste.

A composição estrutural do pavimento construído na RS-509 consiste em duas camadas (cada uma com 50mm) sobrepostas de asfalto borracha (ECOFLEX AB-08, com 0,03% DOPE), assentes sobre uma base de brita graduada simples. A sub-base consiste em macadame seco disposto sobre um subleito de solo argiloso, classificado pela metodologia TRB como A-7-6, reforçado por 600mm de pedra detonada e 400mm de pedra pulmão. A Figura 3.10 exibe o sistema de camadas presente na RS-509.

Figura 3.10 – Estrutura do Pavimento monitorado na RS-509 em Santa Maria/RS



Fonte: Autor

O trecho monitorado localizado na RS-509 foi aberto para passagem de tráfego no dia 03 de março de 2016. O tráfego anual aproximado, avaliado no ano de 2018, computou os seguintes valores, respectivamente para a Faixa 1 (a) e Faixa 2 (b):

c) Faixa 1 (Trecho 4.1) - $N_{USACE-ANUAL} = 5,3 \times 10^5$;

d) Faixa 2 (Trecho 4.2) - $N_{USACE-ANUAL} = 2,3 \times 10^6$.

O VDM unidirecional quantificado durante as contagens presenciais, considerando ambas as faixas, foi de 13.696, com Fator de frota de 8,20%.

3.2.2.5 Aspectos climáticos e pluviométricos de Santa Maria/RS

Conforme realizado para os trechos do “Projeto Fundão”, para os pavimentos avaliados em Santa Maria/RS, também foram coletados dados da rede do INMET, referentes às precipitações, temperaturas máximas, mínimas e umidade relativa do ar na cidade, ao longo dos anos de 2013 e 2018.

A Figura 3.11 exibe um compilado com as temperaturas máximas e mínimas mensais, enquanto a Figura 3.12 expõe as precipitações acumuladas e umidades relativas do ar médias, ilustradas também em organização mensal.

Figura 3.11 - Temperaturas mínimas e máximas mensais médias de Santa Maria/RS entre 2013 e 2018

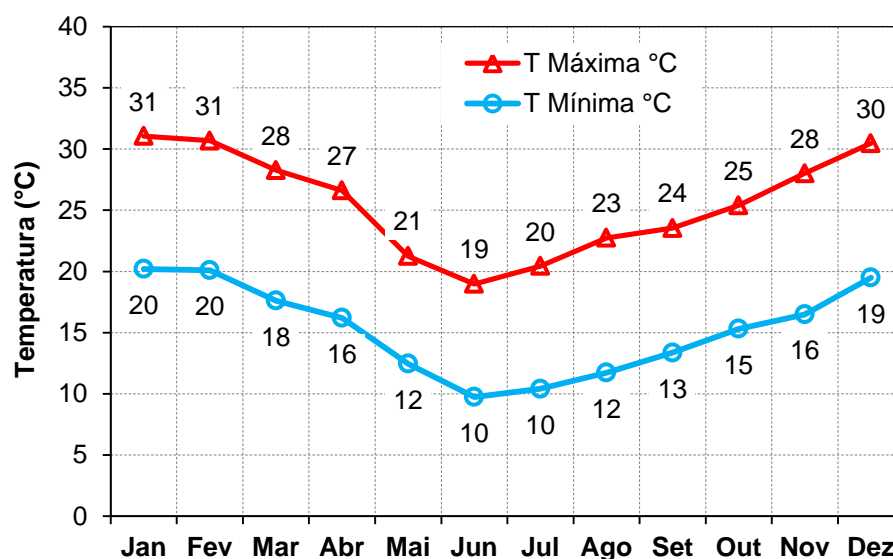
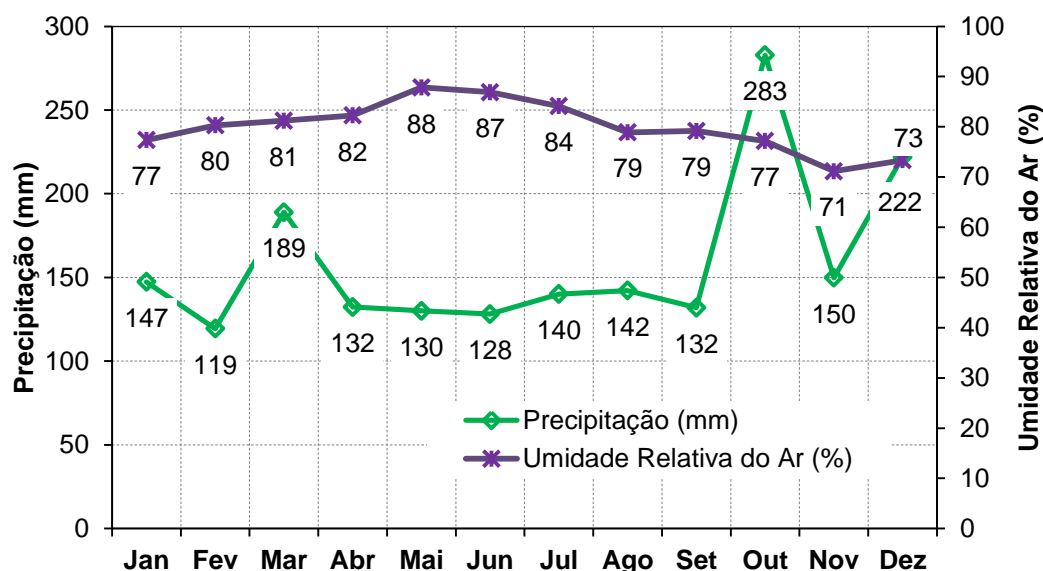


Figura 3.12 - Precipitações e umidades relativas do ar mensais médias de Santa Maria/RS entre 2013 e 2018



Fonte: Adaptado da Rede de Dados do INMET

Os dados coletados são provenientes da estação Santa Maria/RS – OMM: 83936, localizada na latitude 29°41'60" Sul, longitude 53°42'00" Oeste, com altitude de aproximadamente 95m.

Analisando de forma generalizada o período total de informações, as temperaturas do ar variaram em média entre 15 e 26°C, com precipitações médias anuais de 1.883mm e umidade relativa do ar média de 80%.

Quando comparadas séries históricas da cidade de Santa Maria/RS com aquelas referentes ao Rio de Janeiro/RJ, percebe-se que a quantidade pluviométrica é significativamente maior na cidade localizada no sul do Brasil, com médias anuais de aproximados 800mm superiores ao Rio de Janeiro/RJ. Já em relação às temperaturas, nota-se que Santa Maria/RS exhibe médias inferiores às quantificadas no Rio de Janeiro/RJ, chegando aos 10°C nas médias mínimas referentes aos meses de Junho e Julho. Considerando a classificação climática clássica de Bernardes (1951), o estado gaúcho está totalmente localizado na zona climática subtropical úmida, enquanto a cidade do Rio de Janeiro/RJ se localiza em zona climática tropical litorânea.

Entende-se, a título de composição de modelos de desempenho, ser benéfica a utilização de trechos em localidades distintas, submetidos a condições climáticas

diversas, expandindo assim as condições de contorno que envolvem as expressões matemáticas elaboradas. Na elaboração de rotinas de projeto empírico-mecanicistas, busca-se, em países com dimensões continentais, tais como o Brasil, abranger a maior parte de condições climáticas possíveis. Com esta gama variada de dados empíricos, o desenvolvimento de funções de transferência objetiva retirar das calibrações as particularidades locais, possibilitando a concepção de métodos de previsão generalizados, aplicáveis as mais variáveis situações.

3.2.2.6 *Resumo dos Trechos Monitorados pela UFSM em Santa Maria/RS*

Visando compilar as informações descritas nos itens previamente apresentados, a Tabela 3.3 e Tabela 3.4 exibem, de forma resumida, as principais características dos oito trechos monitoradas locados em Santa Maria/RS.

Tabela 3.3 - Trechos Experimentais da UFSM considerados neste estudo

ID da Pista	Localização	Faixa de Rodagem	Data de Abertura ao Tráfego	Extensão do Trecho (m)	N Anual 2018 (USACE)
1.1	Av. Roraima	1	03/12/2012	240	1,5E+05
1.2	Av. Roraima	2	03/12/2012	240	6,4E+05
2.1	Av. Hélio Basso	1	18/05/2013	280	6,0E+05
2.2	Av. Hélio Basso	2	18/05/2013	280	1,4E+06
3.1	BR-158 ("Trevo dos Quartéis")	1	13/07/2014	280	5,8E+05
3.2	BR-158 ("Trevo dos Quartéis")	2	13/07/2014	280	1,6E+06
4.1	RS-509 ("Faixa Velha")	1	03/03/2016	280	5,3E+05
4.2	RS-509 ("Faixa Velha")	2	03/03/2016	280	2,3E+06

Fonte: Autor

Tabela 3.4 – Estrutura dos Trechos da UFSM considerados neste estudo (continua)

ID da Pista	Rev.Asfáltico (mm)	Tipo de Mistura Asfáltica	Camada Antiga (mm)	Base Granular (mm)	Sub-base Granular (mm)
1.1	50	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	50	170	--
1.2	50	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	50	170	--
2.1	60	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	--	200	400
2.2	60	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	--	200	400

Tabela 3.4 – Estrutura dos Trechos da UFSM considerados neste estudo (conclusão)

ID da Pista	Rev.Asfáltico (mm)	Tipo de Mistura Asfáltica	Camada Antiga (mm)	Base Granular (mm)	Sub-base Granular (mm)
3.1	35	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	--	150	150
	40	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)			
3.2	35	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	--	150	150
	40	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)			
4.1	100	UFSM 4 - AB 12,5 mm	--	150	180
4.2	100	UFSM 4 - AB 12,5 mm	--	150	180

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

3.3 AÇÕES DE ACOMPANHAMENTO NOS TRECHOS EXPERIMENTAIS

Desde as etapas iniciais de funcionamento dos trechos descritos no item 3.2, foram realizadas ações de monitoramento nos segmentos avaliados. Os tópicos que seguem descrevem brevemente esta metodologia de acompanhamento.

3.3.1 Contagens de Tráfego




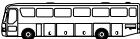







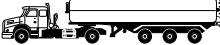








De acordo com relatos de Fritzen (2016), a primeira avaliação do tráfego de veículos comerciais e de passeio nos trechos do “Projeto Fundação” foi realizada no segundo semestre de 2009, em seis pontos estratégicos na Cidade Universitária da UFRJ. O autor descreve que os dados foram coletados de forma classificatória, por faixa de rolamento, das 8 às 18 horas, ininterruptamente.

Nos horários que antecederam ou sucederam o período de contagem presencial, o tráfego foi definido com o auxílio das câmeras de segurança instaladas no Campus, fornecidas pelo Departamento de Segurança da Universidade.

Esta primeira contagem foi utilizada como balizador do tráfego atuante nos trechos ao longo dos anos, aplicada uma taxa de crescimento linear de 3,0% ao ano, comprovada posteriormente por avaliações adicionais de volume de tráfego simplificado, nos anos de 2011 e 2015.

A Tabela 3.5 exhibe a classificação dos veículos utilizada na discriminação do tráfego atuante nas pistas avaliadas, determinado de hora em hora.

Tabela 3.5 – Ficha Horária de Contagem de Tráfego

Tipo de veículo		Configuração	Horário	Total	Horário	Total
Moto						
Carro de passeio						
Utilitário, pick-up e furgão						
ônibus (2 eixos)						
ônibus (3 eixos)						
Caminhão médio	2C					
	3C					
	4C					
Caminhão semi-reboque	2S1					
	2S2					
	2S3					
	2S3					
	3S3					
Duplo semi-reboque	3S2S2					
Caminhão reboque	2C2					
	2C3					
	3C2					
	3C3					
Treminhão	3C2C2					
Rodotrem	3S2C4					
Outros						

Fonte: Adaptado de Rede de Tecnologia em Asfaltos (2011)

O cálculo do número de repetições do eixo padrão (N) foi realizado conforme recomendações do Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006b), mediante utilização dos fatores de equivalência de carga desenvolvidos pela USACE.

Conforme mencionado no item 3.2.1, a opção por utilizar fatores de equivalência de carga determinados pela USACE, na composição do número N, foi efetuada devido a sua maior disseminação nos órgãos rodoviários nacionais.

Nos trechos monitorados em Santa Maria/RS, o procedimento realizado durante as contagens volumétricas também seguiu as delimitações da Tabela 3.5. Até o ano de 2015, os dados de tráfego foram coletados semestralmente em uma semana típica, durante 16 horas (das 6 às 22 horas) em três repetidos dias (terça, quarta e quinta-feira). A partir de 2016, devido à consistência comprovada dos dados adquiridos, foi definida a manutenção de aquisição do tráfego semestral em um único dia (quarta-feira) de uma semana típica.

A interferência pouco relevante desta prática pode ser visualizada nos gráficos da Figura 3.13, Figura 3.14 e Figura 3.15 (Trechos 1.1 e 1.2, 2.1 e 2.2, 3.1 e 3.2, respectivamente) onde são expostos os comparativos entre o N_{USACE} de um dia típico, determinado pela média dos dados contabilizados em três dias (terça, quarta e quinta-feira), confrontado com o N_{USACE} referente apenas as informações coletadas na quarta-feira. Em ambos os casos, utilizou-se dados apenas das 06 às 22 horas. Os dados referentes à ERS-509 (Trechos 4.1 e 4.2) não serão expostos devido à abertura para passagem ao tráfego já no ano de 2016, momento em que foi verificada a consistência da aquisição de dados em apenas um dia.

Figura 3.13 - Tráfego Diário (06 às 22 horas) da Av. Roraima contabilizado de diferentes maneiras

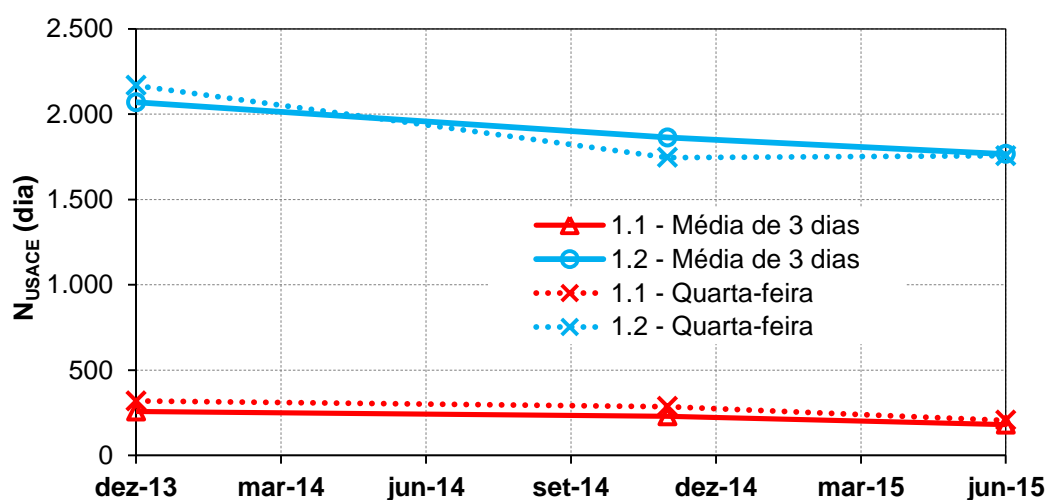
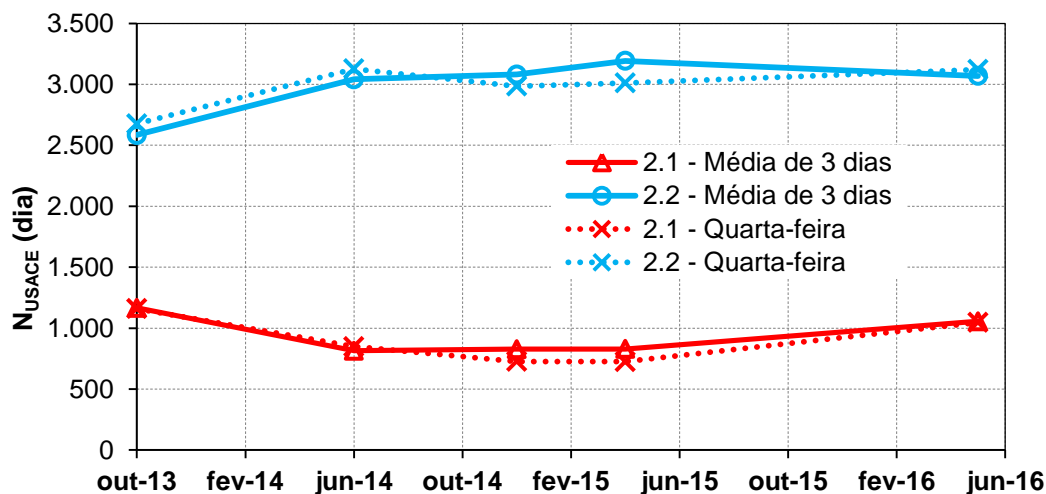
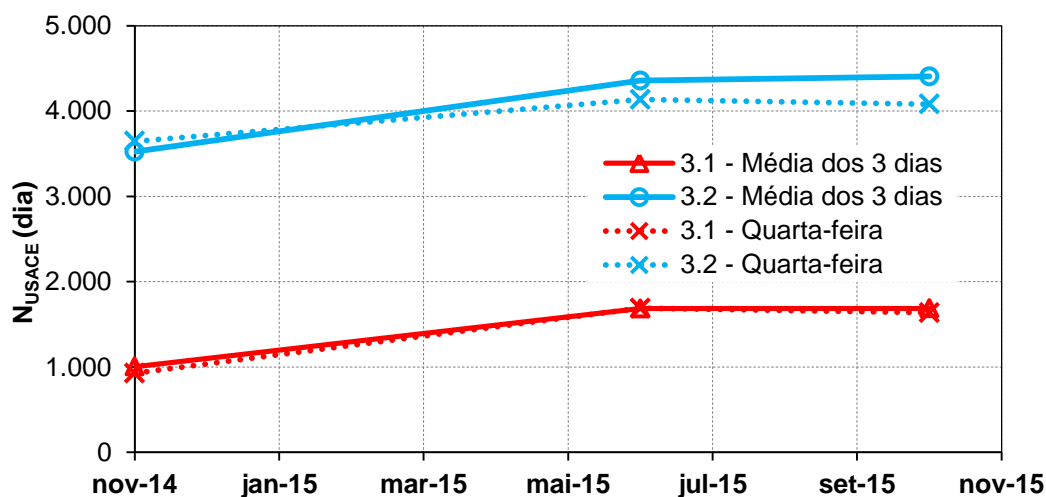


Figura 3.14 – Tráfego Diário (06 às 22 horas) da Av. Hélio Basso contabilizado de diferentes maneiras



Fonte: Autor

Figura 3.15 - Tráfego Diário (06 às 22 horas) da BR-158 contabilizado de diferentes maneiras



Fonte: Autor

Considerando a totalidade das pistas abordadas pelos gráficos da Figura 3.13, Figura 3.14 e Figura 3.15, verificou-se uma diferença percentual média, da relação entre N calculado pela média dos três dias e N calculado apenas com os dados da quarta-feira, menor do que 1%. O impacto deste resultado no N anual da

via não acarreta em mudanças significativas na ordem de grandeza dos valores finais.

Ainda, devido à existência de valores reais típicos de tráfego atualizados, não foram empregadas taxas de crescimento, mas sim a utilização dos valores reais renovados semestralmente.

Vale ressaltar que, ao longo do período de operação dos trechos de Santa Maria/RS, em ao menos um momento, foi contabilizado o tráfego real em um final de semana típico (sábado e domingo) e em uma noite/madrugada típica (das 22 horas do dia anterior às 6 horas do dia seguinte) de uma quarta-feira. Entende-se que este processo permite distribuir de maneira mais adequada o fluxo de veículos ao longo dos dias úteis e finais de semana, assemelhando da melhor maneira possível o tráfego contabilizado e o tráfego real. Mediante existência destes dados de finais de semana e madrugada, aplicaram-se fatores multiplicadores de ajuste de tráfego para cada classe de veículo nestes horários com o passar do tempo, com uso dos acréscimos ou reduções médias verificadas nos horários contados semestralmente (06 às 22 horas). Santos (2015) e Martins (2018) também efetuaram processos similares a este para extrapolar o tráfego contado em campo.

Em decorrência do número significativo de contagens presenciais, gerando uma quantidade relevante de fatores de multiplicação para os horários da noite/madrugada e finais de semana, optou-se por exibir estes fatores, relativos a cada uma das contagens em que eles foram empregados (sempre tomando como referência os dados reais), em cada um dos respectivos trechos, no Apêndice A.

Salienta-se também que, devido à impossibilidade de realização de pesagens dos veículos comerciais que circulavam nos trechos monitorados (tanto no Rio de Janeiro/RJ quanto em Santa Maria/RS), todos os eixos dos veículos comerciais utilizados na composição do N foram considerados com a sua carga máxima legal. A Tabela 3.6 exibe os eixos adotados na composição da matriz de tráfego, com seus limites de carregamento estabelecidos pelo CONTRAN (1998).

Em 2014, a resolução N° 489 (CONTRAN, 2014) aumentou a tolerância sobre os limites de pesos regulamentares por eixo para aqueles veículos que não excederem os limites atribuídos para o peso bruto total (PBT), peso bruto total combinado (PBTC) e Capacidade Máxima de Tração (CMT). Alguns desdobramentos econômicos ocasionados por esta resolução são discutidos por Bueno *et al* (2016); todavia, como neste trabalho não foram consideradas

sobrecargas nos pesos regulamentados por eixo, mantiveram-se os valores expostos na Tabela 3.6. Sabe-se também que os eixos descritos na Tabela 3.6 não são as únicas configurações empregadas nos chassis veiculares que circulam nas rodovias brasileiras; porém, para efeitos deste trabalho, utilizaram-se apenas estas tipologias para resumir os veículos comerciais expostos na Tabela 3.5.

Tabela 3.6 – Cargas máximas legais dos eixos comerciais adotados na composição do tráfego

Tipo de Eixo Comercial	Carga Máxima Legal (kN)
ESRS - Eixo Simples de Rodas Simples	60
ESRD - Eixo Simples de Rodas Duplas	100
ETD - Eixo Tandem Duplo	170
ETT - Eixo Tandem Triplo	255

Fonte: Adaptado de CONTRAN, 1998

3.3.2 Avaliação da Irregularidade Longitudinal

As avaliações de irregularidade longitudinal dos pavimentos que compõem os trechos monitorados foram executadas, tanto nos trechos de Santa Maria/RS quanto nas estruturas avaliadas no Rio de Janeiro/RJ, com uso do perfilômetro inercial laser.

Para efeitos de composição do modelo, foram considerados apenas os dados oriundos dos sensores posicionados nas trilhas de roda interna e externa da faixa sobre a qual o veículo de operação trafegava. Os dados oriundos dos sensores diagonais e do sensor central não foram considerados no cálculo da irregularidade. Os valores representativos de IRI de cada trecho foram determinados considerando a média dos resultados provenientes das trilhas de roda externa e interna, dentro da extensão de cada trecho experimental, filtradas as ocorrências especiais com uso da técnica de “Cartas Controle” ou “Gráficos de Controle”, seguindo as recomendações descritas em Oliveira *et al* (2013).

Vale ressaltar que, nos pavimentos avaliados no Rio de Janeiro/RJ, tanto a irregularidade longitudinal quanto os afundamentos em trilha de roda foram determinados, até o ano de 2012, com o perfilômetro do CENPES. Os

levantamentos posteriores a esta data foram efetuados com o perfilômetro da COPPE/UFRJ.

Nos trechos monitorados em Santa Maria/RS, a determinação da irregularidade e afundamento em trilha de roda também foi executada em duas etapas. A primeira delas se encerrou em 2016, cujos dados de IRI e ATR foram obtidos pelo equipamento da *Pavesys Engenharia*, exposto na Figura 3.16.

Desde 2017, mediante aquisição do perfilômetro inercial laser (Termo de Cooperação com a ANP/PETROBRAS n° 0050.0100766.16.9), os parâmetros de irregularidade foram determinados pelo equipamento da UFSM (Figura 3.17).

Figura 3.16 – Perfilômetro Inercial da *Pavesys Engenharia*



Fonte: Santos (2015)

Figura 3.17 – Perfilômetro Inercial da UFSM



Fonte: Autor

Mais uma vez, salienta-se que os equipamentos utilizados pela *Pavesys Engenharia*, pela UFSM, pelo CENPES e pela UFRJ são comercializados e concebidos pelo mesmo fabricante, a *Cibermétrica Equipamentos e Serviços Ltda.*

O perfilômetro inercial exposto na Figura 3.17 opera com uma taxa de aquisição de dados de aproximadamente 4.000 medidas/segundo, a uma velocidade operacional mínima de 30km/h. Nos levantamentos efetuados nos trechos monitorados em Santa Maria/RS, o processamento dos dados através do software *CiberShell* (ferramenta desenvolvida pela *Cibermétrica* para equacionamento dos dados gerados pelo perfilômetro), válidas também para a determinação dos afundamentos em trilha de roda, descritas no item 3.3.3, incluiu as seguintes etapas:

- a) Pré-processamento com filtro de média móvel a cada 150mm, com exclusão dos picos 25% mais distantes em relação a referida média, visando eliminar o efeito da textura da superfície do pavimento nas medidas destinadas ao cálculo dos índices de irregularidade;
- b) Intervalo de 250mm para determinação de pontos médios adotados na rotina de cálculo;
- c) Processamento de resultados referentes à irregularidade e afundamento em trilha de roda em trechos de 10m.

Os dados foram determinados pela realização de uma única passagem do veículo, ao qual o perfilômetro inercial estava acoplado, sobre o pavimento avaliado, mantendo os rodados posicionados sobre as trilhas de roda. Caso o operador do sistema de aquisição de dados indicasse alguma anomalia durante o levantamento (perda de comunicação entre os sensores e o computador, redução da velocidade abaixo do limite inferior delimitado pelo equipamento, desvio do veículo em relação ao alinhamento desejado), a medição era repetida imediatamente.

A montagem e operacionalização deste equipamento, assim como a verificação da sua repetibilidade e exatidão, estão descritas no item 3.3.2.1, que segue.

3.3.2.1 *Montagem e Operacionalização do Perfilômetro Inercial da UFSM*

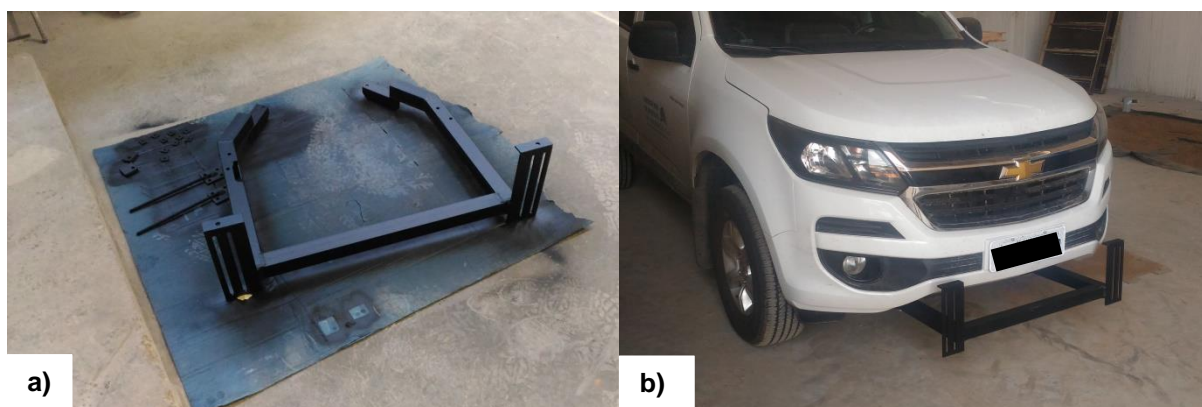
Após a aquisição do módulo laser para determinação dos parâmetros de irregularidade longitudinal e afundamento em trilha de roda, foram necessárias algumas adaptações para operacionalização do equipamento nos moldes

necessários para aquisição dos dados. Inicialmente, foi adaptado um suporte para fixação da barra guia do perfilômetro inercial no veículo da UFSM. A Figura 3.18 mostra o suporte desenvolvido (a) e a peça instalada no veículo (b).

Finalizado o suporte, foram realizados testes com os resultados fornecidos pelo perfilômetro inercial. Estes testes visaram avaliar a repetitividade e exatidão das medidas geradas pelo equipamento.

Para este fim, não foi possível utilizar os trechos experimentais adotados nesta pesquisa, devido ao fluxo constante de veículos. Desta forma, optou-se pela verificação do equipamento em duas das pistas avaliadas por Pavi (2017), com tráfego ainda não liberado no local. Em seu trabalho, ainda em andamento, a autora busca monitorar a evolução da irregularidade longitudinal no decorrer da execução das camadas constituintes de um pavimento novo em implantação. A estes pavimentos, foram adotadas as nomenclaturas “Validação 1” e “Validação 2”, respectivamente para os segmentos com irregularidade baixa e média.

Figura 3.18 – Montagem e fixação do suporte para barra laser



Fonte: Autor

O processo de verificação seguiu as recomendações de Barella (2008), com algumas adaptações devido à logística de execução. Foram selecionadas duas pistas de 151 metros; uma com irregularidade baixa (QI entre 5 e 25 contagens/km) e outra com irregularidade média (QI entre 30 e 50 contagens/km). Previamente ao levantamento com o perfilômetro inercial, os perfis longitudinais de referência foram levantados mediante processo de nível e mira, conforme preconizado na normativa

DNER-ES 173/86 (DNER, 1986). A Figura 3.19 ilustra a execução deste levantamento.

O procedimento sugerido por Barella (2008) recomenda a utilização de pistas de verificação com extensão de 251 metros. Todavia, devido a opção por levantar uma cota a cada 250mm com o equipamento nível e mira, entende-se que a adição de mais 100 metros no trecho de referência tornaria o processo exaustivo e lento, sem fins práticos relevantes.

A opção pela referência principal neste autor se justifica em algumas incompatibilidades existentes nas normativas ASTM E 950/09 (ASTM, 2009a) e AASHTO PP 49/03 (AASHTO, 2003), que dizem respeito aos testes de exatidão e repetitividade. Um exemplo das referidas incompatibilidades está na não aplicação dos resultados dos testes para os índices de irregularidade conhecidos (caso da ASTM E950/09) e na necessidade de uma pista com IRI entre 0,47 e 1,18m/km (caso da AASHTO PP 49/03), incoerente com os padrões rodoviários brasileiros.

Figura 3.19 – Levantamento do perfil de referência com nível e mira



Fonte: Autor

Posteriormente à determinação dos perfis de referência, foram efetuadas 10 medições com cada um dos sensores posicionados em frente aos rodados do veículo (sensores com acelerômetro), visando avaliar a repetitividade e exatidão do equipamento da UFSM. Tratando-se da parte conceitual dos referidos termos, entende-se repetitividade como a capacidade do equipamento em reproduzir resultados iguais, quando coletados em situações análogas, no mesmo local. Por

exatidão, interpreta-se a capacidade do equipamento em reproduzir resultados similares a outro sistema de medição, dado como referência.

Para este fim, cada sensor realizou cinco medições na velocidade aproximada de 45km/h e outras cinco determinações a aproximadamente 70km/h. Estas velocidades foram escolhidas seguindo as recomendações de Barella (2008), o qual sugere a realização de testes de exatidão e repetitividade de perfilômetros com uma velocidade até 15km/h acima da velocidade mínima de operação (30km/h) e outra velocidade maior ou igual a 70km/h. Os resultados foram comparados com aqueles fornecidos pelo equipamento de referência (nível e mira), para verificação da exatidão, e processados entre si, para conferência da repetitividade.

Ressalta-se que o perfil topográfico levantado através da metodologia nível e mira foi convertido para as escalas IRI e QI com uso das equações expostas nos itens 2.1.2.1 e 2.1.2.2. Os resultados obtidos, tanto com o nível e mira quanto com o perfilômetro inercial, estão expostos na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 – Verificação da exatidão do Perfilômetro Inercial da UFSM

	Validação 1		Validação 2	
	QI (cont/km)	IRI (m/km)	QI (cont/km)	IRI (m/km)
Nível e Mira (250mm)	30,469	3,079	9,215	1,611
	QI (cont/km)	IRI (m/km)	QI (cont/km)	IRI (m/km)
Perfilômetro (45km/h)	30,965	3,104	10,525	1,503
Perfilômetro (70km/h)	31,635	3,074	10,541	1,529

Fonte: Autor

Em termos práticos, a Tabela 3.7 permite interpretar que, ao avaliar exatidão, o perfilômetro inercial da UFSM possui boa relação com os valores resultantes do perfil calculado com o procedimento nível e mira. Analisando especificamente o IRI (índice de irregularidade adotado neste estudo), na Pista 1 (Validação 1), a relação percentual entre o valor obtido com o nível e mira e o dado fornecido pelo perfilômetro foi menor do que 1% para o caso em que a velocidade empregada no levantamento foi de aproximadamente 70km/h.

Para a velocidade inferior (45km/h), a diferença percentual também permanece abaixo de 1%. Na Pista 2 (Validação 2), esta relação sobe para aproximadamente 7% nos casos com velocidade de 45km/h e 5% nas passagens

com velocidade aproximada de 70km/h. Pelos casos avaliados, pode-se interpretar que a pista com melhores condições de trafegabilidade exibiu maiores diferenças percentuais entre os equipamentos empregados na sistemática de medição.

Entende-se que estes números são aceitáveis para aprovar o perfilômetro inercial da UFSM em termos de exatidão. Os limites expostos pela norma AASHTO PP 49/03 (AASHTO, 2003), a qual delimita em uma diferença absoluta menor que 0,095m/km entre o IRI determinado a partir do perfil de referência e a média do IRI das 10 medições com o perfilômetro (considerando ambas as velocidades). No caso do IRI da Pista 1, esta diferença média fica em 0,010 m/km; já na Pista 2, quantifica-se esta diferença média em 0,096m/km, ultrapassando o limite em apenas 0,001m/km, permitindo interpretar que a exatidão do perfilômetro, segundo critérios da referida normativa, está adequada.

Analisando a repetibilidade de medidas obtidas com o perfilômetro inercial, a Tabela 3.8 exibe as médias obtidas nas 10 passagens realizadas com o equipamento nas duas pistas adotadas para sua verificação.

Tabela 3.8 – Verificação da repetibilidade do Perfilômetro Inercial da UFSM

Velocidade Perfilômetro	Validação 1		Validação 2	
	QI Médio (cont/km)	IRI Médio (m/km)	QI Médio (cont/km)	IRI Médio (m/km)
45km/h	31,460	3,159	10,100	1,490
	29,527	3,036	10,387	1,495
	30,767	3,049	10,673	1,537
	31,347	3,137	10,440	1,497
	31,727	3,141	11,027	1,495
MÉDIA 45km/h	30,965	3,104	10,525	1,503
DP.A 45km/h	0,877	0,057	0,347	0,019
CV 45km/h	3%	2%	3%	1%
70km/h	30,627	3,051	11,300	1,566
	31,247	3,052	10,647	1,541
	31,887	3,095	11,353	1,527
	31,493	3,069	10,053	1,504
	32,920	3,103	9,353	1,505
MÉDIA 70km/h	31,635	3,074	10,541	1,529
DP.A 70km/h	0,852	0,024	0,851	0,026
CV 70km/h	3%	1%	8%	2%
MÉDIA Geral	31,300	3,089	10,533	1,516
DP.A Geral	0,888	0,044	0,613	0,026
CV Geral	3%	1%	6%	2%

Fonte: Autor

Optou-se novamente por recorrer à normativa AASHTO PP 49/03 para avaliar a repetibilidade do perfilômetro da UFSM. De acordo com o referido documento, o desvio padrão da amostra (DP.A) do IRI calculado mediante utilização dos perfis levantados com o perfilômetro inercial deve ser menor do que 0,047m/km. Este fato ocorre em ambas às pistas utilizadas para verificação do equipamento, quando analisados os desvios padrão da amostra considerando o conjunto total de dados (médias das passagens com ambas às velocidades empregadas).

Ao interpretar os resultados separados por velocidade, verifica-se que o DP.A obtido para o conjunto de valores calculados na velocidade de 45km/h, para a Validação 1 (com irregularidade baixa), supera o valor de referência da AASHTO PP 49/03. Para a velocidade de 70km/h, os limites são atendidos pela Validação 1. Já em relação à Validação 2, os resultados de DP.A para ambas as velocidades estão dentro dos limites estabelecidos pela referida normativa.

De qualquer forma, como o referido documento não faz distinção entre interpretações separadas por velocidade, mas sim do conjunto geral de dados, entende-se que o equipamento da UFSM está validado para utilização como quantificador de irregularidade, adotando como índice o IRI.

Adicionalmente a este processo, foi determinado outro trecho de referência, localizado dentro do Campus da UFSM em Santa Maria/RS, com a extensão de 251m, exposto na Figura 3.20. Este segmento tem por fim verificar semestralmente as medidas do perfilômetro inercial, já que o tráfego existente no local é significativamente reduzido, composto apenas por veículos leves. Assim, foram efetuadas medições em Novembro de 2017, Abril de 2018 e Novembro de 2018, no mesmo segmento, visando identificar possíveis alterações significativas nos resultados expostos pelo equipamento.

O procedimento realizado foi análogo aquele efetuado nos trechos de Pavi (2017), com a repetição de 10 levantamentos com o perfilômetro inercial no segmento de referência, cinco com uma velocidade e cinco com outra.

Pela análise visual, não foram identificadas alterações na superfície deste trecho ao longo do tempo. Por se tratar de um pavimento revestido por concreto asfáltico em um acesso de baixo volume de tráfego de veículos comerciais em região interna da UFSM, entende-se que as condições estruturais e funcionais do local sofreriam poucas alterações do longo do tempo. Nestas três campanhas, o Índice de Gravidade Global (IGG) do trecho, determinado pelo PRO006/2003 (DNIT,

2003) oscilou entre 11 e 15, dentro do conceito tido como ótimo pelo referido documento. Os resultados de irregularidade determinados pelo índice IRI e QI, nas três campanhas, estão expostos na Tabela 3.9.

Figura 3.20 – Trecho de verificação semestral localizado no Campus da UFSM



Fonte: Autor

Tabela 3.9 – Verificação semestral dos resultados de irregularidade com o perfilômetro inercial

		IRI Esq (m/km)	IRI Dir (m/km)	IRI Méd (m/km)	QI Esq (cont/km)	QI Dir (cont/km)	QI Méd (cont/km)
Nov 2017	Média	1,768	2,113	1,940	13,499	16,888	15,192
	DP.A	0,046	0,060	0,035	0,835	1,293	0,869
	CV	3%	3%	2%	6%	8%	6%
Abr 2018	Média	1,941	2,010	1,975	15,771	16,572	16,168
	DP.A	0,125	0,108	0,032	1,388	1,247	0,534
	CV	6%	5%	2%	9%	8%	3%
Nov 2018	Média	1,833	2,037	1,935	14,133	17,772	15,950
	DP.A	0,064	0,064	0,034	0,784	1,271	0,670
	CV	4%	3%	2%	6%	7%	4%
	DP.A Geral	0,088	0,053	0,022	1,172	0,622	0,512
	CV Geral	5%	3%	1%	8%	4%	3%

Fonte: Autor

As médias, desvios padrões e coeficientes de variação das campanhas sumarizam 10 passadas, alterando velocidades de 45 e 70km/h, aproximadamente. Os desvios padrões gerais da amostra e coeficiente de variação das médias das irregularidades nas trilhas de roda da esquerda e direita, no decorrer das três

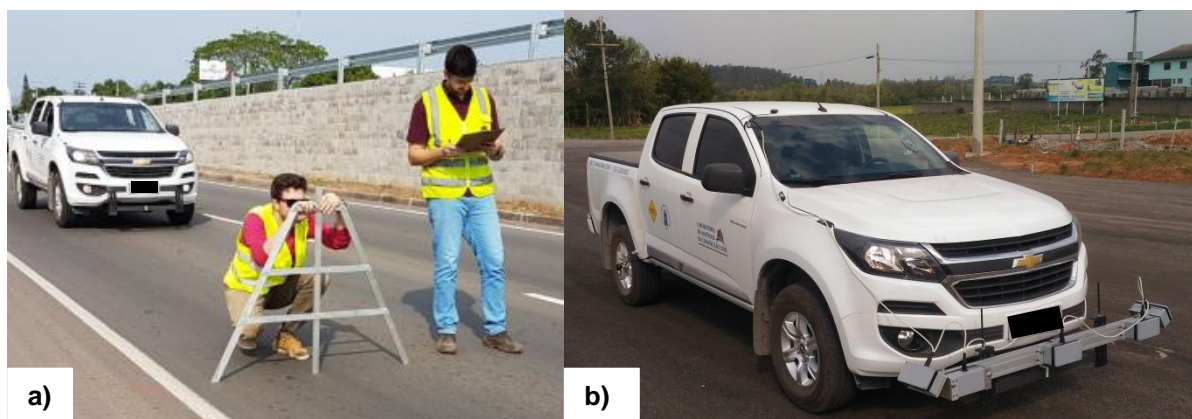
campanhas de levantamento, indicam que o equipamento segue a tendência de resultados operacionais verificados na validação inicial.

3.3.3 Determinação dos Afundamentos em Trilha de Roda (ATR)

O acompanhamento dos afundamentos em trilha de roda (ATR) nas pistas dos trechos experimentais foi determinado mediante utilização do perfilômetro inercial laser, com emprego de cinco sensores devidamente posicionados para coletar medidas de ATR das trilhas de roda interna e externa. O valor representativo de ATR de cada trecho foi determinado pela média dos valores calculados nas trilhas de roda externa e interna, dentro da extensão de cada trecho experimental.

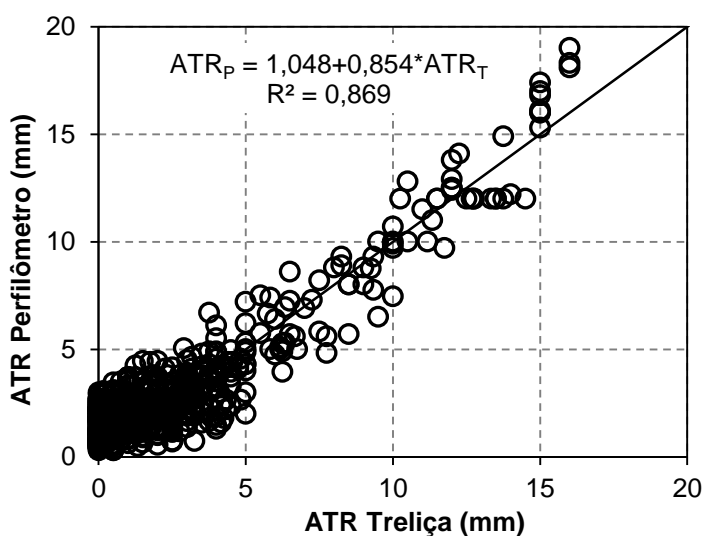
Nos trechos monitorados de Santa Maria/RS, a partir do ano de 2017, foram realizadas, paralelamente, medições também com a treliça metálica, conforme recomendações de DNIT PRO 006/2003 (DNIT, 2003), visando comprovar os valores obtidos com o perfilômetro adquirido pela UFSM (Termo de Cooperação com a ANP/PETROBRAS nº 0050.0100766.16.9). As execuções dos levantamentos com a treliça e com o perfilômetro estão expostas na Figura 3.21 “a” e “b”, respectivamente. O processamento de dados obtidos com o perfilômetro da UFSM foi efetuado conforme descrição efetuada no item 3.3.2, sendo determinado uma medida representativa do ATR para cada 10m de trecho avaliado.

Figura 3.21 – Execução dos levantamentos de ATR com a treliça (a) e com o perfilômetro (b)



O confronto dos resultados obtidos com o perfilômetro e com a treliça, relativos ao ATR médio da faixa, quantificado nas trilhas da direita e esquerda das seções avaliadas, está exposto na Figura 3.22, com os dados compilados de 10 em 10 metros.

Figura 3.22 – Confronto entre afundamentos medidos com o perfilômetro (ATR_P) e com a treliça (ATR_T)



Fonte: Autor

Mediante interpretação da Figura 3.22, pode-se dizer que os afundamentos medidos com os dois equipamentos seguem a mesma ordem de grandeza; todavia, exibem diferença na magnitude dos dados. Como não há documentos oficiais que abordam aspectos estatísticos mínimos referentes às diferenças entre medidas oriundas dos distintos sistemas de medição, foi realizada uma análise de regressão simples, com caráter linear, do montante de valores acumulados. Este processo está exposto na Tabela 3.10.

Com base nos resultados da Tabela 3.10, pode-se dizer que mesmo com a diferença absoluta nos valores médios obtidos para a deformação permanente com os distintos métodos de medição, o valor significativo do coeficiente de determinação ($R^2=0,869$) permite considerar adequados os valores determinados em campo com o perfilômetro inercial. Em termos gerais, salvo exceções, tanto a treliça metálica quanto o perfilômetro inercial identificam adequadamente um segmento com baixa

incidência de afundamentos em trilha de roda. Paralelamente, quando a pista exibe proeminentes deformações permanentes nas trilhas de rodagem dos veículos, ambos os equipamentos são capazes de identificar o ocorrido.

Tabela 3.10 – Estatística de Regressão para os resultados de ATR com perfilômetro e treliça

Número de Observações	674
R²	0,869
Erro Padrão da Estimativa (mm)	1,09
Equação Linear	$ATR_P=1,048+0,854*ATR_T$

Fonte: Autor

Em que:

ATR_P = Afundamento em trilha de Roda medido com o perfilômetro (mm);

ATR_T = Afundamento em trilha de Roda medido com a treliça metálica (mm);

Ademais, não é possível identificar um padrão de relação entre os equipamentos, já que os pontos se distribuem de forma aleatória em relação à referência de igualdade entre os eixos.

Entendem-se como normais as diferenças encontradas entre as medidas, já que o perfilômetro trabalha em caráter dinâmico, com o veículo em movimento, enquanto a treliça é posicionada de maneira estática, em cada ponto de medição. Mesmo assim, julga-se que estas variações não influenciam na magnitude do resultado final, validando as medidas de ATR quantificadas com o perfilômetro.

3.3.4 Determinação do Percentual de Área Trincada (AT%)

As avaliações em campo visando determinar o percentual da faixa comprometido por trincas e fissuras foram realizadas conforme metodologia descrita por Nascimento (2015). Ressalta-se que, de acordo com o delineamento elaborado pelo autor para o cálculo da AT%, todos os defeitos de trincas e fissuras isoladas transversais, longitudinais e interligadas de fadiga foram consideradas sem diferenciação.

A execução do levantamento, exposta na Figura 3.23, consiste na divisão da respectiva faixa do trecho experimental em retângulos de um ou dois metros de comprimento por 1/3 da largura da faixa. Qualquer defeito associado ao trincamento por fadiga observado na localidade do retângulo compromete a área total do mesmo, sendo sua região considerada completamente trincada. O percentual de área trincada da faixa é determinado pela relação entre o número de retângulos com a presença de trincas e/ou fissuras e o número total de retângulos do segmento monitorado.

Figura 3.23 – Execução do levantamento de área trincada



Fonte: Autor

3.3.5 Avaliação Deflectométrica

Os levantamentos visando avaliar estruturalmente o pavimento de forma não destrutiva foram realizados mediante execução de ensaios com o *Falling Weight Deflectometer* (FWD), posicionado nas trilhas de roda externa das pistas que compõem os pavimentos avaliados.

Tanto nos trechos de Santa Maria/RS quanto nos trechos do Rio de Janeiro/RJ, os levantamentos deflectométricos foram realizados com o equipamento KUAB FWD, o que atende a todos os requisitos constantes nas especificações ASTM D 4695/03 (ASTM, 2003) e D4694/09 (ASTM, 2009b).

Na Figura 3.24, pode-se visualizar o equipamento FWD, da *Pavesys Engenharia*, com o qual foram coletadas as bacias deflectométricas completas nas trilhas de roda externas das faixas da esquerda e direita dos trechos monitorados pela UFSM, conforme recomendações da normativa DNER PRO273/1996 (DNER,1996), com aplicação de carregamento de 40kN, transferidos à superfície do pavimento por uma placa de aplicação de carga com raio de 150mm.

Figura 3.24 - FWD utilizado na realização dos ensaios nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS



Fonte: Autor

A Tabela 3.11 exibe as distâncias de leitura nas quais foram coletadas as deflexões, tomado como referência o ponto de aplicação do prato de carga do equipamento FWD (D_0 ou $D_{MÁX}$). Salienta-se que a COPPE/UFRJ também utiliza as mesmas distâncias de leitura para quantificação das bacias deflectométricas em seus trechos monitorados.

Tabela 3.11 - Distâncias de leitura para formação das bacias deflectométricas

D_0 (mm)	D_1 (mm)	D_2 (mm)	D_3 (mm)	D_4 (mm)	D_5 (mm)	D_6 (mm)
0	200	300	450	600	900	1200

Fonte: Autor

Ressalta-se que, mesmo não sendo considerados para fins deste estudo, os dados deflectométricos coletados com a viga Benkelman (VB) eletrônica nos trechos monitorados do Rio de Janeiro/RJ foram importantes para seleção dos segmentos homogêneos presentes na Cidade Universitária da UFRJ. Nos trechos de Santa Maria/RS, até janeiro de 2016, os levantamentos com a viga Benkelman convencional (DNIT, 2010a) foram efetuados juntamente com os ensaios de FWD. Estes resultados podem ser encontrados em Bueno (2016). Desde então, optou-se por manter os levantamentos com a viga apenas ao longo da fase de implantação de novos trechos monitorados, na verificação e controle de compactação das camadas.

Adicionalmente, os dados provenientes das bacias deflectométricas coletadas com o FWD foram submetidos ao processo de retroanálise para determinação dos módulos de resiliência característicos dos materiais que constituem a estrutura dos respectivos pavimentos. O processo iterativo de retroanálise foi efetuado com o *software* BAKFAA, versão 2.0.0.0, desenvolvido pela *Federal Aviation Administration* (FAA – EUA), cuja interface está exposta na Figura 3.25.

Os coeficientes de *Poisson* adotados no decorrer do processo iterativo, para cada uma das camadas que constituem os pavimentos avaliados, seguem as recomendações de Balbo (2007) e Bernucci *et al* (2010), conforme expostos na Tabela 3.12.

Tabela 3.12 – Coeficientes de Poisson adotados na retroanálise

Material	Coef. de Poisson
Concreto Asfáltico	0,30
Base Granular	0,35
Sub-base Granular	0,40
Subleito	0,45

Fonte: Autor

Figura 3.25 - Ajuste de uma bacia deflectométrica no software BAKFAA

Layer Nbr	Young's Modulus, MPa	Poisson's Ratio	Interface Parameter (0 to 1.0)	Thickness, mm	Layer Changeable
1	6.513,36	0,35	0,00	60	<input type="checkbox"/>
2	518,11	0,40	0,00	200	<input type="checkbox"/>
3	282,80	0,40	0,00	400	<input type="checkbox"/>
4	169,85	0,45	0,00	0,0000	<input checked="" type="checkbox"/>
5	0	0	0	0,00	<input type="checkbox"/>
6	0,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>
7	0,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>
8	0,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>
9	0,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>
10	0,00	0,00	0,00	0,00	<input type="checkbox"/>

Sensor	1	2	3	4	5	6	7
Offset, mm	0,0	200,0	300,0	450,0	600,0	900,0	1200,0
Defln, mc	510,25	356,56	286,89	197,75	137,30	82,99	56,35
Calc, mc	508,11	360,40	275,82	193,63	142,76	86,62	59,40

Iteration Tolerance	0.0001	Evaluation Depth, mm	635,0025
Plate Radius, mm	150	Plate Load, KN	44,23
Function RMS, mc	5,4922	Iteration Number	0 (Done)

Fonte: Autor

Visando padronizar o procedimento de retroanálise, a rigidez das camadas asfálticas mais próximas à superfície foram assumidas com o valor de módulo dinâmico $|E^*|$ proveniente da curva mestra do ensaio de módulo complexo da mistura em análise, com a frequência de 10Hz e temperatura de 25°C. Estes ensaios foram efetuados no CENPES, com exceção da mistura que constitui os trechos monitorados na ERS-509, cujos resultados foram gerados por Faccin (2018) e Schuster (2018), no GEPPASV/UFSM.

Para as demais camadas, a rigidez foi obtida com as iterações do processo de retroanálise efetuada pelo programa, seguindo o critério de parada sugerido por Fernandes (2000), que propõe a análise de confiabilidade dos valores obtidos por

retroanálise com uso do erro relativo calculado para cada ponto da bacia de deflexão, definido pela Equação (3.1).

$$\varepsilon (\%) = \left[\frac{(d_{mi} - d_{cij})}{d_{mi}} \right] * 100 \quad (3.1)$$

Em que:

$\varepsilon(\%)$ = erros aceitáveis para o ajuste entre as bacias medidas e calculadas;

d_{mi} = deflexão medida no ponto i da bacia medida em campo ($i = 1, 2, \dots, n$, sendo n o número de pontos analisados da bacia de deformação);

d_{cij} = deflexão calculada no ponto i da j -ésima bacia teórica ($i = 1, 2, \dots, n$, $j = 1, 2, \dots, k$, sendo k , o número iterações até ser atingido o erro máximo permitido);

Em sua dissertação de mestrado, a autora trabalhou com o critério de ajuste determinado pelos erros admissíveis em cada um dos sensores avaliados, conforme Tabela 3.13. Bueno (2016) considera que o critério definido pela autora é adequado aos processos de retroanálise, permitindo que o operador trabalhe também com a sua sensibilidade prática de engenharia, evitando a obtenção de módulos resilientes irracionais para determinados materiais, visando apenas o alcance de ajustes percentuais rigorosos.

Tabela 3.13 - Critério de confiabilidade para retroanálise

Distância do ponto de aplicação de carga (mm)	Erro Admissível (%)
0	10
200	10
300	10
450	10
600	20
900	20
1200	50

Fonte: Adaptado de Fernandes (2000)

Durante este processo, as interfaces entre as camadas foram consideradas de duas formas. Na primeira delas, todas as camadas foram arbitradas como

perfeitamente aderidas entre si, visando adequar o procedimento de retroanálise as condições de interface assumidas pelo programa LVECD. Em um segundo momento, considerou-se as camadas aglutinadas aderidas entre si, com as demais interfaces sem qualquer tipo de aderência. Esta proposta visou adequar os módulos resilientes a filosofia adotada pelo programa MeDiNa.

Salienta-se que os valores de rigidez com todas as interfaces aderidas, referentes aos trechos do Rio de Janeiro/RJ, foram obtidos ao longo do estudo de Nascimento (2015) – também utilizando o BAKFAA – e fornecidos ao autor dessa pesquisa. Os demais procedimentos iterativos foram realizados ao longo deste estudo.

De qualquer forma, mesmo as retroanálises realizadas no decorrer do trabalho de Nascimento (2015) foram submetidas à verificação conforme os critérios expostos na Tabela 3.13 e, na maioria dos casos, atenderam os limites admissíveis.

3.4 AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TRECHOS MONITORADOS

Visando cumprir com o objetivo de adicionar uma análise mecanicista aos trechos acompanhados no decorrer deste estudo, os pavimentos descritos no item 3.2 foram avaliados computacionalmente com três diferentes softwares. As estruturas foram analisadas com a ferramenta AEMC, versão 2.0.0.0, do programa MeDiNa, e com o *software* LVECD, versão 1.1 (*Beta*), a fim de desenvolver um modelo empírico-mecanicista de previsão de IRI. Ainda, avaliações econômicas foram realizadas com o programa HDM-4, versão 2.10, visando relacionar a irregularidade longitudinal com os custos operacionais de usuários de rodovias.

3.4.1 Avaliação das estruturas com auxílio da ferramenta AEMC

Como etapa inicial da tentativa de adequação mecanicista à previsão de evolução da irregularidade longitudinal, as estruturas dos pavimentos monitorados em Santa Maria/RS e no Rio de Janeiro/RJ tiveram seu desempenho avaliado com a utilização da ferramenta AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas), versão 2.0.0.0, responsável pela rotina de cálculos de esforços integrada ao programa MeDiNa.

Concebido inicialmente na tese de doutorado de Franco (2007), com a nomenclatura de “SisPav”, o sistema MeDiNa traz como proposta substituir o atual método de dimensionamento nacional (DNER, 1981) por uma rotina empírico-mecanicista de análise das estruturas de pavimentos. De acordo com Fritzen (2016), o método vem sendo implantado em dois níveis, diferidos pela forma de caracterização das misturas asfálticas.

No nível A, considera-se o revestimento asfáltico como um material elástico, representado por parâmetros fornecidos pelo ensaio de módulo de resiliência (DNIT-ME 135/2010) e fadiga por compressão diametral de carga repetida (DNIT-ME 183/2018). No nível B, ainda sem versões disponíveis para testes, o revestimento asfáltico será considerado como um material viscoelástico, caracterizado pelos ensaios mecânicos de módulo complexo (AASHTO T 342/2011) e uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão (AASHTO TP 107/2014).

Neste estudo, as estruturas foram avaliadas unicamente dentro da ferramenta AEMC, definida por Franco (2007) como um programa específico para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, com rotinas para entrada de dados e apresentação dos resultados. Segundo o autor, o AEMC faz uso da teoria elástica de multicamadas de Burmister, desenvolvida em 1943, em sua sistemática de cálculo baseada no programa JULEA e validada com o *software* BISAR.

Em vista disso, vale salientar que os modelos desenvolvidos neste estudo, com uso do AEMC, expostos posteriormente no item 4.3.3, não são passíveis de utilização no nível A do MeDiNa, uma vez que o programa citado trabalha com a quantificação dos danos médios acumulados a partir de curvas de fadiga obtidas com procedimentos experimentais distintos daqueles utilizados na presente pesquisa. No item 5.2, relativo às sugestões para trabalhos futuros à título de complementação deste trabalho, propõem-se uma rotina de adequação dos modelos desenvolvidos neste tese para utilização no MeDiNa nível A, compilando informações descritas no item 4 com os resultados obtidos por Fritzen (2016), referentes aos ensaios de fadiga de misturas asfálticas avaliadas por testes em compressão diametral de carga repetida (DNIT-ME 183/2018).

Dando continuidade ao procedimento metodológico empregado no presente trabalho, a rotina de utilização do AEMC é relativamente simples e direta. A interface solicita ao usuário as informações referentes à estrutura do pavimento avaliado (espessuras e rigidez das camadas), condições de aderência nas interfaces e o tipo

de carregamento transmitido pelo tráfego. A Figura 3.26 ilustra a interface do programa.

Figura 3.26 – Interface da ferramenta AEMC do programa MeDiNa

Estrutura >>								
CAMADA	ESPESSURA (cm)	COMPORTAMENTO	MÓDULO (MPa) / k1	k2	k3	k4	COEF POISSON	ADERÊNCIA
1	5,50	LINEAR	11613	0,0	0,0	0,0	0,30	0
2	2,50	LINEAR	1206	0,0	0,0	0,0	0,35	0
3	19,00	LINEAR	320	0,0	0,0	0,0	0,35	0
4	19,00	LINEAR	238	0,0	0,0	0,0	0,35	0
5	0,00	LINEAR	81	0,0	0,0	0,0	0,35	0

Tipo de carregamento:

- Eixo padrão rodoviário
- Eixo simples
- Dois eixos simples (direcional)
- Eixo duplo
- Dois eixos duplos

EIXO ESPECIAL

Número de rodas: 4
Carga de eixo (ton): 8,20
Carga de roda (ton): 2,05
Pressão de pneus (MPa): 0,56
Sy (cm): 0,00
Sx (cm): 32,40
Área (cm²): 366,07
Raio (cm): 10,79

Pontos de análise e resultados

Calcular Ferramentas >>

Ponto	X (cm)	Y (cm)	Z (cm)	Ux (µm)	Uy (µm)
1	0,000	0,000	0,000		
2	3,650	0,000	0,000		
3	7,300	0,000	0,000		
4	10,950	0,000	0,000		
5	14,600	0,000	0,000		
6	18,250	0,000	0,000		
7	21,900	0,000	0,000		
8	25,550	0,000	0,000		
9	29,200	0,000	0,000		
10	32,850	0,000	0,000		
11	0,000	0,000	5,499		
12	3,650	0,000	5,499		
13	7,300	0,000	5,499		
14	10,950	0,000	5,499		
15	14,600	0,000	5,499		
16	18,250	0,000	5,499		

Fonte: Autor

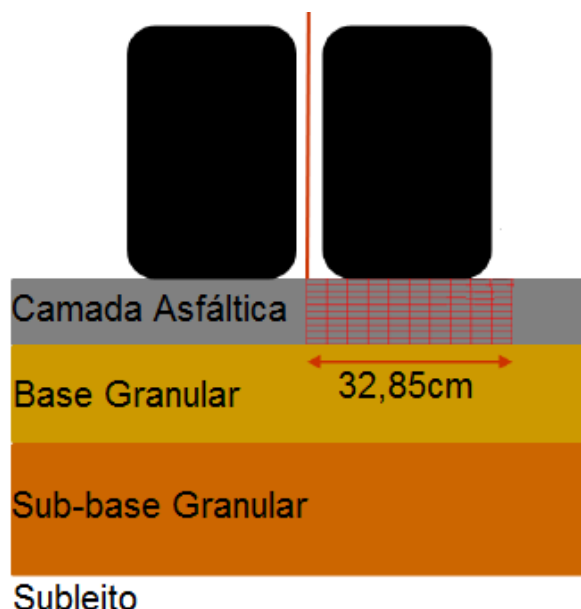
Os dados relativos às espessuras das camadas que compõem os pavimentos dos trechos monitorados foram utilizados conforme exposto na descrição realizada no item 3.2. O carregamento atuante foi considerado somente pelo eixo padrão rodoviário, configurado pelo Eixo Simples de Rodas Duplas, com 80kN e pneumáticos inflados a 0,56MPa (80psi).

As informações referentes à rigidez dos materiais que compõem as camadas foram obtidas mediante procedimento de retroanálise de módulos de resiliência pelas bacias deflectométricas coletadas com o FWD, conforme descrito no item 3.3.5 (exceção feita para a camada asfáltica mais recente, cujo valor de rigidez utilizado vem da curva mestra da mistura em análise durante o ensaio de módulo complexo, na frequência de 10 Hz e temperatura de 25°C). Nesta etapa, conforme mencionado no item 3.3.4, as interfaces entre camadas aglutinadas foram consideradas

perfeitamente aderidas; já as transições entre materiais aglutinados e granulares ou entre materiais granulares entre si foram considerados sem nenhuma aderência.

Os pontos de análise dos esforços atuantes na estrutura foram escolhidos conforme critério definido por Nascimento (2015), que delimita uma malha de 110 pontos, com 10 pontos distribuídos igualmente na direção transversal do fluxo de veículos, partindo do centro de aplicação de carga (eixo = 0cm) até 32,85cm. Na direção vertical em relação à superfície da pista, 11 pontos são distribuídos igualmente desde a superfície até a última fibra do revestimento asfáltico. A Figura 3.27 ilustra a orientação dos pontos de análise no revestimento asfáltico.

Figura 3.27 – Delimitação dos pontos de análise no revestimento asfáltico



Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Vale ressaltar também que, nas versões mais recentes do MeDiNa, os 110 pontos de análise na camada asfáltica foram reduzidos para apenas 20 pontos. Nesta nova metodologia, são selecionados 10 pontos na superfície e 10 pontos na fibra inferior da camada asfáltica para as análises referentes ao trincamento por fadiga. Na nova calibração, já verificada, validada e contemplada pelo método entregue ao IRP/DNIT (Franco e Motta, 2018), os resultados apontam uma melhor abordagem para utilização do dano livre acarretado por uma passagem de carga, ao

invés do dano limitado acumulado, visando atribuir uma conexão direta entre dano e área trincada, por meio de um fator de deslocamento.

Ao dano livre, cabe interpretação análoga àquela referente ao dano limitado acumulado, exposta posteriormente na Equação (3.3); todavia, para o cálculo do dano livre, os valores são atribuídos de maneira absoluta, não sendo limitados a unidade total (1,0).

Entretanto, devido ao escopo deste trabalho reunir a base de dados obtida no estudo de Nascimento (2015), optou-se pela manutenção da malha de 110 pontos distribuídos na camada asfáltica, já que o autor baseia suas conclusões no dano médio limitado acumulado.

Dentre os esforços calculados ao longo da malha de pontos analisada, foram selecionados, no AEMC, os dados presentes na coluna “e3 (m/m)”, representativa da deformação principal de tração, comumente abreviada por “ ε_t ”.

Estas deformações foram aplicadas na Equação (3.2), que busca determinar o valor de solicitações admissíveis à fadiga (N_{fad}) compilando os resultados laboratoriais de avaliação à fadiga e os esforços calculados com a ferramenta computacional.

$$N_{fad} = k1 * \left(\frac{1}{\varepsilon_t}\right)^{k2} * E^{k3} \quad (3.2)$$

Em que:

ε_t : deformação principal de tração (m/m);

E: rigidez oriunda da curva mestra da mistura durante o ensaio de módulo complexo, na frequência de 10 Hz e temperatura de 25°C (kPa);

k1, k2 e k3: constantes calibradas com a curva G^R vs N_{fad} .

As constantes k1, k2 e k3 são referentes à caracterização das misturas asfálticas desenvolvidas ao longo do trabalho de Nascimento (2015), para os trechos do Rio de Janeiro/RJ, mediante realização do ensaio uniaxial de fadiga à tração compressão, seguido pelo protocolo de análise da modelagem viscoelástica de dano contínuo (S-VECD), no critério de falha G^R . Recomenda-se que, para o entendimento aprofundado da modelagem viscoelástica de dano contínuo, com base nos resultados do ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão, busque-se

acesso aos trabalhos de Nascimento (2015), Schuster (2018) e Boeira (2018). As misturas dos trechos monitorados em Santa Maria/RS também foram submetidas ao mesmo ensaio no CENPES, com exceção do revestimento asfáltico da ERS-509, cujo comportamento a fadiga foi determinado por Schuster (2018), no GEPPASV/UFSM.

A estocagem e envio dos materiais de Santa Maria/RS para realização dos ensaios no CENPES foi realizada mediante separação dos agregados minerais em frações, possibilitando assim reproduzir o traço aplicado em campo. A Figura 3.28 exibe o peneirador mecânico utilizado para separação do material e os tonéis com os agregados minerais e ligantes asfálticos prontos para envio.

Figura 3.28 – Separação de materiais para envio ao Rio de Janeiro



Fonte: Autor

Salienta-se que a opção por enviar os materiais ocorreu pela incapacidade física do LMCC/GEPPASV em realizar o ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão à época em que os trechos monitorados nas Avenidas Roraima, Hélivo Basso e BR-158 foram implantados. Após a operacionalização do equipamento de ensaio no decorrer do trabalho de Boeira (2018), tornou-se possível à caracterização completa à fadiga das misturas asfálticas dentro da UFSM.

Por fim, os resultados de N_{fad} atrelados aos tráfegos acumulados, quantificados nos trechos por meio de contagens presenciais, foram utilizados para calcular o dano médio limitado acumulado à fadiga, esperado para a estrutura de pavimento ao longo do tempo.

Conforme detalhadamente explicado por Nascimento (2015), este dano é obtido pela relação entre N e N_{fad} , pela Hipótese de Miner, como expresso na Equação (3.3). Caso o dano seja zero, o elemento analisado não apresenta degradação, por outro lado, um dano de valor unitário indica que o elemento chegou à falha. Quando calculado para cada nó da malha de 110 pontos adotada, pode-se obter, a partir do dano unitário, o dano médio sofrido pelo pavimento ao longo do tempo.

$$D_u = \frac{N_i}{N_{fad}} \quad (3.3)$$

Em que:

D_u : Dano unitário à fadiga;

N_i : Tráfego total até o i -ésimo período de tempo;

N_{fad} : Valor de solicitações admissíveis à fadiga.

Cabe, neste momento, uma ressalva em relação à nomenclatura utilizada no trabalho. A utilização da expressão “danos calculados com o AEMC” não indica literalmente que a ferramenta de análise elástica de múltiplas camadas, componente do programa MeDiNa, é capaz de realizar todo o procedimento de obtenção dos danos de forma independente. Sua utilização, neste trabalho, restringe-se à obtenção das deformações principais de tração, sendo os demais procedimentos de cálculo realizados de forma independente, com o uso de planilhas eletrônicas.

Até então, o estudo do dano tem sido empregado para avaliação do desempenho à fadiga. No trabalho de Nascimento (2015), o autor correlacionou o dano médio obtido através do *software* LVECD (*Layered Viscoelastic Analysis for Critical Distresses*) com o percentual de área trincada do pavimento. Assim, através da evolução do dano, é possível obter a evolução da área trincada, comumente utilizada como critério de avaliação da fadiga.

Todavia, vale ressaltar que, neste trabalho, busca-se adicionar ao modelo de previsão de irregularidade longitudinal os danos médios limitados calculados de forma mecanicista, mediante simulação numérica do comportamento da estrutura quando submetida ao tráfego atuante. O intuito não é aprofundar os resultados dos ensaios uniaxiais de fadiga à tração compressão e módulo complexo, mediante

aplicação do protocolo de análise S-VECD. Para melhor entendimento destas ações, recomenda-se acesso aos trabalhos de Nascimento (2015), Schuster (2018) e Boeira (2018).

3.4.2 Avaliação das estruturas com o software LVECD

Vislumbrando avançar tecnicamente no cenário de dimensionamento de pavimentos asfálticos, as estruturas estudadas tiveram seu desempenho à fadiga previsto também com o *software* LVECD, que utiliza a abordagem do modelo viscoelástico do dano simplificado (S-VECD) para caracterização da degradação por fadiga dos pavimentos. A opção por utilizar esta ferramenta está conectada com as perspectivas futuras da Rede de Tecnologia em Asfaltos, que objetiva implantar, em um nível B ou C do MeDiNa, a abordagem S-VECD para definição do parâmetro de danificação de misturas asfálticas. Busca-se, desta forma, possibilitar a previsão da irregularidade longitudinal também com uso da variável de dano calculado com o LVECD, avançando na etapa mecanicista do método de dimensionamento de pavimentos asfálticos nacional.

O referido programa surgiu do estudo realizado por Eslaminia *et al* (2012) com o objetivo de introduzir uma estrutura de avaliação acelerada baseada na análise viscoelástica de camadas submetidas a carregamentos em movimentos (*Layered viscoelastic moving load analysis* - LVEMA) para prever a vida útil dos pavimentos asfálticos. Os autores justificam que a LVEMA é uma evolução quando comparada à análise elástica de camadas (*Layered elastic analysis* - LEA), onde a estrutura é idealizada como um sistema elástico de camadas sob uma carga assimétrica estacionária (caso da ferramenta AEMC, do programa MeDiNa).

Após a contextualização de análises utilizando a LVEMA, Eslaminia *et al* (2012) propõem o programa LVECD como ferramenta de avaliação do desempenho de estrutura rodoviária utilizando análises viscoelásticas com dano, baseadas nos resultados do modelo S-VECD. Para entendimento completo e maiores detalhes referentes ao *software*, recomenda-se acesso à Eslaminia *et al* (2012).

Simplificadamente, o LVECD trabalha com três módulos de avaliação dentro de sua rotina de processamento. O primeiro deles é referente à composição estrutural do pavimento a ser avaliado (conforme ilustrado na Figura 3.29), onde são inseridas as informações estruturais das camadas e parâmetros dos materiais.

Figura 3.29 – Informações da Estrutura no LVECD

The screenshot displays the LVECD software interface with the following sections:

- Project Tree:** General Information, Design Structure, Climate Data, Traffic Data, Outputs and Analysis Options, Results.
- General Information:** Structure Name: Flexible 3-Layer Pavement; Pavement/Lane Width (m): 3.65. Buttons: Add Layer, Remove Layer, Move Layer.
- Layer Properties:** Layer: AC; Thickness (cm): 10; Material Type: Asphalt Concrete; Specific Gravity (optional): 2.5; Expansion Co. (1/C): 0.00005.
- Strength/Modulus:**

Poisson's Ratio	0.3000	Fatigue	3.1162
Einf (KPa)	30000	Alpha	4.5106e-04
Ref. Temp. (C)	21	a	0.6833
Shift Factor a1	0.0013	b	0.8000
Shift Factor a2	-0.1931	Gamma	8671098
Shift Factor a3	3.4948	Delta	-1.2300

	Ti (sec)	Ei (KPa)
1	5.4700e-15	90100
2	1.8900e-14	51300
3	6.5200e-14	54200
4	2.2500e-13	52000
5	7.7500e-13	91700
6	2.6700e-12	96900
7	9.2000e-12	152000
8	3.1700e-11	174000
- Layer Stack:** AC (Click to Edit Layer), Base (Click to Edit Layer), SubBase (Click to Edit Layer), Subgrade (Click to Edit Layer).

Fonte: Autor

Para os materiais granulares e subleito, a análise é linear elástica, com representatividade do comportamento das camadas interpretada por meio dos módulos de resiliência e coeficientes de *Poisson*. Utilizou-se assim, as informações de rigidez dos materiais granulares, subleito e das camadas asfálticas antigas (interpretadas apenas como camadas estruturais) oriundos dos resultados das retroanálises de módulos de resiliência com uso de bacias deflectométricas medidas com o FWD, explicadas no item 3.3.5.

Os dados do concreto asfáltico utilizados pelo programa para análise do desempenho do pavimento avaliado, frente ao trincamento por fadiga, são resultados da abordagem viscoelástica de cargas em movimento do modelo S-VECD, no critério de falha G^R , considerando o carregamento em movimento gerando tensões tridimensionais. Para compor a caracterização viscoelástica necessária como parâmetro de entrada das misturas asfálticas, deve-se proceder ao ensaio uniaxial cíclico de fadiga à tração-compressão e determinação de rigidez por meio do módulo complexo.

Do ensaio de módulo complexo, são necessários os módulos de relaxação (E_i) viscoelásticos lineares, em termos de séries de Prony, e os coeficientes da curva mestra de módulo complexo, pela função sigmoideal, determinados pela Equação (3.4). Ainda, o programa demanda os coeficientes de translação do princípio de superposição tempo-temperatura, mediante aplicação da função polinomial de

segunda ordem, conforme Equação (3.5). O ajuste das curvas mestras para função sigmoïdal com uso expressões descritas pelas Equações (3.4) e (3.5) foi efetuado por Ashouri (2014).

$$\log|E^*| = a + \frac{b}{1 + \frac{1}{e^{d+g*\log(fR)}}} \quad (3.4)$$

$$\log(a_T) = \alpha_1 T^2 + \alpha_2 T + \alpha_3 \quad (3.5)$$

Em que:

“a”, “b”, “d”, “g”, α_1 , α_2 e α_3 : coeficientes de ajuste dos modelos;

α_T : shift fator tempo-temperatura;

$|E^*|$: módulo dinâmico (MPa);

fR: frequência reduzida (Hz);

T: temperatura (°C).

Do modelo S-VECD, demandam-se os coeficientes “a” e “b”, expostos na Equação (3.6), obtidos pelo ajuste do modelo exponencial sobre a curva C vs S, oriunda dos resultados alcançados por Lee (1996). São necessários também o parâmetro de evolução de dano “ α ” e os coeficientes γ e Δ , das curvas G^R vs N_{fad} , conforme Equação (3.7), proposta por Sabouri e Kim (2014). Novamente, sugere-se acesso aos trabalhos de Nascimento (2015), Schuster (2018) e Boeira (2018) para o entendimento destes parâmetros e compreensão de sua aplicabilidade ao processo de fadiga em misturas asfálticas.

$$C_1(S_1) = e^{aS_1^b} \quad (3.6)$$

$$G^R = Y * N_f^\Delta \quad (3.7)$$

Em que:

“a”, “b”, “Y” e Δ : coeficientes de ajuste dos modelos;

C: pseudo rigidez;

S: parâmetro de dano.

Os resultados obtidos por meio do S-VECD e os danos médios limitados acumulados, calculados pelo LVECD para as misturas que constituem os revestimentos asfálticos dos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ foram obtidos ao longo do trabalho de Nascimento (2015) e fornecidas ao autor desse trabalho como parte do Termo de Cooperação nº 5850.0106353.17.9. Os danos médios, calculados com o LVECD, para os pavimentos situados em Santa Maria, foram determinados ao longo do presente trabalho.

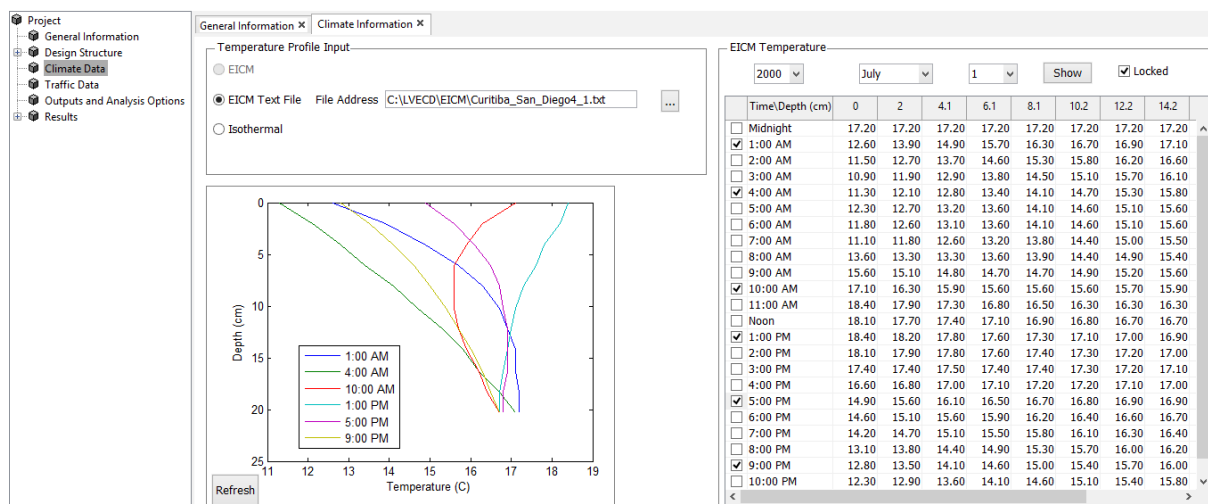
Para as misturas asfálticas empregadas nos pavimentos localizados em Santa Maria/RS, conforme já mencionado no item 3.5, os ensaios uniaxiais cíclicos de fadiga à tração-compressão e módulo complexo dos trechos monitorados na Avenida Roraima, Avenida Hélvio Basso e BR-158 foram realizados pela equipe técnica do CENPES. Já os ensaios referentes ao concreto asfáltico empregado na RS-509 foram efetuados no decorrer dos trabalhos de Faccin (2018) e Schuster (2018), no GEPPASV/UFSM.

Dando continuidade à sistemática de utilização do programa, em um segundo momento, as condições climáticas da região onde a estrutura está localizada são informadas pelo usuário. Como as séries históricas de temperaturas das diferentes regiões do Brasil não estão disponíveis no *software*, Nascimento (2015) optou por utilizar, nos trechos do Rio de Janeiro/RJ, o banco de dados do modelo EIMC (*Enhanced Integrated Climate Model*) existente para a cidade de Miami, no estado da Flórida (EUA), cujas variações térmicas se assemelham com aquelas observadas no sudeste brasileiro. Estas informações do modelo EICM incluem dados de temperatura selecionados de hora em hora, em diferentes estados e cidades norte americanas.

Para os trechos experimentais localizados em Santa Maria/RS, optou-se por utilizar os dados EICM da cidade de San Diego, no estado da Califórnia (EUA), devido aos argumentos expostos por Nascimento (2015), que discute a semelhança das temperaturas medidas nesta cidade americana, quando comparadas aquelas encontradas na região Sul do Brasil. A Figura 3.30 ilustra esta etapa de seleção de dados climáticos no LVECD.

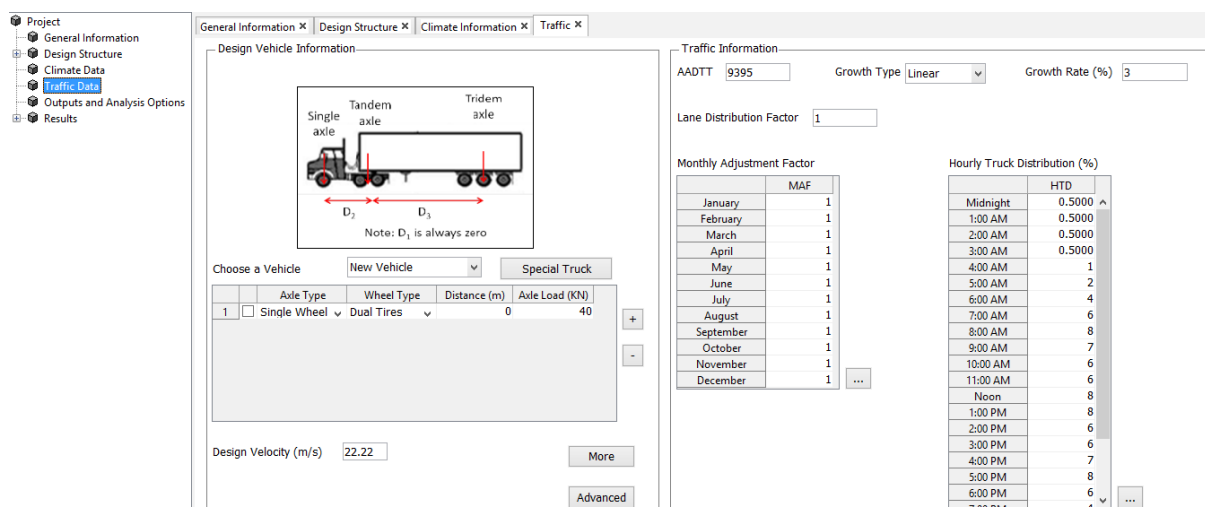
Na etapa seguinte, conforme ilustra a Figura 3.31, são discriminadas as informações referentes ao tráfego atuante na estrutura. Os parâmetros utilizados são o número diário de solicitações do eixo padrão, a taxa de crescimento do tráfego e o(s) eixo(s) que impõem o carregamento à estrutura.

Figura 3.30 – Informações climáticas no LVECD



Fonte: Autor

Figura 3.31 – Informações do Tráfego no LVECD



Fonte: Autor

Nos trechos do Rio de Janeiro/RJ, Nascimento (2015) optou por utilizar taxa de crescimento de tráfego linear de 3% ao ano e carregamento imposto pelo Eixo Simples de Rodas Duplas (ESRD) com 80kN e pneus inflados a 0,80MPa, com uma área de contato retangular com relação comprimento/largura de 1,5714 e velocidade de passagem de 80km/h. O mesmo foi efetuado para os trechos monitorados de Santa Maria/RS.

Vale salientar que, para todos os trechos abordados neste trabalho, o tráfego foi considerado igualmente distribuído ao longo dos meses do ano, porém variável no decorrer das horas do dia, conforme exposto na Tabela 3.14. Esta ação busca uma maneira mais fidedigna de representação da incidência do tráfego em distintas temperaturas do concreto asfáltico ao longo do dia, visto que a rigidez do material é dependente da temperatura e, conseqüentemente, altera os deslocamentos, tensões e deformações impostas à estrutura pela passagem do tráfego.

Tabela 3.14 – Distribuição do tráfego adotada no decorrer das horas do dia (Trechos do Rio de Janeiro/RJ e Santa Maria/RS)

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

Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

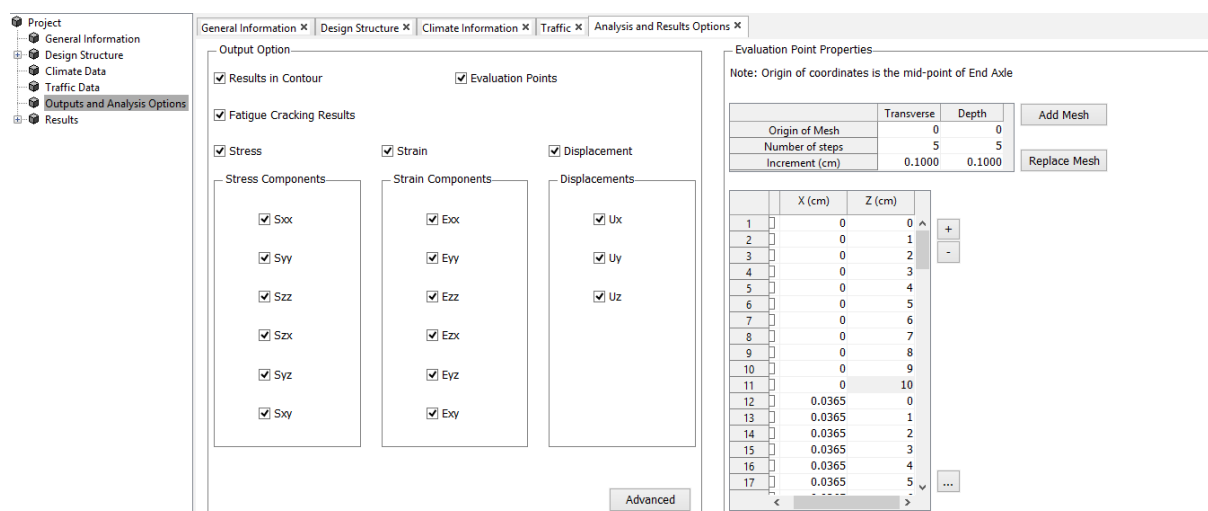
Por fim, selecionam-se os pontos de análise adotados para cálculo das respostas que o software processará de acordo com as necessidades de análise do usuário, conforme exposto na Figura 3.32. Estes pontos foram os mesmos utilizados nas análises com a ferramenta AEMC, expostos anteriormente na Figura 3.27. Dos resultados, analisou-se, assim como as informações oriundas do AEMC, o dano médio limitado acumulado à fadiga das estruturas, determinado pela Hipótese de Miner, previamente apresentado pela Equação (3.3).

Park (2013) concluiu que a abordagem mecanicista implantada pelo LVECD pode ser usada como um modelo de previsão de desempenho para projeto e manutenção de pavimentos, possibilitando o desenvolvimento de estratégias de reabilitação para sistemas de gerenciamento de pavimentos. Nascimento (2015) aplicou a modelagem S-VECD juntamente ao LVECD, validando a previsão de dano

por fadiga para misturas asfálticas brasileiras. Neste trabalho, busca-se conectar as utilidades já consolidadas do LVECD para previsão do trincamento por fadiga à evolução da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, atrelada ao indicador inicial de qualidade construtiva da rodovia ($IRI_{INICIAL}$).

Neste formato, consegue-se atrelar a previsão do comportamento funcional da estrutura às propriedades fundamentais dos materiais, determinadas pelos ensaios uniaxiais de fadiga à tração compressão e módulo complexo, mediante aplicação do protocolo de análise S-VECD, juntamente com a composição estrutural das camadas, a rigidez dos materiais, a magnitude de tráfego e as condições climáticas da localidade.

Figura 3.32 – Opções de Análise com o LVECD



Fonte: Autor

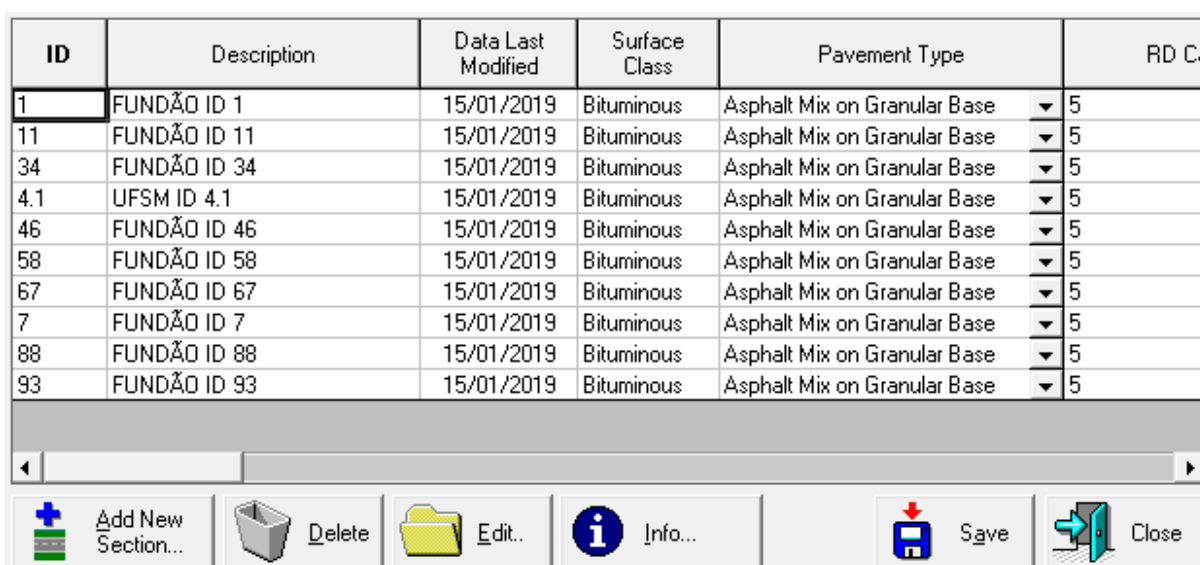
3.4.3 Análise econômica das estruturas com o software HDM-4

A etapa que envolveu o *software* de análise econômica HDM-4 foi dividida, para fins deste estudo, em duas partes. Na primeira delas, com a utilização do banco de dados gerado ao longo do desenvolvimento da pesquisa, os modelos de evolução de irregularidade longitudinal do programa HDM-4 foram calibrados para que as curvas de progressão do IRI colimassem com aquelas verificadas em pista (nos trechos avaliados pelo presente trabalho) para este parâmetro.

Esta ação foi importante na comparação dos modelos desenvolvidos neste estudo com os modelos presentes na rotina de cálculo do programa, considerados na configuração “Default” e “Calibrada”, com resultados expostos posteriormente no item 4.5. A utilização do software, para este fim, teve início com a inserção das pistas que compõem os trechos monitorados dentro do banco de dados do programa, conforme demonstra a Figura 3.33.

Figura 3.33 – Interface de criação de uma rede rodoviária no HDM-4

ID	Description	Data Last Modified	Surface Class	Pavement Type	RD Ca
1	FUNDÃO ID 1	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
11	FUNDÃO ID 11	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
34	FUNDÃO ID 34	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
4.1	UFSM ID 4.1	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
46	FUNDÃO ID 46	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
58	FUNDÃO ID 58	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
67	FUNDÃO ID 67	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
7	FUNDÃO ID 7	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
88	FUNDÃO ID 88	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5
93	FUNDÃO ID 93	15/01/2019	Bituminous	Asphalt Mix on Granular Base	5



Fonte: Autor

O Conjunto de trechos selecionados foi inserido ao software conforme características descritas no item 3.2, que apresentam os segmentos experimentais. São necessárias informações referentes aos seguintes aspectos:

- Definição do segmento: Identificação, comprimento, largura da faixa, largura do acostamento, tipo de pavimento, material empregado na superfície, tipo de fluxo, classificação da rodovia, zona climática onde o trecho está inserido, etc;
- Geometria do local: altitude do local, nivelamento da faixa, superelevação, limite de velocidade, etc;
- Características do pavimento: ano de construção ou da última reabilitação, espessura da camada de revestimento mais recente, espessura do revestimento antigo (se houver), número estrutural, CBR do subleito, etc;

- d) Condição do pavimento: irregularidade, percentual de área trincada, percentual de trincas térmicas, número de painéis, afundamento em trilha de roda e desvio padrão do afundamento em trilha de roda, condições de drenagem, etc;
- e) Tráfego atuante: detalhamento dos veículos comerciais e de passeio que trafegam pela rodovia em um dia típico;
- f) Outras informações e parâmetros de ajuste: número de faixas analisadas, grau de compactação da camada asfáltica, faixa de irregularidade analisada, etc.

Como forma de padronização, a Tabela 3.15 indica uma configuração genérica utilizada em todas as faixas. Os demais parâmetros foram ajustados conforme características particulares de cada trecho, seguindo as informações descritas no item 3.2.

Tabela 3.15 – Configuração padrão dos trechos no HDM-4

Largura da Faixa (m)	3,60
Direção do Tráfego	Direção única
Classe do Revestimento	Betuminoso
Tipo de fluxo de velocidade	Rodovia de duas faixas
Padrão do fluxo de tráfego	Fluxo contínuo
Classe de acidentes	Rodovia de duas faixas
Zona Climática	Tropical úmida (tanto RJ quanto SM)
Classe da rodovia	Primária
Tipo de pavimento	Revestimento asfáltico e base granular
Material de Superfície	Concreto Asfáltico
Superelevação (%)	2
Curvatura Horizontal Média (°/km)	3
Limite de velocidade (km/h)	80
Numero estrutural	2,45
CBR Subleito (%)	8
Drenagem	Excelente
Grau de compactação da mistura (%)	97
Número de Faixas submetidas ao tráfego	1

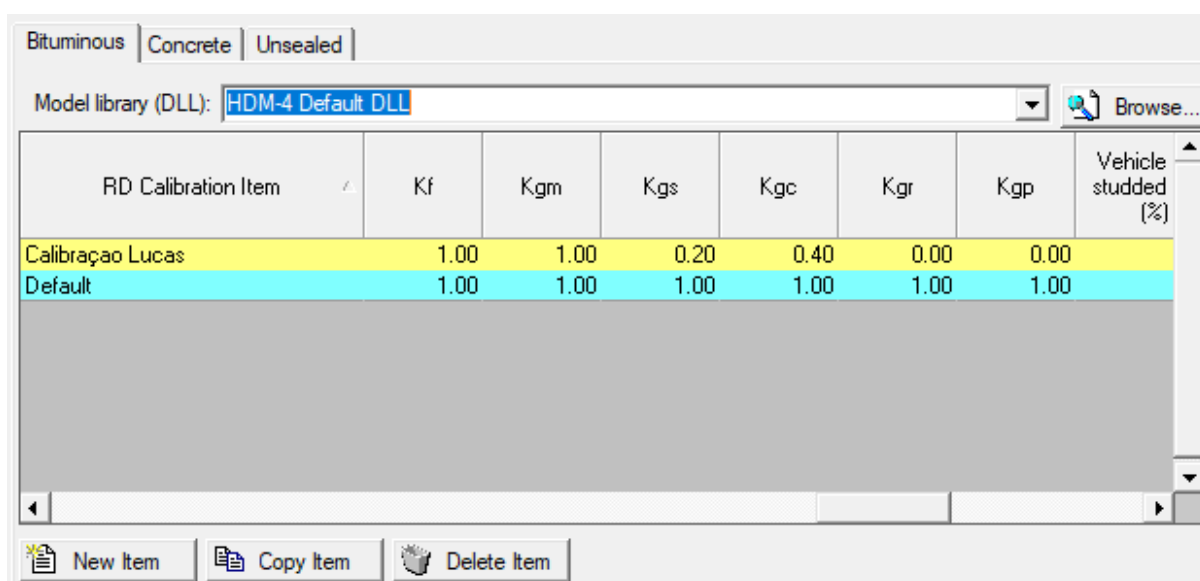
Fonte: Autor

Vale salientar que, como o monitoramento ocorreu desde as idades iniciais, a condição do pavimento foi determinada apenas pela irregularidade inicial referente a cada segmento. Todos os trechos foram considerados, no início do período de análise (imediatamente após a construção ou reabilitação), como em perfeitas

condições, sem presença de defeitos de superfície, trincas ou deformações permanentes. Em relação ao tráfego, optou-se por, na fase de calibração do modelo de previsão de irregularidade longitudinal do HDM-4, seguir sua delimitação apenas pelo número de solicitações do eixo padrão, conforme exposta no item 3.2. Ao crescimento com o tempo, foi atribuída uma taxa linear de 3,0% ao ano (mesmo percentual designado ao tráfego no LVECD).

Durante a seleção do conjunto de rodovias analisadas, pôde-se escolher uma das calibrações dos modelos de evolução de indicadores adotada para quantificação dos parâmetros do pavimento ao longo do tempo. Com o intuito de ajustar a previsão aos dados de irregularidade medidos em campo, os coeficientes referentes aos modelos de irregularidade foram alterados. A Figura 3.34 mostra, a título de ilustração, a tela com opção de alteração dos coeficientes.

Figura 3.34 – Interface de ajuste dos parâmetros de calibração do modelo no HDM-4



The screenshot shows a software interface for adjusting HDM-4 model parameters. At the top, there are tabs for 'Bituminous', 'Concrete', and 'Unsealed'. Below them is a 'Model library (DLL)' dropdown menu set to 'HDM-4 Default DLL' with a 'Browse...' button. The main area is a table with columns for 'RD Calibration Item', 'Kf', 'Kgm', 'Kgs', 'Kgc', 'Kgr', 'Kgp', and 'Vehicle studded (%)'. Two rows are visible: 'Calibração Lucas' and 'Default'. The 'Calibração Lucas' row has values 1.00, 1.00, 0.20, 0.40, 0.00, and 0.00. The 'Default' row has values 1.00, 1.00, 1.00, 1.00, 1.00, and 1.00. At the bottom, there are buttons for 'New Item', 'Copy Item', and 'Delete Item'.

RD Calibration Item	Kf	Kgm	Kgs	Kgc	Kgr	Kgp	Vehicle studded (%)
Calibração Lucas	1.00	1.00	0.20	0.40	0.00	0.00	
Default	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	

Fonte: Autor

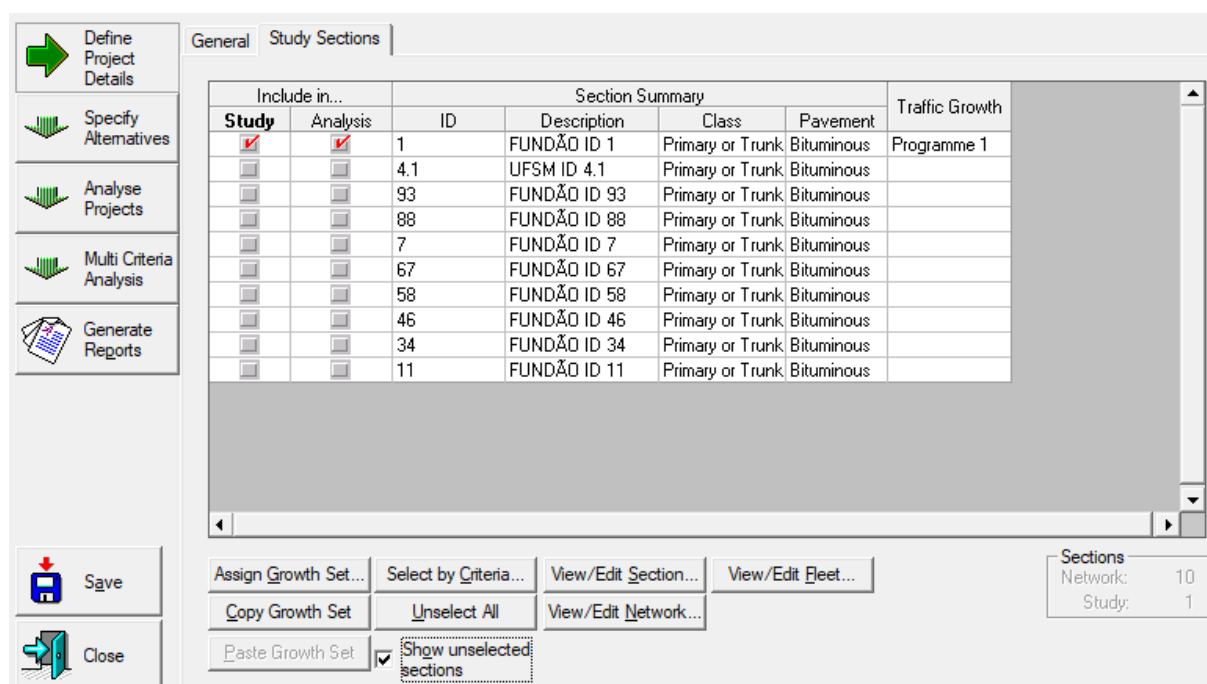
O procedimento para ajuste dos parâmetros foi delimitado iterativamente, mediante alteração dos coeficientes referentes aos componentes de contribuição estrutural (Kgs) e de trincamento (Kgc). Optou-se por manter o componente referente à contribuição ambiental no fator unitário, já que o ajuste para a zona climática foi realizado dentro das configurações das pistas. Os parâmetros designados aos componentes de deformação permanente e painelas foram mantidos

nulos. Esta opção ocorreu devido à quantificação, nos dados de campo, das painelas dentro dos percentuais de área trincada. Em relação à deformação permanente, uma explicação mais detalhada sobre a não consideração dos dados de afundamento em trilha de roda será apresentada no item 4.1.3.

Ao final, observou-se que a utilização dos valores de $Kgs=0,2$ e $Kgc=0,4$ foram os que mais resultaram em irregularidades conforme as tendências dos dados observados nas pistas experimentais, sendo esses parâmetros fixados na calibração do modelo de irregularidade do software HDM-4, para fins desta tese.

Dando continuidade ao processo de análise com o programa, criou-se um novo projeto de análise, importando as seções de pavimentos configurados previamente. A Figura 3.35 exibe a tela com os segmentos importados para análise. Com essas seções, definiu-se o período de análise, partindo da data de liberação do tráfego de cada trecho.

Figura 3.35 – Interface de análise de projeto no HDM-4



Fonte: Autor

Como, nesta etapa inicial, objetivou-se apenas avaliar a evolução da irregularidade ao longo do tempo, partindo do $IRI_{INICIAL}$ designado para cada trecho,

as alternativas de projeto no decorrer do tempo foram delimitadas sem intervenções no decorrer do período de análise, conforme ocorrido nos segmentos monitorados.

Configurado o programa, as análises foram processadas e os relatórios resumo de evolução de irregularidade no decorrer do tempo foram gerados, possibilitando a comparação dos resultados, na configuração *Default* e calibrada, com aqueles determinados pelos modelos de previsão de desempenho delimitados por este estudo.

Findada a primeira parte de utilização do HDM-4, procurou-se, em um segundo momento, analisar o efeito das irregularidades longitudinais nos custos operacionais dos usuários de rodovias, conforme abordado no item 2.1.3.

Para isso, 10 dos segmentos monitorados neste estudo foram selecionados para avaliação econômica, visando trabalhar com pavimentos e tráfegos reais, com objetivo de analisar os resultados baseados em trechos conhecidos. As estruturas escolhidas foram àquelas identificadas pelo código 1, 7, 11, 34, 46, 58, 67, 88 e 93 (Rio de Janeiro/RJ) e 4.1 (Santa Maria/RS). Os mesmos pavimentos foram adotados na rotina de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aqueles existentes na literatura, conforme exposto posteriormente no item 4.5. A escolha dos respectivos trechos foi efetuada com o intuito de abranger maior diversidade em termos composição estrutural e qualidade final da etapa construtiva de execução ou reabilitação, representada pelo $IRI_{INICIAL}$.

Visando obter resultados padronizados, definidos em termos de custo por km rodado (R\$/km), todas as pistas foram consideradas com a mesma extensão (1km). A moeda adotada na análise econômica foi o dólar americano (US\$), convertido para reais (R\$) apenas na tabulação dos resultados gerados pelo HDM-4, por meio da cotação do dia 27/02/2019 (US\$1,00 = R\$3,73).

Os casos selecionados foram avaliados em duas situações. A primeira delas é análoga àquela adotada na fase de obtenção das curvas de evolução de irregularidade, sem nenhuma intervenção no decorrer do período de análise. A segunda consiste na realização de fresagem parcial de 2,5cm da camada asfáltica antiga, aplicação de pintura de ligação e recapeamento com 3,0cm de concreto asfáltico convencional (DNIT Faixa C – 50/70), quando o IRI previsto pelo HDM atingir 2,7m/km (gatilho de intervenção adotado com base em documentos do DNIT – DNIT, 2006a; DNIT, 2011a; DNIT, 2011b –, editais de concessão rodoviária para

os Programas de Exploração das Rodovias – PER – e Contratos de Restauração e Manutenção – CREMA – de rodovias estaduais e nacionais).

As espessuras de fresagem e recapeamento seguiram a condição real empregada no trecho monitorado por Pavi (2017), cujo trabalho, ainda em desenvolvimento, ocorre em paralelo com a presente pesquisa.

O levantamento dos custos unitários de referência para os serviços empregados foi definido mediante utilização das composições do sistema SICRO do DNIT para o estado do Rio Grande do Sul, tendo como referência o mês de julho de 2018 (DNIT, 2018b). A Tabela 3.16 exhibe as distâncias médias de transporte (DMT) definidas para os diferentes materiais.

Tabela 3.16 - Distâncias médias de transporte para o levantamento de custos

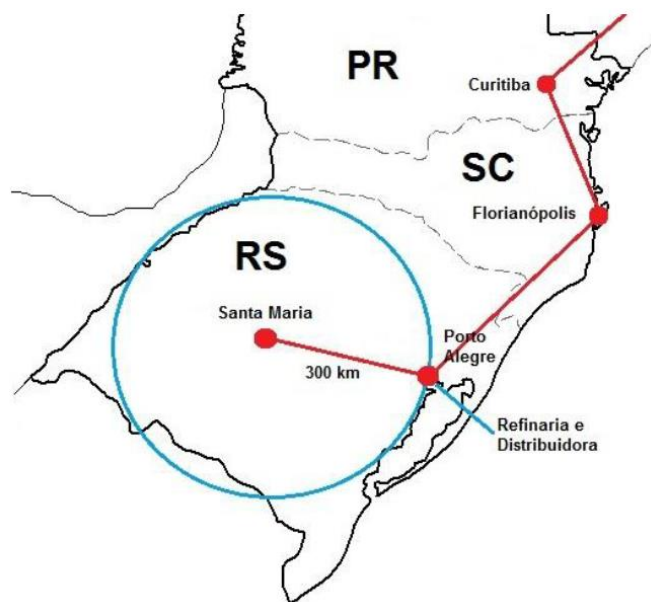
Descrição	Origem	Destino	DMT (km)	Condição de superfície
Mat. bet. a quente	Refinaria	Usina	300	Pavimentada
Mat. bet. a frio	Distribuidora	Usina	300	Pavimentada
Areia/brita comercial	Jazida	Usina	10	Não pavimentada
Concreto Asfáltico	Usina	Pista	60	Não pavimentada
Material Fresado	Pista	Pátio	60	Não pavimentada

Fonte: Autor

Para o transporte de materiais betuminosos, arbitrou-se a distância média representativa de transporte (DMT=300km) a partir da refinaria/distribuidora até o ponto de referência (Santa Maria/RS), conforme exposto na Figura 3.36.

O custo unitário de transporte para materiais betuminosos foi determinado por meio da Portaria nº 1.078, publicada pelo DNIT no dia 11 de agosto de 2015, que define equações tarifárias para o cálculo do custo base de transporte para materiais betuminosos. Para correção dos valores, utilizou-se a relação entre o índice de pavimentação da Fundação Getúlio Vargas (FGV), documentado por DNIT (2018c), e o índice de referência das equações de transporte. Adicionou-se o ICMS (Imposto sobre Circulação de Mercadorias e Serviços) referente ao estado do Rio Grande do Sul (18%). A determinação do custo unitário por tonelada para o transporte de materiais betuminosos está exemplificada na Tabela 3.17.

Figura 3.36 – Mapa localizador das distâncias de transporte dos materiais betuminosos



Fonte: Ribas (2014)

Tabela 3.17 - Determinação do custo de transporte de materiais betuminosos

Com base na Portaria nº 1.078, publicada pelo DNIT no dia 11 de agosto de 2015				
Custo base (R\$/t)	Índice de pavimentação FGV		Custo corrigido (R\$/t)	Custo final (R\$/t) com acréscimo ICMS 18%
$C_b = 26,939 + 0,253 \times D$	Janeiro de 2009	Julho de 2018		
	224,886	331,052		
102,84	Fator de correção:	1,4721	151,39	184,62

Fonte: Autor

Por fim, os preços finais unitários para fresagem de concreto asfáltico, pintura de ligação e execução de nova camada asfáltica foram encontrados, acrescentando ao custo base, os lucros e despesas indiretas (LDI) de 24,73% para materiais, equipamentos e mão de obra, conforme recomendações de DNIT (2017) para construções e restaurações rodoviárias de médio porte. Quanto à aquisição e transporte, foi acrescido LDI de 15%.

A Tabela 3.18, Tabela 3.19 e Tabela 3.20 exibem, respectivamente, os preços unitários calculados para os serviços de fresagem, pintura de ligação e execução de camada asfáltica. Os códigos exibidos para os serviços são referentes às

identificações determinadas pelo sistema SICRO do DNIT, para o estado do Rio Grande do Sul, tendo como referência o mês de julho de 2018 (DNIT, 2018b).

Com os preços dos serviços devidamente configurados na ferramenta de análise econômica, as alternativas avaliadas pelo projeto foram inseridas nas especificações de análise de cada um dos trechos avaliados, conforme ilustrado na Figura 3.37.

Tabela 3.18 - Custo unitário final para fresagem de material asfáltico por m³

4011479 - Fresagem de Rev. Betum.		Prod. Equipe (m³/h):	61,51
Etapa	Descrição	Custo (R\$)	
A	Equipamentos	1.218,43	
B	Mão de obra	139,69	
C	Execução (A+B / PE)	22,08	
D	Material	8,49	
E	Atividades auxiliares	30,56	
F	Tempo Fixo	4,15	
G	Momento de Transporte	84,96	
		Custo unitário total/m ³ (C+D+E+F+G)	150,24
		Preço unitário final/m³ (LDI: 24,73%)	187,39

Fonte: Adaptado de DNIT (2018b)

Tabela 3.19 - Custo unitário final para a execução de pintura de ligação por m²

4011353 - Pintura de ligação		Prod. da Equipe (m²/h):	1.500
Etapa	Descrição	Custo (R\$)	
A	Equipamentos	240,09	
B	Mão de obra	34,92	
C	Execução (A+B / PE)	0,18	
D	Atividades auxiliares	0,18	
E	Materiais betuminosos:	Aquisição	0,78
		Transporte	0,08
		Custo unitário (C+D)	0,37
		Preço unitário (LDI: 24,73%)	0,46
		Custo unitário materiais betuminosos (E)	0,86
		Preço unitário materiais betuminosos (LDI: 15,00%)	0,99
		Preço unitário final/m²	1,45

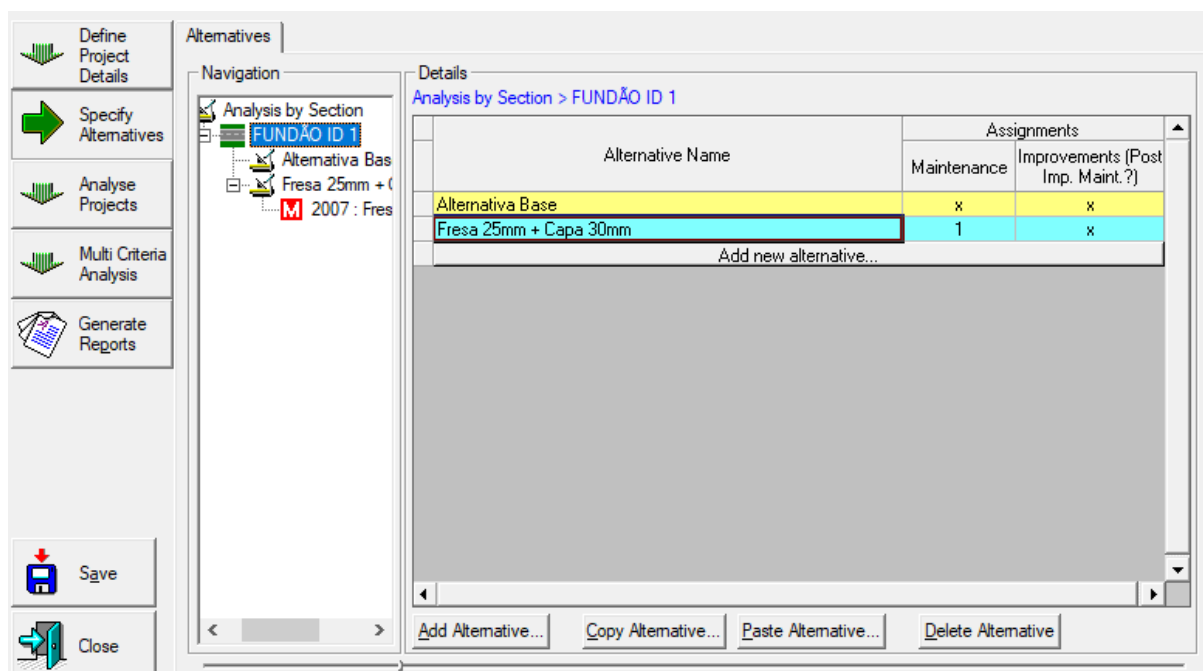
Fonte: Adaptado de DNIT (2018b)

Tabela 3.20 - Custo unitário final para a execução de novo concreto asfáltico por m³

4011463 - Concreto Asfáltico - Faixa C		Prod. da Equipe (t/h):	83
Etapa	Descrição	Custo (R\$)	
A	Equipamentos	404,90	
B	Mão de obra	139,69	
C	Execução (A+B / PE)	6,56	
D	Atividades auxiliares	97,83	
E	Momento de Transporte	39,65	
F	Tempo Fixo	4,15	
G	Materiais betuminosos:	<i>Aquisição</i>	133,26
		<i>Transporte</i>	10,52
		Custo unitário (C+D+E+F)	148,19
		Preço unitário (LDI: 24,73%)	184,84
		Custo unitário materiais betuminosos (G)	143,78
		Preço unitário materiais betuminosos (LDI: 15,00%)	165,35
		Preço unitário final/t	350,19
		Preço unitário final/m³ (D = 2,425)	849,20

Fonte: Adaptado de DNIT (2018b)

Figura 3.37 – Seleção das alternativas de projeto avaliadas economicamente no HDM-4



Fonte: Autor

Foram avaliados, em ambos os casos, os custos demandados aos usuários da rodovia (*Road User Costs* – RUC), visando verificar o impacto econômico causado pelo não controle da irregularidade dentro de um limite razoável. A composição do RUC inclui, conforme discutido no item 2.1.3, os custos de operação do veículo, custos de tempo de viagem e custos referentes a acidentes rodoviários. Para fins desta tese, a composição do RUC compilou apenas os custos referentes à operação dos veículos (consumo de combustível, desgaste dos pneus, consumo de óleo lubrificante e depreciação do veículo).

Sugere-se, todavia, para trabalhos futuros referentes ao tema, o complemento das avaliações dos impactos das irregularidades longitudinais também nos aspectos sociais referentes aos custos em tempo de viagem, custos com acidentes e impactos ambientais em emissões de gases poluentes acarretados pelo mal funcionamento dos veículos, majorados pelas altas irregularidades.

No âmbito desta tese, para customização das informações referentes à frota de veículos, os preços da gasolina e óleo diesel, óleo lubrificante, valor do veículo e custo médio de um pneu foram definidos conforme expostos na Tabela 3.21. Para balizamento dos custos dos veículos e pneus, utilizou-se dos catálogos da Honda, Volkswagen (precificados pela Tabela FIPE - Fundação Instituto de Pesquisas Econômicas) e Goodyear (quantificados em varejo). Os valores do litro de gasolina e óleo diesel foram determinados por valores médios cobrados no estado do Rio Grande do Sul, tendo como referência o mês de Fevereiro de 2019. O preço dos óleos lubrificantes foi balizado em catálogos da Shell, quantificados em varejo.

O tráfego adotado seguiu as delimitações explicitadas anteriormente no item 3.3.1, baseado na frota atuante em um dia típico na ERS-509, faixa mais carregada, em Santa Maria/RS (Trecho ID 4.2), contabilizada por contagens presenciais no ano de 2018. Esta composição de veículos foi adotada para as análises em todos os trechos avaliados nesta etapa, resultando em um número anual inicial de $2,3 \times 10^6$ solicitações do eixo padrão, calculadas com uso dos fatores de equivalência de carga da USACE. Para o crescimento do tráfego ao longo do tempo, atribuiu-se uma taxa linear de 3,0% ao ano.

Nos casos em que a intervenção foi necessária, devido ao critério limite definido para a irregularidade longitudinal (2,7m/km), o programa também informava os custos demandados à agência responsável pela rodovia para realização das

atividades corretivas (*Road Agency Costs* – RAC). Estes preços seguiram a customização explicitada anteriormente na Tabela 3.18 à Tabela 3.20.

Tabela 3.21 – Preços inseridos no HDM-4 para a frota de veículos

Veículo	VDM	Veículo Novo	Pneu	Litro de Combustível	Litro de Óleo Lubrificante	
Moto	715	R\$ 15.000	R\$ 250	R\$ 4,40	R\$ 25	
Carro de Passeio	5913	R\$ 70.000	R\$ 300	R\$ 4,40	R\$ 25	
Utilitário, pick-up, furgão	319	R\$ 100.000	R\$ 580	R\$ 3,50	R\$ 25	
Ônibus (2 eixos)	276	R\$ 200.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25	
Ônibus (3 eixos)	0	--	--	--	--	
Caminhão Médio	2C	309	R\$ 150.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	3C	150	R\$ 300.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	4C	15	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
Caminhão Semi-reboque	2S1	2	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	2S2	38	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	2S3	20	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	2S3 Comb.	17	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	3S3	52	R\$ 320.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
Duplo Semi-reboque	3S2S2	18	R\$ 370.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
Caminhão + reboque	2C2	0	--	--	--	--
	2C3	0	--	--	--	--
	3C2	2	R\$ 370.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
	3C3	6	R\$ 370.000	R\$ 1.300	R\$ 3,50	R\$ 25
Treminhão	3C2C2	0	--	--	--	--
Rodotrem	3S2C4	0	--	--	--	--

Fonte: Autor

Nos 10 trechos investigados, foram adotados cenários de avaliação de 10, 15 e 30 anos. O período de 10 anos busca abranger o corriqueiro tempo de projeto adotado para dimensionamento de pavimentos novos no Brasil. A análise para o período de 15 anos busca alinhar o procedimento àquele seguido em boa parte dos projetos de pavimentos realizados nos EUA e Europa, também adotado por Nascimento (2015) para cálculo e análise do dano acumulado à fadiga em sua tese de doutorado. Já a avaliação em longo prazo (30 anos) objetivou englobar modelos de concessões rodoviárias, como aquela assumida pelo *Grupo CCR* nas BR's 101, 386, 448 e 290 (*Freeway*), no estado do Rio Grande do Sul, a partir de Fevereiro de 2019.

Para balizar o impacto econômico ao longo do tempo, os valores foram corrigidos por uma inflação média de 6,01% ao ano, com base no índice IPCA (Índice Nacional de Preços ao Consumidor Amplo), fornecido pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Para determinação deste valor médio, foram utilizadas séries históricas do IPCA brasileiro nos últimos cinco anos (2014 a 2018).

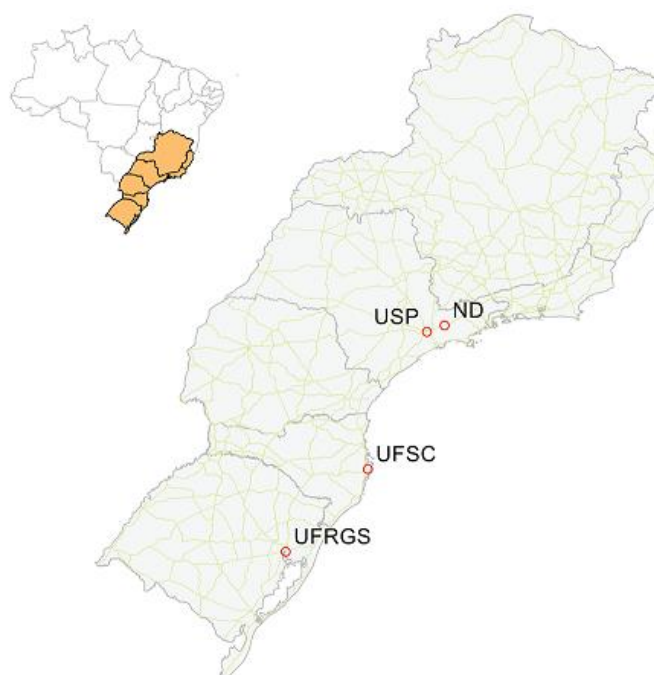
3.5 DESCRIÇÃO RESUMIDA DOS TRECHOS UTILIZADOS NA FASE DE VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

Com o objetivo de avaliar o desempenho dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal gerados neste trabalho em pavimentos externos àqueles utilizados na composição do banco de dados, as equações desenvolvidas foram testadas em outros trechos constituintes da Rede de Tecnologia em Asfaltos. Os trechos aqui utilizados também estão presentes no trabalho de Nascimento (2015), com exceção do segmento “UFSC 5”, que emprega em seu revestimento a mesma mistura asfáltica constituinte do trecho “UFSC 4”. O referido autor se fez valer destas pistas para validação da função de transferência de dano em área trincada.

Como forma de manutenção de nomenclatura, procurou-se utilizar as mesmas identificações adotadas pelo referido autor, com o objetivo de discriminar os pavimentos avaliados. Foram empregadas, nesta fase, uma pista monitorada pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), na cidade de Porto Alegre/RS; três pavimentos avaliados pela Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), em Araranguá/SC; dez segmentos acompanhados na concessão *CCR Nova Dutra* (ND), na BR-116, em Aparecida do Norte/SP; e duas pistas monitoradas pela Universidade de São Paulo (USP), em Ribeirão Preto/SP. Totalizam-se, assim, 16 trechos empregados na fase de validação dos modelos elaborados neste estudo.

O mapa exposto na Figura 3.38 exhibe a localização das pistas dentro do território brasileiro, distribuídas pelas regiões sul e sudeste, enquanto as informações compiladas dos trechos utilizados para a rotina de validação estão detalhadas na Tabela 3.22. O detalhamento de informações referentes às misturas asfálticas empregadas nos trechos mencionados na Tabela 3.22 está descrito em Nascimento (2015).

Figura 3.38 – Localização das pistas de validação no sul e sudeste do Brasil



Fonte: Autor

Tabela 3.22 – Composição estrutural dos trechos de validação

ID da Pista	IRI _{INICIAL}	N Anual Inicial (USACE)	Rev. Asfáltico (mm)	Tipo de Mistura Afáltica	Camada Antiga (mm)	Base Granular (mm)	Sub-base Granular (mm)	Ref. do Subleito (mm)
UFRGS 2	1,75	7,60E+06	80	UFRGS 60/85	--	150	300	600
USP 4	1,91	1,40E+05	40	USP 50/70	--	150	150	150
USP 5	1,99	1,40E+05	40	USP 30/45	--	150	150	150
ND 1	1,85	2,56E+06	140	ND 15/25	160	300	--	--
ND 2	1,69	2,56E+06	200	ND 15/25	100	300	--	--
ND 3	1,82	2,56E+06	140	ND 15/25	160	300	--	--
ND 4	1,47	2,56E+06	200	ND 15/25	100	300	--	--
ND 5	2,03	2,56E+06	200	ND HM1	100	300	--	--
ND 6	1,72	2,56E+06	200	ND HM1	100	300	--	--
ND 7	2,37	2,56E+06	140	ND HM1	160	300	--	--
ND 8	2,24	2,56E+06	140 60	ND HM2 ^(a) ND HM1 ^(b)	100	300	--	--
ND 9	2,67	2,56E+06	200	ND HM2	100	300	--	--
ND 10	2,33	2,56E+06	140	ND HM2	310	300	--	--
UFSC 3	1,40	1,33E+07	114 56	UFSC 50/70 ^(a) UFSC AB ^(b)	--	180	200	200
UFSC 4	1,60	1,33E+07	150	UFSC 50/70	--	180	200	200
UFSC 5	1,60	1,33E+07	163	UFSC 50/70	--	180	200	200

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior

Pela análise da Tabela 3.22, percebe-se que a concepção estrutural dos pavimentos utilizados na fase de validação é similar àqueles empregados na calibração dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal, descritos no item 3.2.

Difere-se, todavia, o volume de tráfego atuante nos pavimentos avaliados pela UFSC e UFRGS, quando comparados aos segmentos monitorados pela UFSM e UFRJ. O tráfego anual médio de $1,33 \times 10^7$ (UFSC) e $7,60 \times 10^7$ (UFRGS), atuando sobre as estruturas em um período de projeto de 10 anos, por exemplo, aplicada uma taxa de crescimento de 3% ao ano, atinge valores de $1,52 \times 10^8$ e $8,71 \times 10^7$, designados por Ceratti *et al* (2015) como nível de tráfego “muito pesado”.

De qualquer forma, entende-se como benéfica esta diferenciação, para objeto de validação dos modelos desenvolvidos nesta tese. Como os pavimentos utilizados na fase de calibração dos modelos (UFSM e UFRJ) alcançam apenas níveis de tráfego “alto”, conforme designação de Ceratti *et al* (2015), acredita-se que a utilização de segmentos com tráfego muito pesado, na fase de validação, permitem fornecer uma maior abrangência às equações desenvolvidas neste trabalho.

Este fato beneficia, primordialmente, àquelas expressões matemáticas que utilizam os parâmetros mecanicistas de dano para prever a irregularidade longitudinal, visto que as informações de danificação buscam eliminar as variáveis regionais do modelo, já que sua calibração mecanicista retira as particularidades locais, permitindo avaliar as situações de um trecho, transpondo essas interpretações para os outros.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

A estruturação do capítulo de apresentação e análise dos resultados obtidos com o presente estudo inicia com um apanhado geral dos dados agrupados no escopo da pesquisa, incluindo um resumo dos resultados de campo obtidos ao longo do período de monitoramento nos trechos experimentais utilizados na calibração dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal.

Na continuidade do documento, estão apresentados os resultados mecanicistas representados pelo dano médio limitado acumulado calculado para cada um dos trechos avaliados, com auxílio da ferramenta AEMC, do sistema MeDiNa, e com uso do *software* LVECD. Em seguida, expõem-se as análises estatísticas das variáveis independentes e sua influência indicativa no parâmetro dependente: a irregularidade longitudinal do pavimento.

Por fim, estão exibidos os modelos de previsão de evolução de irregularidade longitudinal que mais se ajustaram ao banco de dados, seguidos da tentativa de validação destas equações com demais segmentos monitorados por instituições participantes da Rede de Tecnologia em Asfaltos, juntamente da comparação com modelos existentes na literatura consultada e com a previsão obtida do programa HDM-4, na configuração *Default* e calibrada. Ainda com o HDM-4, finaliza-se o capítulo com uma análise econômica, exibindo um indicativo do efeito da irregularidade nos custos operacionais de usuários de rodovias.

Vale salientar também que, para fins de elaboração do presente trabalho, foram utilizados os dados de campo referentes até o mês de fevereiro de 2018 (trechos do Rio de Janeiro/RJ) e dezembro de 2018 (trechos de Santa Maria/RS) na fase de calibração dos modelos de previsão de irregularidade.

4.1 LEVANTAMENTOS DE CAMPO

Visando possibilitar o entendimento dos dados que representam as condições dos pavimentos monitorados, os itens seguintes incluem um resumo dos resultados de campo obtidos ao longo do período de avaliação.

4.1.1 Tráfego

Conforme já destacado na revisão de literatura, o tráfego é um componente fundamental na elaboração de modelos de previsão de desempenho em estruturas rodoviárias. Para o entendimento da magnitude da composição dos veículos que trafegam nas pistas monitoradas para este estudo, a Figura 4.1 (trechos monitorados em Santa Maria/RS), Figura 4.2 (trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, com liberação para passagem do tráfego até 19/04/2007) e Figura 4.3 (trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ com liberação para passagem do tráfego após 19/04/2007) apresentam os valores de N (calculados pelo método da USACE) acumulados até dezembro de 2018.

Salienta-se novamente que, para os trechos de Santa Maria, os dados de tráfego são atualizados semestralmente por contagens presenciais. Para os trechos do Rio de Janeiro, aplicou-se a taxa de crescimento linear de 3% ao ano a partir do tráfego anual inicial verificado por contagens. Ainda, para os trechos do Rio de Janeiro/RJ, com evolução do tráfego exposta na Figura 4.2 e Figura 4.3, as séries de dados equivalentes a mais de um trecho são referentes a segmentos com volume de tráfego idêntico.

Figura 4.1 – Tráfego Acumulado dos trechos monitorados em Santa Maria/RS em escala semi-log

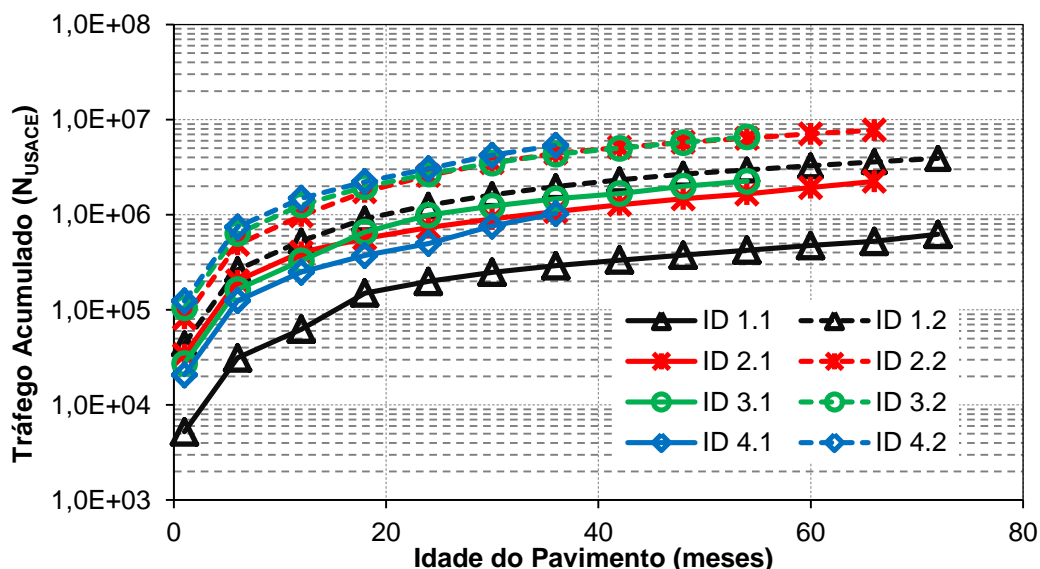
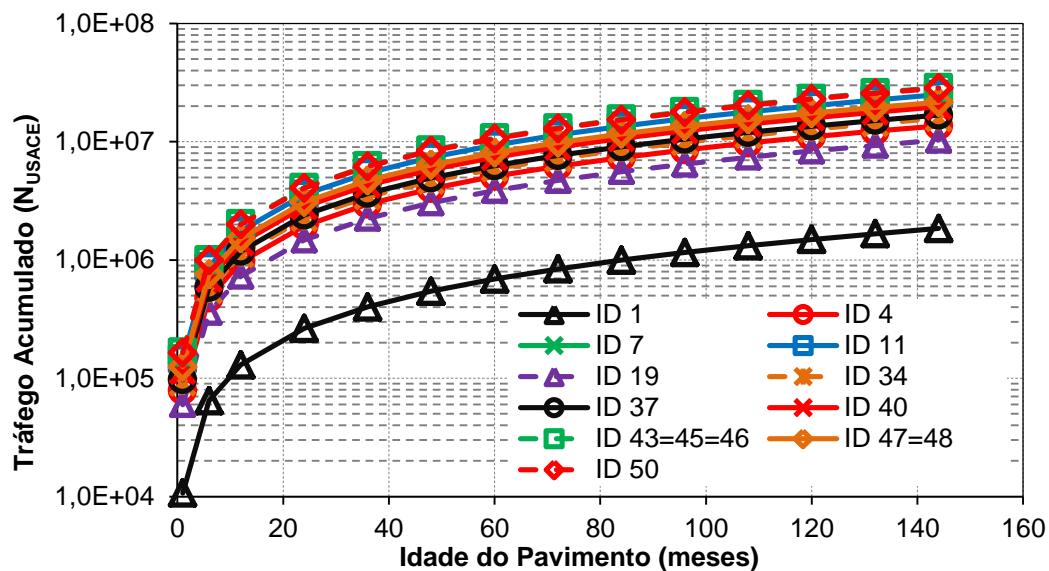
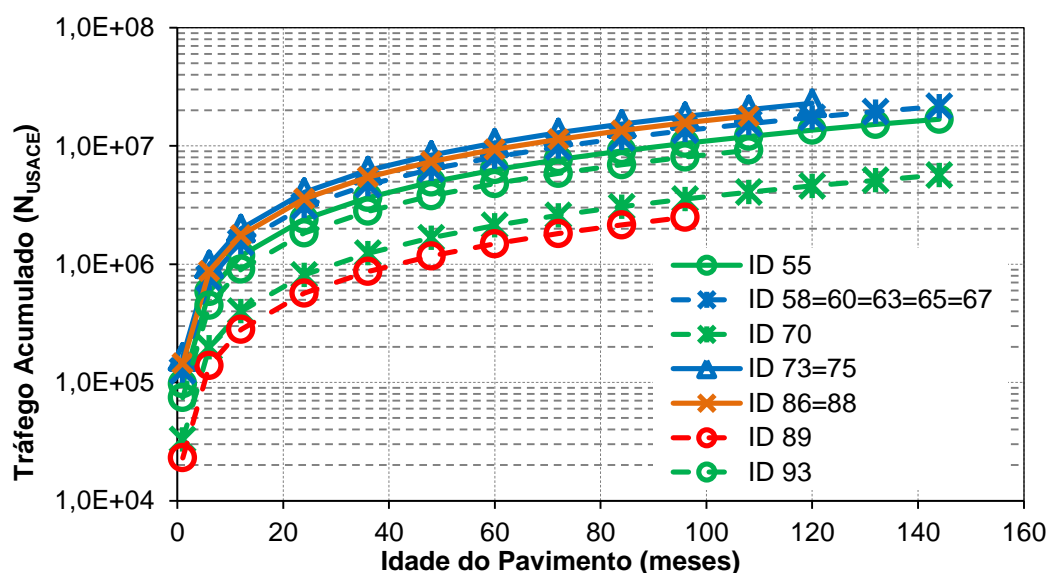


Figura 4.2 - Tráfego Acumulado dos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 50) em escala semi-log



Fonte: Autor

Figura 4.3 - Tráfego Acumulado dos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 93) em escala semi-log



Fonte: Autor

De forma geral, entende-se que o panorama de evolução do tráfego atende faixas relativamente adequadas para composição de um modelo de desempenho. A

avaliação dos pavimentos em idades iniciais e o contínuo monitoramento faz com que sejam englobados distintos níveis de tráfego acumulado. Seguindo a classificação de Ceratti *et al* (2015), os segmentos avaliados dividem-se em trechos de baixo volume de tráfego ($N \leq 10^6$), moderado volume de tráfego ($10^6 < N \leq 10^7$) e alto volume de tráfego ($10^7 < N \leq 5 \cdot 10^7$). Nenhum dos segmentos atingiu tráfego acumulado suficiente para ser enquadrado como solicitado a volume de tráfego muito pesado ($N > 5 \cdot 10^7$).

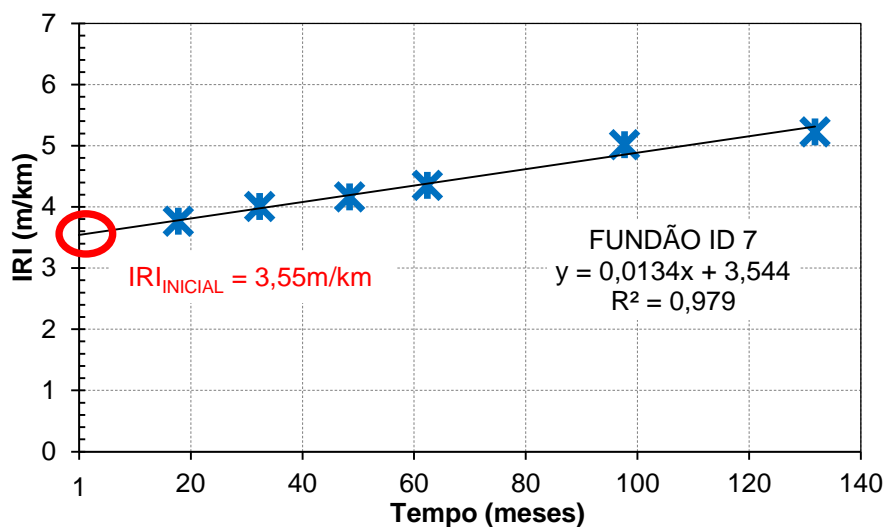
Vale, todavia, salientar a necessidade futura de monitoramento em rodovias de maior volume de tráfego. Neste estudo, o banco de dados não alcança níveis de tráfego muito pesado, conforme classificação de Ceratti *et al* (2015). Além disso, grande parte dos trechos utilizados no presente trabalho possui características de trafegabilidade, velocidade de via e possibilidade de paradas no decorrer dos segmentos com características de pavimentos urbanos. Entende-se que a busca por trechos adicionais, com modalidade e volume de tráfego mais representativo de rodovias de grande porte seria relevante para o avanço do setor.

4.1.2 Irregularidade Longitudinal

Para possibilitar um entendimento geral das estruturas avaliadas visando o desenvolvimento do modelo de desempenho funcional, é necessária a compreensão de algumas premissas tomadas para a elaboração do presente estudo. A primeira delas é referente ao valor inicial de irregularidade observado no início da vida útil da estrutura. Conforme já debatido na revisão de literatura, sabe-se que este indicador inicial da qualidade construtiva da implantação de estruturas novas ou reabilitações é fundamental na evolução dos parâmetros funcionais do pavimento.

Em alguns dos trechos avaliados neste trabalho, não foi possível verificar a irregularidade obtida após o final da etapa construtiva ou na fase inicial de serviço da estrutura. Desta forma, nestes casos, optou-se por determinar o índice inicial de irregularidade longitudinal ($IRI_{INICIAL}$) pelo procedimento proposto por Abdelaziz *et al* (2018), também executado por NCHRP (2004). O procedimento consiste em utilizar linhas de tendência lineares ou exponenciais para, a partir dos dados efetivamente medidos ao longo do tempo, estimar um valor inicial de irregularidade (tomado como referência no tempo igual a um mês). A Figura 4.4 exibe um desses procedimentos, efetuado no segmento ID 7, no Rio de Janeiro/RJ.

Figura 4.4 – Procedimento para obtenção do IRI Inicial no Trecho ID 7



Fonte: Autor

Dentre os trechos em que esta prática foi necessária, as tendências de distribuição dos pontos oscilaram entre ajustes exponenciais e lineares. A Tabela 4.1 exibe os parâmetros estatísticos médios obtidos no decorrer deste processo, determinados pelos percentuais referentes às relações de ajustes, juntamente com os valores médios dos coeficientes de determinação (R^2) obtidos com as tendências de comportamento e os seus desvios padrões de amostragem (DP.A).

Tabela 4.1 – Estatística de obtenção do IRI_{INICIAL}

Forma de ajuste	Coeficiente de Determinação (R^2)	
	Média	DP.A
Exponencial		
45%	0,6757	0,2547
Linear		
55%	0,7369	0,234

Fonte: Autor

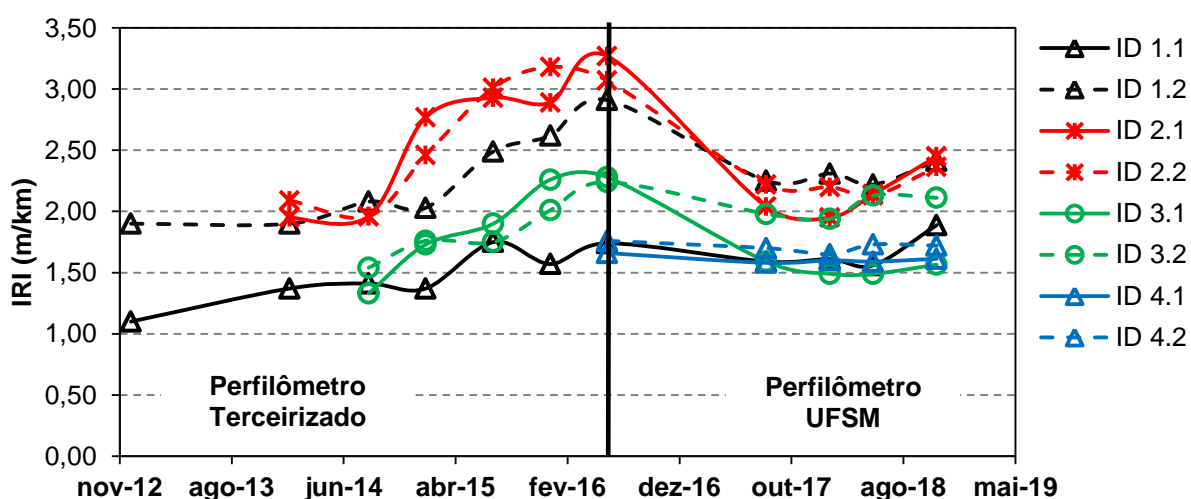
A segunda premissa é referente à mudança do equipamento de medição de irregularidade no decorrer do período de monitoramento dos trechos. Novamente, vale ressaltar que, após o ano de 2012, nos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, os levantamentos de irregularidade longitudinal começaram a ser

efetuados com o perfilômetro da COPPE/UFRJ, substituindo o equipamento do CENPES, responsável pelas medições nos anos que antecederam esta data.

Nestes casos, a mudança de equipamento não acarretou em impactos significativos nas tendências de evolução, ou manutenção da irregularidade longitudinal, verificadas nos trechos. Na visita efetuada pelo autor deste trabalho ao Laboratório Jaques de Medina na COPPE/UFRJ, relatos dos profissionais que trabalham no local confirmaram que, quando adquirido o perfilômetro inercial, seus resultados foram comparados com o equipamento do CENPES e se mostraram significativamente alinhados.

Todavia, para os segmentos avaliados em Santa Maria/RS, verificou-se, nos casos específicos dos trechos ID 1.2, ID 2.1, ID 2.2 e ID 3.1, uma significativa mudança de patamar dos resultados obtidos com os dois diferentes equipamentos utilizados no período de monitoramento. A Figura 4.5 exibe, a título de exemplo, este “degrau” causado na evolução de irregularidade ao longo do tempo, ocasionado pela mudança do equipamento de medição.

Figura 4.5 – Comparação entre medidas de IRI determinadas com diferentes equipamentos nos trechos de Santa Maria/RS



Fonte: Autor

Desta forma, visando reduzir o impacto da alteração do equipamento no comportamento da irregularidade ao longo do tempo, nos trechos de Santa Maria/RS, optou-se por expurgar, apenas nos segmentos referentes aos trechos ID

1.2, ID 2.1, ID 2.2 e ID 3.1, os dados de irregularidade medidos com o equipamento terceirizado durante o período de monitoramento avaliado entre os meses de fevereiro de 2015 e junho 2016. Interpretou-se que, neste período, ocorreram acentuações inconsistentes, sob o ponto de vista prático, dos valores de irregularidade longitudinal medidos nos trechos mencionados, que seguiram suas tendências de evolução a partir do ponto em que as medições começaram a ser efetuadas com o perfilômetro adquirido pela UFSM (agosto de 2017).

Vale ressaltar que essa não foi a primeira alternativa escolhida para organização dos resultados de campo. Inicialmente, buscou-se verificar a relação direta entre as medidas determinadas pelos dois equipamentos e a evolução natural da irregularidade ocorrida ao longo do período de aproximadamente um ano (tempo que afasta o último levantamento com o equipamento terceirizado e as primeiras medições efetuadas com o perfilômetro da UFSM).

Todavia, devido a algumas inconsistências geradas no banco de dados, que acarretaram certas dificuldades na previsão da evolução do IRI ao longo do tempo, optou-se por seguir as orientações propostas pela banca examinadora do trabalho, defendido no dia 03 de maio de 2019, realizando o expurgo das informações inconsistentes identificadas no período supracitado, mantendo os resultados de campo sem ajustes ou correlações entre equipamentos.

Feitas as ressalvas necessárias, a Tabela 4.2 e Tabela 4.3 exibem, respectivamente, o agrupamento de dados de irregularidade longitudinal medidos ao longo do tempo para os trechos de Santa Maria/RS e do Rio de Janeiro/RJ, adotados para monitoramento neste estudo. Salienta-se, novamente, que os valores expostos são referentes às médias simples das trilhas de roda externa e interna englobadas pela extensão dos trechos avaliados, filtrados os pontos destacadamente afastados em relação à média, seguindo o critério de “Cartas Controle” ou “Gráficos de Controle”, conforme recomendações descritas em Oliveira *et al* (2013).

Desta forma, a Tabela 4.2 e Tabela 4.3 remetem aos resultados definitivos utilizados nas técnicas de regressão, expostas posteriormente no item 4.3. É válido também mencionar que os trechos cujos levantamentos estão agrupados em um mesmo período de tempo (meses) tiveram a passagem do tráfego liberada na mesma data. O Trecho com ID 73, exposto na Tabela 4.3, foi reconstruído no ano de

2015, inviabilizando, para fins deste estudo, a utilização dos dados de monitoramento no local após esta data.

Tabela 4.2 – IRI (m/km) dos trechos monitorados em Santa Maria/RS

Trecho	IRI (m/km)										
	Idade (meses)										
	1 (IRI _{INICIAL})	14	21	26	32	37	42	56	62	65	71
ID 1.1	1,10	1,37	1,41	1,37	1,75	1,57	1,74	1,59	1,61	1,56	1,89
ID 1.2	1,90	1,90	2,08	--	--	--	--	2,25	2,31	2,22	2,41
	1 (IRI_{INICIAL})	15	21	26	31	36	50	56	60	66	
ID 2.1	1,95	1,96	--	--	--	--	2,04	1,95	2,14	2,45	
ID 2.2	2,09	1,96	--	--	--	--	2,22	2,20	2,13	2,36	
	1 (IRI_{INICIAL})	7	13	18	23	37	42	46	52		
ID 3.1	1,33	--	--	--	--	1,59	1,49	1,49	1,56		
ID 3.2	1,54	1,76	1,75	2,01	2,24	1,98	1,94	2,13	2,11		
	1 (IRI_{INICIAL})	16	22	25	31						
ID 4.1	1,66	1,58	1,60	1,59	1,61						
ID 4.2	1,76	1,70	1,65	1,73	1,72						

Fonte: Autor

Um comentário deve ser feito em relação a aparente redução da irregularidade com o tempo em algumas situações específicas. Excluídas as circunstâncias decorrentes da mudança do equipamento nas medições efetuadas nos trechos de Santa Maria/RS, cuja discrepância ocorreu destacadamente no período de alteração do equipamento, entende-se que, nos demais trechos, estas ocorrências não foram significativas, sendo classificadas como variações corriqueiras em dados medidos em campo, com comportamento aleatório.

Paterson (1987) considera que estes pequenos “erros” são partes naturais de conjuntos de dados empíricos, suprimidos nos resultados de modelos de desempenho com estatísticas de regressão. Há de se destacar também a alteração do operador do veículo no decorrer do período de monitoramento. Alguns dos trechos utilizados neste estudo têm rotina de avaliação datada em mais de 10 anos; desta forma, é executivamente impossível manter sempre o mesmo profissional responsável pela condução do veículo. Barella (2008) afirma que qualquer mudança de direção ou alteração no alinhamento escolhido pode acarretar em aquisição de um perfil longitudinal distinto e, conseqüentemente, oscilações nos resultados de irregularidade.

Tabela 4.3 - IRI (m/km) dos trechos monitorados no Rio de Janeiro

Trecho	IRI (m/km)						
	1 (IRI _{INICIAL})	Idade (meses)					
	21	51	65	101	135		
ID 1	2,60	2,72	2,81	2,92	3,20	3,22	
	1 (IRI _{INICIAL})	20	35	51	65	100	134
ID 4	2,85	3,23	2,99	3,10	3,54	3,59	4,09
	1 (IRI _{INICIAL})	18	32	48	62	98	132
ID 7	3,55	3,76	4,00	4,16	4,35	5,01	5,22
ID 11	3,40	3,37	3,77	3,76	4,20	4,14	4,57
	1 (IRI _{INICIAL})	18	33	49	63	98	132
ID 19	2,60	2,76	2,70	2,54	3,64	3,15	3,50
ID 34	2,35	2,53	2,33	2,71	2,64	2,78	3,02
	1 (IRI _{INICIAL})	15	30	46	60	95	130
ID 37	3,25	2,86	3,53	3,73	4,72	3,64	4,16
ID 40	2,65	2,61	2,77	2,68	3,82	3,66	3,29
ID 43	2,50	3,09	2,42	--	4,79	4,13	--
ID 45	3,90	4,17	3,81	3,93	4,28	4,19	4,36
ID 46	3,27	3,32	3,36	3,67	3,72	3,77	4,06
ID 47	3,67	3,43	3,62	3,48	3,40	3,85	2,91
ID 48	1,70	2,45	2,16	2,34	2,76	2,64	--
ID 50	3,00	3,24	2,84	2,84	3,24	2,93	3,21
	1 (IRI _{INICIAL})	14	29	45	59	94	128
ID 55	3,73	3,96	4,24	3,93	3,37	3,27	4,83
ID 58	2,50	2,71	2,74	2,73	3,12	3,18	3,87
ID 60	2,80	3,09	3,15	3,21	3,76	3,80	5,25
ID 63	2,00	2,69	2,57	2,40	2,85	4,24	--
ID 65	2,55	2,97	2,31	2,78	3,27	3,96	3,41
ID 67	3,00	3,24	3,07	3,55	3,39	3,58	4,33
ID 70	2,40	2,24	3,14	2,74	3,22	3,34	3,73
	1 (IRI _{INICIAL})	11	28	41	77	111	
ID 73	3,12	3,17	3,26	3,27	--	--	
ID 75	3,07	2,98	3,35	3,14	3,02	3,40	
	1 (IRI _{INICIAL})	8	22	57	91		
ID 86	3,50	3,65	3,59	3,57	3,69		
ID 88	2,42	2,52	2,42	2,57	2,73		
	1 (IRI _{INICIAL})	7	42	76			
ID 89	3,50	3,54	3,81	3,96			
	1 (IRI _{INICIAL})	11	25	60	95		
ID 93	2,60	2,66	2,75	3,00	3,14		

Fonte: Autor

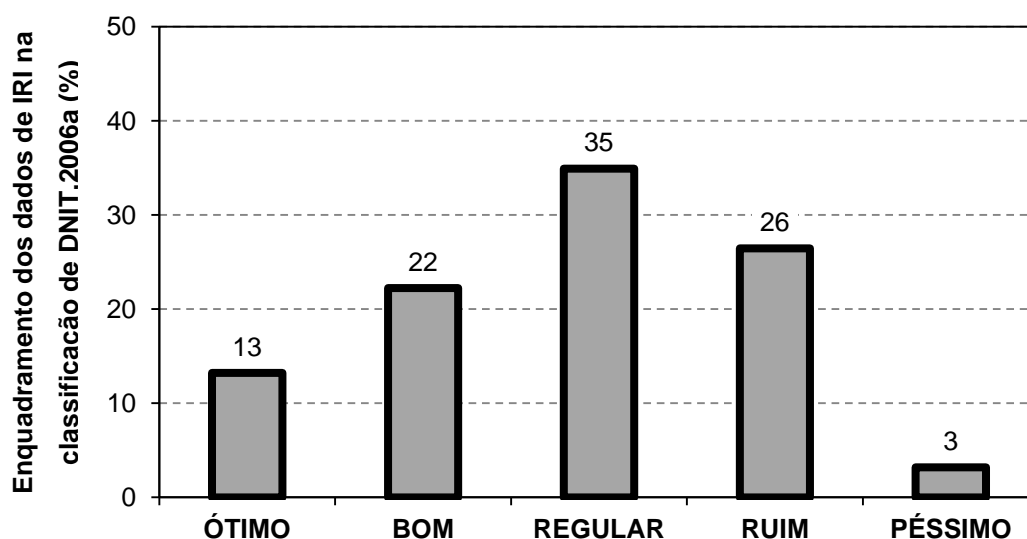
Outro comentário pertinente fica em relação a menor magnitude dos resultados de irregularidade referentes aos segmentos experimentais de Santa Maria/RS ao longo do tempo. Entende-se que esta ocorrência está justificada nos menores valores de IRI_{INICIAL}, obtidos após o final do processo construtivo. Conforme

observado na análise estatística das variáveis independentes (item 4.3.1), verificou-se que este é o parâmetro mais relevante na evolução do IRI ao longo do tempo. Acredita-se, com base nestes resultados, que a qualidade construtiva dos pavimentos localizados em Santa Maria/RS foi superior àquela executada nos trechos do Rio de Janeiro/RJ.

Analisando as particularidades no banco de dados geral utilizado neste estudo, pode-se afirmar que, de acordo com as classificações em níveis de irregularidade longitudinal recomendadas por DNIT (2006a), expostas no item 2.1.4, a maioria das observações foi efetuada em estruturas de pavimentos com estado regular (35%). O percentual relativo às observações em pavimentos classificados por DNIT (2006a) como bom e ruim também é relevante (22 e 26%, respectivamente).

As observações relativas a pavimentos em ótimo estado totalizam 13% do conjunto total, enquanto os dados referentes a pavimentos em estado péssimo quantificam um percentual respectivo de 3%, mediante critérios de DNIT (2006a). O histograma exposto na Figura 4.6 exibe essa distribuição das medidas de irregularidade dentro das faixas estabelecidas pelo documento citado.

Figura 4.6 – Classificação dos pavimentos monitorados pelo critério do IRI



Fonte: Autor

No relatório gerencial divulgado pela Confederação Nacional do Transporte (CNT) no ano de 2018 (CNT, 2018), foram avaliados 107.161km de rodovias em todo o país, indicando que, do total de rodovias avaliadas, 57% indicaram algum tipo de deficiência. Deste percentual, classificaram-se 35,2% em estado regular; 15,3% em condições ruins; e 6,5% em estado péssimo. Vale salientar que o relatório engloba análises do pavimento, da sinalização e da geometria da via.

Com este comparativo, entende-se que os trechos avaliados conseguem representar satisfatoriamente, ao menos em termos funcionais, a fotografia global das condições dos pavimento nacionais. Percebe-se que as observações contidas no banco de dados englobam todos os níveis de classificação de estruturas rodoviárias, levando em consideração o critério da irregularidade longitudinal, permitindo uma boa composição de valores para avaliação combinada. A faixa abrangida pelos resultados de campo de irregularidade analisados nesta tese envolve resultados oscilando de 1,10m/km até 5,25m/km.

A título de complementação e aproveitamento do banco de dados gerado, também se buscou, com os dados coletados nos trechos monitorados de Santa Maria/RS, verificar a pertinência da Equação (2.23), apresentada no item 2.1.4, que busca relacionar diretamente os índices de medição de irregularidade IRI e QI.

Empregada com frequência no meio prático, a referida relação é questionada por Barella (2008), que justifica sua desconfiança com a teoria distinta que envolve a determinação dos dois indicadores (já debatida no item 2.1.4).

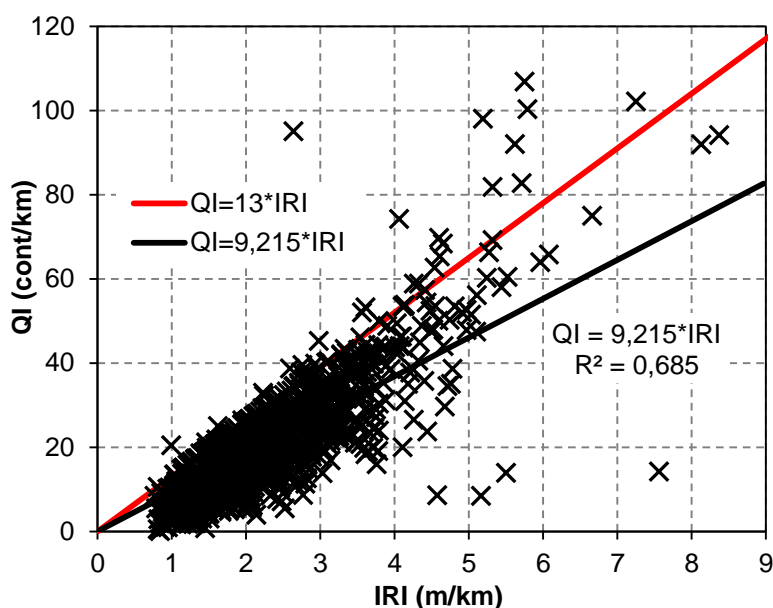
Procurou-se assim, selecionar todos os valores de IRI e QI, coletados ao longo do tempo nos trechos monitorados da UFSM, com os dois perfilômetros inerciais utilizados na sistemática de medição. Os indicadores foram calculados de 10 em 10 metros, considerando a média entre os resultados obtidos na trilha de roda externa e interna, estando sua relação confrontada no gráfico da Figura 4.7.

A relação exposta no gráfico da Figura 4.7, oriunda de um conjunto de 1.688 intervalos de observações ao longo do tempo, indica um fator multiplicador de 9,125, menor do que aquele recomendado pelos manuais do DNIT (treze), exposto no item 2.1.4, para obtenção do QI a partir do IRI. Todavia, entende-se inadequada a utilização deste tipo de relação em sistemas de medição mais sofisticados como os perfilômetros inerciais a laser.

O processamento de dados presente neste tipo de equipamento quantifica separadamente os referidos indicadores, considerando as diferenças que existem

em suas concepções. Desta forma, entende-se que a utilização tanto do IRI quanto do QI deve ser independente. Neste trabalho, visando rumar para a tendência internacional de utilização do IRI como o parâmetro transferível de avaliação da irregularidade longitudinal, optou-se trabalhar apenas com este índice.

Figura 4.7 – Confronto entre resultados de IRI e QI nos trechos monitorados de Santa Maria/RS



Fonte: Autor

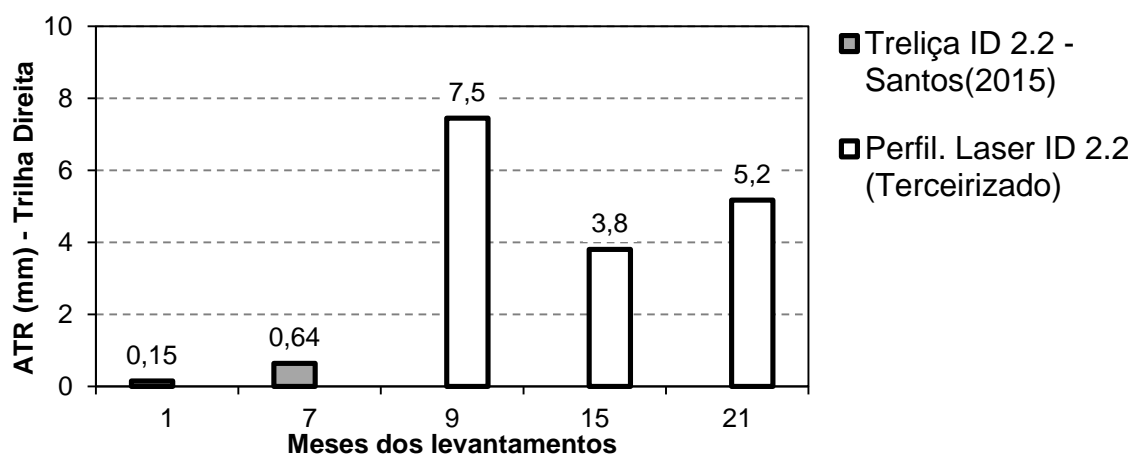
4.1.3 Afundamento em trilha de roda

Para verificação da evolução do afundamento em trilha de roda (ATR) nas pistas experimentais adotadas na composição deste estudo, foram utilizados os valores médios determinados entre as trilhas de roda externa e interna dos segmentos avaliados. No entanto, no decorrer do processamento de dados, foram percebidas algumas inconformidades nos resultados determinados com o perfilômetro inercial.

A primeira delas é referente aos afundamentos medidos nas trilhas de roda da direita dos trechos localizados em Santa Maria/RS nos primeiros levantamentos realizados nos segmentos. Percebeu-se que, nas idades iniciais, conforme mostra o gráfico da Figura 4.8, que exemplifica o ocorrido para o trecho ID 2.2, os

afundamentos medidos nas trilhas localizadas no lado direito da faixa foram sempre significativamente altos, inconsistentes quando comparados às condições verificadas por Santos (2015), com a treliça metálica, também nas fases iniciais de operação do pavimento.

Figura 4.8 – Inconformidades nos resultados de ATR medidos no Trecho ID 2.2



Fonte: Autor

No entanto, conforme ocorrido nos resultados de irregularidade longitudinal, foram significativas as diferenças entre os resultados obtidos com os dois perfilômetros inerciais utilizados para quantificar os afundamentos em trilha de roda nos trechos monitorados de Santa Maria/RS. Nos levantamentos de ATR realizados no local em novembro de 2018, os resultados nas trilhas de roda da direita do trecho ID 2.2 indicaram afundamentos de 0,72mm e 1,80mm, medidos com a treliça e com o perfilômetro inercial da UFSM, respectivamente, corroborando com o indicativo de existência de inconformidades nos resultados determinados nas idades iniciais.

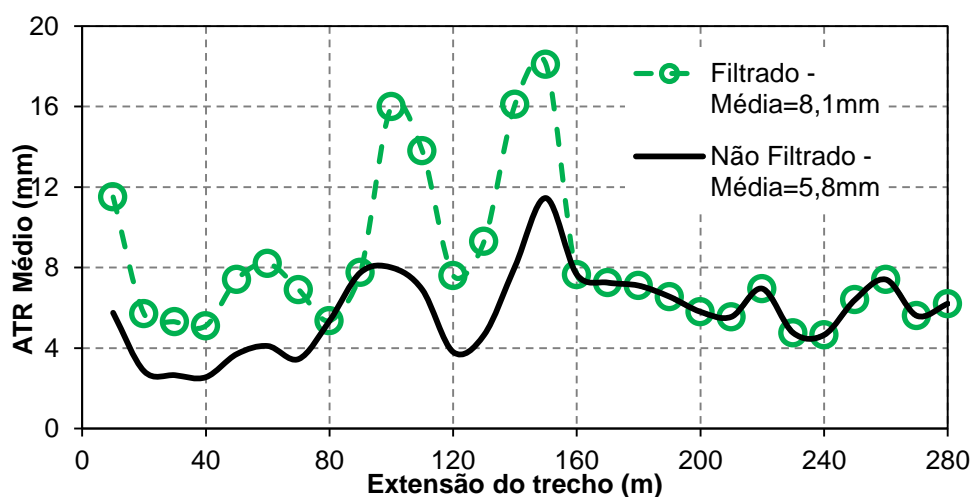
Além das diferenças, os relatórios processados e enviados até o início dos levantamentos com o perfilômetro inercial da UFSM não continham uma informação fundamental na interpretação dos dados: o número de medidas utilizadas para contabilizar o ATR médio no intervalo escolhido para compatibilizar os resultados.

Os lasers diagonais, utilizados na contabilização das medidas de ATR, costumam perder alguns dados no decorrer do levantamento de campo, devido à direção oblíqua com a qual o feixe laser é apontado para a superfície do pavimento. Dependendo da forma como esse feixe contata a superfície, as informações não

retornam ao sensor de medição e, conseqüentemente, deixam de ser adquiridas. Assim, algumas ocorrências de ATR igual à zero em um determinado intervalo medido (por exemplo, 10 metros, conforme são trabalhados os dados em Santa Maria/RS), podem, equivocadamente, indicar que não há presença de afundamentos no local; todavia, o equipamento pode não ter adquirido medidas naquele intervalo, tornando o resultado nulo. Entende-se que, nos sub-trechos em que o equipamento não conseguiu realizar a aquisição de medidas, esta fração do segmento total deve ser desconsiderada do montante de dados.

Em pistas com baixa presença de afundamentos, esse resultado não costuma impactar relevantemente no resultado final; todavia, em pavimentos com trilhas de roda destacadamente altas, as alterações podem ser significativas. A Figura 4.9 exibe o exemplo dos afundamentos médios medidos com o perfilômetro inercial da UFSM no trecho ID 3.2, no mês de novembro de 2018, (segmento com maior presença de ATR, dentre aqueles localizados em Santa Maria/RS), filtrando e não filtrando os sub-trechos que não contabilizaram medidas no decorrer do levantamento, ao longo da extensão do segmento, a fim de exemplificar numericamente esta discussão.

Figura 4.9 – ATR Médio ao longo do Trecho ID 3.2



Fonte: Autor

Verifica-se que a realização do processo de filtragem na média dos resultados medidos no decorrer do segmento, eliminando os sub-trechos que não realizaram

aquisição de medidas, causa um impacto significativo no resultado final. O ATR médio, considerando ambas as trilhas de roda, atinge 8,1mm após a filtragem. Quando comparado ao valor médio de 5,8mm, determinado sem a eliminação dos pontos nulos, a diferença absoluta e percentual se mostra significativa para este parâmetro.

No processamento de resultados oriundos do perfilômetro inercial, pode-se, ou não, gerar as informações referentes ao número de medidas consideradas no cálculo do ATR. Costumeiramente, cabe ao processador do arquivo final realizar este filtro, visando não gerar uma informação oriunda de dados inexistentes. No banco de dados que compõe o objeto deste estudo, os levantamentos realizados na UFSM até 2017, por empresa terceirizada, e alguns dos relatórios referentes a levantamentos realizados nos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, não compilavam o número de medidas consideradas no cálculo do ATR.

Destaca-se que, o caráter totalmente acadêmico que motivou os levantamentos e o entendimento do equipamento adquirido pela UFSM fez com que os dados fossem avaliados e medidos de forma detalhada, incluindo passagens repetidas com o equipamento de medição no mesmo local, caso alguma anomalia fosse detectada. O caráter mais prático que envolve as medições feitas com o equipamento terceirizado em Santa Maria/RS e o montante relevante de trechos existentes no Rio de Janeiro/RJ acaba inviabilizando certos detalhamentos.

Ressalta-se também que, visualmente, os trechos experimentais que englobam este estudo, salvas algumas exceções, não exibiam afundamentos significativos. A Agência Nacional de Transportes Terrestres (ANTT), pelo seu programa de exploração de rodovias (PER), especifica 7,0mm como limite do valor máximo de ATR. O Departamento Autônomo de Estradas e Rodagem do Rio Grande do Sul (DAER/RS), em seu programa de restauração em andamento, denota que os limites de afundamentos deverão ser inferiores a 7,0mm em 95% dos resultados e menores que 10,0mm para 100% das medidas. Já o DNIT, para os Contratos de Restauração e Manutenção de Rodovias (CREMA), estabelece que 10mm é o limite de flecha nas trilhas de roda para recuperação da pista, ainda apontando 13,0mm como crítico para hidroplanagem.

Analisando o montante de dados, com todas as ressalvas já debatidas no decorrer deste item, o limite de 7,0mm, considerando a média dos afundamentos das duas trilhas de roda da faixa de rolamento, é ultrapassado em raras ocasiões,

dificultando a utilização deste indicador como uma das variáveis independentes no processo de previsão da irregularidade. Ainda que existisse uma associação significativa entre irregularidade longitudinal e afundamento em trilha de roda, os afundamentos de baixa magnitude não teriam capacidade de explicar o comportamento das medidas de IRI, que se distribuem por todas as classificações de conforto, pelo critério do DNIT (2006a), conforme exposto no item 4.1.2.

Reportando também os modelos de previsão expostos nos itens 2.2.2 à 2.2.14, percebe-se que grande parte das equações de previsão de irregularidade que atentam para a parcela de contribuição do ATR relaciona o seu impacto no desvio padrão das medidas de afundamento no decorrer do trecho avaliado (PATERSON 1987; HDM-4, 2000; ABDELAZIZ *et al*, 2018) . Ou seja, se o perfil transversal está continuamente trilhado no decorrer do eixo longitudinal da via, o impacto nos indicadores de irregularidade será praticamente irrelevante. Por outro lado, se as medidas de ATR oscilarem no decorrer do segmento avaliado, a irregularidade será continuamente impactada.

Infelizmente, o efeito numérico exemplificado na Figura 4.9, causado pela ausência de filtragem dos sub-trechos que não coletaram informações para determinar o ATR, também acarreta em impactos nos resultados dos desvios padrão dos afundamentos em trilha de roda, comprometendo a utilização destes elementos no banco de dados da regressão.

Atrelando esta limitação às demais já relatadas ao longo deste item, visando manter a consistência dos resultados gerados, optou-se por não utilizar as informações referentes ao afundamento em trilha de roda medido nas pistas experimentais na composição dos modelos de previsão de irregularidade desenvolvidos neste trabalho.

Em vista disso, no intuito de incluir ao menos uma variável dependente passível de representação do afundamento em trilha de roda, buscou-se atrelar a rotina de previsão do IRI os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida e o seu parâmetro *Flow Number* (FN) como critério de resistência à deformação permanente de misturas asfálticas. Os resultados deste procedimento de avaliação, normatizado no Brasil por DNIT-ME 184/2018 (DNIT, 2018d) e ABNT NBR 16505/16 (ABNT, 2016), são tipicamente apresentados em termos de deformação versus o número de ciclos de carga. Semelhante ao teste de fluência, a curva da deformação permanente acumulada pode ser dividida em três zonas: primária, secundária e

terciária. O número do ciclo, no qual o fluxo terciário começa, é referido como o *Flow Number* (WITCZAK *et al*, 2002).

A Tabela 4.4 (Santa Maria/RS) e Tabela 4.5 (Rio de Janeiro/RJ) exibem os resultados de *Flow Number* referentes às misturas asfálticas empregadas nos trechos experimentais.

Tabela 4.4 - *Flow Number* das misturas asfálticas empregadas nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS

ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	Flow Number (FN)	ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	Flow Number (FN)
1.1	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	497	3.2	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	552
1.2	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	497		UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	501
2.1	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	158	4.1	UFSM 4 - AB 12,5 mm	158
2.2	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	158	4.2	UFSM 4 - AB 12,5 mm	158
3.1	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	552			
	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	501			

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

Tabela 4.5 – *Flow Number* das misturas asfálticas empregadas nos Trechos Monitorados do Rio de Janeiro/RJ

ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	Flow Number (FN)	ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	Flow Number (FN)
1	30/45 19,1 mm	169	55	30/45 19,1 mm	169
4	30/45 19,1 mm	169	58	AB 19,1 mm	110
7	30/45 19,1 mm	169	60	AB 19,1 mm	110
11	30/45 19,1 mm	169	63	30/45 19,1 mm	169
19	30/45 19,1 mm ^(a)	169	65	30/45 19,1 mm	169
	65/90 19,1 mm ^(b)	406	67	30/45 19,1 mm	169
34	30/45 19,1 mm	169	70	AB 19,1 mm	110
37	30/45 12,5 mm	213	73	Elvaloy 19,1 mm	339
40	30/45 12,5 mm	213	75	Elvaloy 19,1 mm	339
43	30/45 12,5 mm	213	86	Bio 19,1 mm	2.288
45	50/70 12,5 mm	140	88	Bio 19,1 mm ^(a)	2.288
46	30/45 12,5 mm	213		60/85 9,5 mm ^(b)	448
47	30/45 12,5 mm	213	89	Syn 19,1 mm	370
48	50/70 19,1 mm	95	93	60/85 19,1 mm ^(a)	3.016
50	50/70 19,1 mm	95		60/85 9,5 mm ^(b)	448

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

Os valores de FN determinados para as misturas asfálticas empregadas nos trechos monitorados deste estudo foram quantificados no CENPES, com exceção dos resultados referentes ao concreto asfáltico utilizado no revestimento da ERS-509 em Santa Maria/RS (trechos ID 4.1 e 4.2), cujo comportamento frente a deformação permanente foi investigado por Faccin (2018).

Destaca-se que, conforme recomendações efetuadas por Nascimento (2008), cujo trabalho sugere limites mínimos de FN para diferentes níveis de tráfego no Brasil, apenas as misturas Bio 19,1mm e 60/85 19,1mm estariam aptas para aplicação em rodovias submetidas a tráfego classificado pelo autor como pesado ($1,0 \times 10^6 < N \leq 3,0 \times 10^7$) e extremamente pesado ($N > 3,0 \times 10^7$). Para estes níveis de tráfego, Nascimento (2008) sugere utilização de misturas com *Flow Number* maior do que 750 ciclos (tráfego pesado) e 1.000 ciclos (tráfego extremamente pesado), fato atingido apenas nas misturas supracitadas.

4.1.4 Área Trincada

As condições da superfície do pavimento são fundamentais para um bom desempenho funcional da rodovia. Desta forma, o comportamento da área englobada por trincas ou fissuras na superfície do pavimento dos trechos avaliados foi quantificado periodicamente, com seus resultados expostos na Tabela 4.6 (Santa Maria/RS) e Tabela 4.7 (Rio de Janeiro/RJ).

Tabela 4.6 - Área Trincada (%) nos Trechos Monitorados de Santa Maria/RS

Trecho	Área Trincada (%)									
	Idade (meses)									
	1	12	20	26	32	57	62	66	73	
ID 1.1	0,0	6,1	6,8	8,5	10,3	11,7	12,4	12,3	13,2	
ID 1.2	0,0	24,2	25,9	40,2	44,7	52,6	55,2	58,6	58,9	
	1	7	14	20	27	32	51	57	61	68
ID 2.1	0,0	0,0	0,0	0,1	0,1	0,8	1,0	1,0	1,0	1,2
ID 2.2	0,0	0,0	0,0	0,5	0,9	2,6	3,0	3,2	3,5	3,6
	1	6	13	37	43	47	54			
ID 3.1	0,0	0,4	0,6	13,7	16,4	18,2	21,3			
ID 3.2	0,0	3,1	27,9	97,5	99,2	99,4	99,2			
	1	2	16	22	26	33				
ID 4.1	0,0	0,0	0,0	0,2	0,4	0,4				
ID 4.2	0,0	0,0	3,9	6,1	6,6	10,7				

Fonte: Autor

Tabela 4.7 - Área Trincada (%) nos Trechos Monitorados do Rio de Janeiro/RJ

Trecho	Área Trincada (%)							
	Idade (meses)							
	13	31	49	60	72	83	101	137
ID 1	0,0	0,4	5,4	1,9	3,5	15,4	12,1	25,6
	12	31	49	60	71	82	101	136
ID 4	7,3	18,7	65,2	61,6	85,5	93,2	98,1	98,6
	10	28	46	58	69	80	98	134
ID 7	4,2	87,5	65,0	37,5	100,0	100,0	96,7	97,5
ID 11	0,0	0,0	3,1	6,7	12,8	30,0	28,9	44,4
	10	29	47	69	80	99	134	
ID 19	0,0	1,3	6,7	0,7	6,7	11,3	26,7	
ID 34	0,0	0,0	12,0	31,9	41,9	57,1	74,3	
	8	26	44	55	66	78	96	131
ID 37	0,0	5,8	45,0	77,5	83,3	80,8	80,0	80,8
ID 40	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	6,7
ID 43	0,0	0,0	2,5	6,7	10,0	40,0	31,7	33,3
ID 45	0,0	2,5	30,0	65,8	65,8	91,7	95,0	100,0
ID 46	0,0	0,0	0,8	0,6	18,9	24,4	11,1	13,9
ID 47	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3
ID 48	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,3	1,7	1,7
ID 50	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	4,7	23,3
	6	24	43	54	65	76	94	130
ID 55	0,0	0,0	0,0	0,0	8,7	30,4	39,4	48,5
ID 58	0,0	0,0	0,0	0,0	2,7	22,7	28,0	38,7
ID 60	0,0	0,0	100,0	85,0	51,7	55,0	48,3	58,3
ID 63	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	87,5	88,3
ID 65	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	9,8
ID 67	0,0	1,2	--	9,7	24,4	59,8	77,4	73,8
ID 70	0,0	1,3	3,3	1,3	3,3	11,3	8,0	36,7
	7	25	36	48	59	77	112	
ID 73	1,1	5,5	4,4	14,1	49,6	--	--	
ID 75	0	0	0	0	0	6	15	
	5	16	28	39	57	93		
ID 86	0,0	0,0	0,0	1,4	3,3	10,0		
ID 88	0,0	0,0	0,0	3,3	4,4	7,8		
	1	12	23	42	77			
ID 89	0,3	0,7	8,0	26,3	30,2			
	9	20	31	42	60	96		
ID 93	0,0	0,0	0,0	0,0	3,3	10,0		

Fonte: Autor

Para identificar possíveis interferências causadas pela execução dos levantamentos com diferentes equipes (UFESM, COPPE/UFRJ e CENPES), além do cálculo do percentual de área trincada utilizando retângulos de um ou dois metros de comprimento, englobou-se também ao escopo do trabalho a verificação destas

variáveis nos resultados finais de AT%. Para isso, o corpo técnico do GEPPASV/UFSM se dividiu em três diferentes equipes no decorrer dos dias 12 a 24 de julho de 2018, visando avaliar possíveis alterações nos resultados da área trincada determinada em campo. Todas as equipes foram compostas por dois avaliadores, sendo um estudante de graduação em engenharia civil e um profissional formado na mesma área.

Os desvios padrões da amostra (DP.A) e os coeficientes de variação (CV) dos resultados, referentes aos percentuais de área trincada (AT%) obtidos entre as três diferentes equipes, nos oito segmentos monitorados pela UFSM, utilizando malhas de análise com retângulos de 1 ou 2 metros estão expostos na Tabela 4.8. Os índices de gravidade global (IGG), determinados conforme PRO006/2003 (DNIT, 2003), dos trechos também estão presentes na Tabela 4.8, indicando a presença de pavimentos classificados em conceito ótimo a péssimo.

Tabela 4.8 – Diferenças estatísticas nos resultados de AT(%) determinados por três diferentes equipes

Trecho	IGG	Conceito IGG	Malha de 1 metro		Malha de 2 metros	
			DP.A (AT%)	CV(AT%)	DP.A (AT%)	CV(AT%)
ID 1.1	22,64	Bom	0,40	4,0%	0,31	2,5%
ID 1.2	83,80	Ruim	2,10	3,8%	0,91	1,4%
ID 2.1	10,98	Ótimo	0,00	0,0%	0,00	0,0%
ID 2.2	18,47	Ótimo	0,07	5,6%	0,14	6,0%
ID 3.1	24,06	Bom	1,90	12,5%	3,32	15,5%
ID 3.2	222,36	Péssimo	0,36	0,4%	0,36	0,4%
ID 4.1	9,07	Bom	0,00	0,0%	0,00	0,0%
ID 4.2	42,00	Regular	6,15	14,8%	4,45	8,5%

Fonte: Autor

Percebe-se que os trechos que exibiram maiores desvios padrão e coeficientes de variação mais elevados, entre os percentuais de área trincada determinados com as três diferentes equipes, são aqueles referentes às identificações 3.1 e 4.1. Em relação ao trecho ID 3.1, entende-se que estas oscilações entre as medidas determinadas pelas diferentes equipes são resultados das diversas trincas isoladas contidas no trecho, passíveis de divergências em relação a sua área de abrangência.

Já na abordagem referente ao trecho ID 4.2, a presença de uma emenda construtiva exatamente na trilha de roda externa dificultou a diferenciação entre defeitos oriundos do processo de fadiga e falha no processo construtivo, gerando divergências nos percentuais calculados pelas diferentes equipes. A Figura 4.10 exhibe essa ocorrência.

Figura 4.10 – Emenda construtiva no trecho ID 4.2



Fonte: Autor

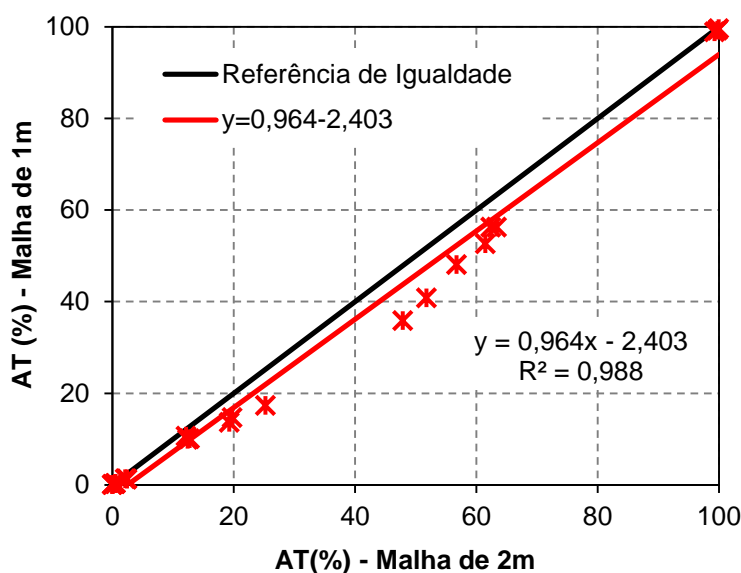
Detalhadas as situações com maiores ocorrências de variação, pode-se notar que, para os demais trechos, os percentuais dos coeficientes calculados são relativamente baixos, não ultrapassando 6%. Considera-se esse número como aceitável para este tipo de levantamento que, em caráter de gerência de pavimentos, costuma ser efetuado com análises de vídeo registro. Visto isso, pode-se concluir que a quantificação dos percentuais de área trincada por diferentes equipes não foi um fator relevante nos resultados de AT(%).

Já em relação aos resultados obtidos com as diferentes técnicas de cálculo, percebe-se que a utilização da malha de 2 metros majora minimamente os percentuais de área trincada determinados em campo, já que a presença de trincas e fissuras compromete regiões maiores do que a utilização da malha de 1 metro. A Figura 4.11 exhibe o confronto entre as duas técnicas de cálculo, compilando os resultados determinados pelas diferentes equipes.

Pela Figura 4.11, entende-se que o sutil aumento em AT(%) determinado com a malha de 2m não torna significativa a diferença entre os procedimentos utilizados.

Quando comparada a linha de tendência linear gerada pelos resultados de campo (em vermelho), com a referência de igualdade (em preto), percebe-se um leve deslocamento à direita para o ajuste matemático, permanecendo próximo da linha de unicidade. Desta forma, acredita-se que a utilização da malha de 2 metros nos levantamentos do Rio de Janeiro/RJ, quando comparados à malha de 1 metro utilizada em Santa Maria/RS, não compromete o conjunto de dados, mantendo o padrão de resultados em mesma ordem de grandeza.

Figura 4.11 – Comparação entre as técnicas de cálculo de AT(%)



Fonte: Autor

Em termos práticos, é pertinente mencionar que a utilização da malha de 2m de comprimento agiliza o processo do levantamento de campo, sem majorações significativas dos percentuais determinados com utilização da malha de 1m. Levantamentos de área trincada são processos minuciosos e lentos, desta forma, procedimentos que agilizem sua execução, sem impactar prejudicialmente o resultado final, devem ser considerados satisfatórios.

4.1.5 Deflexão na Superfície

Para a visualização dos dados de deflexão obtidos nos ensaios com o equipamento FWD, estão apresentados, neste item, as bacias deflectométricas

médias coletadas ao longo das campanhas de levantamentos em cada trecho, tanto no Rio de Janeiro/RJ, quanto em Santa Maria/RS.

É pertinente comentar que, a opção por trabalhar com bacias deflectométricas médias visou manter o procedimento metodológico adotado por Nascimento (2015), que utilizou deflexões médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ para efetuar retroanálises com intuito de caracterizar a rigidez dos materiais granulares e subleito dos pavimentos avaliados. Entende-se que, conforme recomendado por Bueno (2016), o processo mais adequado seria a utilização das bacias mais representativas dos segmentos monitorados para avaliar estruturalmente o conjunto de camadas.

Ainda, como os levantamentos foram efetuados em diferentes épocas dos anos, ao longo do período de monitoramento, optou-se por corrigir as deflexões em relação à temperatura de referência (25°C), mediante utilização da Equação (4.1), baseada no ábaco do DER/SP (2006), adaptado do Guia de Projeto da AASHTO (1993).

$$D = \frac{D_p}{\left(\left(\left(\frac{h_{CA}}{1000} \right) * (T - 25) \right) + 1 \right)} \quad (4.1)$$

Em que:

D = deflexão corrigida para a temperatura de 25°C (0,01mm);

D_p = deflexão medida na pista (0,01mm);

h_{CA} = espessura da camada asfáltica (cm);

T = temperatura da superfície do pavimento no momento do ensaio (°C).

Além do ajuste em relação à temperatura de referência, utilizou-se a correção em relação ao carregamento padrão de 40kN, com uso da Equação (4.2), proposta por Moraes (2015), com base no Protocolo 10 do “Falling Weigth Deflectometer Calibration Guide” da *Technology Platform for Infrastructure, Traffic, Transport and Public Space* (CROW, 2011).

$$D_i = D_p * \frac{F_R}{F_i} \quad (4.2)$$

Em que:

D_i = deflexão corrigida;

D_p = deflexão medida na pista;

F_i = carga aplicada;

F_R = carga pré-definida.

Ressalta-se que, as correções descritas pelas Equações (4.1) e (4.2) foram utilizadas apenas para emprego das deflexões nas tentativas de obtenção de um modelo totalmente empírico. Para realização das retroanálises de módulos de resiliência, objetivando o cálculo do dano médio acumulado unitário com os programas computacionais, as bacias deflectométricas foram utilizadas sem nenhum ajuste nas medidas de campo, devido à existência de informações referentes à curva mestra de módulo complexo das misturas asfálticas dos pavimentos avaliados, que possibilitam avaliar a rigidez do material em uma abrangente faixa de temperatura.

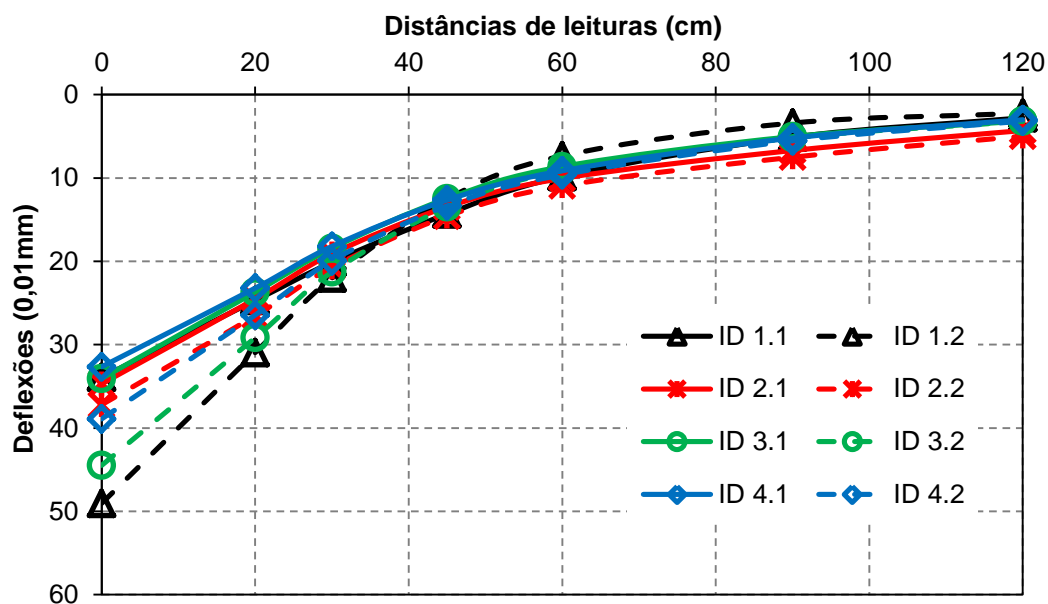
Feitas as considerações necessárias, a Figura 4.12 exibe as bacias deflectométricas médias coletadas ao longo do tempo com o FWD para os pavimentos monitorados em Santa Maria/RS. Já a Figura 4.13, Figura 4.14, Figura 4.15 e Figura 4.16 apresentam as bacias médias relativas aos pavimentos avaliados no Rio de Janeiro/RJ, também determinadas com o FWD. O agrupamento dos trechos do Rio de Janeiro/RJ nos respectivos gráficos seguiu o ordenamento numérico de suas identificações, conforme exposto na Tabela 3.1.

Pela análise das ilustrações presentes na Figura 4.12 até a Figura 4.16, percebe-se que, nos trechos do Rio de Janeiro/RJ, algumas deflexões atingem patamares significativamente altos. Justifica-se esta ocorrência devido à construção dos pavimentos originais na década de 1950 e 1960; ademais, no período que antecedeu as atividades de reabilitação, as pistas apresentavam elevado grau de trincamento.

Em linhas gerais, pode-se também verificar que as deflexões máximas ($D_{MÁX}$), determinadas abaixo do ponto de aplicação da carga de 40kN, transferida ao pavimento pelo equipamento FWD, oscilam em uma faixa de valores entre aproximadamente 20×10^{-2} mm e 85×10^{-2} mm, considerando a totalidade de trechos avaliados. Esta abrangência mostra uma condição estrutural bastante variável no

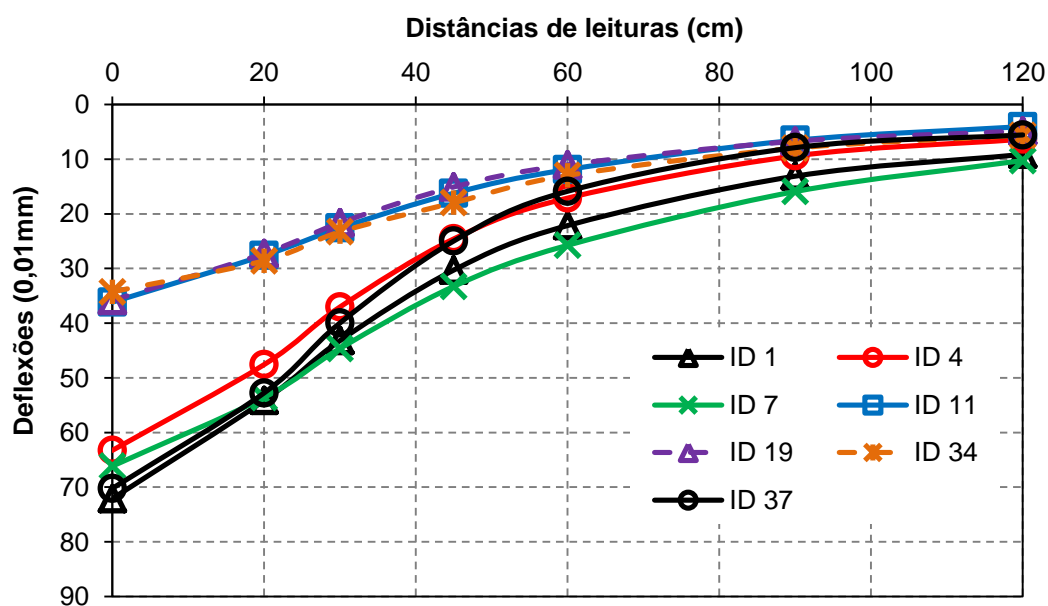
decorrer dos segmentos avaliados, fornecendo significativa diversidade, em termos de $D_{M\acute{A}X}$, para utilização na previsão empírica da irregularidade longitudinal.

Figura 4.12 - Bacias deflectométricas médias dos trechos de Santa Maria/RS



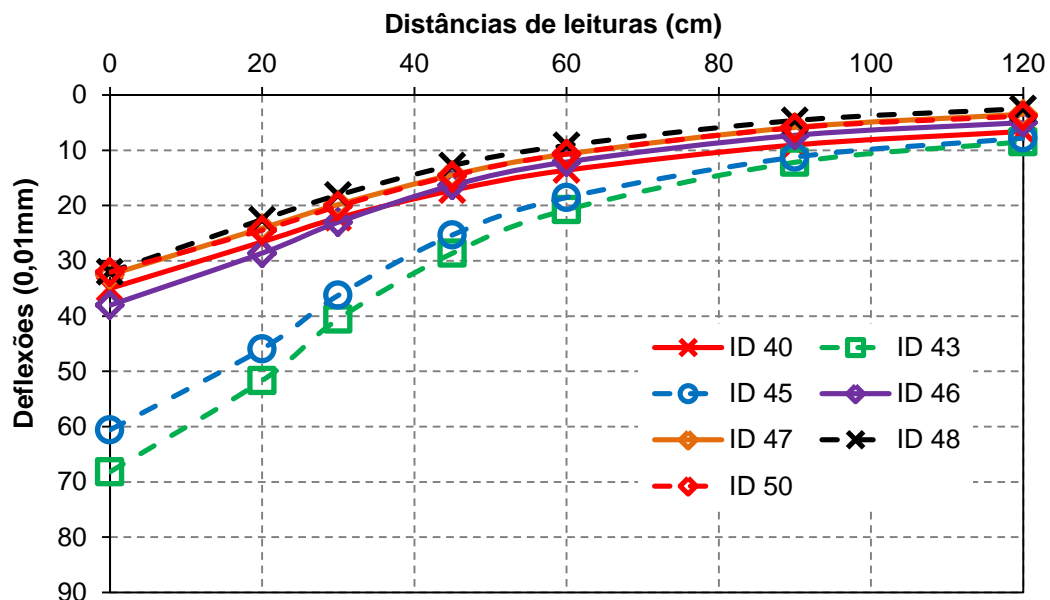
Fonte: Autor

Figura 4.13 – Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37)



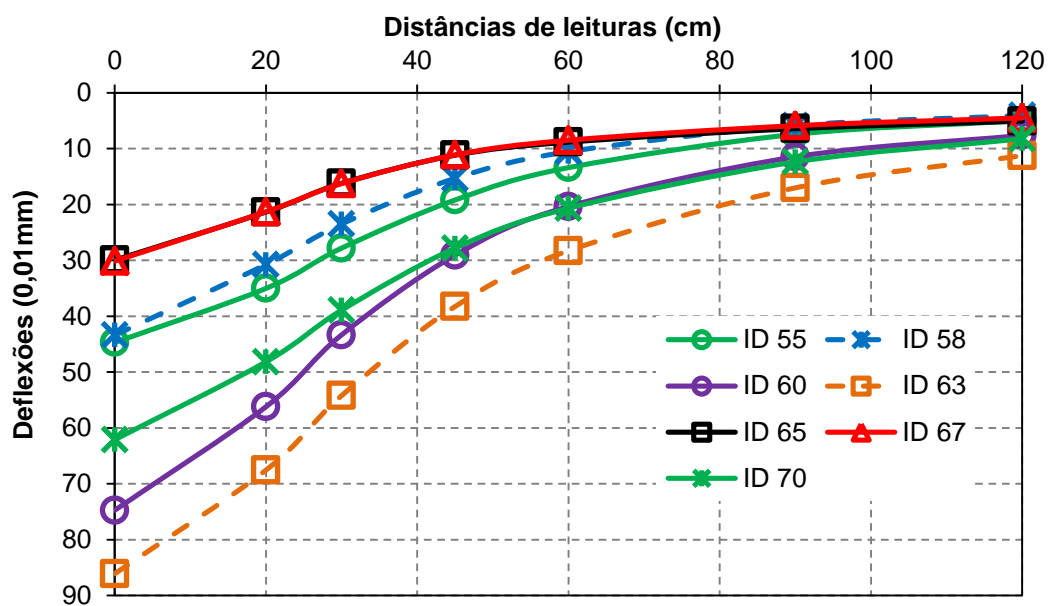
Fonte: Autor

Figura 4.14 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50)



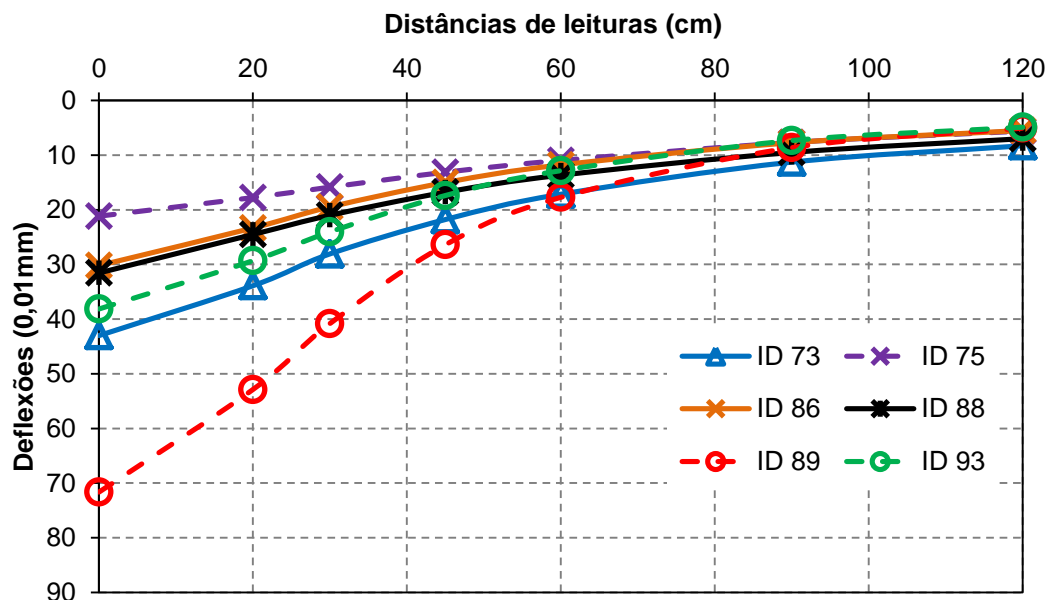
Fonte: Autor

Figura 4.15 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70)



Fonte: Autor

Figura 4.16 - Bacias deflectométricas médias dos trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93)



Fonte: Autor

Ainda, é pertinente mencionar que, conforme observado por Nascimento (2015), com base nos dados deflectométricos quantificados nos trechos monitorados do Rio de Janeiro/RJ, os resultados não sofreram alterações significativas nas diferentes campanhas de levantamentos realizadas ao longo do tempo. O mesmo fato foi observado nos resultados obtidos pelo ensaio não destrutivo nos segmentos experimentais de Santa Maria/RS. Dessa forma, entende-se que não há problema em identificar os trechos, para composição do modelo empírico, com uma deflexão máxima média igual para todas as datas de avaliação.

Por fim, as composições modulares, obtidas mediante procedimento de retroanálise de módulos de resiliência, estão expostas no item 4.1.5.1, que segue.

4.1.5.1 Retroanálise de módulos de resiliência

Visando obter os módulos resilientes equivalentes dos materiais que constituem as camadas dos trechos monitorados, possibilitando efetuar o cálculo computacional dos esforços atuantes na estrutura, optou-se por realizar o

procedimento de retroanálise de módulos de resiliência mediante ajuste das bacias deflectométricas, com uso do software BAKFAA.

Os valores de rigidez característicos encontrados para cada uma das camadas que constituem os pavimentos avaliados em Santa Maria/RS e no Projeto Fundão (Rio de Janeiro/RJ) foram efetuados de duas formas: na primeira delas, todas as camadas foram consideradas aderidas (no intuito de possibilitar o cálculo do dano com o LVECD); em um segundo momento, considerou-se aderida apenas à interface entre camadas asfálticas sobrepostas, sendo todas as demais interfaces admitidas como não aderidas (em conformidade com a filosofia de interfaces empregada pelo MeDiNa, visando o cálculo do dano a partir de esforços determinados com o AEMC).

Vale reforçar que, conforme descrito no item 3.3.5, os valores de rigidez para as camadas mais recentes de concreto asfáltico foram determinados conforme curva mestra do ensaio de módulo complexo, na faixa com frequência de 10Hz e temperatura de 25°C. Estes ensaios foram realizados no CENPES. Devido a esta opção metodológica, os procedimentos de retroanálise foram efetuados sem nenhuma correção nas medidas de campo, já que a camada termossuscetível não foi ajustada pelo processo iterativo.

Salienta-se, novamente, que os valores de rigidez com todas as interfaces aderidas, referentes aos trechos do Rio de Janeiro/RJ, foram obtidos ao longo do estudo de Nascimento (2015) e fornecidos por este ao autor dessa pesquisa. Os demais procedimentos iterativos foram realizados ao longo deste estudo. Os resultados de rigidez característica dos materiais que compõem os trechos monitorados estão expostos na Tabela 4.9 à Tabela 4.12.

Observando a Tabela 4.9 até a Tabela 4.12, pode-se perceber que os valores de rigidez determinados para a camada asfáltica antiga e para os materiais granulares de base e sub-base são em geral menores quando as interfaces são consideradas totalmente aderidas. Bueno (2016) investigou o tema mediante abordagem do cálculo dos esforços computacionais pela teoria da elasticidade (formato usado pelo BAKFAA), indicando que estruturas consideradas aderidas necessitam de um conjunto modular de menor magnitude para representar a bacia deflectométrica teórica de forma aproximada àquela determinada em campo, com o equipamento FWD. Já quando as camadas são consideradas sem aderência, o

conjunto modular necessita de maiores valores de rigidez para conseguir reproduzir deflexões próximas àquelas medidas em pista.

Tabela 4.9 – Rigidez característica das camadas dos Trechos de Santa Maria/RS (interfaces aderidas)

ID da Pista	Rigidez das Camadas (MPa)				
	Rev. Asfáltico ($ E^* $ @10Hz 25°C)	Camada Antiga	Base Granular	Sub-base Granular	Sistema Subleito
1.1	7.473	4.000	109	--	220
1.2	7.473	1.000	55	--	320
2.1	4.901	--	477	196	181
2.2	4.901	--	569	189	160
3.1	5.941 ^(a)	--	200	168	258
	6.567 ^(b)				
3.2	5.941 ^(a)	--	131	100	241
	6.567 ^(b)				
4.1	4.140	--	233	121	198
4.2	4.140	--	99	133	204

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

Tabela 4.10 – Rigidez característica das camadas dos Trechos de Santa Maria/RS (interfaces não aderidas)

ID da Pista	Rigidez das Camadas (MPa)				
	Rev. Asfáltico ($ E^* $ @10Hz 25°C)	Camada Antiga	Base Granular	Sub-base Granular	Sistema Subleito
1.1	7.473	3.796	135	--	216
1.2	7.473	1.159	94	--	290
2.1	4.901	--	643	514	210
2.2	4.901	--	573	447	181
3.1	5.941 ^(a)	--	429	325	260
	6.567 ^(b)				
3.2	5.941 ^(a)	--	239	239	248
	6.567 ^(b)				
4.1	4.140	--	389	296	227
4.2	4.140	--	198	262	221

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

De forma geral, entende-se que as condições de aderência adotadas no decorrer do procedimento de retroanálise devem ser as mesmas daquelas utilizadas pelos programas com os quais o pavimento será analisado. Caso o *software* de

projeto considere as camadas perfeitamente aderidas, a retroanálise deverá ser realizada no mesmo formato, aplicando-se a mesma regra para interfaces sem aderência. Ainda sobre o tema, Torquato e Silva (2017), Torquato e Silva *et al.* (2017) e Scherer (2018) investigaram laboratorialmente as condições de aderência entre concretos asfálticos e materiais granulares, indicando que a consideração de interfaces não aderidas (entre camada asfáltica e base granular) é a que mais se assemelha aos contatos existentes em pista.

Tabela 4.11 – Rigidez característica das camadas dos Trechos do Rio de Janeiro/RJ (interfaces aderidas)

ID da Pista	Rigidez das Camadas (MPa)				
	Rev. Asfáltico ($ E^* $ @10Hz 25°C)	Camada Antiga	Base Granular	Sub-base Granular	Sistema Subleito
1	10.786	3.000	125	40	90
4	10.786	3.000	102	70	110
7	10.786	3.000	232	34	80
11	10.786	3.000	621	67	200
19	10.786 ^(a)	--	306	212	180
	4.421 ^(b)				
34	10.786	3.000	575	34	200
37	9.163	3.000	122	147	130
40	9.163	1.500	393	540	130
43	9.163	2.000	162	57	90
45	7.592	3.000	291	77	100
46	9.163	3.000	741	103	150
47	9.163	3.000	407	92	200
48	7.252	1.500	370	91	300
50	7.252	3.000	1.074	67	250
55	10.786	1.500	725	35	200
58	4.716	3.000	318	82	200
60	4.716	3.000	138	47	100
63	10.786	--	37	55	60
65	10.786	1.500	195	400	150
67	10.786	1.500	150	346	175
70	4.716	3.000	148	55	100
73	10.126	3.000	416	40	115
75	10.126	3.000	5.325	247	150
86	9.116	1.500	169	258	150
88	9.116 ^(a)	3.000	528	119	120
	3.483 ^(b)				
89	8.574	--	85	33	150
93	6.077 ^(a)	3.000	182	44	150
	3.483 ^(b)				

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

Tabela 4.12 – Rigidez característica das camadas dos Trechos do Rio de Janeiro/RJ (interfaces não aderidas)

ID da Pista	Rigidez das Camadas (MPa)				
	Rev. Asfáltico ($ E^* $ @10Hz 25°C)	Camada Antiga	Base Granular	Sub-base Granular	Sistema Subleito
1	10.786	3.030	309	81	90
4	10.786	3.122	328	120	110
7	10.786	3.570	350	140	70
11	10.786	3.535	663	283	160
19	10.786 ^(a)	--	323	250	160
	4.421 ^(b)				
34	10.786	3.642	464	200	130
37	9.163	3.000	182	120	130
40	9.163	2.000	500	450	124
43	9.163	2.525	300	110	93
45	7.592	2.727	368	239	100
46	9.163	4.848	850	350	150
47	9.163	4.545	750	333	180
48	7.252	4.000	650	258	255
50	7.252	4.040	1.500	263	204
55	10.786	3.700	808	200	140
58	4.716	2.550	510	217	180
60	4.716	1.200	300	110	93
63	10.786	--	20	55	80
65	10.786	800	357	561	194
67	10.786	1.000	338	657	184
70	4.716	2.000	455	165	92
73	10.126	3.000	600	318	110
75	10.126	4.000	5.555	2.081	160
86	9.116	4.500	2.525	650	163
88	9.116 ^(a)	5.203	2.525	546	139
	3.483 ^(b)				
89	8.574	--	60	78	135
93	6.077 ^(a)	4.000	765	455	141
	3.483 ^(b)				

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

4.2 AVALIAÇÃO COMPUTACIONAL DOS TRECHOS MONITORADOS VISANDO O CÁLCULO DOS DANOS MÉDIOS LIMITADOS ACUMULADOS

Conforme exposto no delineamento metodológico deste trabalho, tanto os trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ quanto em Santa Maria/RS foram avaliados computacionalmente por meio da ferramenta AEMC e do software LVECD.

Os itens que seguem exibem os danos médios limitados acumulados, calculados com o auxílio de ambos os programas.

4.2.1 Danos médios limitados acumulados calculados com o auxílio do AEMC

Para obtenção dos valores de dano a partir dos esforços calculados com a ferramenta AEMC, os resultados dos ensaios uniaxiais cíclicos de fadiga à tração-compressão foram processados conforme recomendações do protocolo S-VECD, adaptados a Equação (3.2), descrita anteriormente no item 3.4.1. Os resultados de rigidez obtidos por meio da curva mestra do ensaio de módulo complexo a 10Hz, na temperatura de 25°C, e das constantes k1, k2 e k3, referentes às curvas de fadiga utilizadas para calcular o número de solicitações admissíveis, estão descritas na Tabela 4.13 e Tabela 4.14, respectivamente para os trechos de Santa Maria/RS e Rio de Janeiro/RS.

Tabela 4.13 – Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para pavimentos de Santa Maria/RS

ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	E* @ 10Hz 25°C (MPa)	Fadiga		
			k1	k2	k3
1.1	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	7.473	6,02E-05	5,70	-1,70
1.2	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	7.473	6,02E-05	5,70	-1,70
2.1	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	4.901	7,87E+10	5,32	-3,66
2.2	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	4.901	7,87E+10	5,32	-3,66
3.1	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	5.941	3,88E+10	3,71	-2,78
	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	6.567	1,11E+08	5,47	-3,37
3.2	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	5.941	3,88E+10	3,71	-2,78
	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	6.567	1,11E+08	5,47	-3,37
4.1	UFSM 4 - AB 12,5 mm	4.140	5,88E+16	7,53	-5,74
4.2	UFSM 4 - AB 12,5 mm	4.140	5,88E+16	7,53	-5,74

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

Salienta-se que, de acordo com os resultados apresentados por Nascimento (2015), as misturas asfálticas posicionadas nas camadas inferiores dos revestimentos dos trechos com ID 19, 88 e 93 (trechos monitorados do Rio de Janeiro/RJ), quando avaliadas mediante extração de corpos de prova em pista, não exibiram indicativos de trincamento. Desta forma, os danos calculados nestes

segmentos, tanto com o AEMC quanto com o LVECD, referem-se apenas a camada asfáltica superior.

Tabela 4.14 – Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para pavimentos do Rio de Janeiro/RJ

ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	E* @ 10Hz 25°C (MPa)	Fadiga		
			k1	k2	k3
1	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
4	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
7	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
11	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
19	30/45 19,1 mm ^(a)	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
	65/90 19,1 mm ^(b)	--	--	--	--
34	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
37	30/45 12,5 mm	9.163	8,07E-05	6,06	-2,27
40	30/45 12,5 mm	9.163	8,07E-05	6,06	-2,27
43	30/45 12,5 mm	9.163	8,07E-05	6,06	-2,27
45	50/70 12,5 mm	7.592	2,38E+02	5,68	-2,98
46	30/45 12,5 mm	9.163	8,07E-05	6,06	-2,27
47	30/45 12,5 mm	9.163	8,07E-05	6,06	-2,27
48	50/70 19,1 mm	7.252	2,91E+03	6,89	-3,82
50	50/70 19,1 mm	7.252	2,91E+03	6,89	-3,82
55	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
58	AB 19,1 mm	4.716	1,83E+08	5,50	-3,68
60	AB 19,1 mm	4.716	1,83E+08	5,50	-3,68
63	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
65	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
67	30/45 19,1 mm	10.786	2,62E-09	5,55	-1,39
70	AB 19,1 mm	4.716	1,83E+08	5,50	-3,68
73	Elvaloy 19,1 mm	10.126	3,29E-04	5,89	-2,26
75	Elvaloy 19,1 mm	10.126	3,29E-04	5,89	-2,26
86	Bio 19,1 mm	9.116	6,81E-04	5,92	-2,35
88	Bio 19,1 mm ^(a)	9.116	6,81E-04	5,92	-2,35
	60/85 9,5 mm ^(b)	--	--	--	--
89	Syn 19,1 mm	8.574	4,73E+03	5,36	-2,95
93	60/85 19,1 mm ^(a)	6.077	1,54E+11	5,45	-4,00
	60/85 9,5 mm ^(b)	--	--	--	--

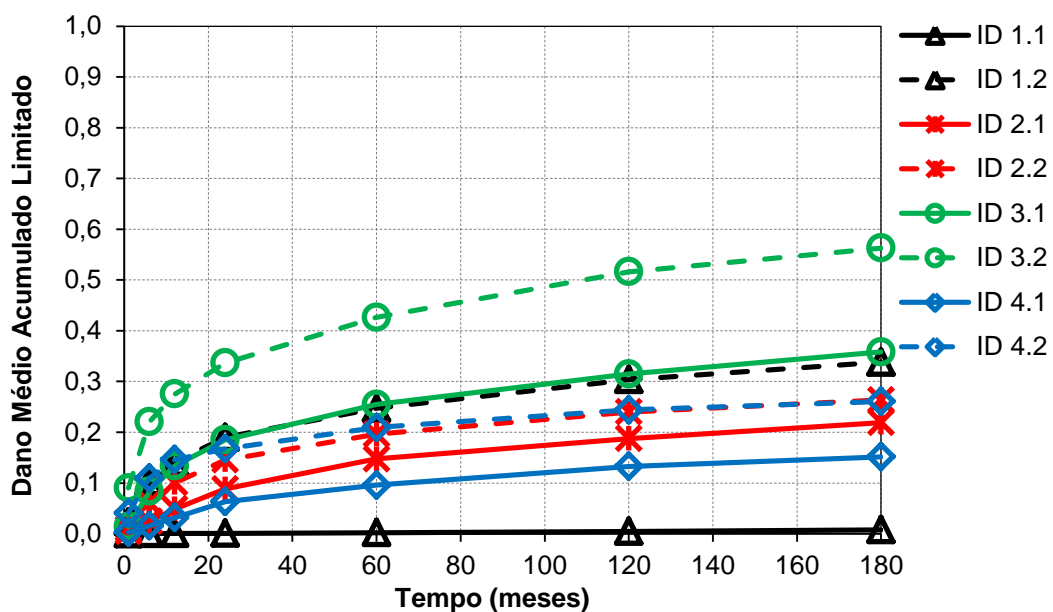
Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior.

De posse dos parâmetros de fadiga expostos na Tabela 4.13 e Tabela 4.14, juntamente com as deformações principais de tração, calculadas no AEMC, e com os tráfegos atuantes nas estruturas, contabilizados por contagens presenciais, é possível aplicar a Equação (3.3), exposta no item 3.4.1, e encontrar os danos

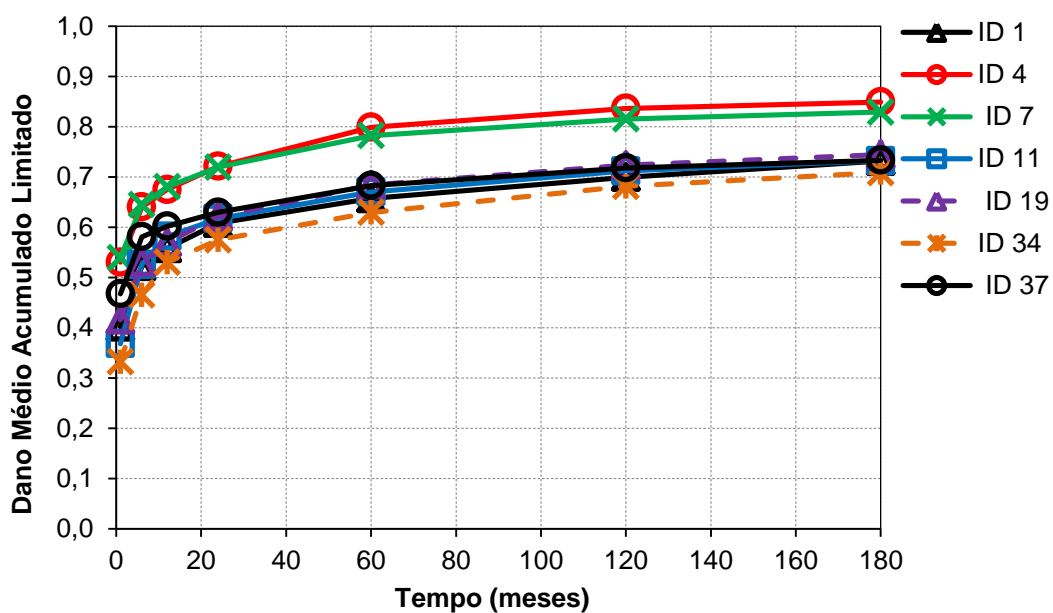
limitados médios acumulados à fadiga. A Figura 4.17 (Santa Maria/RS) e a Figura 4.18 até Figura 4.21 (Rio de Janeiro/RJ) exibem as curvas de dano simuladas no período de 15 anos.

Figura 4.17 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos de Santa Maria/RS



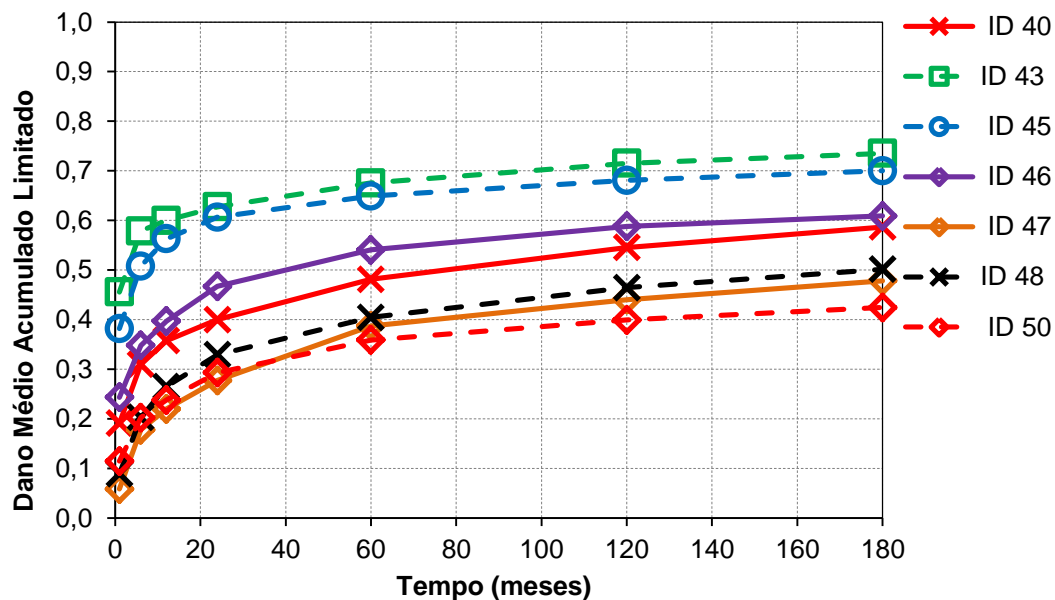
Fonte: Autor

Figura 4.18 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37)



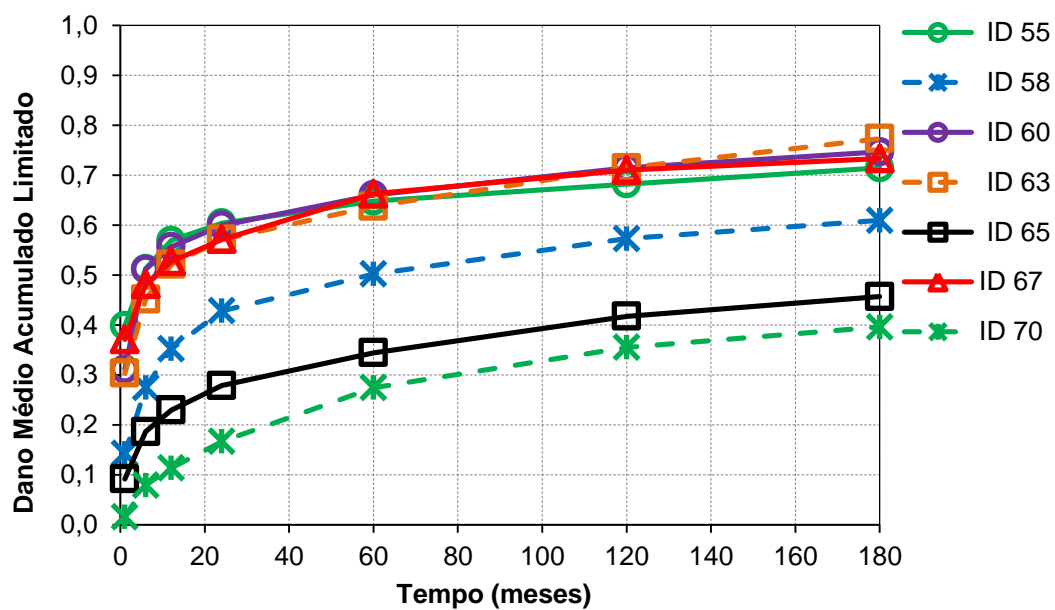
Fonte: Autor

Figura 4.19 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50)



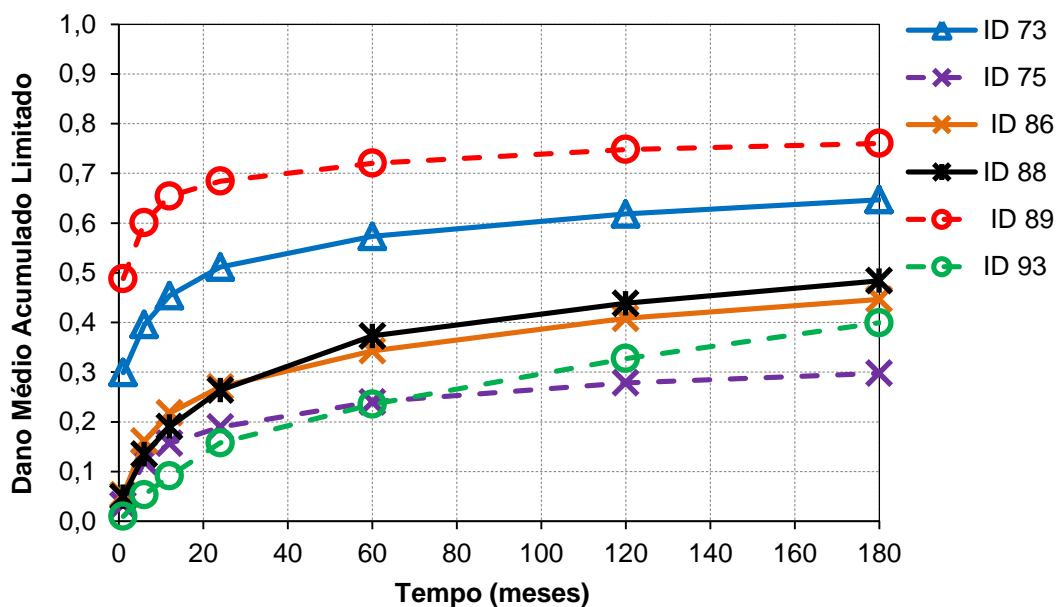
Fonte: Autor

Figura 4.20 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70)



Fonte: Autor

Figura 4.21 - Dano calculado com o AEMC para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93)



Fonte: Autor

Conforme mencionado no item 4.1.5, o agrupamento dos trechos do Rio de Janeiro/RJ nos respectivos gráficos seguiu o ordenamento numérico de suas identificações, conforme exposto na Tabela 3.1. O mesmo agrupamento ocorre no item 4.2.2, que ilustra as curvas de dano obtidas com o *software* LVECD.

Vale salientar que os esforços determinados pelo AEMC, utilizados no modelo exposto na Equação (3.2), foram determinados considerando a rigidez das camadas granulares e subleito retroanalizadas, com as interfaces adotadas sem nenhuma aderência. Foi atribuída aderência apenas para camadas asfálticas sobrepostas.

Pela análise prévia das informações extraídas dos gráficos das Figura 4.17 à Figura 4.21, percebe-se que a evolução dos danos das estruturas monitoradas no Rio de Janeiro/RJ é maior do que aquelas avaliadas em Santa Maria/RS. Atribui-se a este fato à presença de segmentos referentes à faixa menos carregada dos trechos avaliados (ID 1.1, 2.1, 3.1 e 4.1) que, conseqüentemente, resultam em baixa danificação dos revestimentos asfálticos ao longo do tempo, devido ao pequeno volume de tráfego atuante nestas pistas. A mesma justificativa pode ser atribuída à faixa mais carregada da Avenida Roraima (ID 1.2), que, conforme exposto

anteriormente na Figura 4.1, exibe o menor volume de tráfego, dentro os trechos avaliados pela UFSM, para segmentos monitorados na faixa mais carregada.

Para os demais segmentos, respectivos às faixas mais carregadas dos trechos avaliados, o bom desempenho à fadiga em campo das misturas dos pavimentos avaliados na Avenida Hélvio Basso e ERS-509 (ID 2.2 e 4.2, respectivamente), também são assimilados pela curva de danificação, gerando pequenos valores de dano médio limitado acumulado.

Em relação à faixa mais carregada monitorada na BR-158 (ID 3.2), entende-se que a curva de dano permitiu captar a evolução da degradação visualizada em pista, considerando-se a ordem de grandeza dos danos médios unitários, calculados com uso do AEMC. Ao final do item 4.2.2, que segue, está exposta uma análise conjunta dos danos calculados tanto com o auxílio do AEMC quanto com o LVECD.

4.2.2 Danos médios limitados acumulados calculados com o LVECD

Conforme descrito no item 3.4.2, as informações, referentes aos materiais asfálticos, necessárias à análise mecanicista dos pavimentos com o LVECD são resultados da abordagem viscoelástica de cargas em movimento do modelo S-VECD, no critério de falha G^R . Para possibilitar a análise dos trechos no LVECD, estão compilados, neste item, os dados da caracterização viscoelástica, em termos de séries de Prony (Tabela 4.15), os coeficientes de translação do princípio de superposição tempo-temperatura (Tabela 4.16), os parâmetros de evolução de dano “ α ” (Tabela 4.17), os coeficientes “a” e “b” obtidos pelo ajuste do modelo exponencial sobre a curva C vs S e os coeficientes γ e Δ , das curvas G^R vs N_{fad} (Tabela 4.18) dos trechos de Santa Maria/RS. Para os trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ, todas estas informações podem ser obtidas no trabalho de Nascimento (2015).

Vale salientar que, também na Tabela 4.18, estão expostos os coeficientes C_{10} , C_{11} e C_{12} , obtidos mediante ajuste com o modelo de potência, formato utilizado pela versão comercial mais recente do LVECD (FlexPave 1.0), conforme abordado por Schuster (2018).

Da Tabela 4.15, percebe-se que a mistura “UFSM 4” utiliza um maior número de elementos na série de Prony, quando comparada às demais misturas referentes aos trechos de Santa Maria/RS. Justifica-se este fato devido à realização do ensaio de módulo complexo deste material asfáltico nas instalações da UFSM (as demais

misturas foram avaliadas no CENPES). Esta prática foi adotada por Boeira (2018) e Schuster (2018), devido aos argumentos apresentados por Babadopulos (2013), que verificou um aumento na precisão da modelagem mediante acréscimo no número de elementos da série de Prony.

Tabela 4.15 – Coeficientes de ajuste dos Módulos de Relaxação (E_i) pelas séries de Prony

ρ_i (s)	E_i (kPa)					
	UFSM 4 - AB 12,5 mm	ρ_i (s)	UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)
8,17E+03	7,22E+03	2,00E+10	9,86E+02	2,97E+02	4,36E+02	2,75E+02
2,25E+03	1,15E+04	2,00E+09	8,14E+02	2,79E+02	4,67E+02	3,17E+02
5,64E+02	2,31E+04	2,00E+08	1,52E+03	5,47E+02	9,70E+02	6,86E+02
1,49E+02	4,48E+04	2,00E+07	2,94E+03	1,09E+03	2,03E+03	1,49E+03
4,14E+01	8,61E+04	2,00E+06	5,95E+03	2,23E+03	4,30E+03	3,27E+03
1,20E+01	1,63E+05	2,00E+05	1,31E+04	4,83E+03	9,31E+03	7,35E+03
3,55E+00	2,98E+05	2,00E+04	3,20E+04	1,14E+04	2,11E+04	1,73E+04
1,08E+00	5,09E+05	2,00E+03	8,99E+04	3,07E+04	5,20E+04	4,41E+04
3,31E-01	7,93E+05	2,00E+02	2,81E+05	9,77E+04	1,45E+05	1,29E+05
1,02E-01	1,11E+06	2,00E+01	8,65E+05	3,51E+05	4,46E+05	4,30E+05
3,15E-02	1,41E+06	2,00E+00	2,20E+06	1,18E+06	1,55E+06	1,74E+06
9,64E-03	1,66E+06	2,00E-01	3,81E+06	2,80E+06	3,08E+06	3,57E+06
2,92E-03	1,83E+06	2,00E-02	4,66E+06	4,09E+06	4,62E+06	5,43E+06
8,82E-04	1,92E+06	2,00E-03	4,73E+06	4,59E+06	4,86E+06	5,70E+06
2,64E-04	1,95E+06	2,00E-04	4,02E+06	4,01E+06	3,98E+06	4,62E+06
7,88E-05	1,89E+06	2,00E-05	3,06E+06	3,01E+06	2,76E+06	3,17E+06
2,34E-05	1,79E+06	2,00E-06	2,16E+06	2,04E+06	1,74E+06	1,98E+06
6,94E-06	1,61E+06	2,00E-07	1,46E+06	1,31E+06	1,04E+06	1,17E+06
2,05E-06	1,43E+06	2,00E-08	9,54E+05	8,06E+05	5,99E+05	6,69E+05
6,03E-07	1,20E+06	2,00E-09	6,12E+05	4,87E+05	3,40E+05	3,76E+05
1,77E-07	1,02E+06	2,00E-10	9,45E+05	6,62E+05	4,09E+05	4,48E+05
5,19E-08	8,08E+05					
1,52E-08	6,68E+05					
4,43E-09	5,06E+05					
1,29E-09	4,16E+05					
3,75E-10	3,02E+05					
1,09E-10	2,53E+05					
3,17E-11	1,74E+05					
9,20E-12	1,52E+05					
2,67E-12	9,69E+04					
7,75E-13	9,17E+04					
2,25E-13	5,20E+04					
6,52E-14	5,42E+04					
1,89E-14	5,13E+04					
5,47E-15	9,01E+04					

Fonte: Autor

Tabela 4.16 – Curvas-Mestras e Coeficientes de translação do princípio de superposição tempo-temperatura

Misturas Asfálticas	Coeficientes da Função Sigmoideal, E* MPa				Coeficientes Shift Factor da Função Polinomial		
	a	b	d	g	a1	a2	a3
UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	0,948	3,477	1,543	0,545	0,0009	-0,1862	3,3551
UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	0,947	3,396	1,263	0,602	0,0006	-0,1620	3,0000
UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	1,865	2,475	0,910	0,726	0,0008	-0,1630	2,9300
UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	1,820	2,571	0,949	0,766	0,0010	-0,1790	3,1600
UFSM 4 - AB 12,5 mm	0,913	3,371	1,138	0,571	0,0009	-0,1701	3,0791

Fonte: Autor

Tabela 4.17 – Parâmetros “ α ” de evolução do dano

α				
UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	UFSM 4 - AB 12,5 mm
3,20	3,01	3,32	3,12	3,12

Fonte: Autor

Tabela 4.18 – Coeficientes de regressão das curvas características de dano pelo critério do G^R

Misturas Asfálticas	C vs. S					G^R	
	Potência			Exponencial		Y	Δ
	C ₁₀	C ₁₁	C ₁₂	a	b		
UFSM 1 - 50/70 12,5 mm	1,0	3,71E-06	1,05	3,82E-07	1,28	3,41E+07	-1,51
UFSM 2 - 50/70 12,5 mm	1,0	1,41E-03	0,5431	3,28E-04	0,71	1,52E+07	-1,41
UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(a)	1,0	2,53E-03	0,4884	8,37E-04	0,62	3,16E+08	-1,68
UFSM 3 - 50/70 12,5 mm ^(b)	1,0	1,54E-04	0,7352	3,04E-05	0,91	1,39E+07	-1,42
UFSM 4 - AB 12,5 mm	1,0	4,68E-03	0,4324	4,51E-04	0,68	8,67E+06	-1,23

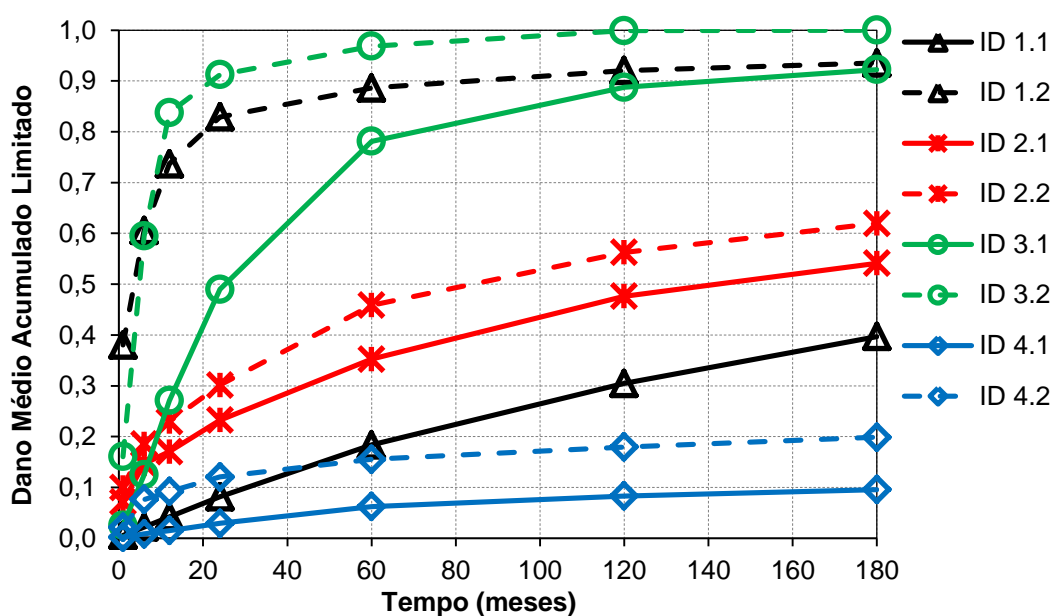
Fonte: Autor

Com as informações referentes às misturas asfálticas e os valores de rigidez dos materiais granulares e subleito (determinados pelo BAKFAA, utilizando as

camadas totalmente aderidas, conforme Tabela 4.9 e Tabela 4.11, apresentadas anteriormente no item 4.1.5.1), adicionados aos parâmetros climáticos e de tráfego, pôde-se determinar os danos limitados médios acumulados com o LVECD.

Os gráficos distribuídos da Figura 4.22 até a Figura 4.26 exibem as curvas de dano resultantes, para um período de análise de 15 anos, avaliadas nos trechos utilizados neste estudo. Destaca-se que os danos calculados com o LVECD nos segmentos do Projeto Fundão foram determinados no decorrer do estudo de Nascimento (2015).

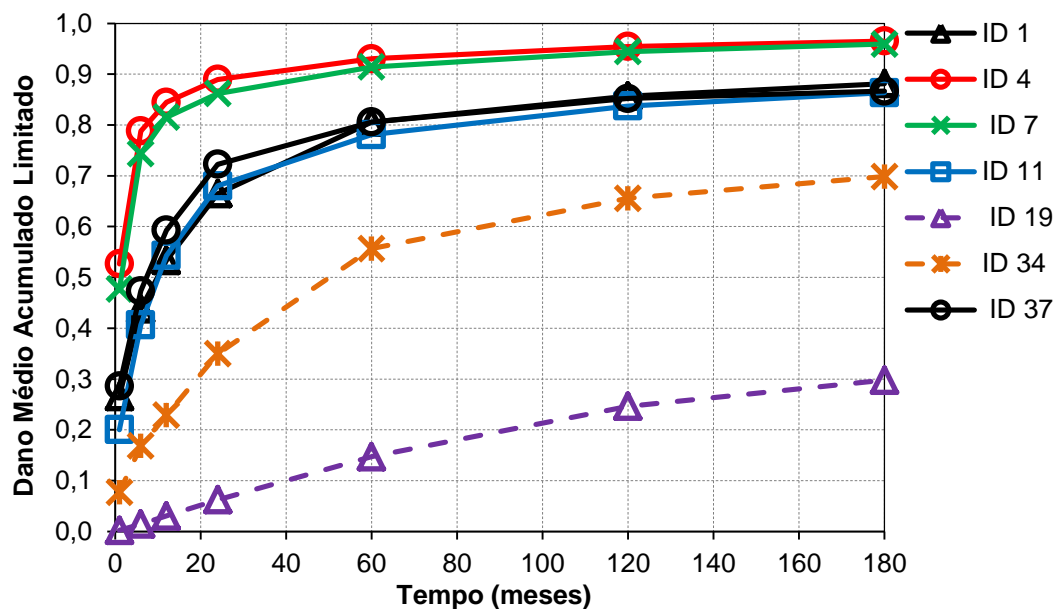
Figura 4.22 – Dano calculado com o LVECD para os Trechos de Santa Maria/RS



Fonte: Autor

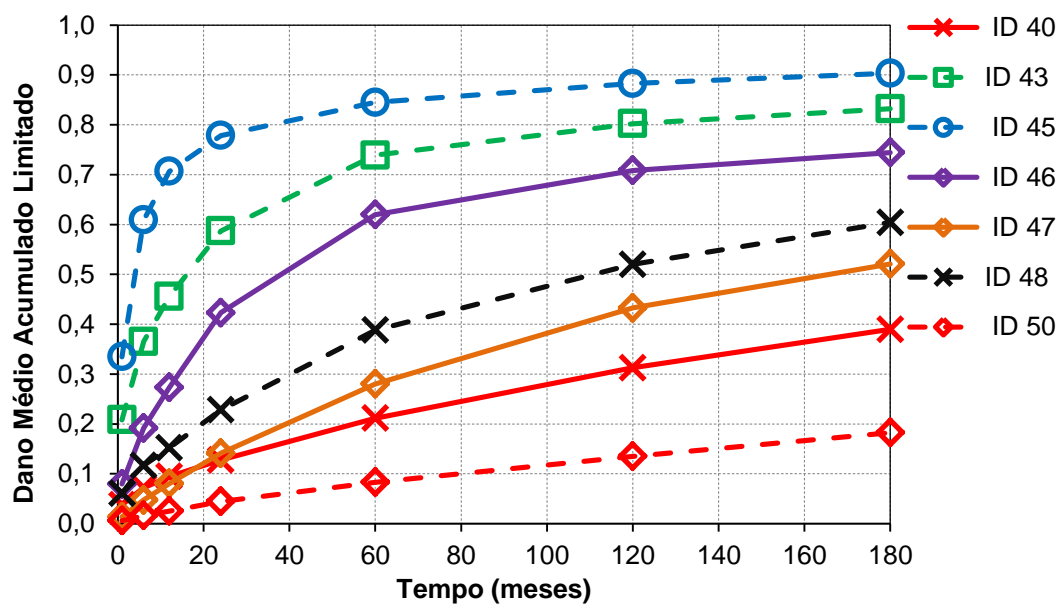
Analisando as ilustrações expostas na Figura 4.22 até a Figura 4.26, quando comparadas com as curvas de dano expostas no item 4.2.1, percebe-se que os danos médios limitados calculados com o AEMC, em comparação àqueles determinados com uso do LVECD, exibem uma magnitude relativamente menor, não atingindo, na maioria dos casos, valores próximos a unidade total (dano médio acumulado limitado=1,0). Percebe-se que, com a sistemática de cálculo utilizando os esforços oriundos do AEMC, combinados com os parâmetros determinados com o ensaio uniaxial de fadiga à tração-compressão e tráfego atuante na estrutura, os danos calculados são mais sensíveis ao número de solicitações do eixo padrão do que àqueles determinados com o LVECD.

Figura 4.23 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 1 a ID 37)



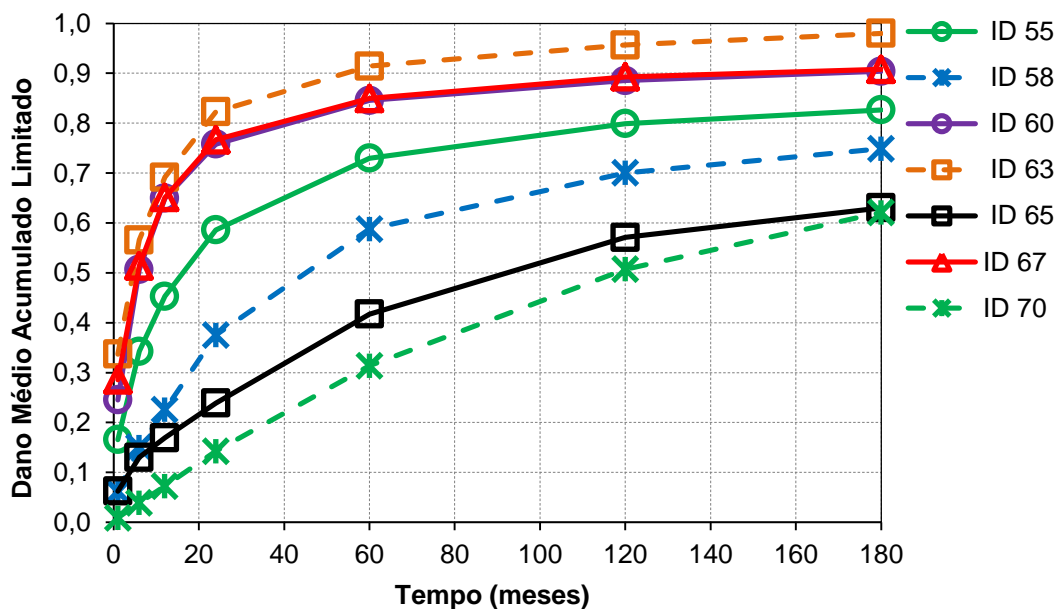
Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Figura 4.24 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 40 a ID 50)



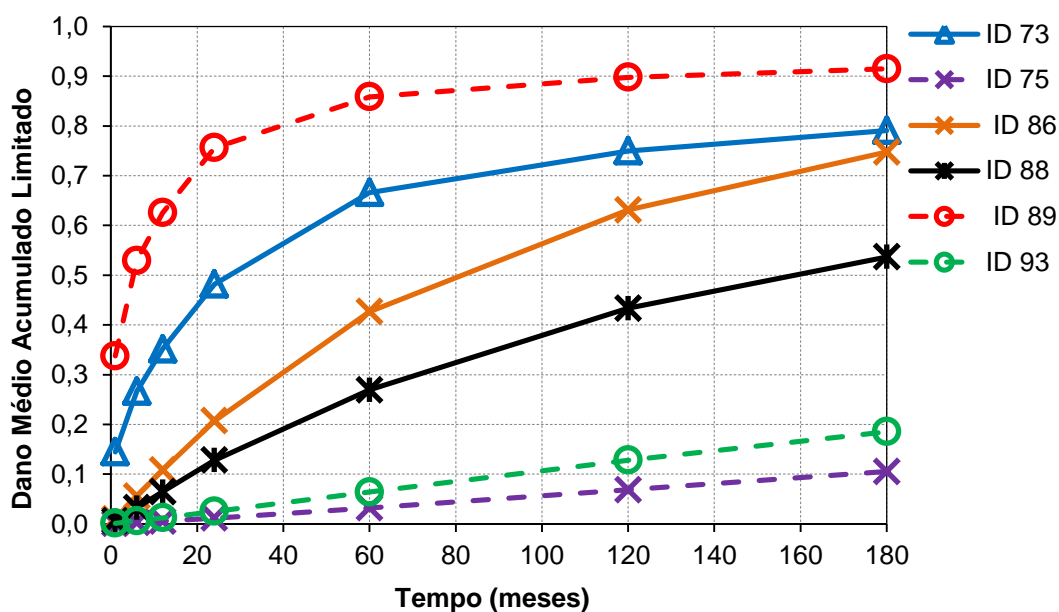
Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Figura 4.25 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 55 a ID 70)



Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

Figura 4.26 - Dano calculado com o LVECD para os Trechos do Rio de Janeiro/RJ (ID 73 a ID 93)



Fonte: Adaptado de Nascimento (2015)

No programa americano, aparentemente, os parâmetros de fadiga da mistura tem mais peso no resultado final de dano, indicando valores acumulados relativamente altos para pavimentos submetidos a um tráfego não tão elevado, nos casos em que a mistura asfáltica apresenta desempenho insatisfatório à fadiga.

Isto corrobora com as afirmações efetuadas no item 4.2.1, relativas à menor magnitude dos danos calculados para os trechos de Santa Maria/RS, com o auxílio do AEMC. Nos resultados oriundos do LVECD, nota-se que o desempenho insatisfatório das misturas asfálticas dos Trechos 1.2 e 3.1 se sobrepõem aos baixos volumes de tráfego, alcançando valores expressivos de danificação. O Trecho 3.2 mantém o comportamento de danificação significativa, já visualizado nos resultados oriundos do AEMC.

De qualquer forma, para trabalhos futuros, sugere-se uma análise de sensibilidade dos parâmetros inseridos no programa LVECD, objetivando identificar, para o mecanismo de ruptura por fadiga, quais são os elementos que mais contribuem para a evolução do processo de danificação da camada de revestimento asfáltico ao longo do tempo.

Vale ainda destacar que, uma análise completa das curvas de dano referente aos pavimentos asfálticos localizados no Rio de Janeiro/RJ pode ser encontrada no trabalho de Nascimento (2015), com identificação dos impactos dos diferentes ligantes empregados nas misturas asfálticas nas danificações simuladas e nos percentuais de área trincada observados em campo. Em relação aos segmentos de Santa Maria/RS, as curvas de dano determinadas com o LVECD, expostas na Figura 4.22, identificam corretamente o melhor comportamento previsto, frente ao trincamento por fadiga, para os trechos localizados na ERS-509 (ID 4.1 e 4.2), que empregam ligante asfáltico do tipo asfalto borracha (AB-08) em sua composição.

Dentre os demais segmentos monitorados em Santa Maria/RS, compostos por revestimentos projetados com ligante asfáltico 50/70 como aglutinador da mistura, percebe-se o comportamento destacadamente acentuado das curvas de dano determinadas para os trechos ID 1.2, 3.1 e 3.2, cujos percentuais de área trincada em campo também exibiram valores significativamente altos, conforme exposto anteriormente na Tabela 4.6.

Por fim, para identificar se o comportamento dos danos calculados nos trechos avaliados, das diferentes formas, sofre alteração significativa entre si, elaborou-se o ordenamento dos danos determinados na idade de 10 anos (120

meses), período de projeto usualmente adotado na concepção de pavimentos novos no Brasil. Essa análise está exposta na Tabela 4.19, tanto para os trechos de Santa Maria/RS quanto para os trechos do Rio de Janeiro/RJ. Salienta-se que as posições estão ordenadas do maior para o menor dano.

Tabela 4.19 – Ordenamento dos danos em 120 meses calculados nos trechos monitorados com os diferentes programas

Classificação SM				Classificação RJ					
Ordem	Dano _{LVECD} (120 meses)		Dano _{AEMC} (120 meses)		Ordem	Dano _{LVECD} (120 meses)		Dano _{AEMC} (120 meses)	
1	ID 3.2	0,999	ID 3.2	0,516	1	ID 63	0,956	ID 4	0,836
2	ID 1.2	0,921	ID 3.1	0,315	2	ID 4	0,955	ID 7	0,815
3	ID 3.1	0,887	ID 1.2	0,304	3	ID 7	0,944	ID 89	0,748
4	ID 2.1	0,563	ID 4.2	0,244	4	ID 89	0,898	ID 19	0,723
5	ID 2.2	0,476	ID 2.2	0,240	5	ID 67	0,893	ID 37	0,718
6	ID 1.1	0,305	ID 2.1	0,188	6	ID 60	0,885	ID 43	0,715
7	ID 4.2	0,179	ID 4.1	0,133	7	ID 45	0,883	ID 60	0,714
8	ID 4.1	0,083	ID 1.1	0,005	8	ID 1	0,857	ID 63	0,714
					9	ID 37	0,852	ID 11	0,712
					10	ID 11	0,837	ID 67	0,710
					11	ID 43	0,802	ID 1	0,699
					12	ID 55	0,799	ID 55	0,682
					13	ID 73	0,750	ID 34	0,681
					14	ID 46	0,708	ID 45	0,681
					15	ID 58	0,700	ID 73	0,618
					16	ID 34	0,656	ID 46	0,588
					17	ID 86	0,631	ID 58	0,573
					18	ID 65	0,571	ID 40	0,545
					19	ID 48	0,520	ID 48	0,464
					20	ID 70	0,507	ID 47	0,440
					21	ID 88	0,433	ID 88	0,439
					22	ID 47	0,433	ID 65	0,418
					23	ID 40	0,313	ID 86	0,408
					24	ID 19	0,246	ID 50	0,399
					25	ID 50	0,135	ID 70	0,355
					26	ID 93	0,128	ID 93	0,328
					27	ID 75	0,069	ID 75	0,279

Fonte: Autor

Pela Tabela 4.19, percebe-se que, salvas algumas exceções, grande parte dos trechos exibem um padrão de comportamento parecido quando avaliados com o AEMC e com o LVECD. Os trechos com maiores valores de dano acumulado aos

120 meses, calculados com o LVECD, majoritariamente também estão entre os pavimentos mais danificados quando simulados com o AEMC. A constatação também é válida para os casos de menor danificação.

4.3 PREVISÃO DA IRREGULARIDADE LONGITUDINAL

O procedimento de previsão do comportamento da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, com base nos resultados obtidos no decorrer deste estudo, foi dividido em três etapas. Na primeira delas, buscou-se analisar estatisticamente a associação e significância das variáveis selecionadas na evolução da irregularidade longitudinal. Feito isso, foram realizadas tentativas de adequação das variáveis aos resultados de irregularidade, utilizando apenas a base de dados empírica, determinada em campo nos trechos monitorados, ao decorrer dos anos de acompanhamento.

Por fim, realizaram-se as tentativas de adequar o caráter mecanicista aos modelos de previsão, mediante utilização dos danos médios limitados acumulados, calculados o com auxílio do AEMC e com o LVECD.

4.3.1 Análise estatística das variáveis independentes

Visando identificar os parâmetros mais significativos no desempenho da estrutura de pavimento frente à irregularidade longitudinal, foi utilizado o método de Análise de Variância (ANOVA), que busca verificar se determinado fator é responsável pelas variações nas respostas das variáveis dependentes de interesse.

De acordo com Field (2005), este procedimento é realizado através da formulação de hipóteses estatísticas, ou seja, suposições ou afirmações relativas a uma ou mais populações, que podem ser verdadeiras ou não. A probabilidade de ocorrência de erros em testes de hipótese pode ser controlada pelo nível de significância (α), dado pela probabilidade de concluir que existe uma associação entre a variável de resposta e o termo avaliado, quando na verdade não há uma associação real.

Nos testes ANOVA, busca-se obter o valor do teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$), determinado pela relação entre a variância entre grupos e dentro de um determinado grupo. A determinação da significância dos fatores avaliados é

realizada mediante comparação de $F_{\text{OBSERVADO}}$ com um valor limite de F ($F_{\text{CRÍTICO}}$), encontrado em tabelas estatísticas de acordo com o nível de significância adotado, graus de liberdade, número de grupos (soma das variáveis dependentes e independentes) e observações (FIELD, 2005).

Adicionalmente, as análises estatísticas que adotam a metodologia ANOVA também permitem avaliar o “valor P”, denominado como “nível descritivo de teste” ou “probabilidade de significância”. Em estudos como este, em que o nível de confiabilidade adotado foi de 95%, se o “valor P” for maior ou igual ao nível de significância (5%, ou seja, $\alpha=0,05$), entende-se que não é possível concluir a ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados.

A opção por trabalhar com intervalos estabelecidos no nível de confiança de 95% foi efetuada com base nas recomendações de Zar (1984), Field (2005) e Kasznar (2007), que apresentam algumas orientações sobre a realização de regressões e testes ANOVA para avaliar associações entre variáveis. Este nível de confiabilidade, também adotado nos itens 4.3.2 e 4.3.3, que exibem a modelagem do IRI de maneira empírica e empírico-mecanicista, é empregado por grande parte dos autores mencionados nos itens 2.2.2 à 2.2.14.

Como etapa inicial do procedimento de análise de dados, foram selecionados os parâmetros quantificados nos trechos monitorados, objetivando encontrar a sua representatividade na evolução da irregularidade longitudinal (variável dependente, representada pelo IRI, em m/km). Nove parâmetros explicativos foram escolhidos para modelar o fator de resposta representativo da irregularidade longitudinal (IRI). A Tabela 4.20 exhibe as simbologias e definições adotadas nesse estudo.

Conforme exposto no decorrer do item 4.1, percebe-se que os levantamentos dos diferentes indicadores de desempenho do pavimento não foram efetuados sempre em datas simultâneas com aquelas nas quais foram realizados os levantamentos de irregularidade longitudinal. Procurou-se, assim, compatibilizar os levantamentos com as datas em que foram medidos os valores de IRI, tomados como referência.

O procedimento de compatibilização, nos casos em que este se mostrou necessário, foi realizado analiticamente, mediante interpolação da curva de desempenho dos indicadores avaliados no período em que foi realizado o levantamento de irregularidade. O gráfico da Figura 4.27 exhibe esta ocorrência para

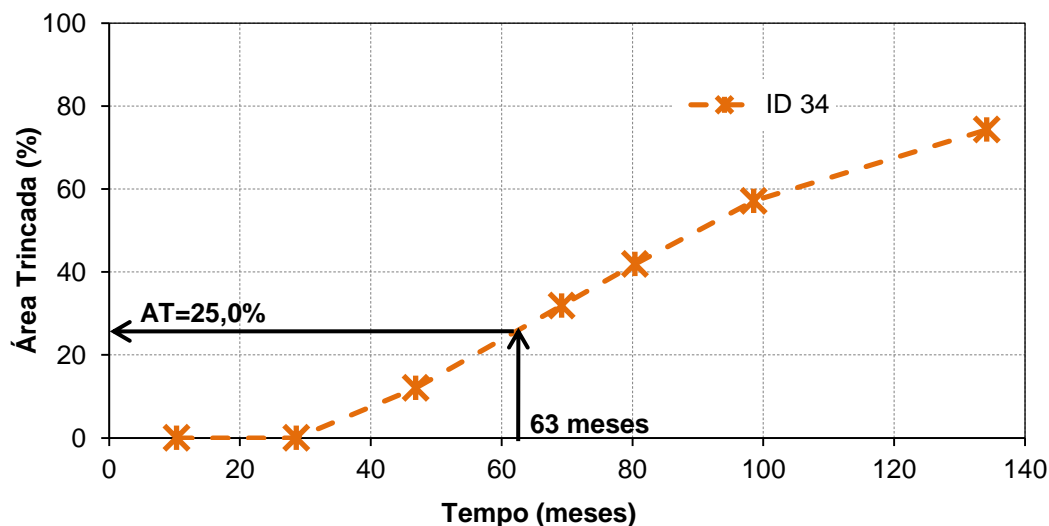
a quantificação de área trincada em um dos trechos utilizados neste estudo, onde havia informações de irregularidade no período de 63 meses após a data de abertura ao tráfego e de trincamento não.

Tabela 4.20 – Variáveis independentes utilizadas na análise de irregularidade

Variável	Definição
AT	Área do pavimento com presença de trincas (%)
AGE	Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses)
D_{MÁX}	Deflexão FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm)
FN	Flow Number da mistura asfáltica empregada no trecho
IRI_i	Irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km)
Dano_{AEMC}	Dano médio limitado acumulado (calculado com o AEMC)
² Dano_{LVECD}	Dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD)
N	Número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE)
N_A	Número anual de repetições do eixo padrão (método USACE)

Fonte: Autor

Figura 4.27 – Exemplo de compatibilização de resultados no mesmo período de tempo



Fonte: Autor

² Por sugestão da banca examinadora do trabalho, defendido no dia 03 de maio de 2019, buscou-se também verificar a associação do IRI com o dano reduzido, utilizado por Nascimento (2015) para elaborar a função de transferência do dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD) em área trincada. Todavia, a utilização do dano reduzido exibiu menores associações com a irregularidade, quando comparado a utilização do dano médio limitado acumulado. Desta forma, optou-se por manter as apresentações sem a exposição dos casos com o dano reduzido.

Realizadas as compatibilizações de datas necessárias, o conjunto de dados de irregularidade foi separado em grupos, ou níveis, conforme classificação determinada pelo Manual de Restauração do DNIT (DNIT, 2006a), já exposta anteriormente na Tabela 2.4, popular no meio prático brasileiro.

Com as medidas de irregularidade transformadas em conceitos (ótimo, bom, ruim, regular ou péssimo), pôde-se verificar, através do teste ANOVA, se as variáveis independentes, determinadas em paralelo com a irregularidade, causam variações relevantes na resposta da variável dependente de interesse (IRI). A Tabela 4.21 exhibe o resumo dos resultados da análise de variância, para o nível de significância de 5% (confiabilidade=95%), classificando em ordem decrescente as variáveis independentes mais significativas no resultado da variável de resposta.

Tabela 4.21 – Resumo da ANOVA para o planejamento fatorial do IRI

Variável	Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{OBSERVADO}	F _{CRÍTICO}	Valor P
IRI _i	4	75,72	18,93	115,68	2,42	4,01E-49
Dano _{AEMC}	4	5,52	1,38	56,61	2,42	4,53E-31
N	4	1,78E+15	4,45E+14	18,03	2,42	1,64E-12
Dano _{LVECD}	4	4,25	1,06	13,76	2,42	7,75E-10
N _A	4	1,56E+13	3,89E+12	13,53	2,42	1,09E-09
AT	4	31.081,06	7.770,26	10,99	2,42	5,20E-08
AGE	4	44.658,80	11.164,70	10,65	2,42	8,70E-08
D _{MÁX}	4	6.805,34	1.701,33	7,37	2,42	1,58E-05
FN	4	939.080,38	234.770,10	0,72	2,42	5,77E-01

Fonte: Autor

Para entendimento dos resultados expostos na Tabela 4.21, oriundos da Análise de Variância, propõem-se o seguinte detalhamento exemplificativo, com base na variável independente do dano médio limitado acumulado, calculado com o LVECD (Dano_{LVECD}). Para este parâmetro, o banco de dados relacionado com as classificações de irregularidade longitudinal, conforme Manual de Restauração do DNIT (DNIT, 2006a), ficou dividido de acordo com as informações exibidas na Tabela 4.22.

Para determinação da Soma Quadrática entre grupos, basta efetuar a aplicação da Equação (4.3). Para obtenção da Soma Quadrática dentro dos grupos,

realiza-se a aplicação da Equação (4.4). Já para o cálculo da Média Quadrática, entre grupos e dentro dos grupos, basta aplicar as Equações (4.5) e (4.6).

Tabela 4.22 – Agrupamento do parâmetro $Dano_{LVECD}$ conforme classificações dos resultados de IRI

Grupo	Contagem	Soma	Média	Variância
ÓTIMO	25	6,909	0,276	0,0809
BOM	42	20,332	0,484	0,1001
REGULAR	66	27,813	0,421	0,0828
RUIM	50	34,575	0,692	0,0557
PESSIMO	6	5,114	0,852	0,0722

Fonte: Autor

$$SQ_{EG} = n \sum_{j=1}^{gl} (\text{Média dentro do grupo} - \text{Média entre grupos})^2 \quad (4.3)$$

$$SQ_{DG} = \sum_{j=1}^{gl} (n_j - 1) * \text{Variância}_j \quad (4.4)$$

$$MQ_{EG} = \frac{SQ_{EG}}{gl} \quad (4.5)$$

$$MQ_{DG} = \frac{SQ_{DG}}{N - gl} \quad (4.6)$$

Em que:

gl = graus de liberdade;

MQ_{DG} = Média Quadrática dentro dos grupos;

MQ_{EG} = Média Quadrática entre grupos;

n_j = número de dados no grupo “j”;

N = quantidade total de dados;

SQ_{DG} = Soma Quadrática dentro dos grupos;

SQ_{EG} = Soma Quadrática entre grupos;

Variância = variância dentro dos grupos.

Para interpretação dos resultados, deve-se determinar o valor do teste teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$), calculado por meio da Equação (4.7). Interpreta-se que, quando o valor do teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$) foi maior que o valor limite de F ($F_{\text{CRÍTICO}}$) – determinado por meio de tabelas de distribuição F, para um nível de significância de 5% – é possível concluir a ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados.

$$F_{\text{OBSERVADO}} = \frac{MQ_{\text{EG}}}{MQ_{\text{DG}}} \quad (4.7)$$

Em que:

$F_{\text{OBSERVADO}}$ = valor do teste F de Snedcor;

MQ_{DG} = Média Quadrática dentro dos grupos;

MQ_{EG} = Média Quadrática entre grupos.

Por fim, para o cálculo do o nível descritivo de teste (“valor P”), utiliza-se uma tabela de distribuição *qui-quadrado*, baseada nas áreas dos histogramas de distribuição de frequências, com o uso de planilhas eletrônicas.

Realizando tais operações para o banco de dados referente ao teste de associação do dano calculado pelo LVECD com os conceitos de irregularidade (Tabela 4.22), encontram-se resultados conforme expostos na Tabela 4.23.

Tabela 4.23 – Resumo da ANOVA para associação do Dano_{LVECD} com o IRI

Fonte da variação	Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	$F_{\text{OBSERVADO}}$	Valor P	$F_{\text{CRÍTICO}}$
Entre grupos	4	4,246539	1,061635	13,76103	7,75E-10	2,420746
Dentro dos grupos	184	14,19521	0,077148	--	--	--
Total	188	18,44175	--	--	--	--

Fonte: Autor

Ilustrado o procedimento de cálculo, pode-se retomar as interpretações expostas anteriormente na Tabela 4.21, onde é possível verificar que, destacadamente, o valor de irregularidade inicial, medido após o final do processo

construtivo, e o dano médio acumulado limitado, calculado com o AEMC, são os fatores que mais se associaram à irregularidade longitudinal. Em um segundo grupo, percebe-se os efeitos do tráfego acumulado e anual, além dos danos calculados com o LVECD. Por fim, as menores associações se relacionam com o percentual de área trincada, idade do pavimento e deflexão máxima medida na superfície.

Cabe aqui um comentário sobre a importância da irregularidade obtida após o final do processo construtivo na evolução dos indicadores funcionais. Em softwares de dimensionamento de pavimentos novos e restaurações, entende-se que o IRI inicial poderia ser definido como um critério a ser atingido conforme o tipo de rodovia que se está projetando; ou seja, quanto menos importante a via em termos de capacidade operacional e suporte estrutural, maior pode ser a irregularidade inicial obtida após o final da fase construtiva, e assim sucessivamente.

Dando continuidade à análise dos resultados estatísticos da ANOVA, observa-se que, mesmo com o ordenamento exposto na Tabela 4.21, o valor do teste F de Snedcor ($F_{\text{OBSERVADO}}$) foi maior que o valor limite de F ($F_{\text{CRÍTICO}}$) em todas as ocasiões analisadas, exceto para o parâmetro *Flow Number*. Ainda, o nível descritivo de teste (“valor P”) também exibiu valores menores do que o nível de significância do teste ($\alpha=0,05$) para todas as variáveis analisadas, com exceção do FN, indicando a ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados, salvo o caso supracitado (FN da mistura asfáltica).

Mesmo entendendo que o FN é um bom critério para projeção da resistência de concretos asfálticos frente a deformação permanente, acredita-se que a utilização, nos trechos experimentais avaliados neste estudo, de apenas duas misturas asfálticas com valores relativamente altos de *Flow Number* (conforme exposto no item 4.1.3) dificultou a relação deste parâmetro com o IRI. Poucas oscilações no banco de dados dificultam a associação entre variáveis, fazendo com que os resultados de testes estatísticos gerem apenas resultados aleatórios, indiferentes aos elementos independentes testados. Todavia, para os casos avaliados no presente trabalho, a Análise de Variância indica que não há uma associação significativa entre os resultados do ensaio uniaxial de carga repetida e o seu parâmetro *Flow Number* com os valores de irregularidade longitudinal medidos em pista com o perfilômetro inercial.

Entende-se que a não consideração de nenhum parâmetro representativo do surgimento de afundamentos em trilha de roda em campo compromete sim uma

parcela das condições de contorno que envolve a previsão do IRI; todavia, é pertinente mencionar que, as informações do perfil transversal, quando variáveis ao longo do perfil longitudinal, já são captadas pelas próprias medidas de irregularidade, realizadas no eixo de circulação de veículos (longitudinal). Conclui-se, desta forma, que irregularidades altas não se relacionam diretamente com afundamentos altos, mas sim com descontinuidades de perfil no decorrer da trilha de roda avaliada, permitindo assim, para efeitos deste estudo, uma modelagem do IRI sem a presença do ATR. De qualquer forma, sugere-se uma investigação futura referente ao tema, com um banco de dados que atente a todos os aspectos mencionados na presente discussão, tanto em relação aos afundamentos de campo (discutidos no item 4.1.3) quanto aos resultados de *Flow Number*.

Desta forma, eliminando apenas o parâmetro FN, optou-se por manter todas as demais variáveis independentes, expostas na Tabela 4.20, nas tentativas de adequação dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal, baseados nos trechos avaliados neste estudo.

Adicionalmente, para pleno entendimento das informações utilizadas para compor o banco de dados adotado nas rotinas de regressão, expostas nos itens 4.3.2 e 4.3.3, que seguem, o Apêndice B exibe a totalidade dos resultados obtidos no decorrer deste estudo, com as datas já compatibilizadas para as idades nas quais foram efetuadas as medições de irregularidade longitudinal.

4.3.2 Modelagem empírica

Identificada a influência de cada uma das variáveis explicativas nos resultados de irregularidade longitudinal, o conjunto de dados selecionado foi submetido ao processo de regressão múltipla, visando elaborar um modelo inicial de comportamento do IRI, puramente empírico.

Kasznar (2007) define as técnicas de regressão como métodos estatísticos que permitem a previsão de valores de uma ou mais variáveis de resposta (dependentes) através de um conjunto de variáveis explicativas (independentes). *Montgomery et al* (2003) complementam, afirmando que uma regressão nada mais é do que uma relação matemática entre certas variáveis que representem um determinado fenômeno.

Para elaboração do modelo empírico, foram selecionadas apenas as variáveis cujo comportamento ao longo do tempo fora observado em campo. Não foram, assim, considerados os danos médios limitados acumulados, calculados com o auxílio dos programas computacionais.

Evitou-se também selecionar, em um mesmo modelo, variáveis repetidas ou consideradas colineares, como o tráfego acumulado (N) e anual (N_A), ou tráfego acumulado e idade do pavimento (AGE). A Tabela 4.24 exhibe o conjunto de variáveis numéricas utilizadas nas tentativas de elaboração do modelo empírico. Salienta-se também que, conforme observação na literatura consultada e nos resultados de irregularidade medidos em campo nos trechos monitorados, buscou-se ajustar a previsão de desempenho primordialmente em equações de formato linear e exponencial, combinando, desta forma, parâmetros estatísticos e empíricos. Também foram efetuadas tentativas de previsão com modelos polinomiais, sigmoidais ou bi-lineares segmentados; todavia, os indicadores finais de avaliação de ajuste entre dados previstos e observados não foram satisfatórios.

Tabela 4.24 – Conjunto de variáveis numéricas utilizadas nos modelos empíricos propostos

Yn	Xi						
	i=1	i=2	i=3	i=4	i=5	i=6	i=7
IRI	IRI _i	N	N _A	AGE	AT	D _{MÁX}	D _{MÁX} *AT
	ln IRI _i	ln N	ln N _A	exp (AGE)			D _{MÁX} *N
		log N	log N _A				D _{MÁX} *N _A
		(ln N) ²	(ln N _A) ²				D _{MÁX} *ln N
							(D _{MÁX} *ln N) ²
							D _{MÁX} *ln N _A
							(D _{MÁX} *ln N _A) ²

Fonte: Autor

Variáveis codificadas conforme Tabela 4.21

Totalizaram-se, portanto, 204 combinações investigadas pelo processo estatístico de regressão linear (102) e exponencial (102), com intervalo de confiabilidade de 95%. A escolha deste nível de confiabilidade já foi justificada no item 4.3.1.

Os critérios adotados para identificação dos melhores modelos de previsão foram os coeficientes de determinação (R^2), o erro padrão de estimativa, os

resultados da ANOVA gerados pela regressão e os testes de hipótese dos coeficientes destinados às variáveis independentes. Além disso, também foram realizados os testes de verificação de normalidade dos resíduos e a homocedasticidade (termo utilizado para verificar a variância constante dos erros experimentais) dos mesmos. Quando a ausência de homocedasticidade é verificada, interpreta-se que o comportamento dos erros experimentais é heteroscedástico.

Na prática, a heteroscedasticidade dos resíduos da regressão indica que o modelo preditivo não exibe diferença aleatória entre valores previstos e observados no decorrer da reta, ou curva, de indicadores calculados pela modelagem. Ou seja, pode-se constatar uma tendência dos resíduos da regressão, indicando que, por exemplo, o modelo regressivo calcula valores menores que os observados na metade inicial da reta preditiva, contrapondo com valores maiores que os observados na metade final da reta de previsão.

Sobre a análise dos resíduos, modelos importantes como o de AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018) claramente não exibem uma distribuição normal e homocedasticidade dos resíduos resultantes do processo de regressão. Pino (2014) comenta que é possível a ocorrência de não normalidade quando alguma das variáveis que descreve determinado fenômeno não siga uma distribuição normal, por razões intrínsecas ao próprio fenômeno. Entende-se que a avaliação dos resíduos complementa os parâmetros explicativos da regressão, resumidos no teste resultante ANOVA e nos coeficientes de determinação (R^2), calculados a partir deles. Ainda, o princípio da parcimônia também foi levado em consideração na seleção dos melhores resultados, priorizando soluções simples que permitem representar matematicamente os resultados de campo.

Outra questão relevante acarretada pelo andamento do processo foi à utilização ou não da irregularidade inicial ($IRI_{INICIAL}$ ou IRI_i) em cada trecho como intercepto do modelo de regressão desenvolvido. Em vista disso, optou-se por subdividir os modelos elaborados em “modelos com intercepto ajustável pela regressão”, onde a constante inicial é determinada livremente pelo processo regressivo, tornando a irregularidade inicial como parte do conjunto de variáveis, e “modelos com intercepto fixo”, onde as equações partem do valor de $IRI_{INICIAL}$.

A discussão sobre esta itemização foi efetuada de maneira aprofundada apenas nos modelos de previsão empíricos, visando contextualizar o leitor sobre os aspectos inerentes às distintas formas de efetuar a regressão. Nos modelos

empírico-mecanicistas (item 4.3.3), optou-se por exibir os resultados de maneira mais objetiva, visto que as interpretações sobre as técnicas de regressão foram análogas às aquelas assimiladas pela modelagem empírica.

4.3.2.1 Modelos empíricos com intercepto ajustável pela regressão

Mediante realização da rotina de tentativas expostas na matriz fatorial descrita pela Tabela 4.24, as Equações (4.8) e (4.9), respectivamente descritas no formato linear e exponencial, exibem os resultados de melhor ajuste matemático para o modelo de irregularidade empírico, com intercepto ajustável pela expressão matemática.

$$\text{IRI}_{(t)} = 0,554 + 0,820 * \text{IRI}_i + [(3,35.10^{-8} * N) + (1,32.10^{-4} * (D_{M\acute{A}X} * AT))] \quad (4.8)$$

$$R^2 = 0,80$$

$$\text{IRI}_{(t)} = -25,620 + \exp[3,270 + (0,029 * \text{IRI}_i) + (1,14 * 10^{-9} * N) + (3,39 * 10^{-6} * D_{M\acute{A}X} * AT)] \quad (4.9)$$

$$R^2 = 0,80$$

Em que:

AT = área do pavimento com presença de trincas (%) no tempo “t”;

$D_{M\acute{A}X}$ = deflexão FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

$\text{IRI}_{(t)}$ = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”;

N = número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE) no tempo “t”.

Os formatos expostos na Equação (4.8) e Equação (4.9) resultam em um erro padrão de estimativa, oriundo do processo de regressão, quantificado em 0,38m/km e 0,39m/km, respectivamente. Em ambos os casos, a associação dos percentuais de área trincada com as deflexões máximas medidas na superfície, somadas com o

tráfego acumulado no pavimento ao longo do tempo, determinado com uso dos fatores de equivalência de carga da USACE, e a irregularidade inicial da rodovia, após o final do processo construtivo, resultaram na melhor representação matemática que calcula o valor do IRI ao longo do tempo. A Tabela 4.25 resume os parâmetros da Análise de Variância (ANOVA) oriundos do processo de regressão resultante das Equações (4.8) e (4.9).

Pela Tabela 4.25, pode-se perceber que praticamente não ocorrem alterações nos resultados da análise de variância com a mudança do formato de modelo linear para exponencial. Em ambos os casos, a média quadrática dos resíduos é significativamente menor do que a média quadrática da regressão, resultando em um valor do teste F de Snedcor satisfatório, indicando que as equações de regressão são estatisticamente significativas.

Tabela 4.25 – ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.8) e (4.9)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{observado}	Valor P
Equação Lin. (4.8)	Regressão	4	113,47	28,37	192,14	0,00
	Resíduos	185	27,31	0,15	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.9)	Regressão	5	113,09	22,62	150,32	0,00
	Resíduos	184	27,69	0,15	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

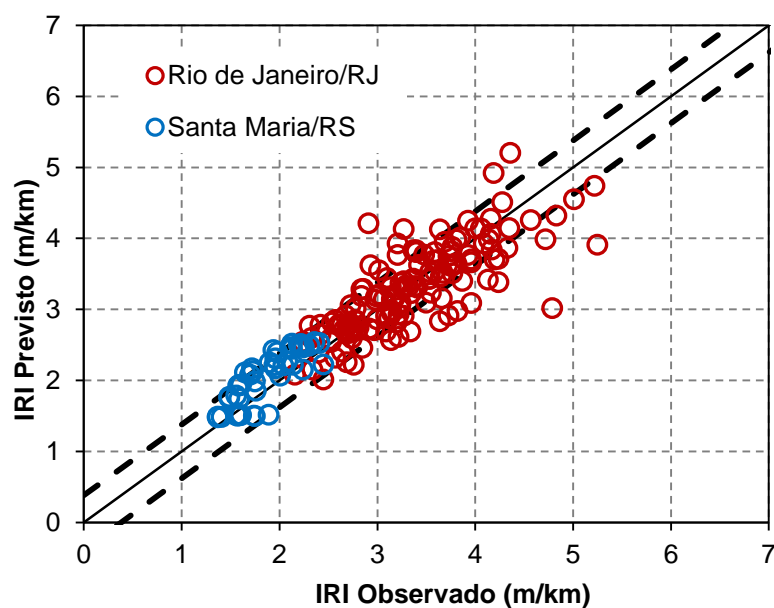
Fonte: Autor

Ademais, tanto para as Equações (4.8) e (4.9), quanto para todos os demais modelos que serão expostos neste trabalho, os “valores P” da ANOVA, oriunda da regressão, e dos testes de hipótese referentes aos coeficientes atribuídos as variáveis independentes, foram menores que o nível de significância de teste ($\alpha=0,05$), indicando rejeição da hipótese nula; ou seja, existe uma relação entre o IRI e as variáveis independentes que contribuem na formulação do modelo, sendo os coeficientes de regressão significativos, tornando os modelos explicativos.

Dando continuidade à avaliação dos resultados, os gráficos da Figura 4.28 e Figura 4.29 exibem, respectivamente para as Equações (4.8) e (4.9), o confronto dos resultados previstos pelas expressões matemáticas e os resultados observados em

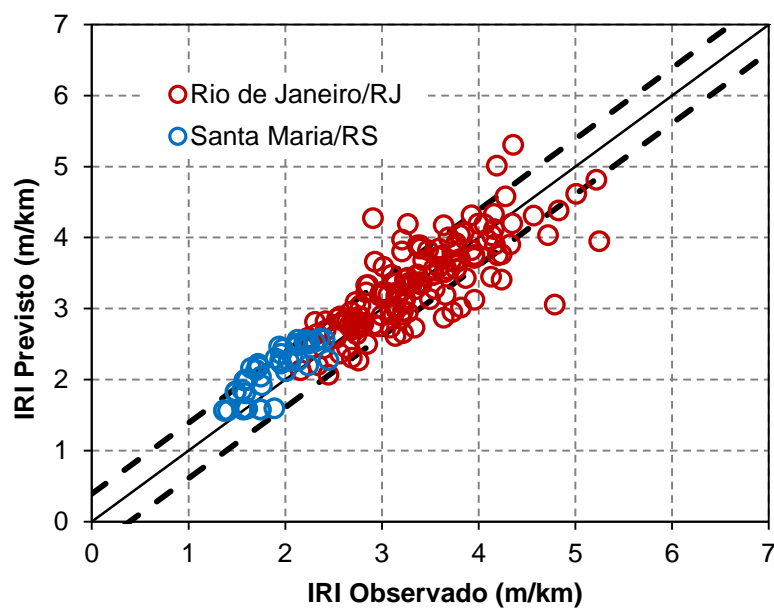
campo. As linhas pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão.

Figura 4.28 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.8) – Linear Empírica com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Figura 4.29 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.9) – Exponencial Empírica com intercepto ajustável

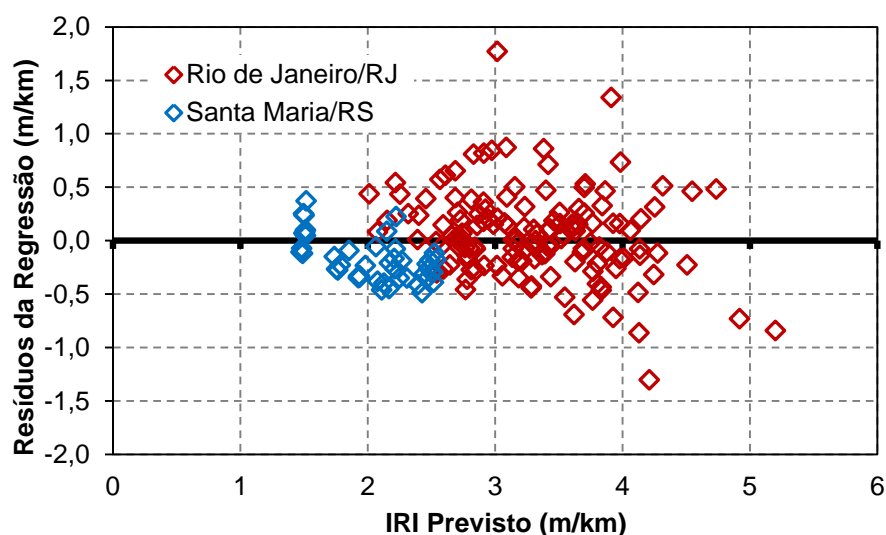


Fonte: Autor

Percebe-se que a nuvem de pontos, exposta nos gráficos da Figura 4.28 e Figura 4.29, se aproxima com relativa similaridade da referência de igualdade entre os eixos horizontal e vertical. Destaca-se também a forte presença dos pavimentos monitorados em Santa Maria/RS no setor relativo aos menores valores de irregularidade previstos e observados, conforme já visualizado na Tabela 4.2 e Tabela 4.3, expostas no item 4.1.2. Entende-se que esta acumulação de resultados oriundos das diferentes localidades foi benéfica para a concepção dos modelos de previsão de irregularidade longitudinal, permitindo que as expressões matemáticas geradas abrangessem uma maior variedade de condições de superfície, representadas pelo IRI.

Visando analisar os resíduos produzidos pela aplicação das expressões geradas, os gráficos da Figura 4.30 e Figura 4.31 confrontam os resíduos das regressões que originaram as Equações (4.8) e (4.9), com os valores previstos de irregularidade pelo uso destas representações matemáticas, visando avaliar a variância dos erros experimentais.

Figura 4.30 – Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.8) – Linear Empírica com intercepto ajustável

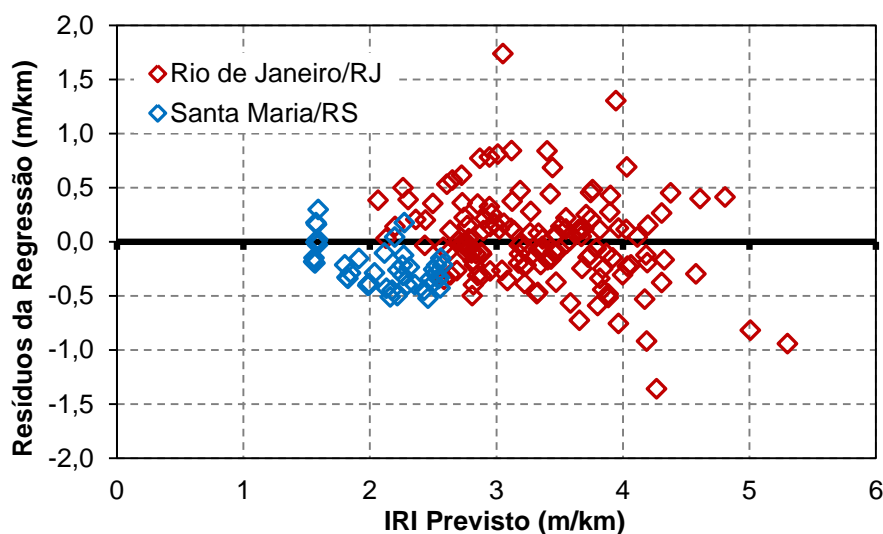


Fonte: Autor

Com os gráficos expostos na Figura 4.30 e Figura 4.31, é possível interpretar que a variância dos resíduos é homoscedástica, ou seja, os pontos estão

aleatoriamente distribuídos em torno da linha de referência destacada em negrito (eixo horizontal zerado), sem nenhum comportamento ou tendência pendente para ordenadas negativas ou positivas.

Figura 4.31 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.9) – Exponencial Empírica com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Tal evidência é corroborada pelos Testes de Normalidade *Shapiro-Wilk*, obtidos mediante avaliação dos resíduos das regressões que resultaram nas Equações (4.8) e (4.9). Para interpretação deste teste, deve-se concluir que, se o “valor P” é maior do que o nível de significância (0,05), os resíduos seguem uma distribuição normal. Os resultados, com nível de confiabilidade de 95% (nível de significância de 0,05) indicaram “valores P” maiores do que 0,05, mostrando que os resíduos da regressão seguem uma distribuição normal.

Salienta-se que, os “valores P” oriundos dos Testes de Normalidade tem interpretação oposta aqueles determinados mediante Análise de Variância. Na ANOVA, um “valor p” menor que o nível de significância do teste indica que há ocorrência de uma associação estatisticamente significativa entre os parâmetros avaliados. Nos Testes de Normalidade *Shapiro-Wilk*, utilizados para análise de resíduos de regressão, a interpretação é oposta, indicando que os resíduos seguem

uma distribuição normal quando o “valor P” é maior que o nível de significância do teste.

De qualquer forma, apesar das avaliações dos modelos gerados com intercepto ajustável pela regressão cumprirem com requisitos estatísticos que apontam para boa representatividade da variável de resposta, percebe-se que a utilização de um coeficiente angular de ajuste na irregularidade inicial permite que os modelos resultem em valores de irregularidade incoerentes do ponto de vista prático, considerando como base o valor determinado após o processo final de execução da estrutura nova ou reabilitação ($IRI_{INICIAL}$).

Isto ocorre, pois, nos casos em que as variáveis independentes exibem valores de baixa magnitude (idades iniciais do pavimento), o cálculo da irregularidade fica dependente apenas do intercepto e da irregularidade inicial, podendo acarretar em incoerências nos valores previstos, tanto para os casos em que a condição inicial de irregularidade da rodovia indica má execução do processo construtivo quanto para indicativos de boa qualidade de rolamento inicial.

Por exemplo, em um caso hipotético no qual o $IRI_{INICIAL}$ determinado foi de 3,5m/km, a aplicação da Equação (4.8), para casos em que não há presença de trincas e que o tráfego atuante acumulado na estrutura é menor do que $1,0 \times 10^6$, a irregularidade prevista fica abaixo do valor inicial determinado como referência, fato não coerente com as tendências de evolução do indicador. Em contraponto, para estruturas com valores significativamente baixos de irregularidade inicial (1,5m/km, por exemplo), ocorre um salto indesejado nos valores de irregularidade previstos nas primeiras idades de operação da rodovia, devido apenas aos ajustes matemáticos da constante e do coeficiente angular atribuído ao $IRI_{INICIAL}$.

Para evitar estas incoerências, os coeficientes foram novamente ajustados pelo procedimento de regressão, desta vez considerando a irregularidade inicial como o intercepto fixo da equação, e não mais um dos parâmetros ajustáveis. Os resultados estão expostos no item 4.3.2.2.

4.3.2.2 Modelos empíricos com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$

Visando a elaboração de modelos que incrementam o valor da irregularidade longitudinal a partir de uma referência inicial, atribuída após o final do processo executivo do pavimento, o conjunto de variáveis resultante no melhor ajuste preditivo

do IRI, nos modelos empíricos com intercepto ajustável pela regressão - Equações (4.8) e (4.9) -, foi submetido ao procedimento iterativo com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$ (IRI_i)

Fisicamente, entende-se que as Equações (4.10) e (4.11), formatos que melhor se ajustaram aos dados experimentais, representam de uma maneira mais fidedigna a evolução do indicador em pista, considerando o intercepto natural para a previsão da irregularidade ao longo do tempo como o valor inicial de irregularidade determinado em campo após o final da execução do pavimento novo ou reabilitação.

Novamente, vale salientar que, os critérios utilizados foram os coeficientes de determinação (R^2), o erro padrão de estimativa, a Análise de Variância e os testes de hipótese originados pela regressão. A verificação de normalidade dos resíduos e a variância dos erros experimentais também contribuíram de forma complementar

$$IRI_{(t)} = IRI_i + [(3,54 \cdot 10^{-8} * N) + (1,42 \cdot 10^{-4} * (D_{MÁX} * AT))] \quad (4.10)$$

$$R^2 = 0,77$$

$$IRI_{(t)} = IRI_i + \exp[-1,400 + (3,89 * 10^{-8} * N) + (1,55 * 10^{-4} * D_{MÁX} * AT)] \quad (4.11)$$

$$R^2 = 0,78$$

Em que:

AT = área do pavimento com presença de trincas (%) no tempo "t";

$D_{MÁX}$ = deflexão FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm) no tempo "t";

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

$IRI_{(t)}$ = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo "t";

N = número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE) no tempo "t".

A Tabela 4.26 resume os parâmetros da Análise de Variância (ANOVA) oriunda do processo de regressão resultante das Equações (4.10) e (4.11).

Pela Tabela 4.26, percebe-se que os resultados da ANOVA continuam indicando significância na representação da irregularidade por meio das Equações

(4.10) e (4.11). Todavia, atenta-se para a redução dos coeficientes de determinação (R^2) em relação às Equações (4.8) e (4.9), indicando maior afastamento entre os valores previstos pelas expressões matemáticas e os resultados de campo.

Tabela 4.26 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.10) e (4.11)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	$F_{\text{observado}}$	Valor P
Equação Lin. (4.10)	Regressão	2	108,77	54,38	317,67	0,00
	Resíduos	187	32,01	0,17	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.11)	Regressão	3	109,74	36,58	219,19	0,00
	Resíduos	186	31,04	0,17	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

Fonte: Autor

No caso de utilização do formato linear de modelagem, o ajuste, tendo como referência o coeficiente de determinação, cai de 0,80 para 0,77, quando o intercepto fixo é imposto para o cálculo dos parâmetros ajustáveis da regressão. No formato exponencial, a redução é menos brusca, caindo de 0,80 para 0,78.

Ademais, as Equações (4.10) e (4.11) exibem valores de 0,41m/km determinados como o erro padrão de estimativa dos respectivos ajustes matemáticos. Ambos os valores são maiores do que aqueles encontrados com as Equações (4.8) e (4.9), que exibem erro padrão de estimativa de 0,38m/km e 0,39m/km, respectivamente.

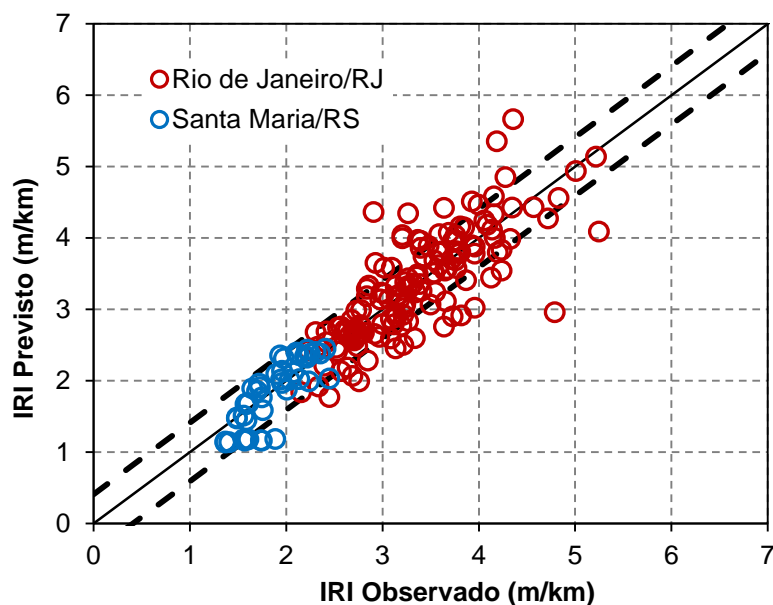
Vale salientar também que, para equações matemáticas sem intercepto ajustável pelo modelo, softwares menos sofisticados de estatística costumam contabilizar o conhecido " R^2 " como a "porcentagem de variabilidade explicada sobre a origem". Este fato costuma acarretar, erroneamente, em coeficientes de determinação muito próximos de 1,0, já que a soma quadrática dos resultados previstos é contabilizada não mais em relação à média dos resultados, mas sim em relação à origem da equação, dando falsa impressão de melhora estatística nos parâmetros matemáticos com a retirada do intercepto.

Em programas mais sofisticados como o *StatSoft STATISTICA* e *Software R*, a retirada de intercepto ajustável contabiliza os ajustes matemáticos pelas "porcentagens de variância contabilizadas pelas equações" ou "proporção de

variância contabilizada”, resultando assim em ajustes com valores mais fiéis aqueles esperados. Os referidos programas costumam sequer mencionar o termo “ R^2 ” quando as regressões são efetuadas sem intercepto. Para fins deste trabalho, o termo seguirá sendo utilizado como sinônimo das variâncias contabilizadas pelas equações; todavia, sugere-se, para trabalhos futuros que busquem a previsão de indicadores de desempenho em pavimentos, atenção aos parâmetros que guiam a qualidade da regressão em formatos sem intercepto.

Dando continuidade, os gráficos da Figura 4.32 e Figura 4.33 exibem o confronto entre valores previstos e observados, respectivamente para as Equações (4.10) e (4.11). As linhas pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão.

Figura 4.32 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.10) - Linear Empírica com intercepto fixo

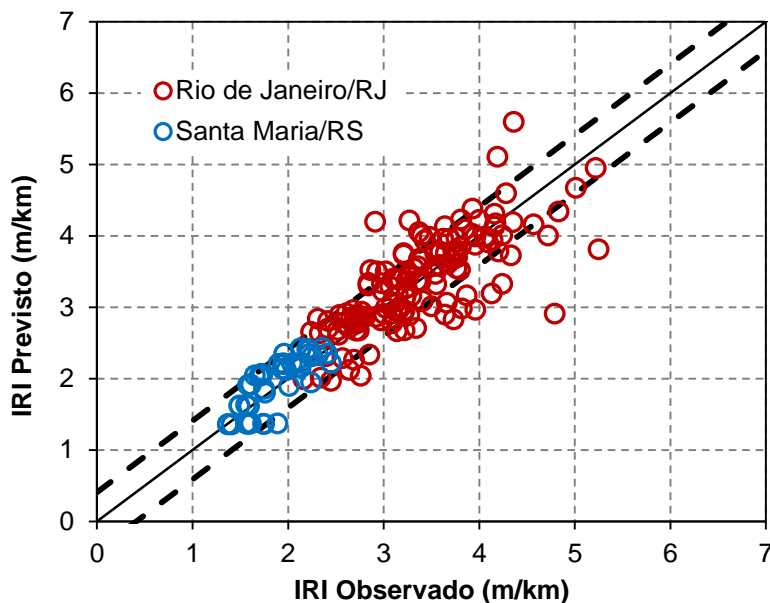


Fonte: Autor

Ao contrário das regressões realizadas com a presença do intercepto, percebe-se que os formatos linear e exponencial se diferenciam quando a irregularidade inicial é fixada como valor mínimo previsto pelas expressões matemáticas. Em relação à análise dos resíduos, em ambos os casos, os Testes de Normalidade *Shapiro-Wilk* indicaram “valor P” menor do que 0,05, ou seja, os

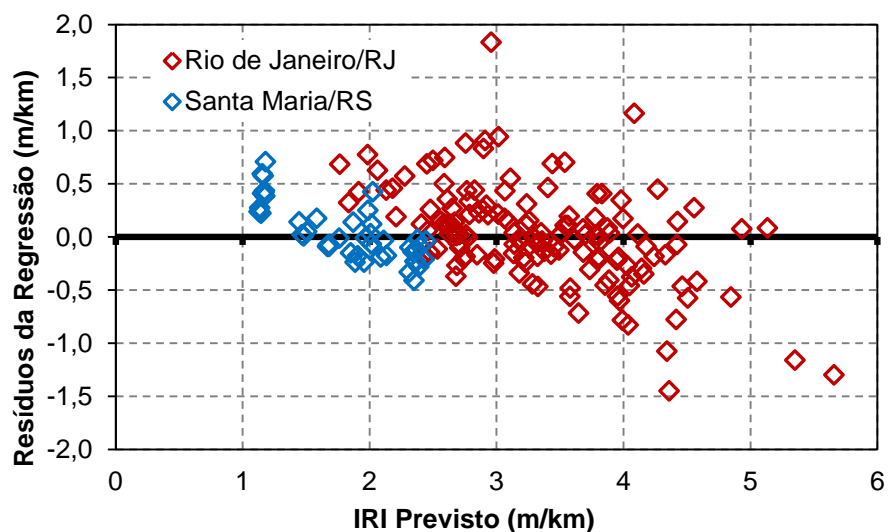
resíduos não seguem uma distribuição normal. Tal constatação é corroborada pelos gráficos da Figura 4.34 e Figura 4.35, que confrontam os resultados dos modelos propostos pelas Equações (4.10) e (4.11) com os resíduos oriundos da regressão.

Figura 4.33 – Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.11) - Exponencial Empírica com intercepto fixo



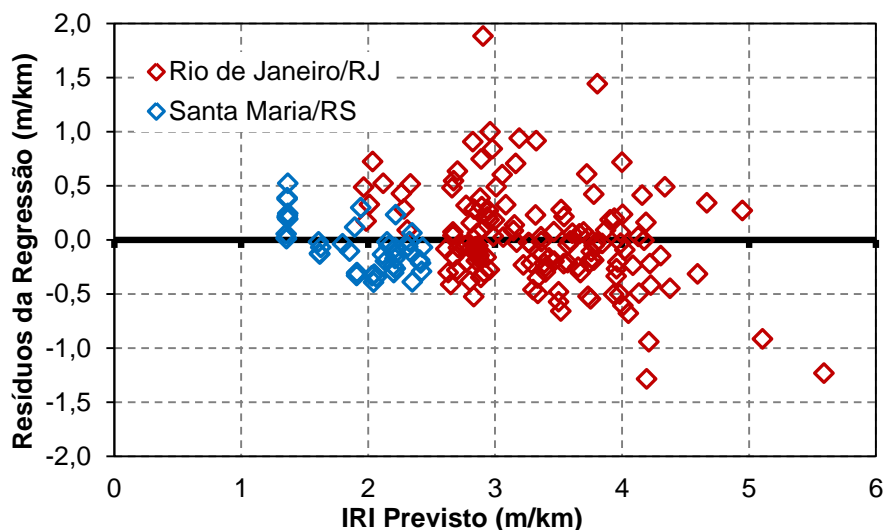
Fonte: Autor

Figura 4.34 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.10) - Linear Empírica com intercepto fixo



Fonte: Autor

Figura 4.35 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.11) - Exponencial Empírica com intercepto fixo



Fonte: Autor

Pelas tendências dos pontos dispostos na Figura 4.34 e Figura 4.35, entende-se que os resultados indicam discretas heteroscedasticidades dos resíduos das regressões resultantes nas Equações (4.10) e (4.11), com mais destaque para o formato linear. Pode-se, pela Figura 4.34, constatar uma tendência dos resíduos da regressão, indicando que o modelo regressivo calcula valores menores que os observados na metade inicial da reta preditiva, contrapondo com valores maiores que os observados na metade final da reta de previsão.

Buscando a correção desta inconsistência (que também ocorre nos modelos em caráter empírico-mecanicistas, expostos posteriormente nos itens 4.3.3.1.2 e 4.3.3.2.2), buscaram-se novas associações entre as variáveis independentes utilizadas, objetivando retirar as heteroscedasticidades dos resíduos dos resultados previstos pelos modelos, por sugestão da banca examinadora do trabalho defendido no dia 03 de maio de 2019. Todavia, esta ação não gerou resultados efetivos, apenas implicando na inserção de novos elementos que distorciam o formato do modelo.

Ainda por sugestão da banca examinadora, buscou-se também avaliar separadamente cada uma das variáveis independentes confrontadas com os resíduos previstos pelas expressões matemáticas com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$.

Conforme ocorrido para as novas tentativas de associação entre variáveis, estas ações não exibiram resultados conclusivos e/ou indicativos importantes para alterações das expressões. O mesmo fato ocorreu nos modelos em caráter empírico-mecanicistas, expostos posteriormente nos itens 4.3.3.1.2 e 4.3.3.2.2. Optou-se assim, por não apresentar os gráficos de resíduos confrontados com as variáveis independentes utilizadas nos modelos neste documento final, visto que as fontes das heteroscedasticidades não foram encontradas.

Outra tentativa sem sucesso de remoção das heteroscedasticidades apresentadas pelos resíduos expostos nos gráficos da Figura 4.34 e Figura 4.35 foi a atribuição de uma função matemática para a representação do erro padrão de estimativa, conforme efetuado por Nascimento (2015) e Fritzen (2016), que ajustam o erro das funções de transferência de dano em área trincada com uso de uma expressão sigmoïdal. Neste trabalho, buscou-se identificar os erros referentes aos resíduos da regressão em distintos formatos matemáticos, agrupando os resultados previstos conforme classificação de DNIT, 2006a.

Todavia, ao analisar uma possível “faixa útil” de valores de irregularidade longitudinal, onde os resultados de campo apresentaram medidas entre 1,8 e 4,0m/km (faixa abrangida pela maior parte das informações presentes no banco de dados, conforme exposto no item 4.1.2), os resíduos tendem a se distribuir aleatoriamente ao redor da referência nula. Nas partes extremas dos gráficos da Figura 4.34 e Figura 4.35, onde as observações empíricas de irregularidade começam a ter menor volume de dados, surgem as heteroscedasticidades.

Entende-se assim que a continuidade de monitoramento das pistas experimentais e a inserção de novos segmentos de avaliação, com condições de irregularidade classificadas em conceitos extremos (ótimo e péssimo, conforme classificação de DNIT, 2006a), podem gerar a obtenção de novos coeficientes regressivos, corrigindo assim as inconsistências geradas pelas expressões calculadas com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$. Optou-se assim por manter a estimativa do erro padrão constante durante toda a previsão de irregularidade longitudinal, fato também efetuado nos modelos de previsão elaborados por AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018).

Mesmo com estas ressalvas, entende-se que os coeficientes de determinação das expressões matemáticas geradas com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$ indicam valores aceitáveis para modelos de previsão de irregularidade, cumprindo com os

preceitos de evolução do indicador avaliado, não resultando em valores ilógicos, como irregularidades menores do que o valor inicial.

Ademais, ao utilizar as Equações (4.10) e (4.11), os resultados sempre partem da irregularidade inicial medida após a construção ou reabilitação do pavimento, atrelando a lógica de engenharia ao formato matemático do modelo. Conforme já mencionado nos primeiros parágrafos deste item, os modelos de AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018), que também partem sua previsão da irregularidade inicial, não seguem uma distribuição normal de resíduos.

De qualquer forma, os formatos expostos na Figura 4.34 e Figura 4.35, que analisam os resíduos oriundos do processo de regressão, indicam que o modelo trabalha levemente a favor da segurança em previsões de irregularidades mais elevadas, prevendo valores maiores do que aqueles observados em campo, um bom indicativo para programação de intervenções com gatilhos determinados pelos índices de irregularidade.

Com base nestas impressões, sugere-se a utilização das Equações (4.10) e (4.11), com intercepto fixo na irregularidade inicial, em detrimento das Equações (4.8) e (4.9), com intercepto ajustável pelo modelo regressivo, para previsão mais coerente da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, salientando a necessidade de ajustes futuros nos modelos com a inserção de novas pistas experimentais, objetivando eliminar as limitações causadas pela não normalidade dos resíduos.

Vale também salientar que, devido à repetição desta ocorrência nas tentativas de previsão do IRI com uso dos danos calculados com o auxílio dos programas computacionais (itens 4.3.3.1 e 4.3.3.2), as ressalvas pontuadas nos parágrafos anteriores são pertinentes também aos modelos empírico-mecanicistas, nos formatos de equação com intercepto ajustável pelo processo de regressão.

4.3.3 Modelagem empírico-mecanicista

Objetivando acoplar a análise mecanicista à previsão de irregularidade, buscou-se trabalhar com os danos médios limitados acumulados como parte do conjunto das variáveis independentes. Esta ação busca tirar as equações de previsão expostas no item anterior, baseadas exclusivamente em observações de campo em pistas experimentais e, conseqüentemente, elaboradas em bases

unicamente empíricas, para um formato empírico-mecanicista, onde o dano calculado computacionalmente, juntamente com outros parâmetros, é convertido em irregularidade.

Vale ressaltar que o cálculo do dano busca eliminar as variáveis regionais do modelo, já que sua calibração mecanicista retira as particularidades locais, permitindo avaliar as situações de um trecho, transpondo essas interpretações para os outros.

Analogamente ao ocorrido na previsão de irregularidade de forma empírica, os procedimentos de regressão múltipla utilizados para prever a irregularidade de forma empírico-mecanicista foram efetuados em formato linear e exponencial. Destaca-se que, inicialmente, procurou-se prever a irregularidade ao longo do tempo apenas com a utilização do dano médio limitado acumulado e da irregularidade inicial após o término dos serviços de implantação ou reabilitação.

Este pensamento inicial foi baseado na filosofia de cálculo do dano, o qual já engloba o tráfego acumulado ao longo do tempo e, assim conseqüentemente, tráfego anual e idade do pavimento. Além disso, a composição de rigidez do sistema de camadas empregado para o cálculo dos esforços, utilizados na quantificação do dano, foi determinada pelo procedimento de retroanálise de módulos de resiliência, com uso das bacias deflectométricas coletadas nos trechos, embutindo também o parâmetro da deflexão no seu resultado.

Todavia, estas tentativas acarretaram em um comportamento destacadamente logaritmo na curva de evolução de irregularidade, já que as tendências de evolução de dano possuem este formato. Desta forma, procurou-se mesclar o tráfego e a idade do pavimento juntamente com um modelo de utilização do dano e irregularidade inicial, trazendo as previsões de irregularidade para os formatos verificados empiricamente (linear e exponencial). A Tabela 4.27 exhibe o conjunto de variáveis numéricas utilizadas nas tentativas de elaboração dos modelos.

Assim como ocorrido na previsão empírica, evitou-se selecionar, em um mesmo modelo, variáveis repetidas ou consideradas colineares, como o tráfego acumulado (N) e anual (N_A), ou tráfego acumulado e idade do pavimento (AGE). Totalizaram-se, por fim, 128 combinações investigadas pelo processo estatístico de regressão linear (64) e exponencial (64), com intervalo de confiabilidade de 95%, tanto utilizando danos calculados com o AEMC quanto danos calculados com o

LVECD. Os itens 4.3.3.1 e 4.3.3.2, que seguem, discriminam as equações, tabelas e gráficos estatísticos referentes às previsões que mais se ajustaram ao banco de dados gerado nos trechos monitorados no Rio de Janeiro/RJ e Santa Maria/RS, utilizando os danos calculados com o auxílio dos respectivos programas.

Tabela 4.27 - Conjunto de variáveis numéricas utilizadas nos modelos empírico-mecanicistas propostos

Yn	Xi					
	i=1	i=2	i=3	i=4	i=5	i=6
IRI	IRI _i	N	N _A	AGE	DANO _{AEMC}	DANO _{LVECD}
	ln IRI _i	ln N	ln N _A	exp (AGE)	AGE*DANO _{AEMC}	AGE*DANO _{LVECD}
		log N	log N _A			
		(ln N) ²	(ln N _A) ²			

Fonte: Autor

Variáveis codificadas conforme Tabela 4.21

Conforme já mencionado no item 4.3.2, optou-se por, na modelagem empírico-mecanicista, exibir com maiores detalhes os resultados referentes às equações obtidas com intercepto fixo na irregularidade inicial medida no pavimento. Esta ação justifica-se pelas interpretações decorridas da modelagem empírica, cujas expressões matemáticas com intercepto ajustável pela regressão, e irregularidade inicial empregada como parte do conjunto de variáveis, permitiram a obtenção de valores de irregularidade incoerentes, quando comparados com a referência inicial. De qualquer forma, para fins de registro, as expressões matemáticas em caráter empírico-mecanicistas, com intercepto ajustável pela regressão, também estão expostas no presente documento, porém sem discussões detalhadas devido aos argumentos supracitados.

4.3.3.1 Modelos determinados com o auxílio do AEMC

Assim como ocorrido nos modelos de previsão empíricos de irregularidade, os melhores ajustes encontrados entre valores previstos e observados de IRI, visando incorporar os danos médios limitados acumulados, calculados com o auxílio do AEMC, na sistemática de previsão, foram obtidos com regressões múltiplas nos formatos linear e exponencial. Nos itens 4.3.3.1.1 e 4.3.3.1.2, que seguem, estão

exibidos os modelos elaborados com intercepto ajustável pela regressão, onde a constante inicial é determinada livremente pelo processo regressivo, tornando a irregularidade inicial como parte do conjunto de variáveis, e com intercepto fixo, onde as equações partem do valor de $IRI_{INICIAL}$.

4.3.3.1.1 Modelos empírico-mecanicistas determinados com o auxílio do AEMC com intercepto ajustável pela regressão

Conforme delineamento exposto nos itens precedentes, as Equações (4.12) e (4.13) exibem as situações de melhor conformidade alcançada, considerando casos com a presença de intercepto ajustado pela regressão matemática, estando a irregularidade inicial presente no conjunto de variáveis ajustáveis. Os critérios adotados foram os coeficientes de determinação (R^2), o erro padrão de estimativa, os resultados da ANOVA e testes de hipótese oriundos das regressões, além da verificação de normalidade dos resíduos e a homocedasticidade dos erros experimentais.

$$IRI_{(t)} = 0,620 + (0,784 * IRI_i) + (0,0148 * DANO_{AEMC} * AGE) \quad (4.12)$$

$$R^2 = 0,82$$

$$IRI_{(t)} = -13,752 + IRI_i + \exp[2,675 + (0,047 + IRI_i) + (7,36 * 10^{-4} * DANO_{AEMC} * AGE)] \quad (4.13)$$

$$R^2 = 0,82$$

Em que:

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses) no tempo “t”;

Dano_{AEMC} = dano médio limitado acumulado (calculado com auxílio do AEMC) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

IRI_(t) = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”.

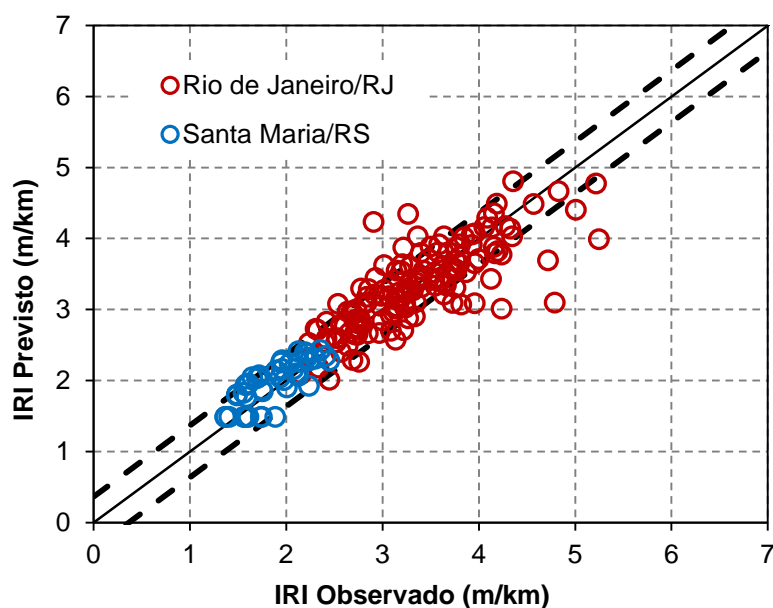
Os erros padrão de estimativa, referentes às Equações (4.12) e (4.13) são de, respectivamente, 0,36 e 0,37m/km. A Tabela 4.28 exibe os resultados da Análise de Variância oriunda dos ajustes regressivos expostos nas referidas equações, já os gráficos da Figura 4.36 e Figura 4.37 exibem o confronto dos valores previstos e observados, respectivamente para as Equações (4.12) e (4.13). As linhas pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão.

Tabela 4.28 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.12) e (4.13)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{observado}	Valor P
Equação Lin. (4.12)	Regressão	3	116,04	38,68	290,77	0,00
	Resíduos	186	24,74	0,13	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.13)	Regressão	4	115,66	28,91	212,92	0,00
	Resíduos	185	25,12	0,14	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

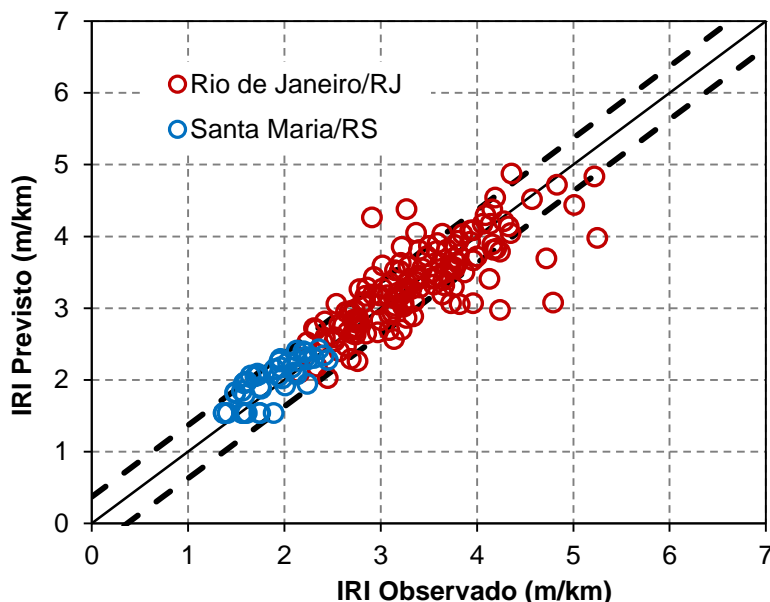
Fonte: Autor

Figura 4.36 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.12) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Figura 4.37 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.13) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável

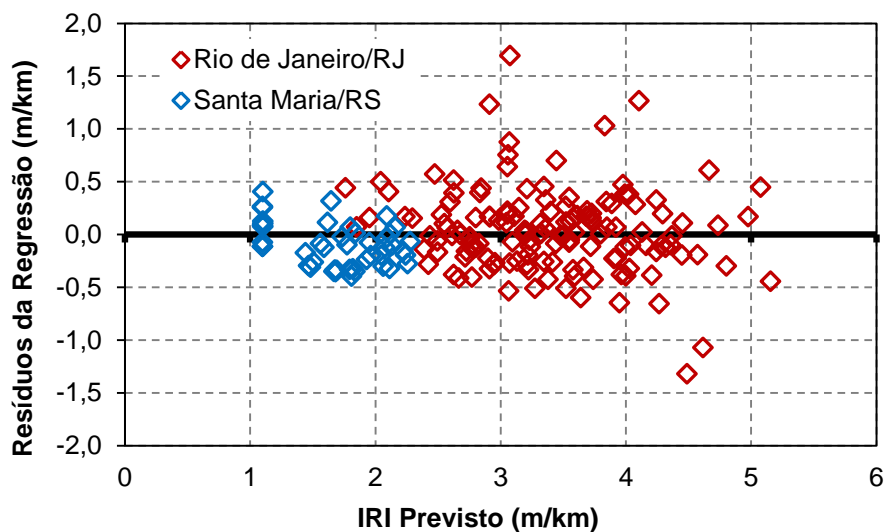


Fonte: Autor

Conforme ocorrido no modelo empírico, percebe-se muita semelhança entre os ajustes linear e exponencial obtidos dos modelos com presença dos interceptos. Os gráficos da Figura 4.38 e Figura 4.39 confrontam os resíduos das regressões resultantes das Equações (4.12) e (4.13), respectivamente, indicando homocedasticidade dos erros experimentais. Corroboram com isso, os resultados dos testes de normalidade Shapiro-Wilk, com valor p maior do que o nível de significância de teste (0,05), calculados a partir dos resíduos produzidos pelas Equações (4.8) e (4.9), respectivamente. Interpreta-se assim que os resíduos seguem uma distribuição normal.

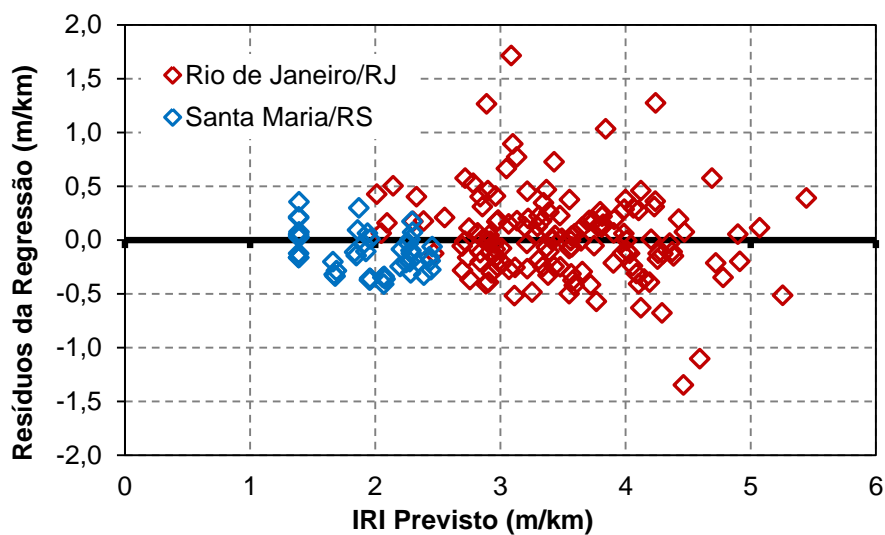
Mesmo com os ajustes estatísticos adequados, assim como ocorrido nos modelos empíricos, os resultados previstos pelas expressões matemáticas expostas nas Equações (4.12) e (4.13) também permitem a obtenção de valores de irregularidade inconsistentes sob o ponto de vista de engenharia, considerando o padrão de evolução do indicador avaliado ao longo do tempo. Desta forma, buscaram-se os ajustes em casos com o intercepto fixo na irregularidade inicial, conforme exposto no item 4.3.3.1.2, que segue.

Figura 4.38 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.12) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Figura 4.39 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.13) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto ajustável



Fonte: Autor

4.3.3.1.2 Modelos empírico-mecanicistas determinados com o auxílio do AEMC com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$

Refeitos os procedimentos regressivos, com o incremento de irregularidade ao longo do tempo partindo do valor fixado no $IRI_{INICIAL}$, foram obtidos os ajustes matemáticos expostos nas Equações (4.14) e (4.15), que exibem as situações de melhor conformidade alcançada. Conforme abordado nos itens precedentes, os critérios adotados foram os coeficientes de determinação (R^2), o erro padrão de estimativa, os resultados da ANOVA e testes de hipótese oriundos das regressões. A verificação de normalidade dos resíduos e a homocedasticidade dos erros experimentais foram utilizados como análise complementar.

$$IRI_{(t)} = IRI_i + (0,0141 * DANO_{AEMC} * AGE) \quad (4.14)$$

$$R^2 = 0,78$$

$$IRI_{(t)} = IRI_i + \exp[-1,485 + (0,0174 * DANO_{AEMC} * AGE)] \quad (4.15)$$

$$R^2 = 0,79$$

Em que:

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses) no tempo “t”;

Dano_{AEMC} = dano médio limitado acumulado (calculado com auxílio do AEMC) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

$IRI_{(t)}$ = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”.

O erro padrão de estimativa, embutido nas Equações (4.14) e (4.15), é de 0,40m/km, para ambos os formatos de evolução do IRI. A Tabela 4.29 exhibe os resultados da ANOVA, oriunda dos ajustes regressivos expostos nas Equações (4.14) e (4.15). O confronto entre os resultados previstos e observados está exposto na Figura 4.40 e Figura 4.41, respectivas as Equações (4.14) e (4.15). As linhas

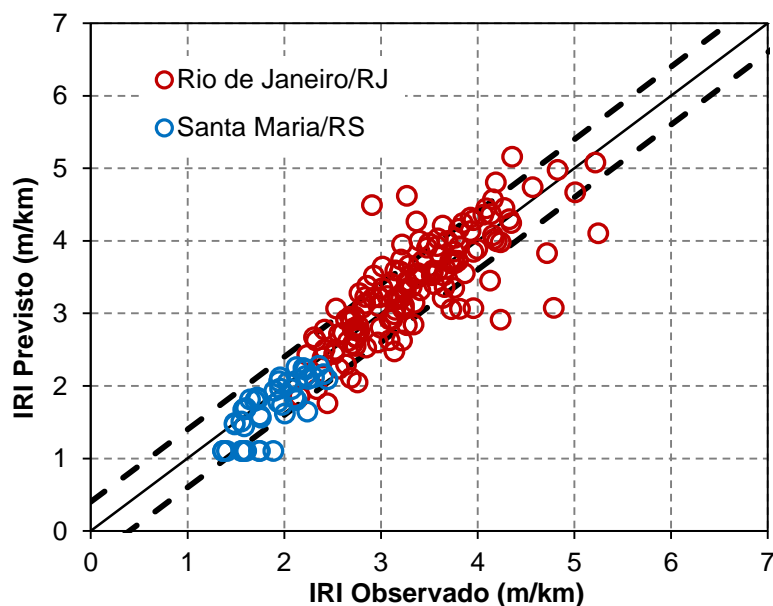
pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão.

Tabela 4.29 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.14) e (4.15)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{observado}	Valor P
Equação Lin. (4.14)	Regressão	1	110,42	110,42	683,69	0,00
	Resíduos	188	30,36	0,16	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.15)	Regressão	2	111,34	55,67	353,57	0,00
	Resíduos	187	29,44	0,16	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

Fonte: Autor

Figura 4.40 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo

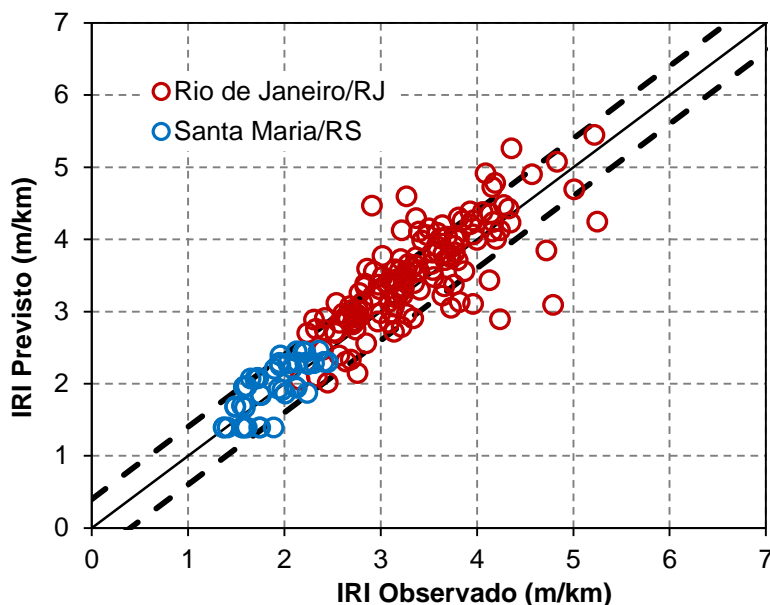


Fonte: Autor

Comparando os parâmetros estatísticos com aqueles obtidos no ajuste dos modelos empíricos, também no formato com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$, verifica-se manutenção no padrão de qualidade dos resultados do coeficiente de determinação e erro padrão de estimativa, indicando que o modelo calibrado com o dano é capaz

de representar o comportamento de irregularidade de maneira similar àquela determinada de forma exclusivamente empírica.

Figura 4.41 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo



Fonte: Autor

Destaca-se que, tanto na Equação (4.14) quanto na Equação (4.15), a opção por multiplicar o dano calculado pela idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação busca adequar às previsões os casos de danos significativamente altos, determinados logo nas idades iniciais do pavimento. Pela observação do banco de dados, pôde-se perceber que esta multiplicação suaviza os casos em que o processo de danificação elevado ainda não causou efeitos práticos nas condições de superfície. Com o passar do tempo e o andamento da microfissuração progressiva das camadas asfálticas, captada pelo cálculo do dano, este fator começa a ser decisivo na evolução do IRI.

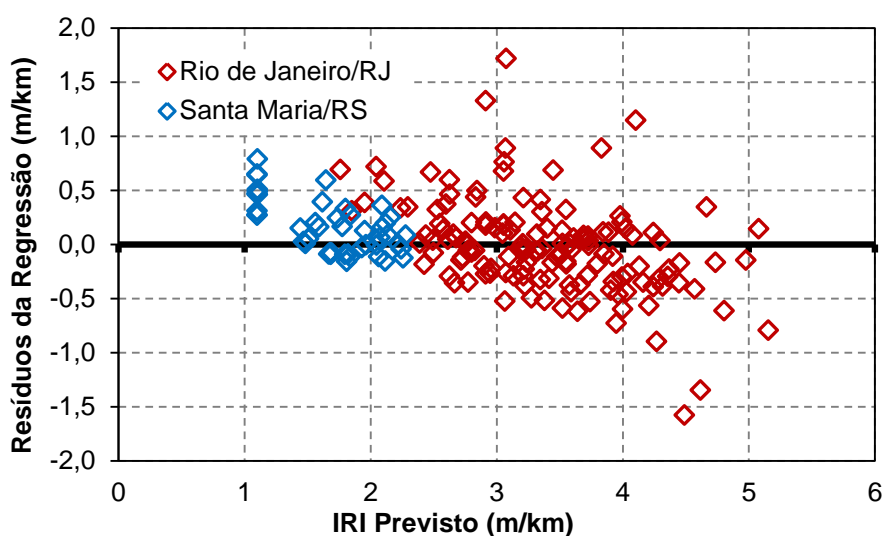
Entende-se que esta multiplicação atua benéficamente tanto nas fases iniciais quanto em idades avançadas de operação do pavimento, tornando-se um dos fatores primordiais para o ajuste satisfatório do modelo de previsão.

Já pela análise da Figura 4.40 e Figura 4.41, pode-se perceber que os valores previstos e observados seguem relativamente próximos da referência de igualdade

entre eixos horizontais e verticais, mantendo o padrão de comportamento visualizado no modelo empírico, indicando, também com base nos coeficientes de determinação, aparente superioridade no ajuste determinado no modelo exponencial, em relação aquele observado pelo modelo linear. Esta aparente melhora deve ser relativizada, já que o item 4.4, que busca validar os modelos de irregularidade longitudinal elaborados nesta tese, discute algumas limitações do formato matemático exponencial, para casos com intercepto fixado.

Por fim, os resíduos oriundos das diferenças entre os valores previstos e observados estão confrontados com os valores previstos nos gráficos da Figura 4.42 e Figura 4.43, respectivamente para as Equações (4.14) e (4.15).

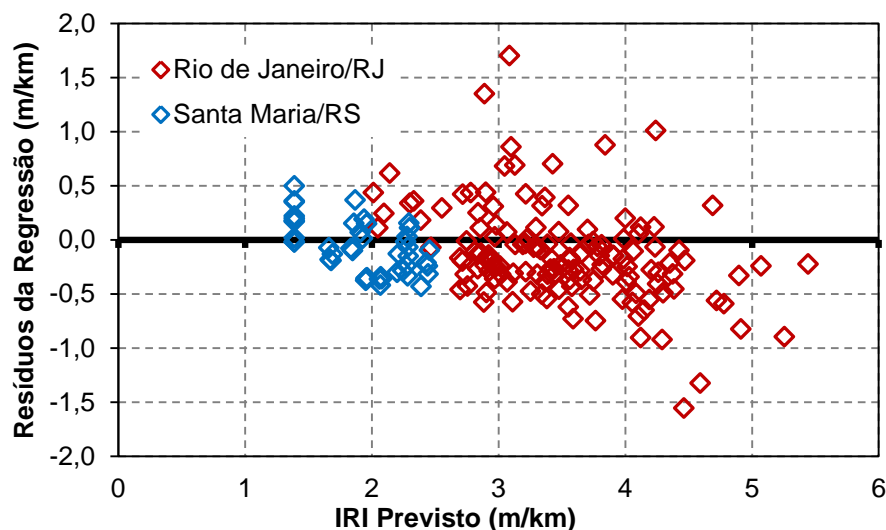
Figura 4.42 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo



Fonte: Autor

Conforme ocorrido na previsão empírica, quando o modelo é ajustado partindo do valor de irregularidade inicial, os resíduos tendem a mostrar discretas heteroscedasticidades, mais proeminentes na equação em formato linear. O Teste de Normalidade *Shapiro-Wilk* corrobora com esta constatação, indicando “valor P” menor do que o nível de significância de teste, em ambos os casos das Equações (4.14) e (4.15).

Figura 4.43 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo



Fonte: Autor

Mesmo com estas ressalvas, entende-se ser mais adequada a utilização dos modelos partindo da irregularidade inicial, priorizando os princípios de engenharia e evolução do indicador, em detrimento de parâmetros estatísticos. Conforme ocorrido no modelo de previsão puramente empírico, as equações empírico-mecanicistas, elaboradas com uso do dano calculado com o auxílio do AEMC, acarretam em valores previstos maiores que os observados quando o IRI atinge valores de maior magnitude, trabalhando a favor da segurança rodoviária, no intuito de sua utilização como critério de projeto.

4.3.3.2 Modelos determinados com o LVECD

Visando adequar os danos médios limitados acumulados, calculados com o LVECD, a sistemática de previsão do IRI, as regressões foram processadas embutindo os valores de danificação determinados com o *software* americano entre as variáveis independentes. Conforme ocorrido para os modelos empíricos e para as previsões elaborados com os danos calculados com auxílio do AEMC, optou-se por exibir, nos itens 4.3.3.2.1 e 4.3.3.2.2, que seguem, as equações elaboradas com intercepto ajustável pela regressão, onde a constante inicial é determinada

livremente pelo processo regressivo, tornando a irregularidade inicial como parte do conjunto de variáveis, e com intercepto fixo, onde as equações partem do valor de $IRI_{INICIAL}$.

4.3.3.2.1 Modelos empírico-mecanicistas determinados pelo LVECD com intercepto ajustável pela regressão

Para previsão da evolução do IRI ao longo do tempo com a utilização de formatos matemáticos com intercepto ajustável pela regressão, as Equações (4.16) e (4.17) exibem os resultados que melhor se ajustaram ao conjunto de dados, considerando os casos em que o parâmetro mecânico de dano foi calculado com uso do software LVECD.

$$IRI_{(t)} = 0,479 + (0,851 * IRI_i) + (0,0119 * DANO_{LVECD} * AGE) \quad (4.16)$$

$$R^2 = 0,82$$

$$IRI_{(t)} = -14,487 + \exp[2,717 + (0,049 + IRI_i) + (5,63 * 10^{-4} * DANO_{LVECD} * AGE)] \quad (4.17)$$

$$R^2 = 0,82$$

Em que:

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses) no tempo “t”;

Dano_{LVECD} = dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

IRI_(t) = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”.

O erro padrão de estimativa quantificado para as Equações (4.16) e (4.17) foi 0,37m/km, para ambos os casos. A Tabela 4.30 exhibe os resultados da ANOVA oriunda dos ajustes regressivos expostos nas referidas equações. Já os gráficos da Figura 4.44 e Figura 4.45 confrontam esses resultados, respectivamente para as

Equações (4.16) e (4.17). As linhas pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão.

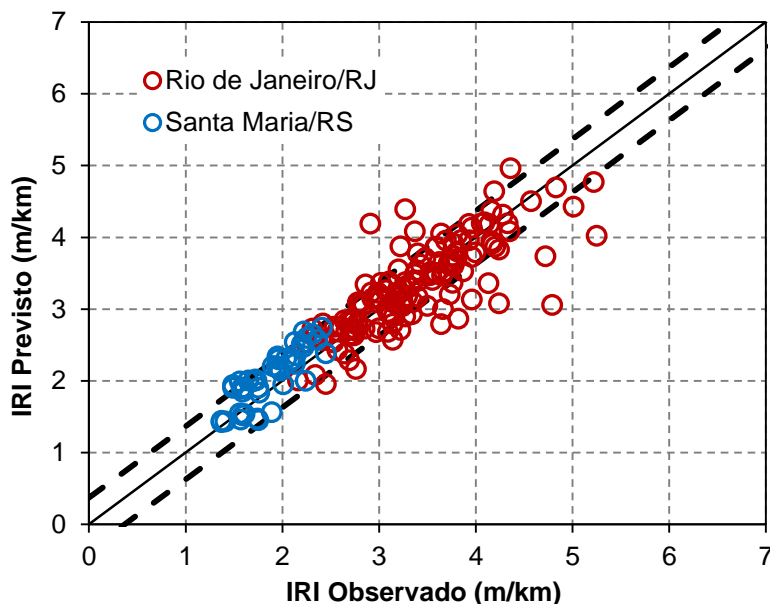
Ainda, os resíduos obtidos com os ajustes matemáticos resultantes nas Equações (4.16) e (4.17) estão confrontados com os valores previstos nos gráficos da Figura 4.46 e Figura 4.47, respectivamente.

Tabela 4.30 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.16) e (4.17)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{observado}	Valor P
Equação Lin. (4.16)	Regressão	3	115,32	38,44	280,86	0,00
	Resíduos	186	25,46	0,14	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.17)	Regressão	4	114,81	28,70	204,49	0,00
	Resíduos	185	25,97	0,14	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

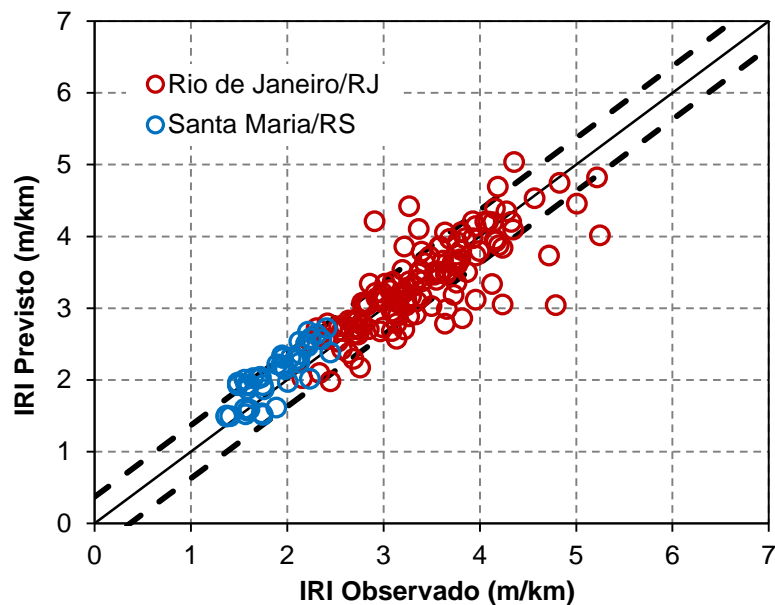
Fonte: Autor

Figura 4.44 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.16) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável



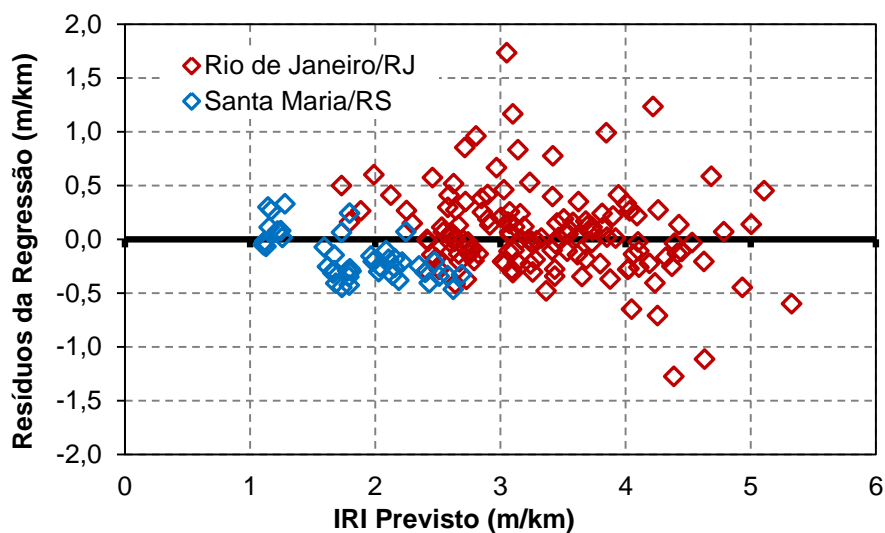
Fonte: Autor

Figura 4.45 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.17) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável



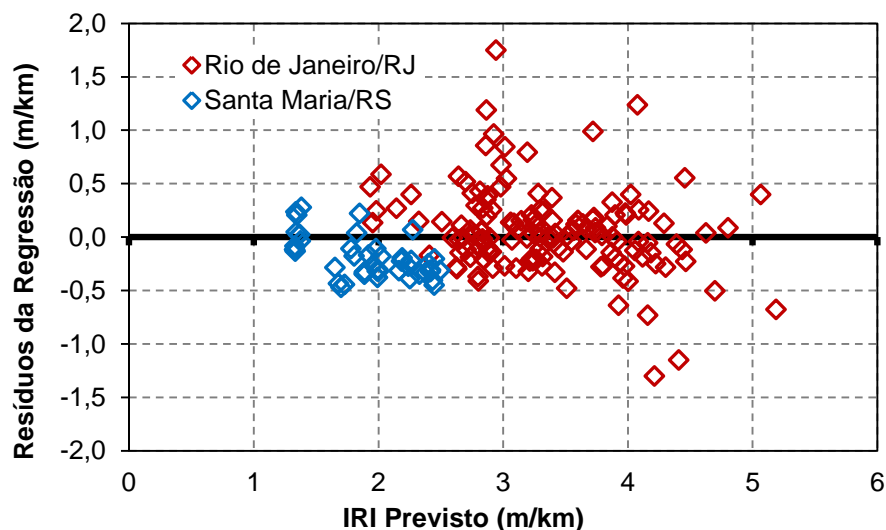
Fonte: Autor

Figura 4.46 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.16) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Figura 4.47 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.17) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto ajustável



Fonte: Autor

Conforme pode ser visualizado nos gráficos da Figura 4.46 e Figura 4.47, percebe-se que os pontos se distribuem aleatoriamente ao redor da referência indicando a inexistência de heteroscedasticidades. Os resultados dos testes de normalidade Shapiro-Wilk comprovam a normalidade dos resíduos obtidos com as Equações (4.16) e (4.17), com “valores P” maiores que o nível de significância do teste (0,05).

Todavia, devido a inconformidade de algumas previsões obtidas em formato com intercepto ajustável pela regressão, com coeficiente angular trabalhando dentro da variável de irregularidade inicial, procurou-se montar, assim como ocorrido nos modelos de previsão empíricos e empírico-mecanicistas, com uso do AEMC, um modelo regressivo com intercepto fixado na irregularidade inicial, seguindo os preceitos de evolução do IRI. Estes formatos estão expostos no item 4.3.3.2.2.

4.3.3.2.2 Modelos empírico-mecanicistas determinados pelo LVECD com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$

Com os procedimentos de regressão refeitos mediante critério de consideração do modelo incremental a partir do valor inicial de irregularidade

longitudinal, as Equações (4.18) e (4.19) resultaram nos melhores ajustes entre valores previstos e observados, respectivamente para os formatos linear e exponencial.

$$\begin{aligned} \text{IRI}_{(t)} &= \text{IRI}_i + (0,0124 * \text{DANO}_{\text{LVECD}} * \text{AGE}) \\ R^2 &= 0,79 \end{aligned} \quad (4.18)$$

$$\begin{aligned} \text{IRI}_{(t)} &= \text{IRI}_i + \exp[-1,482 + (0,0152 * \text{DANO}_{\text{LVECD}} * \text{AGE})] \\ R^2 &= 0,80 \end{aligned} \quad (4.19)$$

Em que:

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses) no tempo “t”;

Dano_{LVECD} = dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

IRI_(t) = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”.

Destaca-se, quando analisadas as Equações (4.18) e (4.19), os coeficientes de determinação mais altos em comparação com os modelos expostos nos itens anteriores, tanto em caráter puramente empírico quanto em caráter empírico-mecanicista, com uso do AEMC (com uso do intercepto fixo), indicando um bom ajuste entre valores previstos e observados pelo modelo adaptado para o dano calculado com o LVECD.

Para os modelos anteriormente apresentados nos itens 4.3.2.2 e 4.3.3.1.2, os coeficientes de determinação (R^2) foram quantificados em 0,77 e 0,78, respectivamente, para o formato linear; e 0,78 e 0,79, respectivamente, para o formato exponencial. Os ajustes (R^2) quantificados em 0,79 e 0,80, obtidos com o modelo regressivo com uso dos danos calculados com o LVECD, respectivamente para os formatos linear e exponencial, indicam melhor associação entre os resultados previstos pelas Equações (4.18) e (4.19) e os valores observados em campo.

Ademais, o erro padrão de estimativa, resultante das previsões de irregularidade efetuadas pelas Equações (4.18) e (4.19), foi quantificado em 0,39m/km, em ambos os casos. Os valores, quando comparados àqueles determinados pelos modelos empíricos com intercepto fixo (0,41m/km, para linear e exponencial) e com os modelos empírico-mecanicistas, elaborados com o auxílio do AEMC (0,40 m/km, para linear e exponencial), também reforçam a superioridade estatística dos modelos desenvolvidos com uso dos danos médios limitados acumulados, calculados com o LVECD.

Como forma de complementação, a Tabela 4.31 exhibe os resultados da ANOVA oriunda dos ajustes regressivos expostos nas referidas equações.

Tabela 4.31 - ANOVA das regressões resultantes nas Equações (4.18) e (4.19)

ANOVA		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	F _{observado}	Valor P
Equação Lin. (4.18)	Regressão	1	111,71	111,71	722,59	0,00
	Resíduos	188	29,07	0,15	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--
Equação Exp. (4.19)	Regressão	2	112,37	56,18	369,78	0,00
	Resíduos	187	28,41	0,15	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--

Fonte: Autor

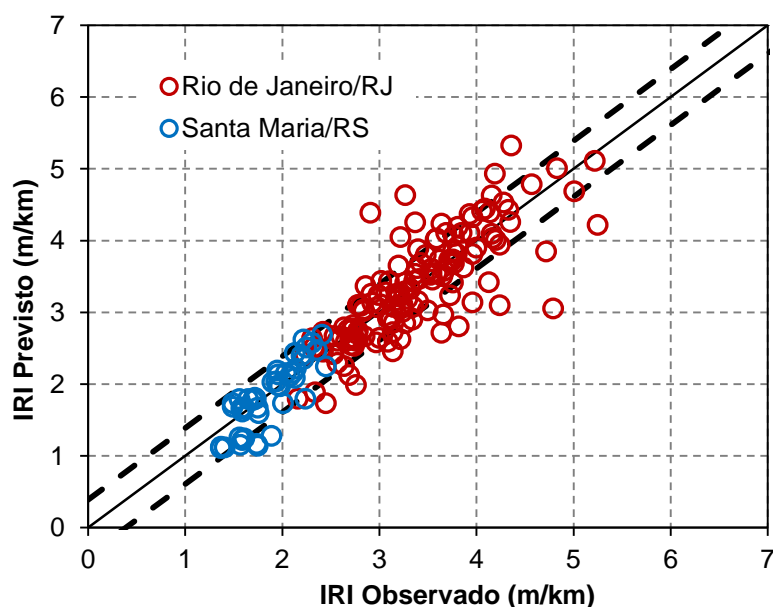
Devido à igualdade nos graus de liberdade empregados no procedimento de regressão dos modelos empírico-mecanicistas determinados com o LVECD e com o AEMC, pode-se comparar também a Tabela 4.31 com a Tabela 4.29, analisando os valores do teste F de Snedcor ($F_{OBSERVADO}$). Esta comparação indica que os resultados do teste F de Snedcor, maiores nos casos em que o modelo é elaborado com uso dos danos calculados com o LVECD, tanto no formato linear quanto exponencial, apontam para superioridade no ajuste obtido com a expressão matemática elaborada com o dano oriundo do LVECD como parte do conjunto de variáveis.

A comparação entre os valores de $F_{OBSERVADO}$ expostos na Tabela 4.31 e Tabela 4.29, com aqueles exibidos na Tabela 4.26 não pode ser efetuada, devido ao diferente número de graus de liberdade empregados nas regressões em caráter empírico e empírico-mecanicistas.

Ainda, os gráficos da Figura 4.48 e Figura 4.49 exibem o confronto entre valores observados e previstos pelos referidos ajustes matemáticos. As linhas pontilhadas em preto representam os limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa resultante da regressão. Por fim, os resíduos da regressão estão confrontados com os valores previstos nos gráficos da Figura 4.50 e Figura 4.51, respectivamente para as Equações (4.18) e (4.19).

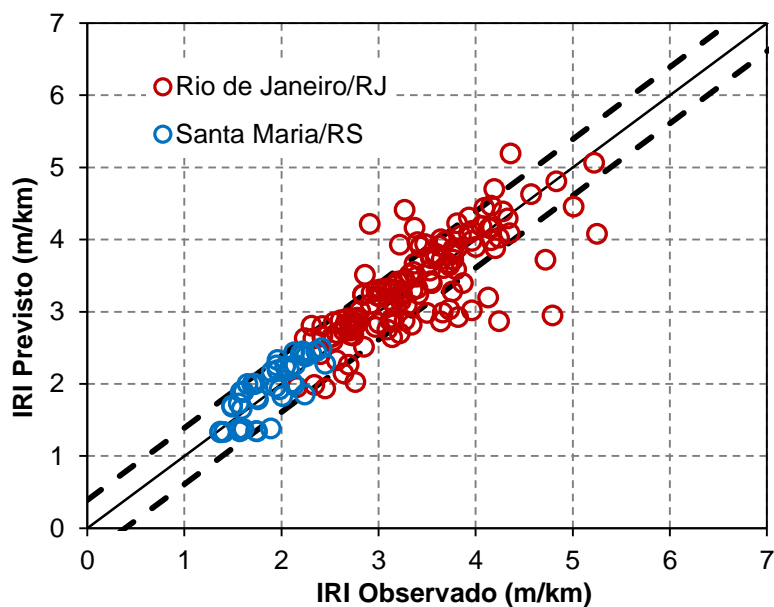
Em ambos os casos, os Testes de Normalidade *Shapiro-Wilk* não indicaram distribuição normal dos resíduos, com “valor P” menor do que o nível de significância de teste (0,05). Todavia, conforme já discutido nos itens anteriores, entende-se que, mesmo com a falta de normalidade nos resíduos, confirmadas pelas discretas heteroscedasticidades das diferenças entre valores previstos e observados, expostas nos gráficos da Figura 4.50 e Figura 4.51, as Equações (4.18) e (4.19) exibem os formatos adequados para quantificação da irregularidade, não resultando em valores incoerentes, sob o ponto de vista de engenharia.

Figura 4.48 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.18) - Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo



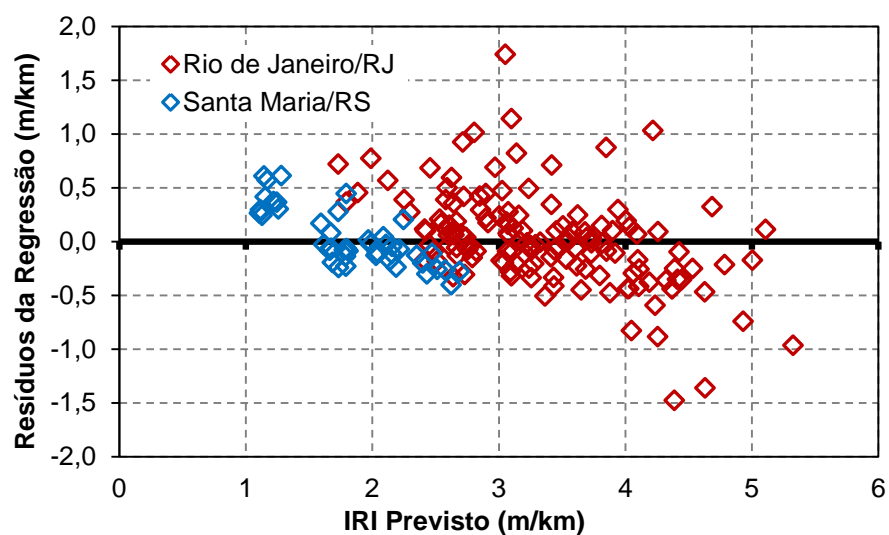
Fonte: Autor

Figura 4.49 - Irregularidade longitudinal prevista com a Equação (4.19) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo



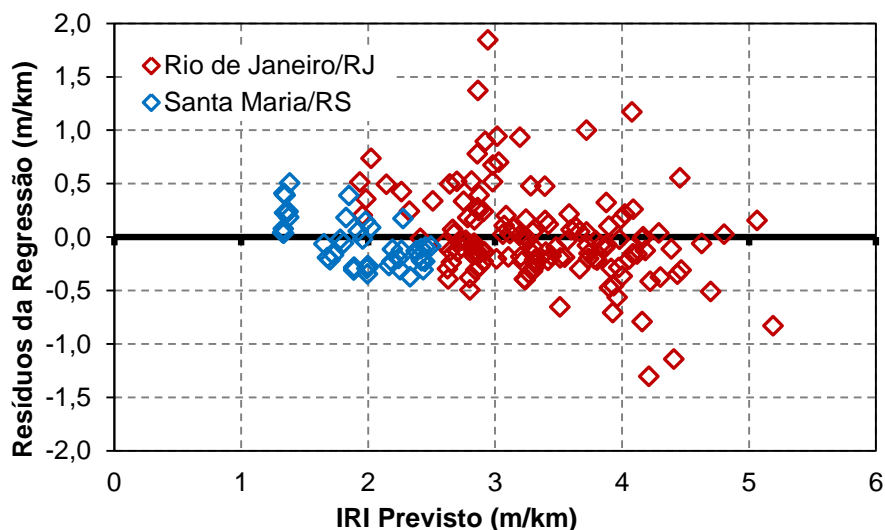
Fonte: Autor

Figura 4.50 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.18) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo



Fonte: Autor

Figura 4.51 - Avaliação da variância dos erros experimentais previstos pela Equação (4.19) - Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo



Fonte: Autor

Salienta-se, todavia, para evolução da capacidade das equações preditivas de irregularidade longitudinal elaboradas nesta tese, a necessidade de ajustes futuros nos modelos com a inserção de novas pistas experimentais, objetivando eliminar as limitações causadas pela não normalidade dos resíduos.

4.4 VALIDAÇÃO DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE LOGITUDINAL

Objetivando validar os modelos de previsão de irregularidade longitudinal, expostos nos itens 4.3.2 e 4.3.3, informações referentes aos pavimentos monitorados por instituições parceiras da Rede de Tecnologia em Asfaltos foram utilizadas para verificar a pertinência das equações elaboradas neste trabalho.

A fim de objetivar as análises apenas na verificação dos resultados obtidos com os modelos, o banco de dados utilizado na rotina de validação foi compilado no Apêndice C. A concepção das estruturas que constituem os trechos de validação foi exposta no item 3.5.

Conforme descrito na metodologia, foram empregadas, nesta fase, uma pista monitorada pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), três

pavimentos avaliados pela Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), dez segmentos acompanhados na concessão CCR Nova Dutra (ND), na BR-116, no estado de São Paulo, e duas pistas monitoradas pela Universidade de São Paulo (USP).

Os tópicos que seguem exibem a validação efetuada para os modelos recomendados em caráter empírico e empírico-mecanicista, com uso do AEMC e do LVECD. Conforme as recomendações efetuadas no decorrer do item 4.3, buscou-se validar apenas as expressões matemáticas elaboradas com intercepto fixo na irregularidade inicial. Este fato não restringe a utilização dos modelos de previsão com intercepto ajustável pela regressão e coeficiente angular aplicado ao $IRI_{INICIAL}$, todavia, para emprego destas equações, deve-se atentar as inconsistências geradas nos casos extremos de baixa e alta irregularidade inicial, conforme abordado durante o item 4.3.

4.4.1 Validação dos modelos empíricos

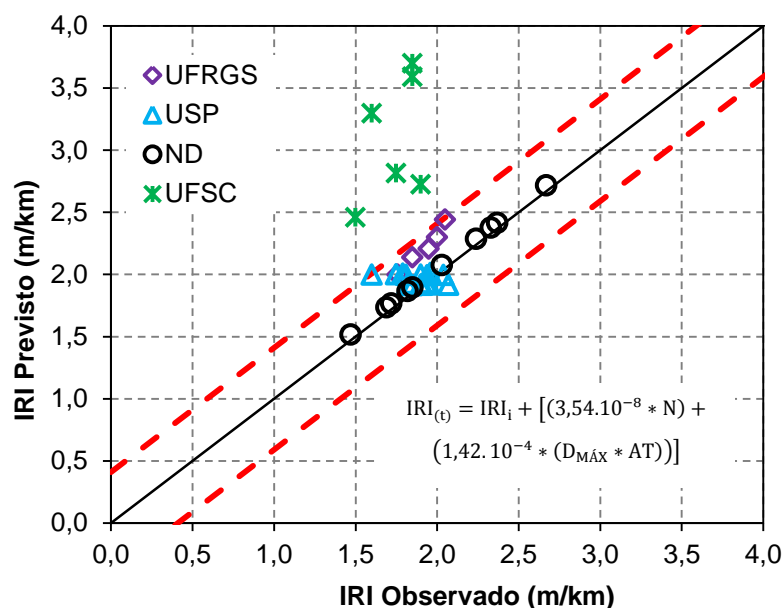
Com o intuito de verificar o desempenho dos modelos gerados em caráter puramente empírico, expostos nas Equações (4.10) e (4.11), os gráficos da Figura 4.52 e Figura 4.53, respectivamente para os formatos linear e exponencial, exibem o confronto entre valores observados e previstos pelos referidos ajustes matemáticos, com destaque para as linhas pontilhadas vermelhas, representando o erro padrão de estimativa resultante da regressão, com nível de confiabilidade igual a 95%

Pela interpretação dos resultados expostos nos gráficos da Figura 4.52 e Figura 4.53, pode-se perceber que, tanto no formato linear quanto exponencial, os resultados previstos para os trechos da UFSC estão significativamente distantes daqueles observados em pista, afastando-se também dos limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa. Salienta-se que os valores de tráfego anual para os pavimentos monitorados pela UFSC possuem magnitude significativamente maior do que aqueles empregados na calibração dos modelos desenvolvidos neste trabalho em caráter unicamente empírico.

O tráfego anual atuante no trecho monitorado pela UFRGS e nos segmentos experimentais acompanhados na Nova Dutra (ND) também é superior aos casos analisados na fase de calibração. Todavia, como estes pavimentos foram analisados apenas nas idades iniciais, o número N acumulado não impactou de maneira

relevante nos resultados previstos de IRI, mantendo as projeções dentro dos limites estabelecidos pela margem de erro.

Figura 4.52 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.10) – Linear Empírica com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

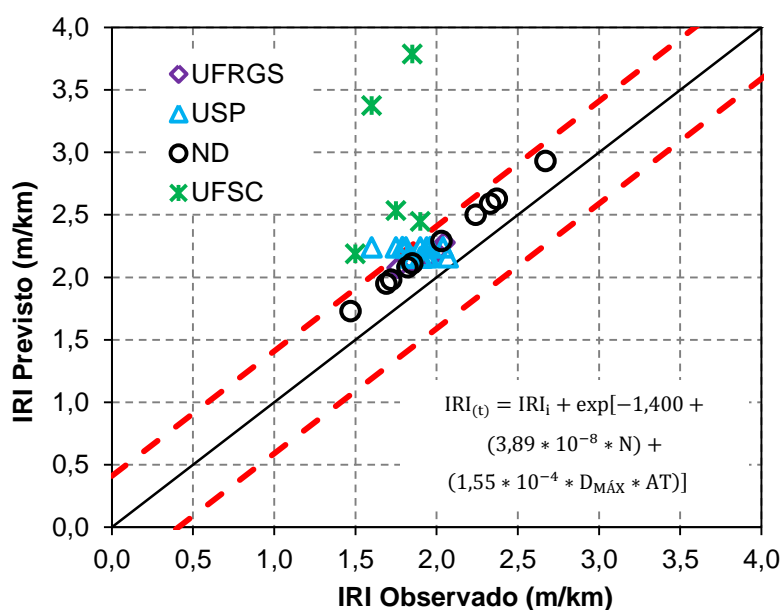
Dentre as pistas experimentais utilizadas na fase de calibração, o maior tráfego anual presente no banco de dados foi quantificado em $2,35 \times 10^6$ solicitações do eixo padrão. Em contraponto, de acordo com as informações expostas no item 3.5, o tráfego anual inicial estimado para os pavimentos monitorados pela UFSC é de $1,33 \times 10^7$.

Conforme debatido no item 2.2.15, em modelos elaborados no caráter unicamente empírico, dados significativamente distantes das condições de contorno, com as quais o modelo fora calibrando, costumam ser de temerária utilização. No item que segue (4.4.2), será possível verificar que esta ocorrência é corrigida pela utilização do parâmetro mecânico de dano, calculado com o auxílio das ferramentas computacionais, em associação com a idade do pavimento.

Ainda sobre os gráficos da Figura 4.52 e Figura 4.53, deve-se comentar o melhor desempenho da previsão determinada pelo modelo em formato linear, quanto comparado aquele representado pela expressão matemática exponencial.

Percebe-se que, pelos pontos distribuídos na Figura 4.52, com exceção dos valores referentes aos trechos monitorados pela UFSC, todos os demais resultados se encontram relativamente próximos da referência de igualdade entre valores previstos e observados, posicionando-se dentro dos limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa.

Figura 4.53 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.11) – Exponencial Empírica com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

O mesmo não ocorre na disposição dos pontos expostos na Figura 4.53, relativa ao ajuste em formato exponencial. Explica-se este fato devido a uma limitação matemática de equações neste formato, que, ao trabalhar com intercepto fixado, produzem um salto numérico nos valores medidos nas idades iniciais, incoerentes com a realidade observada em campo.

Este salto ocorre pois a exponencial de *Euler* de um número nulo resulta em um valor unitário. Desta forma, os modelos regressivos buscam ajustar as expressões matemáticas com parâmetros negativos, conforme Equação (4.11). Mesmo com estes parâmetros negativos, para casos em que as variáveis independentes ainda apresentam valores pequenos (idades iniciais do pavimento), o

ajuste matemático não consegue captar a baixa influência na irregularidade, prejudicando a previsão.

Sugere-se assim, para previsão partindo do modelo em caráter puramente empírico, a utilização da expressão em formato linear, conforme Equação (4.10).

4.4.2 Validação dos modelos empírico-mecanicistas

Os modelos elaborados com os danos médios limitados calculados com o auxílio do AEMC e com o LVECD também foram avaliados com uso das informações das pistas de validação, conforme banco de dados exposto no Apêndice C.

As constantes k_1 , k_2 e k_3 , além do valor da curva mestra do ensaio de módulo complexo, na frequência de 10Hz e temperatura de 25°C, necessários para aplicação da Equação (3.2), adotado para calcular os valores de solicitações admissíveis à fadiga utilizando esforços obtidos com o AEMC, estão expostos na Tabela 4.32.

Tabela 4.32 - Parâmetros de fadiga utilizados no cálculo do dano a partir de esforços simulados com o AEMC para trechos de validação

ID da Pista	Tipo de Mistura Asfáltica	E* @ 10Hz 25°C (MPa)	Fadiga		
			k1	k2	k3
UFRGS 2	UFRGS 60/85	5.517	6,30E+14	6,22	-4,55
USP 4	USP 50/70	6.908	2,69E+04	5,24	-2,71
USP 5	USP 30/45	8.074	3,16E+05	4,87	-2,64
ND 1	ND 15/25	11.830	3,50E-12	5,18	-0,58
ND 2	ND 15/25	11.830	3,50E-12	5,18	-0,58
ND 3	ND 15/25	11.830	3,50E-12	5,18	-0,58
ND 4	ND 15/25	11.830	3,50E-12	5,18	-0,58
ND 5	ND HM1	9.460	1,21E+00	4,70	-1,91
ND 6	ND HM1	9.460	1,21E+00	4,70	-1,91
ND 7	ND HM1	9.460	1,21E+00	4,70	-1,91
ND 8	ND HM2 ^(a)	7.934	7,01E+02	5,04	-2,42
	ND HM1 ^(b)	9.460	1,21E+00	4,70	-1,91
ND 9	ND HM2	7.934	7,01E+02	5,04	-2,42
ND 10	ND HM2	7.934	7,01E+02	5,04	-2,42
UFSC 3	UFSC 50/70 ^(a)	5.802	3,09E+10	4,78	-3,41
	UFSC AB ^(b)	5.842	3,85E+06	5,22	-3,14
UFSC 4	UFSC 50/70	5.802	3,09E+10	4,78	-3,41
UFSC 5	UFSC 50/70	5.802	3,09E+10	4,78	-3,41

Fonte: Autor

(a) – Camada Superior; (b) – Camada Inferior

Novamente, vale ressaltar que as informações referentes às misturas asfálticas, necessárias para avaliação das pistas de validação com o programa LVECD, estão detalhadamente expostas em Nascimento (2015).

Os itens que seguem descrevem os resultados obtidos no decorrer do processo de validação dos modelos empírico-mecanicistas, com utilização de informações referentes às pistas das instituições parceiras da Rede de Tecnologia em Asfaltos.

4.4.2.1 Modelos determinados com o auxílio do AEMC

Com todas as informações necessárias para aplicação das equações de previsão de irregularidade, os dados das pistas de validação foram empregados nos modelos descritos pelas Equações (4.14) e (4.15), que utilizam os danos calculados com o AEMC para prever a evolução do IRI. A Figura 4.54 e Figura 4.55 exibem o confronto entre valores observados e previstos pelos referidos ajustes matemáticos, com destaque para as linhas pontilhadas vermelhas, representando o erro padrão de estimativa resultante da regressão, com nível de confiabilidade igual a 95%.

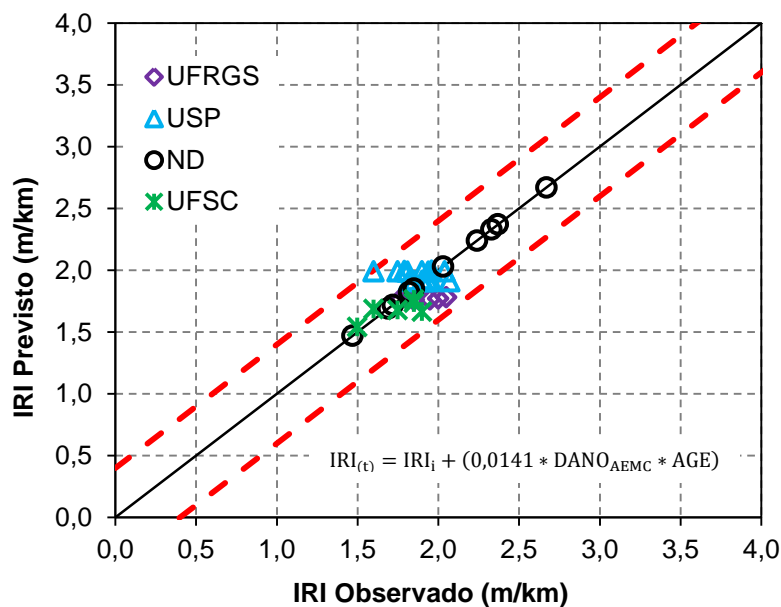
Destacam-se também, nas ilustrações mencionadas, as expressões matemáticas obtidas na elaboração do modelo, conforme exposto no item 4.3.

Percebe-se que, analogamente ao ocorrido na previsão do IRI em caráter puramente empírico, o modelo linear consegue prever mais adequadamente os resultados de campo mediante utilização dos danos calculados com o AEMC e informações de tráfego. As justificativas interpretadas para tal ocorrência são as mesmas já explicitadas no item 4.4.1, derivadas da limitação matemática acarretada pela utilização de equações exponenciais com intercepto fixado.

Sugere-se assim, para previsão partindo de danos calculados com auxílio do AEMC, a utilização da expressão em formato linear, conforme Equação (4.14).

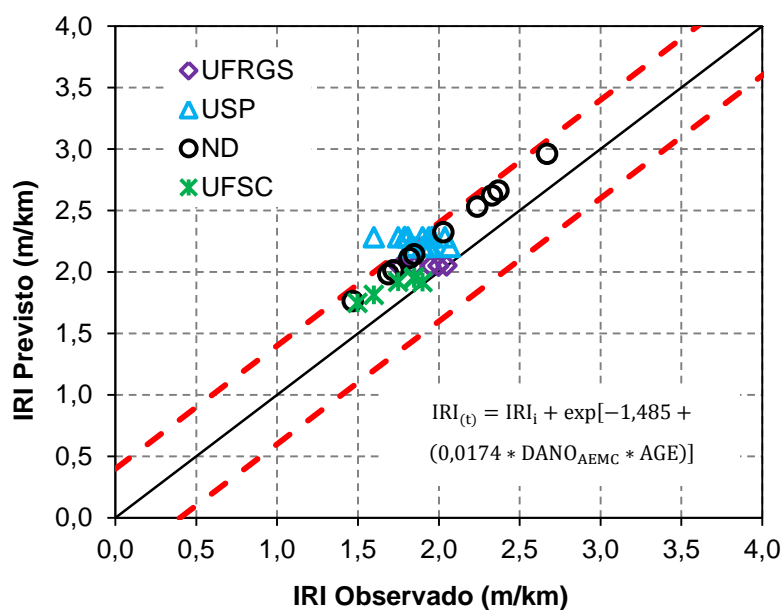
Deve-se também mencionar que, no caráter empírico-mecanicista empregado pela Equação (4.14), que associa o dano calculado computacionalmente, com o auxílio do AEMC, a idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação, pode-se visualizar um ajuste entre valores previstos e observados com qualidade superior aquele exibido na Figura 4.52, referente à previsão em caráter puramente empírico, no formato linear.

Figura 4.54 – Confronto entre valores previstos com a Equação (4.14) – Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

Figura 4.55 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.15) – Exponencial Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

Até mesmo os resultados de previsão para os trechos monitorados pela UFSC se mantêm dentro dos limites estabelecidos pelo erro padrão de estimativa, indicando que a utilização do dano como parte do conjunto de variáveis independentes, em associação com a idade, consegue corrigir as imprecisões geradas pelo modelo unicamente empírico, para rodovias com volume de tráfego acima da faixa de valores observada nos segmentos de calibração.

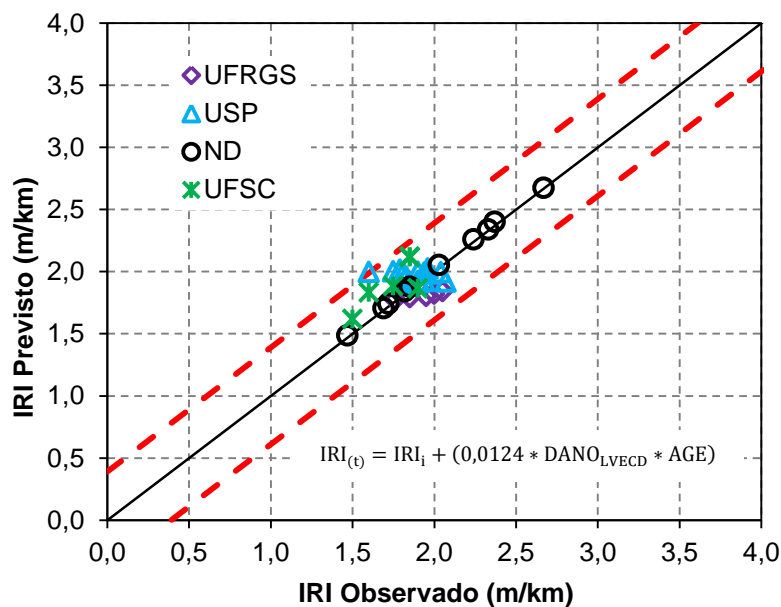
Permite-se, desta forma, interpretar que as impressões obtidas nas pistas de calibração puderam ser transpostas para os segmentos de validação, concluindo que o formato empírico-mecanicista retira as particularidades locais, quantificadas empiricamente. Esta constatação reforça os ganhos alcançados com a utilização de modelos de previsão de desempenho com bases mecanicistas, possibilitando avanços no dimensionamento de pavimentos. Entende-se assim que, com base nos resultados gerados, pode-se prever o desempenho da estrutura em termos de IRI, em associação com a qualidade da mistura asfáltica.

Ainda, salienta-se que as heteroscedasticidades verificadas nos resíduos oriundos dos processos de regressão efetuadas com intercepto fixo no $IRI_{INICIAL}$ não impactaram nos resultados previstos para as pistas de validação, indicando tendências adequadas para aplicação prática dos modelos desenvolvidos. As mesmas impressões podem ser transferidas para o modelo linear determinado com o LVECD, exposto no item 4.4.2.2, que exhibe ajustes matemáticos com qualidade superior àqueles encontrados com o auxílio do AEMC.

4.4.2.2 Modelos determinados com o LVECD

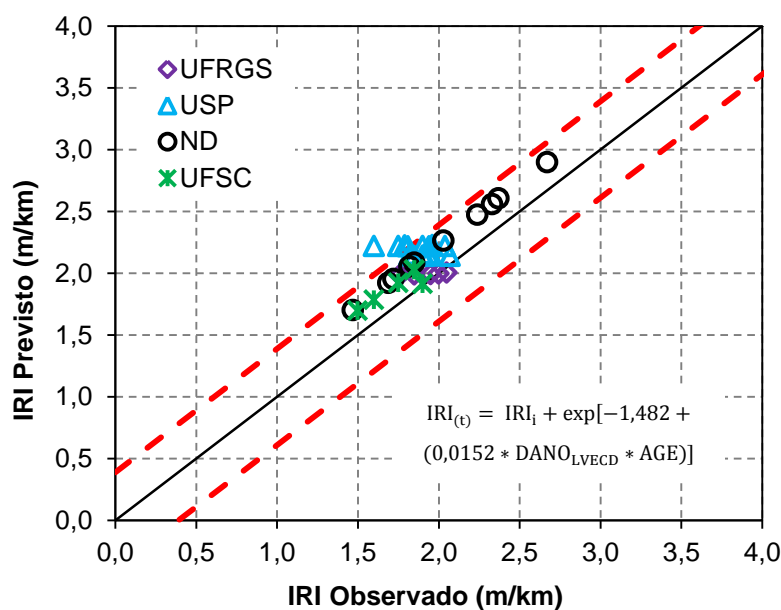
Para visualização das previsões efetuadas pelos modelos que utilizam os danos calculados com o LVECD, os confrontos entre valores previstos pelas Equações (4.18) e (4.19) e observados nas pistas de validação estão ilustrados nos gráficos da Figura 4.56 e Figura 4.57, respectivamente. Assim como ocorrido com a validação do modelo elaborado com o auxílio do AEMC, optou-se por confrontar apenas as Equações (4.18) e (4.19), que utilizam a irregularidade inicial como intercepto da expressão no formato linear e exponencial.

Figura 4.56 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.18) – Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

Figura 4.57 - Confronto entre valores previstos com a Equação (4.19) – Exponencial Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo – e observados nas pistas de validação



Fonte: Autor

Assim como ocorrido com o modelo que utiliza o dano calculado com o auxílio do AEMC, os gráficos expostos na Figura 4.56 e Figura 4.57 também demonstram que o formato linear se ajustou melhor aos dados de campo observados nos trechos de validação. Conforme já debatido nos itens 4.4.2 e 4.4.2.1, os formatos de evolução exponencial não conseguem interpretar adequadamente as irregularidades previstas para as idades iniciais de operação do pavimento (caso de boa parte dos dados referentes às pistas de validação), resultando em um padrão de comportamento de valores previstos significativamente maiores do que aqueles observados em pista.

Desta forma, recomenda-se a Equação (4.18) para utilização em previsão de modelos de evolução de irregularidade com uso de danos médios limitados acumulados, calculados com o LVECD.

Novamente, assim como ocorrido para o modelo em formato linear, previsto em caráter empírico-mecanicista, com uso do AEMC, percebe-se uma evolução qualitativa na previsão da irregularidade longitudinal com uso de bases mecanicistas, oriundas dos resultados do LVECD, quando comparada aos valores previstos pelo modelo puramente empírico.

Dentre todas as equações de previsão de irregularidade longitudinal desenvolvidas neste estudo, em caráter linear, com intercepto fixo na irregularidade inicial, o modelo descrito pela Equação (4.18), com validação exposta pelo gráfico da Figura 4.56, com uso dos danos calculados pelo LVECD na rotina de previsão do IRI, é o que melhor se ajusta aos resultados de campo, conforme o rol de critérios perceptivos de engenharia, atrelados a parâmetros estatísticos.

4.5 SÍNTESE DOS MODELOS DE PREVISÃO DE IRREGULARIDADE RECOMENDADOS PELO PRESENTE ESTUDO

Objetivando sistematizar e filtrar os principais resultados obtidos ao longo da elaboração dos modelos de desempenho de irregularidade, devolvendo para a prática de engenharia algumas contribuições importantes que poderão guiar futuros projetos e pesquisas, procurou-se recomendar, neste capítulo, os modelos que originaram as previsões mais coerentes do indicador avaliado, considerando parâmetros estatísticos, preceitos de engenharia e desempenho quando aplicados aos resultados das pistas de validação.

Buscou-se também, com os modelos selecionados, alterar o critério de confiabilidade durante o procedimento de regressão, visando adequar os coeficientes angulares de calibração dos modelos aos percentuais de confiabilidade estabelecidos pelo eminente Método de Dimensionamento Nacional de Pavimentos asfálticos do Brasil (Franco e Motta, 2018), definidos em conformidade com a hierarquia dos sistemas funcionais adotada pelo DNIT. A Tabela 4.33 exhibe os critérios de confiabilidade empregados para cada tipo de via na rotina de cálculo do MeDiNa.

Tabela 4.33 – Critérios de confiabilidade para cada tipo de via no MeDiNa

Tipo de Via	Confiabilidade
Sistema Arterial Principal	95%
Sistema Arterial Primário	85%
Sistema Arterial Secundário	75%
Sistema Coletor Primário	85%
Sistema Coletor Secundário	75%
Sistema Local	65%

Fonte: Adaptado de Franco e Motta (2018)

Com uso dos critérios de confiabilidade expostos na Tabela 4.33, oscilando de 95% a 65%, os coeficientes dos modelos de previsão de irregularidade empírico e empírico-mecanicista (com uso do AEMC e LVECD), foram recalculados, gerando os valores recomendados, descritos pela Tabela 4.34. Para visualização gráfica do confronto dos valores previstos com aqueles observados nos segmentos utilizados neste estudo na fase de calibração, o Apêndice D exhibe as ilustrações comparativas dos resultados de campo com as evoluções estimadas pelos modelos expostos na Tabela 4.34, em nível de confiabilidade de 95%, para cada um dos trechos experimentais.

Salienta-se também que, diferentemente do efetuado por Nascimento (2015) e Fritzen (2016), procurou-se definir os critérios de confiabilidade diretamente nos coeficientes da regressão, mediante utilização dos limites superiores dos coeficientes angulares obtidos pelo ajuste de valores previstos e observados. Os autores citados optaram por adotar um intervalo de confiança a partir do erro padrão de estimativa em uma função sigmoidal, dependentes dos valores de dano reduzido determinados para função de transferência em área trincada.

Neste trabalho, buscou-se também estabelecer este critério, porém não foram identificados formatos consistentes de evolução do erro conforme a magnitude das variáveis dependentes utilizadas. Desta forma, optou-se por manter o erro padrão de estimativa constante e aplicar os níveis de confiabilidade diretamente nos coeficientes regressivos. Avanços neste aspecto podem ser alcançados em trabalhos complementares sobre a previsão da irregularidade longitudinal ao longo do tempo, adicionais à presente pesquisa.

Tabela 4.34 – Equações de previsão de irregularidade recomendadas para uso

Modelo Linear Empírico com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + [(k1 * N) + (k2 * (D_{MÁX} * AT))]$	95%	3,54E-08	1,42E-04	0,77
	85%	3,54E-08	1,33E-04	
	75%	3,54E-08	1,28E-04	
	65%	3,54E-08	1,24E-04	
Modelo Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + (k1 * DANO_{AEMC} * AGE)$	95%	0,0141	--	0,78
	85%	0,0137	--	
	75%	0,0135	--	
	65%	0,0133	--	
Modelo Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + (k1 * DANO_{LVECD} * AGE)$	95%	0,0124	--	0,79
	85%	0,0121	--	
	75%	0,0119	--	
	65%	0,0118	--	

Fonte: Autor

Em que:

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses) no tempo “t”;

AT = área do pavimento com presença de trincas (%)no tempo “t”;

$D_{MÁX}$ = deflexão FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm) no tempo “t”;

$Dano_{AEMC}$ = dano médio limitado acumulado (calculado com auxílio do AEMC) no tempo “t”;

$Dano_{LVECD}$ = dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD) no tempo “t”;

IRI_i = irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

$IRI_{(t)}$ = irregularidade longitudinal prevista no pavimento (m/km) no tempo “t”.

N = número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE) no tempo “t”.

A opção por trabalhar com modelos apenas em formato linear justifica-se pelas impressões descritas no decorrer dos itens 4.3 e 4.4, já que as expressões matemáticas em formato exponencial exibiram incapacidade de prever adequadamente as irregularidades observadas nas idades iniciais das estruturas avaliadas. Os coeficientes descritos para a confiabilidade de 95% são os mesmos expostos nas Equações (4.10), (4.14) e (4.18), respectivamente para modelos elaborados de maneira empírica e empírico-mecanicista, com uso do AEMC e do LVECD, em formato linear com intercepto fixo.

Em relação às constantes “k1” referentes ao tráfego acumulado (N), utilizado para prever a irregularidade de maneira empírica, optou-se por manter seu valor inalterado independente dos critérios de confiabilidade adotados, visto que sua modificação impactou indevidamente nos resultados previstos para a irregularidade longitudinal. A título de complementação, a Tabela 4.35 repete os parâmetros estatísticos oriundos dos ajustes expostos na Tabela 4.34, válidos para todas as condições de confiabilidade.

Tabela 4.35 – Resumo dos parâmetros estatísticos das equações de previsão de IRI recomendadas

Parâmetros Estatísticos		Graus de Liberdade	Soma Quadrática	Média Quadrática	$F_{\text{observado}}$	Valor P	R^2	Erro Padrão (m/km)
Linear Empírica	Regressão	2	108,77	54,38	317,67	0,00	0,77	0,41
	Resíduos	187	32,01	0,17	--	--	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--	--	--
Linear Emp-Mec (AEMC)	Regressão	1	110,42	110,42	683,69	0,00	0,78	0,40
	Resíduos	188	30,36	0,16	--	--	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--	--	--
Linear Emp-Mec (LVECD)	Regressão	1	111,71	111,71	722,59	0,00	0,79	0,39
	Resíduos	188	29,07	0,15	--	--	--	--
	Total	189	140,78	--	--	--	--	--

Fonte: Autor

Pelos resultados expostos na Tabela 4.35, percebe-se que os coeficientes de determinação (R^2) se mostram adequados à previsão da irregularidade longitudinal, quando comparados àqueles expostos na Tabela 2.16, que resume simplificada os modelos consultados na literatura no decorrer deste trabalho.

Reportando a alguns modelos de previsão importantes como o de AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018), expostos na Tabela 2.16, pode-se perceber que os autores alcançam, ao final do procedimento de regressão que deu origem às equações recomendadas, R^2 de 0,56 e 0,57, respectivamente, indicando um ajuste adequado obtido com as expressões expostas na Tabela 4.34.

Por fim, com base no entendimento da evolução do IRI ao longo do tempo, atrelado aos resultados de previsão obtidos com os modelos gerados neste estudo, juntamente com a análise de documentos oficiais do DNIT (DNIT, 2006a; DNIT, 2011a; DNIT, 2011b), editais de concessão rodoviária para os Programas de Exploração das Rodovias (PER) e Contratos de Restauração e Manutenção (CREMA) de rodovias estaduais e nacionais, sugere-se, na Tabela 4.36, o seguinte critério de desempenho frente à irregularidade longitudinal (em termos de IRI), baseado nos tipos de via expostos na Tabela 4.33:

Tabela 4.36 – Critérios sugeridos para os limites máximos de irregularidade de acordo com o tipo de via

Tipo de Via	Confiabilidade	IRI_{INICIAL} (m/km)	IRI_{MÁX}(m/km)
Sistema Arterial Principal	95%	Inferior a 1,80	2,70
Sistema Arterial Primário	85%	Inferior a 1,80	2,70
Sistema Arterial Secundário	75%	Inferior a 2,50	3,50
Sistema Coletor Primário	85%	Inferior a 1,80	2,70
Sistema Coletor Secundário	75%	Inferior a 2,50	3,50
Sistema Local	65%	Inferior a 2,50	3,50

Fonte: Autor

Sabe-se que os critérios sugeridos pela Tabela 4.36 podem parecer desafiadores, considerando as práticas construtivas empregadas na execução de obras rodoviárias no Brasil. Todavia, empresas e órgãos responsáveis pela fiscalização de execução de serviços já veem exigindo a utilização, por meio das empreiteiras, de vibroacabadoras com sistemas de nivelamento automático, por

meio de lasers rotativos, aumentando assim a qualidade final do processo construtivo, com impacto positivo na irregularidade inicial.

Corroboram também com estes critérios os valores propostos pelo AASHTOWare Pavement ME Design, desenvolvido pela AASHTO, que prevê a evolução da irregularidade longitudinal com base no modelo empírico exposto no item 2.2.12. Neste *software*, para rodovias interestaduais, fica estabelecido o limite máximo de irregularidade em 2,7m/km. Para vias de menor importância, o programa americano indica que os valores máximos de irregularidade ao longo do tempo fiquem dentro do limite de 3,3m/km.

Além disso, a filosofia que envolve o novo método de dimensionamento brasileiro acarretará, aos projetistas de misturas e espessuras de camadas, maior atenção aos parâmetros de danificação dos materiais, possibilitando a concepção de pavimentos que entreguem aos usuários melhores condições de trafegabilidade ao longo de toda a vida útil da estrutura.

4.5.1 Análise de razoabilidade: exemplo de dimensionamento simplificado utilizando a rotina empírico-mecanicista com critério funcional

No intuito de exemplificar a utilização da rotina empírico-mecanicista proposta neste trabalho para previsão do comportamento funcional da estrutura, buscou-se aplicar o modelo exposto na Equação (4.18) – Linear empírico-mecanicista com intercepto fixo, com uso dos danos calculados pelo LVECD – para verificar sua razoabilidade em projetos de pavimentos revestidos por concreto asfáltico. Para este fim, utilizou-se uma estrutura típica, conforme ilustrada na Figura 4.58, baseada na composição empregada na BR-158 (“Trevo dos Quartéis”) em Santa Maria/RS.

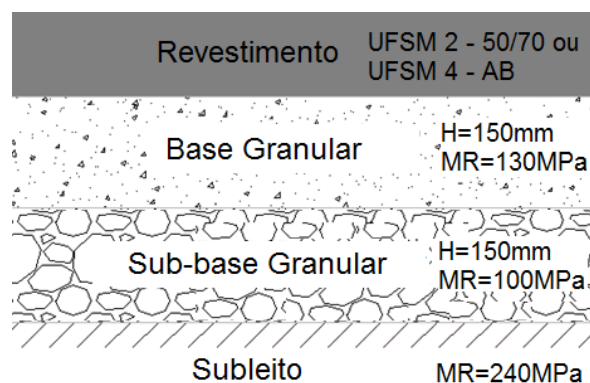
Para determinação dos danos calculados com o LVECD, considerou-se a estrutura localizada na cidade de Santa Maria/RS, possibilitando a utilização dos dados EICM da cidade de San Diego, no estado da Califórnia (EUA), conforme abordado no item 3.4.2.

Considerou-se um tráfego anual inicial atuante na estrutura de $1,27 \times 10^6$ (N_{USACE}), com progressão ao longo do período de projeto (120 meses) em uma taxa de crescimento anual de 3,0%. Com estas informações, buscou-se dimensionar a espessura do revestimento asfáltico mediante utilização de duas diferentes misturas,

cujas caracterizações viscoelásticas para uso no LVECD foram expostas anteriormente no item 4.2.2:

- a) UFSM 2 - 50/70 12,5mm;
- b) UFSM 4 - AB 12,5mm.

Figura 4.58 – Estrutura típica utiliza na análise de razoabilidade



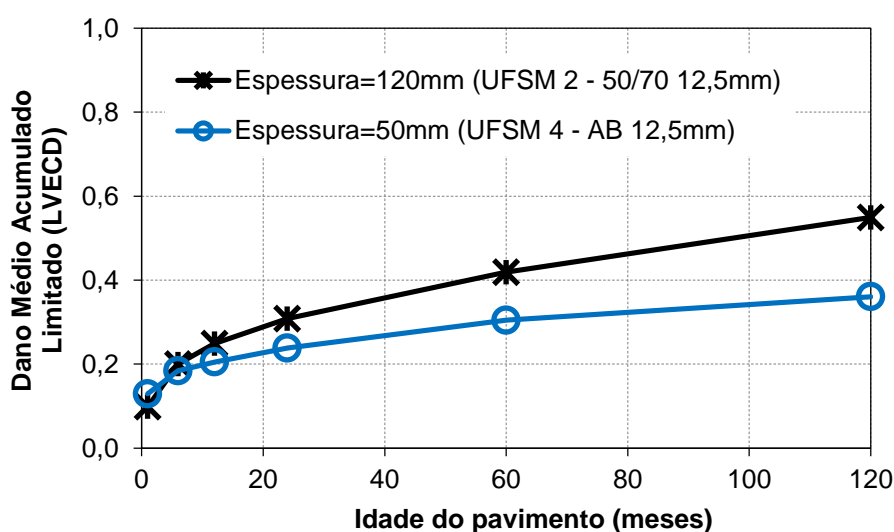
Fonte: Autor

O dimensionamento das espessuras do material asfáltico foi determinado com uso de dois diferentes critérios. O primeiro deles foi o percentual de área trincada máximo admitido na estrutura ao longo do período de projeto (30% AT). Para este fim, foram determinadas as curvas de dano no LVECD com diferentes espessuras, objetivando atingir o percentual máximo de área trincada estabelecido mediante aplicação da função de transferência proposta por Nascimento (2015). Em um segundo momento, buscou-se verificar se as curvas de dano obtidas com as espessuras finais, segundo o critério de dimensionamento frente ao mecanismo de ruptura por fadiga, respeitavam também o limite estabelecido para irregularidade longitudinal ao longo do tempo (2,7m/km), com nível de confiabilidade de 95%. O mecanismo de ruptura por deformação permanente não foi considerado nas análises.

Pelo critério limite de área trincada, com base na utilização da função de transferência desenvolvida por Nascimento (2015), foi estabelecido que a utilização de 50mm de concreto asfáltico usinado com a mistura UFSM 4 - AB12,5mm seria suficiente para atender a vida útil da estrutura. Já quando utilizada a mistura UFSM 2 - 50/70 12,5mm, verificou-se a necessidade de execução de 120mm de concreto

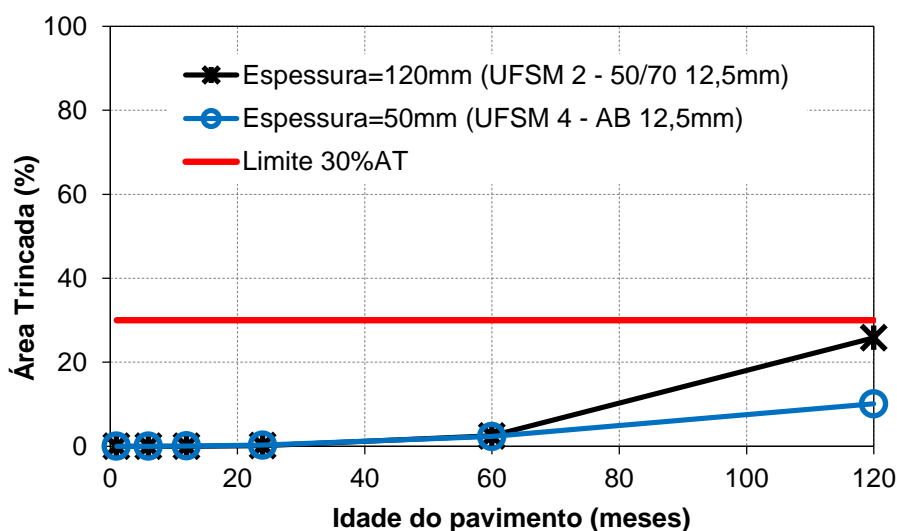
asfáltico. A Figura 4.59 e a Figura 4.60 exibem, respectivamente, a evolução do dano médio limitado acumulado ao longo do tempo (calculado com o LVECD) e do percentual de área trincada (determinado pela função de transferência de Nascimento, 2015) para os dois cenários avaliados.

Figura 4.59 – Curva de dano para as espessuras ideais de projeto (critério de fadiga)



Fonte: Autor

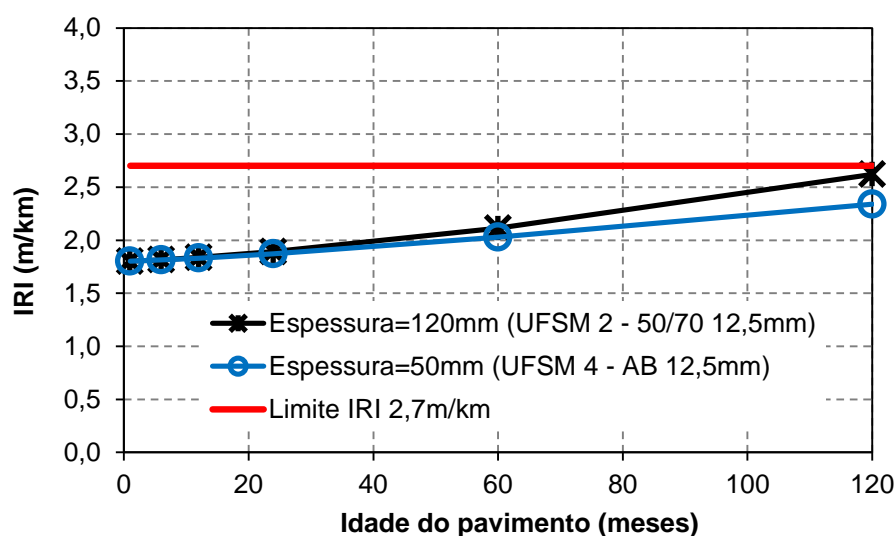
Figura 4.60 – Evolução da área trincada para as espessuras ideais de projeto (critério de fadiga)



Fonte: Autor

Definidas as espessuras que atendem ao critério de fadiga com utilização das duas distintas misturas, pode-se verificar se os projetos elaborados também estão adequados sob o ponto de vista funcional, dado como critério o limite estabelecido para o IRI (2,7m/km). Para este fim, aplicou-se a Equação (4.18) desenvolvida neste trabalho, com base nos curvas de evolução de dano ilustradas na Figura 4.59. Os resultados previstos para evolução do IRI ao longo do tempo está apresentado na Figura 4.61. Considerou-se, em ambos os cenários, um valor de irregularidade atingido após o final do processo construtivo de 1,80m/km (valor recomendado neste trabalho para aceitação de serviços de implantação ou reabilitação de pavimentos asfálticos com base no critério do IRI).

Figura 4.61 – Evolução do IRI para as espessuras ideais de projeto (critério funcional)



Fonte: Autor

Pelo gráfico da Figura 4.61, entende-se que o projeto proposto com base nos critérios de fadiga, mediante cálculo dos danos médios acumulados limitados e aplicação da função de transferência desenvolvida por Nascimento (2015) também se mostrou adequado ao critério funcional de irregularidade longitudinal. Com os modelos empírico-mecanicistas desenvolvidos neste trabalho, permite-se uma nova ferramenta de análise de projetos rodoviários, possibilitando a previsão do desempenho funcional da estrutura do pavimento avaliado ao longo do tempo, tendo

como parâmetro o desempenho da mistura asfáltica empregada em associação com um indicador de qualidade construtiva.

4.6 COMPARAÇÃO COM OS MODELOS EXISTENTES NA LITERATURA CONSULTADA

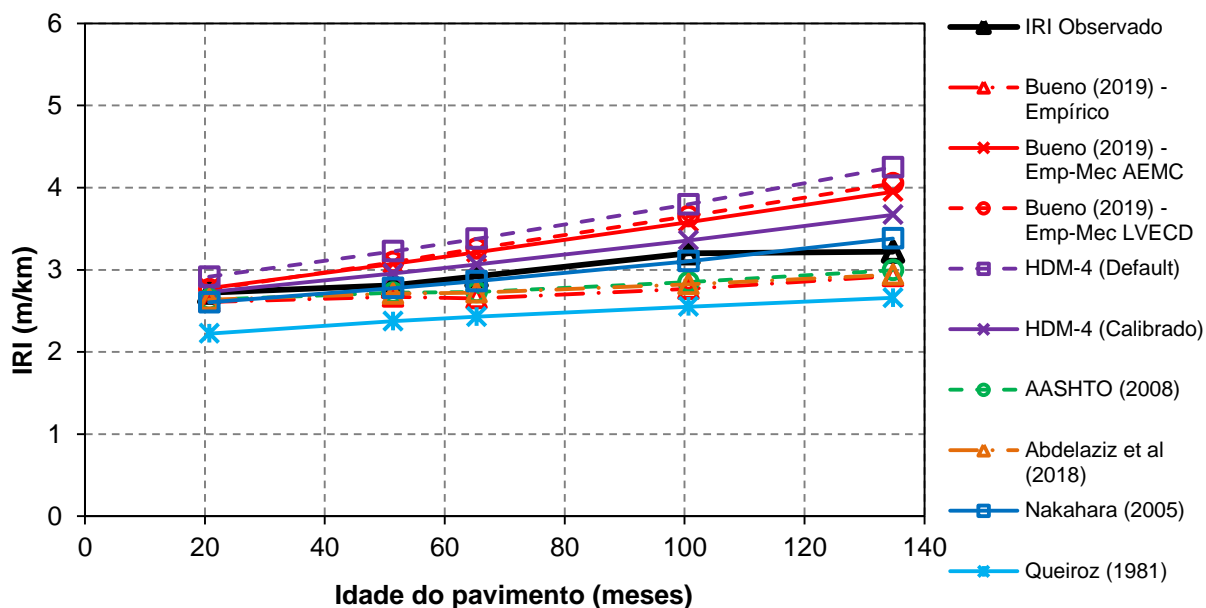
Visando comparar as expressões expostas anteriormente na Tabela 4.34 com alguns dos modelos discutidos na revisão da literatura, procurou-se confrontar, em 10 trechos selecionados, os modelos recomendados pelo autor dessa pesquisa com algumas das equações apresentadas no item 2.2. As previsões determinadas pelos modelos empíricos e empírico-mecanicistas foram confrontadas com as equações propostas por Queiroz (1981), HDM-4 (2000) – configuração “*Default*”, Nakahara (2005) – Equação (2.74), AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018).

Adicionalmente, com a calibração dos parâmetros ajustáveis do modelo de previsão de irregularidade do programa HDM-4, foi possível também adicionar a previsão calibrada, determinada pelo *software*, nos gráficos de comparação. Os parâmetros do HDM-4 foram ajustados conforme detalhamento exposto no item 3.4.3.

O intervalo entre a Figura 4.62 até a Figura 4.71 exibe os gráficos com as comparações entre modelos, relativas aos trechos monitorados com identificação 1, 7, 11, 34, 46, 58, 67, 88 e 93 (Rio de Janeiro/RJ) e 4.1 (Santa Maria/RS), respectivamente. A escolha dos respectivos trechos se deu com o intuito de abranger maior diversidade em termos de tráfego, composição estrutural, comportamento das misturas asfálticas e qualidade final da etapa construtiva de execução ou reabilitação, representada pelo $IRI_{INICIAL}$. As escalas dos eixos verticais e horizontais, nos gráficos da Figura 4.62 até a Figura 4.71, foram ajustadas de acordo com as particularidades de cada trecho, visando facilitar a visualização das diferentes previsões de evolução do IRI.

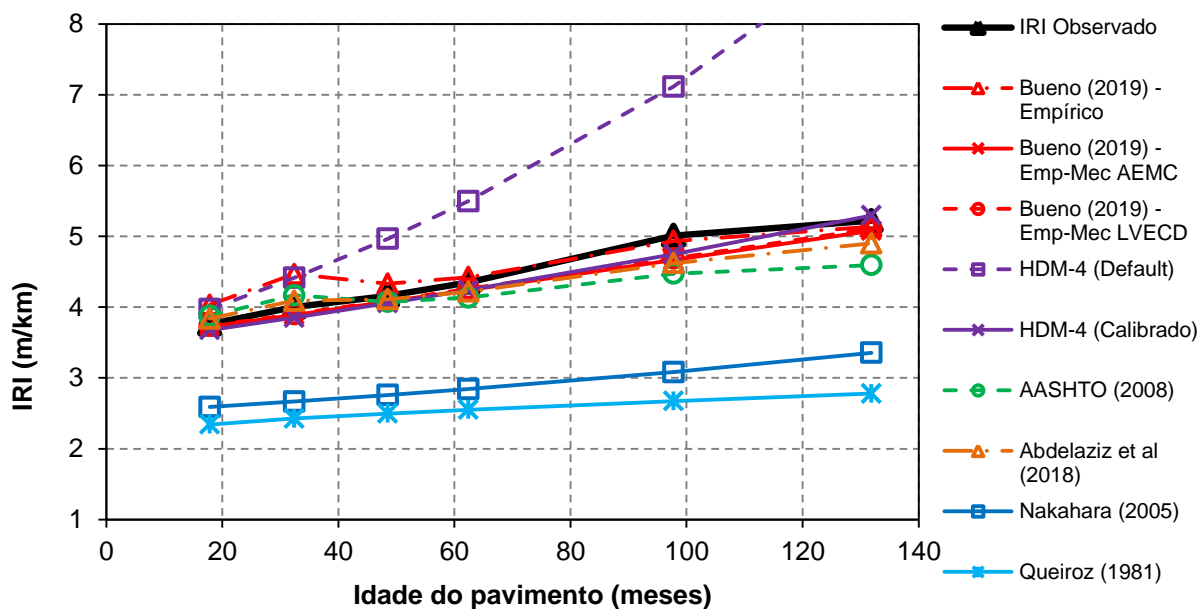
Ressalva-se que, a opção por manter os pontos experimentais conectados por traços não é recomendada, já que usualmente dados reais não são graficamente expostos ligados por linhas; todavia, optou-se por sustentar as conexões devido à dificuldade de visualização dos pontos experimentais nos gráficos das respectivas figuras.

Figura 4.62 – Comparação entre modelos para o trecho ID 1



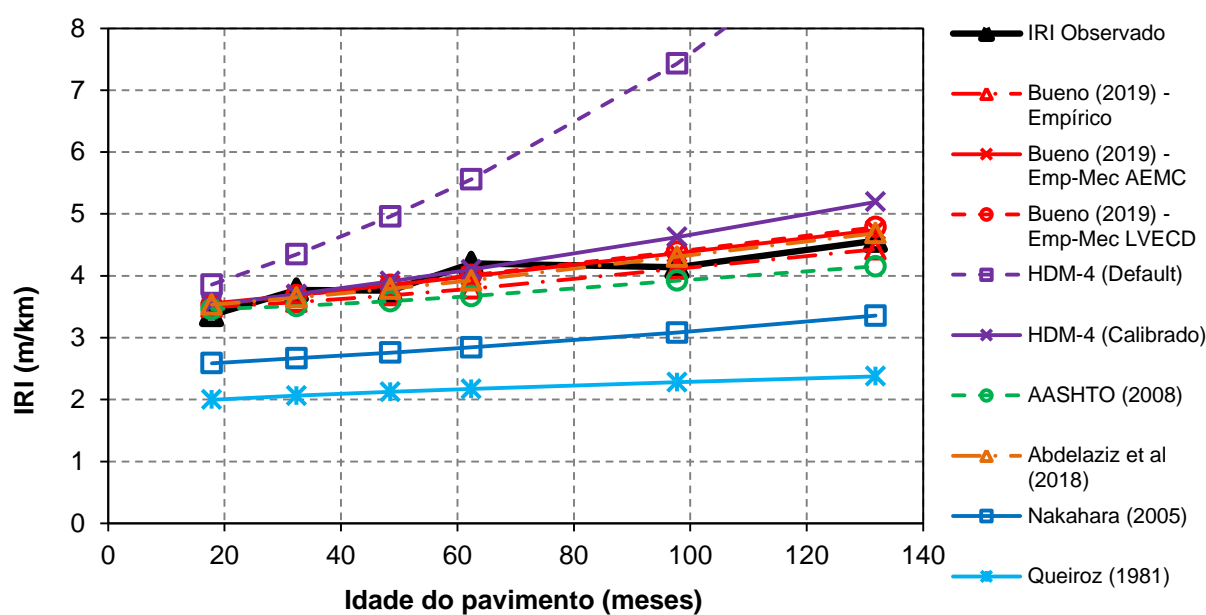
Fonte: Autor

Figura 4.63 - Comparação entre modelos para o trecho ID 7



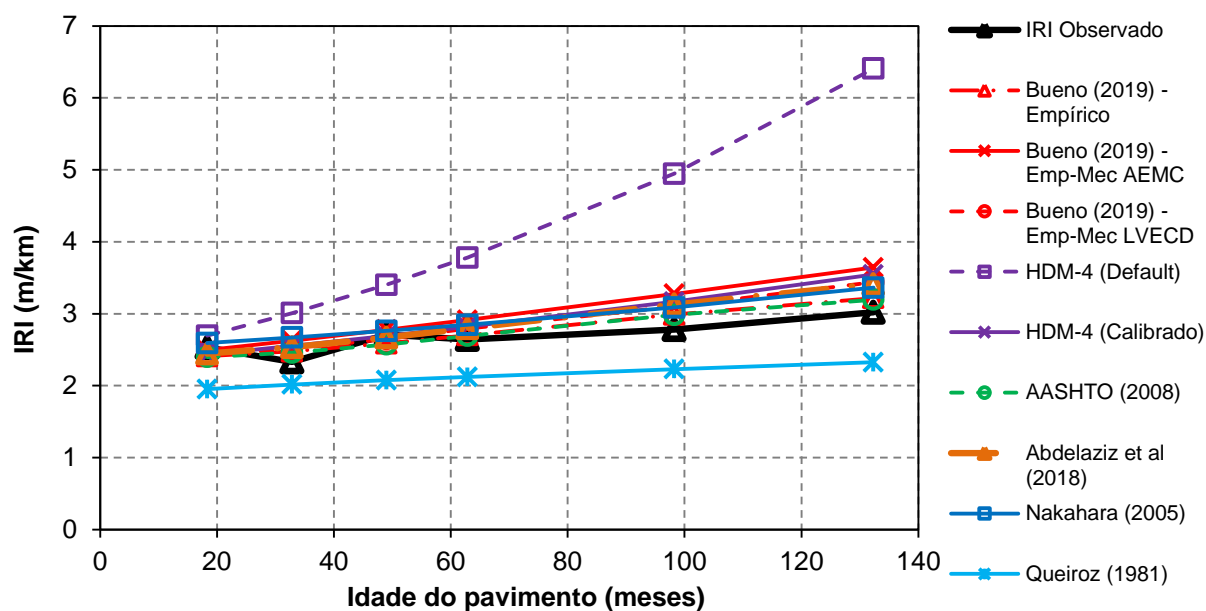
Fonte: Autor

Figura 4.64 - Comparação entre modelos para o trecho ID 11



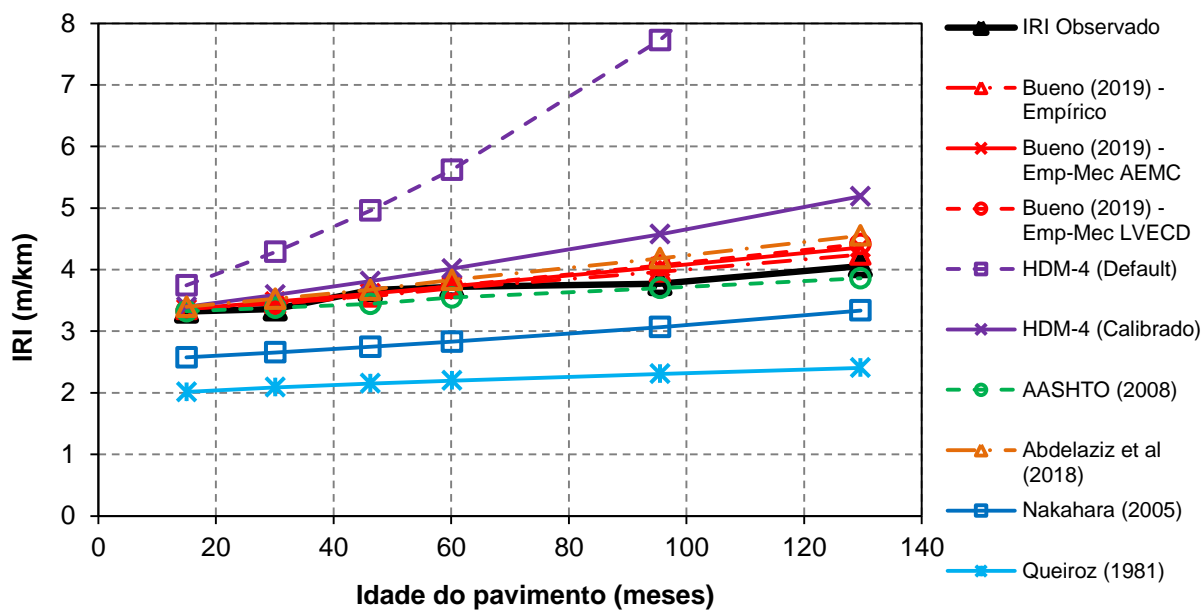
Fonte: Autor

Figura 4.65 - Comparação entre modelos para o trecho ID 34



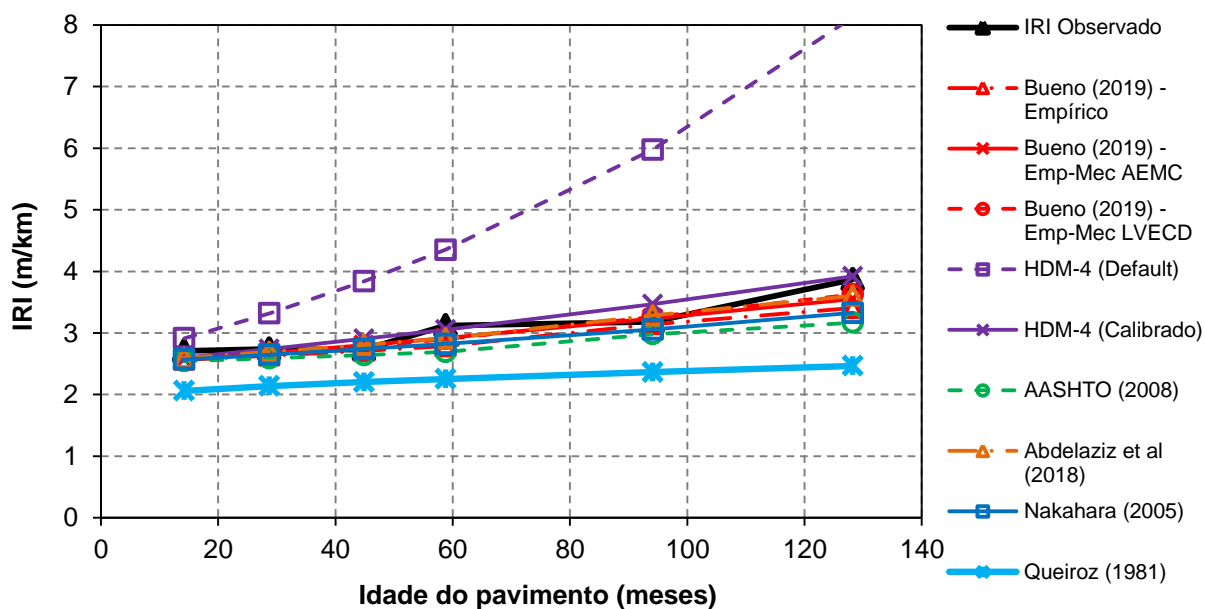
Fonte: Autor

Figura 4.66 - Comparação entre modelos para o trecho ID 46



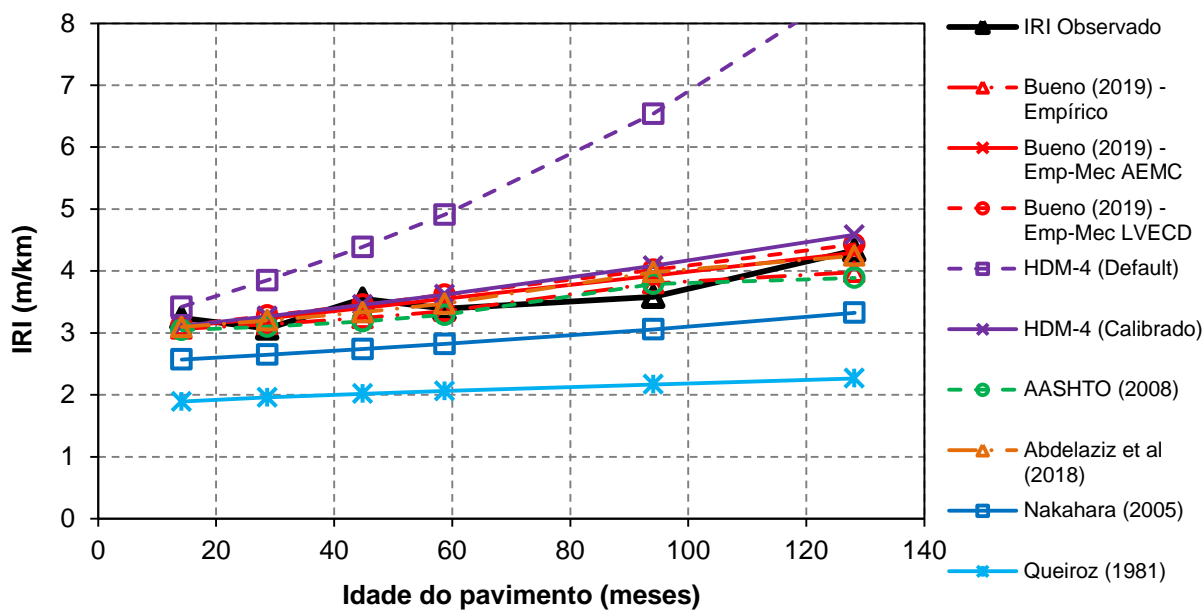
Fonte: Autor

Figura 4.67 - Comparação entre modelos para o trecho ID 58



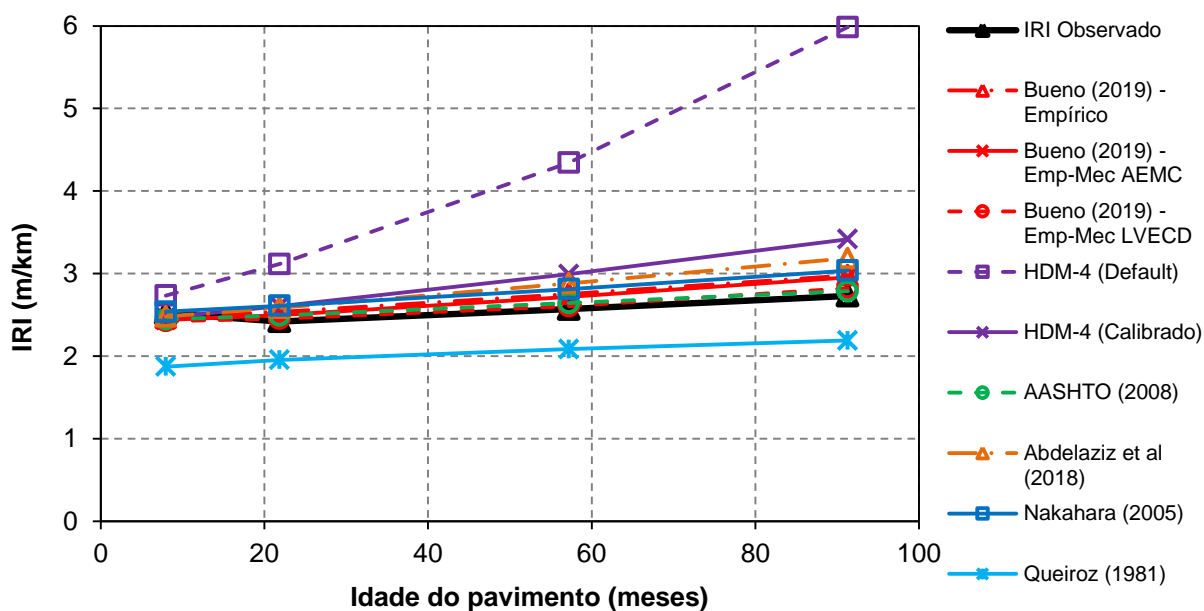
Fonte: Autor

Figura 4.68 - Comparação entre modelos para o trecho ID 67



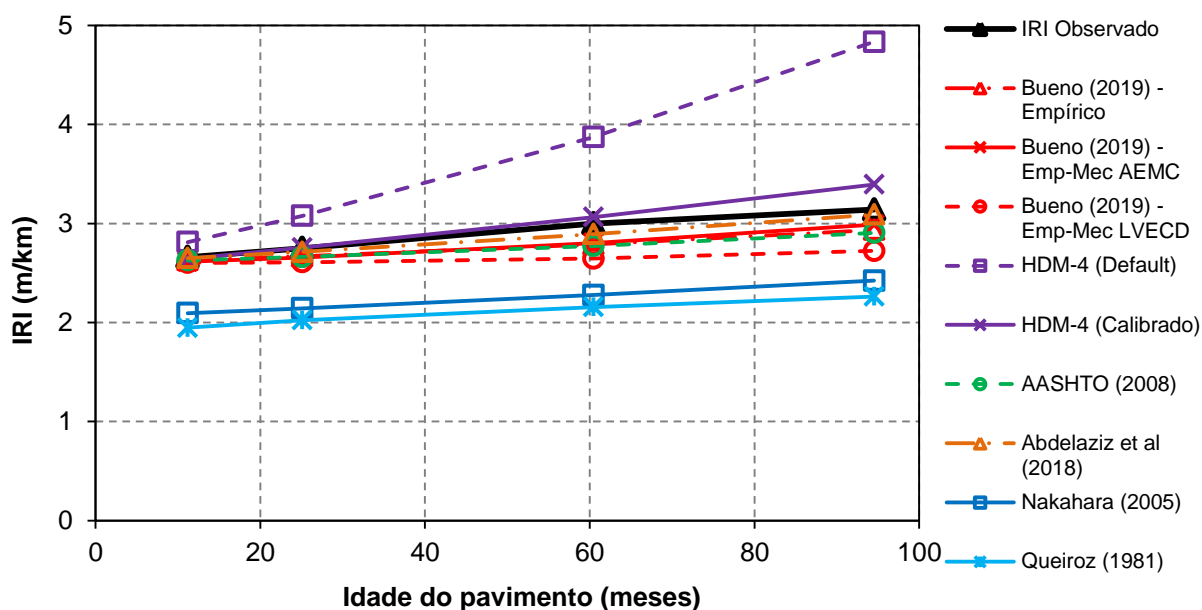
Fonte: Autor

Figura 4.69 - Comparação entre modelos para o trecho ID 88



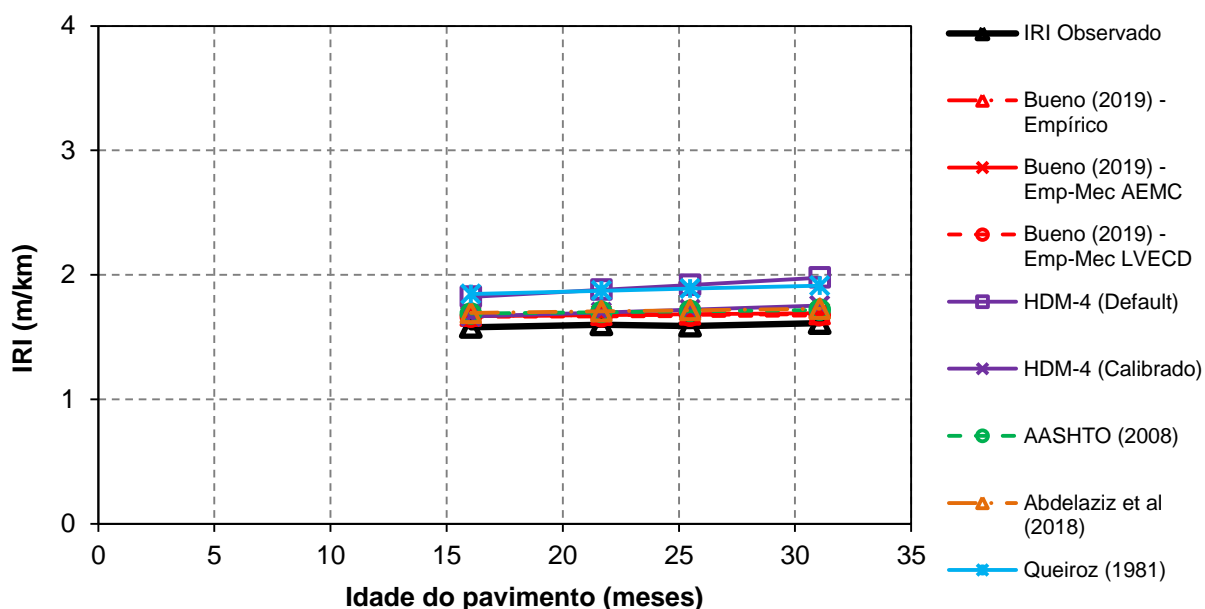
Fonte: Autor

Figura 4.70 - Comparação entre modelos para o trecho ID 93



Fonte: Autor

Figura 4.71 - Comparação entre modelos para o trecho ID 4.1



Fonte: Autor

Vale salientar que, para o trecho com ID 4.1 (Santa Maria/RS), o modelo de Nakahara (2005) não foi aproveitado à título de comparação das equações de

previsão, devido a sua aplicação válida apenas em estruturas construídas em caráter de reabilitação. Como o pavimento referido se trata de implantação de uma estrutura nova, optou-se por não confrontar o modelo desenvolvido pela autora neste segmento. Destaca-se também que os modelos que utilizam o número de solicitações do eixo padrão calculados pelo método da AASHTO foram convertidos pela relação $N_{USACE}/N_{AASHTO} = 3$, verificada como coerente pelos estudos de Klamt (2014). Para utilização do modelo de Queiroz (1981), a conversão de QI para IRI foi efetuada conforme recomendações expostas em Sayers *et al* (1986b).

A fim de possibilitar o entendimento total dos parâmetros adotados na aplicação dos modelos elaborados pelos autores reportados neste capítulo, o Apêndice E resume o compilado de informações necessárias para cálculo de irregularidade pelas expressões matemáticas desenvolvidas por Queiroz (1981), Nakahara (2005), AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018). Os parâmetros adotados na ferramenta HDM-4, tanto no formato *default* quanto na configuração calibrada, já foram descritas no item 3.4.3.

Em uma análise geral dos gráficos expostos da Figura 4.62 até a Figura 4.71, entende-se que os modelos de previsão de irregularidade desenvolvidos nesta tese (recomendados na Tabela 4.34) conseguem captar adequadamente, na grande parte dos casos, a evolução do indicador avaliado, resultando em boa similaridade com a previsão determinada com a ferramenta HDM-4 calibrada e com os modelos de AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018).

Os casos avaliados captam distintas condições de irregularidade inicial, tráfego e evolução dos parâmetros de danificação, representando a progressão do fenômeno de fadiga com o tempo, indicando que o modelo também consegue assimilar estas situações e resultar em boas aproximações das irregularidades previstas com aquelas observadas em pista.

Ainda sobre o modelo da AASHTO (2008), deve-se ressaltar que a previsão de irregularidade exposta no item 2.2.12 está inserida na rotina de cálculo do *AASHTOWare Pavement ME Design*, software americano utilizado no dimensionamento de pavimentos asfálticos baseado em variados indicadores de desempenho, entre eles a irregularidade longitudinal. No referido programa, utiliza-se das bases puramente empíricas do modelo desenvolvido pela AASHTO (2008) para quantificar o IRI no decorrer do período de análise.

Em termos gerais, percebe-se também que os modelos de Queiroz (1981) e Nakahara (2005) resultam em valores significativamente mais baixos ao longo do tempo para os trechos avaliados nesta etapa do presente estudo. Isto ocorre, pois os modelos citados não usam a referência da irregularidade inicial determinada após o final do processo construtivo na rotina de previsão, fazendo com que as expressões matemáticas não tenham seu ponto de partida, dificultando o entendimento de evolução ao longo do tempo.

Pelos dados apresentados nos gráficos expostos, também se percebe que as irregularidades previstas pelo programa HDM-4, na configuração “*Default*”, são as maiores dentre o grupo de modelos avaliados, chegando a ultrapassar o limite superior da área de gráfico em alguns dos casos, como nos trechos com ID 7 e ID 11. Salienta-se, novamente, que as bases do programa foram concebidas para rodovias de países em desenvolvimento, como o Brasil, visando aprovação de recursos destinados pelo Banco Mundial. Desta forma, os dados empíricos utilizados em sua calibração indicam uma evolução mais acentuada do IRI no decorrer do tempo, o que, ao menos nos trechos utilizados para concepção dos modelos determinados no presente estudo, não acontece de maneira tão destacada.

Essa questão também é relatada por Jung *et al* (2002), os quais analisam que uma das maiores desvantagens do HDM-4 é a sua dificuldade de analisar pavimentos de maior qualidade, devido à maneira com a qual o programa foi desenvolvido, visando os países em desenvolvimento. Deve-se também mencionar a evolução da qualidade construtiva de pavimentos asfálticos desde o ano de concepção do modelo da ferramenta de análise econômica (2000), possibilitando a obtenção de melhores condições de superfície, com o avanço de técnicas e controle tecnológico dos equipamentos de execução.

Já quando o software é calibrado para as situações reais dos pavimentos avaliados, percebe-se que as tendências de evolução resultam em previsões de irregularidade similares com aquelas oriundas dos modelos elaborados neste estudo.

4.7 ANÁLISE ECONÔMICA COM O HDM-4

Conforme efetuado na comparação dos modelos elaborados neste estudo com aqueles existentes na literatura consultada, na análise econômica com uso do

HDM-4, foram utilizados os mesmos 10 trechos expostos no item 4.6. A calibração utilizada para obter as curvas de progressão de irregularidade também foi mantida, visando avaliar economicamente os pavimentos em condições similares às aquelas observadas nas pistas experimentais, conforme detalhado no item 3.4.3. Está exposta também, no referido item, a frota de veículos adotada como padrão para todos os trechos avaliados nesta etapa do presente estudo. O tráfego anual médio estimado, também detalhado item 3.4.3, foi de $2,3 \times 10^6$ (N_{USACE}), com crescimento estipulado em uma taxa linear de 3,0% ao ano.

De acordo com o delineamento metodológico elucidado no item 3.4.3, foram avaliados os custos demandados aos usuários da rodovia (*Road User Costs – RUC*) e os custos demandados à agência responsável pela rodovia para realização das atividades corretivas (*Road Agency Costs – RAC*) em cenários de 10, 15 e 30 anos.

Foram avaliadas duas situações: a primeira delas, onde nenhuma ação corretiva é efetuada na rodovia no decorrer do período de tempo (Alternativa Base) e, em um segundo momento, fresagem parcial (2,5cm) quando a irregularidade longitudinal atinge 2,7m/km, seguido de pintura de ligação e execução de nova camada asfáltica (3,0cm).

Sabe-se que, em termos práticos, a existência de uma rodovia que atravessa 30 anos de operação sem qualquer manutenção é improvável. Todavia, vislumbra-se apenas identificar os efeitos acarretados pela manutenção da rodovia utilizando como critério a irregularidade longitudinal; desta forma, a comparação busca somente destacar o efeito da boa trafegabilidade nos gastos diretos dos usuários com os veículos.

Os custos de execução dos serviços, assim como os preços estipulados para a frota de veículos, pneus, gasolina, óleo diesel e óleo lubrificante, foram explicitados no item 3.4.3.

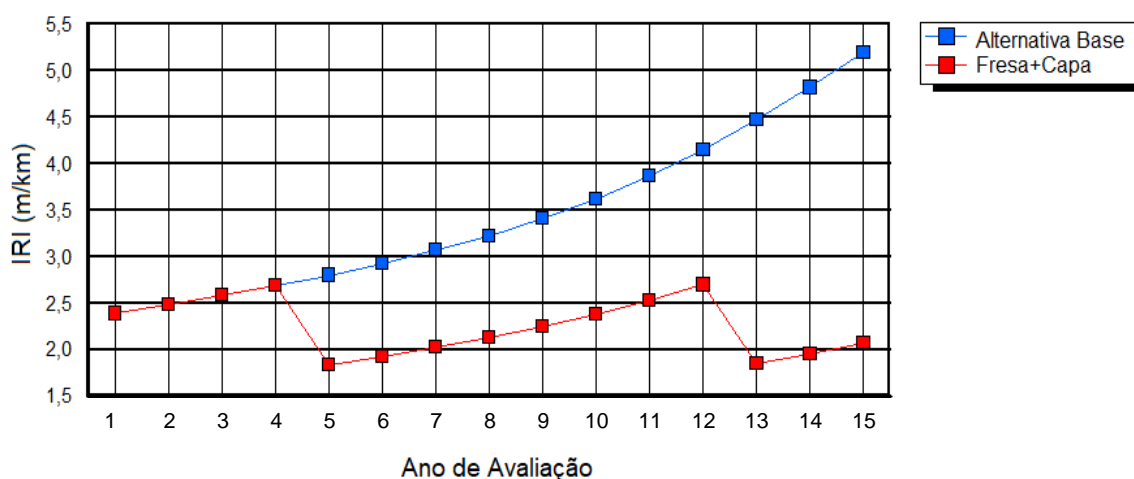
A Figura 4.72 exhibe o exemplo gráfico resultante do serviço corretivo, em termos de irregularidade longitudinal (IRI) para o trecho com ID 34, no cenário intermediário (15 anos), visando ilustrar as alternativas de intervenção configuradas no software.

Para as pistas que já iniciam a análise acima do limite estipulado para a irregularidade longitudinal, uma ação corretiva é efetuada ainda no ano inicial de operação. Os impactos causados pelas diferentes alternativas de atuação da agência responsável estão expostos na Tabela 4.37 à Tabela 4.39, que resumem os

efeitos econômicos da manutenção da irregularidade dentro de um limite adequado para trafegabilidade (2,7m/km), respectivamente para os cenários de 10, 15 e 30 anos. Os valores estão expostos em reais, quantificados por km de rodovia (R\$/km). Os trechos foram avaliados com uma faixa única de tráfego, unidirecional, com largura delimitada em 3,60m. As diferenças exibidas na Tabela 4.37 à Tabela 4.39, delimitadas como “Economia para o Usuário” são referentes aos valores absolutos, quando comparados os gastos dos usuários sem a presença de intervenções e com a manutenção baseada no critério de irregularidade.

Salienta-se também que, na composição do RUC, foram considerados apenas os custos operacionais dos veículos (consumo de combustível, desgaste dos pneus, consumo de óleo lubrificante e depreciação do veículo). Sugere-se, todavia, para trabalhos futuros referentes ao tema, o complemento das avaliações dos impactos das irregularidades longitudinais também nos aspectos sociais referentes aos custos em tempo de viagem, custos com acidentes e impactos ambientais em emissões de gases acarretados pelo mal funcionamento dos veículos, majorados pelas altas irregularidades.

Figura 4.72 – Exemplo de alternativas de projeto no HDM-4 (ID 34)



Fonte: Autor

Vale ressaltar que, conforme informado no item 3.4.3, as projeções econômicas futuras foram efetuadas com correções balizadas por uma inflação média de 6,01% ao ano, com base no índice IPCA (Índice Nacional de Preços ao Consumidor

Amplio), fornecido pelo IBGE (Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística). Para determinação deste valor médio, foram utilizadas séries históricas do IPCA brasileiro nos últimos cinco anos (2014 a 2018).

Tabela 4.37 – Análise econômica para cenário de 10 anos

Trecho	Solução Adotada	Intervenções Necessárias no Período	Custos Totais da Agência (R\$/km)	Custos dos Usuários com os veículos (R\$/km)	Economia para o Usuário (R\$/km)
ID 1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.945.341,75	R\$ 514.169,33
	Fresa+Capa	1	R\$ 113.791,49	R\$ 40.431.172,42	
ID 7	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 42.067.256,86	R\$ 1.608.417,82
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 40.458.839,04	
ID 11	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 41.890.187,92	R\$ 1.442.538,88
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 40.447.649,04	
ID 34	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.731.973,13	R\$ 317.049,59
	Fresa+Capa	1	R\$ 135.581,19	R\$ 40.414.923,53	
ID 46	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 41.723.920,76	R\$ 1.287.461,72
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 40.436.459,04	
ID 58	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.852.733,13	R\$ 425.345,89
	Fresa+Capa	1	R\$ 127.889,89	R\$ 40.427.387,24	
ID 67	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 41.389.104,17	R\$ 967.565,13
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 40.421.539,04	
ID 88	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.758.872,72	R\$ 335.677,61
	Fresa+Capa	1	R\$ 127.889,89	R\$ 40.423.195,10	
ID 93	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.910.868,03	R\$ 479.695,61
	Fresa+Capa	1	R\$ 120.634,91	R\$ 40.431.172,42	
ID 4.1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 40.451.630,07	R\$ 0,00
	Fresa+Capa	0	R\$ 0,00	R\$ 40.451.630,07	

Fonte: Autor

Salienta-se que, no trecho com ID 4.1, nenhuma ação corretiva é necessária no local nos primeiros 10 anos de operação do trecho. Explica-se este fato pelo pequeno valor alcançado para a irregularidade inicial após a construção da rodovia (1,66m/km), indicando boa qualidade de execução da superfície no local.

Ainda sobre o indicador inicial de qualidade de execução da superfície ($IRI_{INICIAL}$), há de se ressaltar a importância deste parâmetro na necessidade de intervenções ao decorrer do período de análise. Em todos os cenários (10, 15 e 30 anos), o trecho com ID 4.1 (irregularidade inicial=1,66m/km) foi o que menos demandou ações de reabilitação no pavimento, acarretando em menores custos despendidos pela agência reguladora, responsável pela manutenção da rodovia. Em contraponto, segmentos com maiores irregularidades iniciais (ID 7 e ID 11, por

exemplo, com $IRI_{INICIAL}$ de 3,55 e 3,40m/km, respectivamente) estão entre os trechos que mais demandam intervenções por parte da agência reguladora, resultando em maiores custos totais de manutenção.

Tabela 4.38 - Análise econômica para cenário de 15 anos

Trecho	Solução Adotada	Intervenções Necessárias no Período	Custos Totais da Agência (R\$/km)	Custos dos Usuários com os veículos (R\$/km)	Economia para o Usuário (R\$/km)
ID 1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 81.187.143,96	R\$ 2.628.628,03
	Fresa+Capa	2	R\$ 313.111,88	R\$ 78.558.515,92	
ID 7	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 83.817.087,84	R\$ 5.206.969,62
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 78.610.118,21	
ID 11	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 83.388.860,01	R\$ 4.789.931,80
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 78.598.928,21	
ID 34	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 80.616.159,22	R\$ 2.048.971,54
	Fresa+Capa	2	R\$ 351.905,45	R\$ 78.567.187,68	
ID 46	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 83.016.769,33	R\$ 4.429.031,12
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 78.587.738,21	
ID 58	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 80.948.552,87	R\$ 2.382.607,10
	Fresa+Capa	2	R\$ 331.942,43	R\$ 78.565.945,77	
ID 67	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 82.350.963,77	R\$ 3.778.145,56
	Fresa+Capa	2	R\$ 295.349,56	R\$ 78.572.818,21	
ID 88	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 80.737.147,07	R\$ 2.175.393,43
	Fresa+Capa	2	R\$ 331.942,43	R\$ 78.561.753,64	
ID 93	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 81.150.457,30	R\$ 2.591.941,38
	Fresa+Capa	2	R\$ 313.111,88	R\$ 78.558.515,92	
ID 4.1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 79.900.479,47	R\$ 1.332.226,95
	Fresa+Capa	1	R\$ 181.558,07	R\$ 78.568.252,52	

Fonte: Autor

Analisado conjuntamente todos os cenários, percebe-se que, invariavelmente o investimento feito pela agência em melhorias nas condições da rodovia é devolvido ao usuário em economia com os custos operacionais dos veículos. Em linhas gerais, no cenário de menor tempo de análise (10 anos), nos casos em que a intervenção baseada na irregularidade foi necessária, pode-se contabilizar uma economia média para os usuários de aproximadamente R\$820.000/km.

Para o cenário de 15 anos, os valores médios resultam em uma economia de aproximados R\$3.136.000/km. No cenário mais longo (30 anos), percebe-se uma economia média de aproximadamente R\$83.058.000/km.

Tabela 4.39 - Análise econômica para cenário de 30 anos

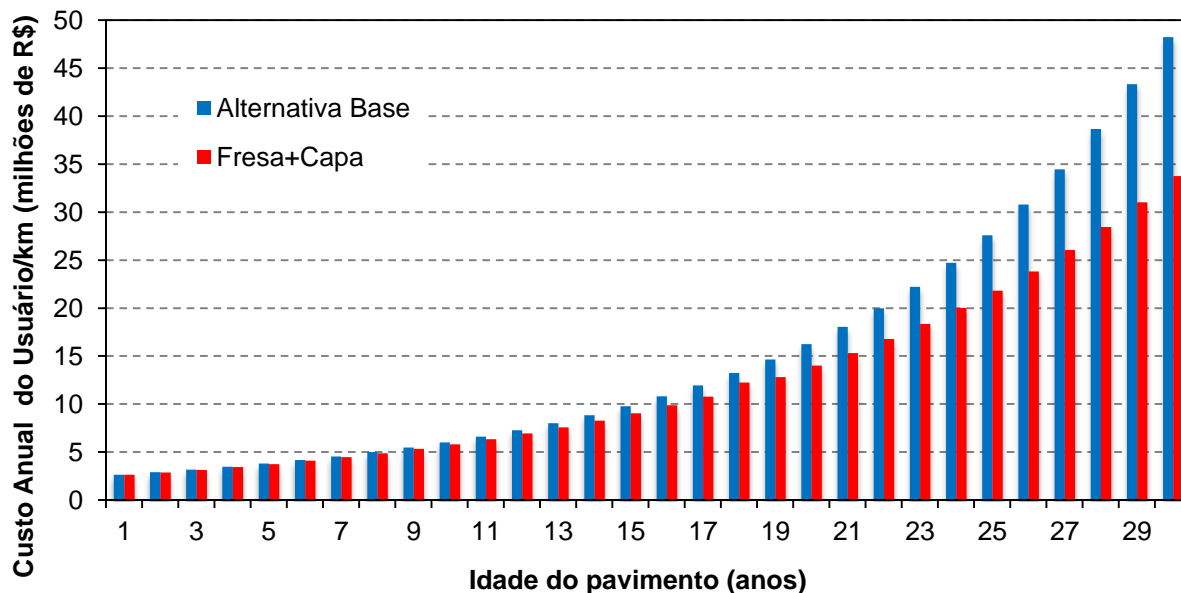
Trecho	Solução Adotada	Intervenções Necessárias no Período	Custos Totais da Agência (R\$/km)	Custos dos Usuários com os veículos (R\$/km)	Economia para o Usuário (R\$/km)
ID 1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 448.372.641,71	R\$ 75.479.717,40
	Fresa+Capa	4	R\$ 1.038.771,06	R\$ 372.892.924,31	
ID 7	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 469.846.695,02	R\$ 98.812.783,98
	Fresa+Capa	5	R\$ 1.598.775,66	R\$ 371.033.911,04	
ID 11	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 465.631.166,55	R\$ 92.819.770,37
	Fresa+Capa	5	R\$ 1.598.775,66	R\$ 372.811.396,18	
ID 34	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 444.082.698,13	R\$ 71.354.797,10
	Fresa+Capa	4	R\$ 1.139.674,96	R\$ 372.727.901,02	
ID 46	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 461.703.957,34	R\$ 83.403.035,76
	Fresa+Capa	5	R\$ 1.598.775,66	R\$ 378.300.921,58	
ID 58	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 445.911.209,62	R\$ 73.054.491,37
	Fresa+Capa	4	R\$ 1.075.023,07	R\$ 372.856.718,26	
ID 67	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 464.752.691,87	R\$ 91.967.405,69
	Fresa+Capa	5	R\$ 1.598.775,66	R\$ 372.785.286,18	
ID 88	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 456.549.466,97	R\$ 83.714.118,34
	Fresa+Capa	4	R\$ 1.075.023,07	R\$ 372.835.348,63	
ID 93	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 463.014.247,50	R\$ 90.277.222,57
	Fresa+Capa	5	R\$ 1.597.860,14	R\$ 372.737.024,93	
ID 4.1	Altern. Base	0	R\$ 0,00	R\$ 447.499.974,92	R\$ 69.701.872,56
	Fresa+Capa	3	R\$ 907.217,24	R\$ 377.798.102,36	

Fonte: Autor

Com intuito de ilustrar, anualmente, o comportamento das despesas acarretadas pelas diferentes soluções de manutenção nos usuários de rodovias, o gráfico Figura 4.73 exibe as demandas econômicas médias observadas nos casos avaliados neste estudo.

Pela interpretação do gráfico exposto na Figura 4.73, juntamente com os resultados expostos na Tabela 4.37 à Tabela 4.39, pode-se perceber que, mesmo com o retorno econômico dos investimentos efetuados pela agência reguladora, comprovados pelas economias médias nas despesas dos usuários com os veículos, as diferenças mais relevantes entre as duas soluções adotadas começam a aparecer passados 15 anos de operação da via. Com o crescimento do tráfego e a consequente degradação do pavimento de maneira mais acelerada, as soluções de reabilitação da estrutura começam a ser mais efetivas no impacto econômico dos usuários, evidenciando uma diferença percentual média de 43%, quando comparadas às despesas dos usuários frente às duas soluções de manutenção, no último ano de análise.

Figura 4.73 – Custo anual médio do usuário ao longo do período de análise com as diferentes soluções de manutenção



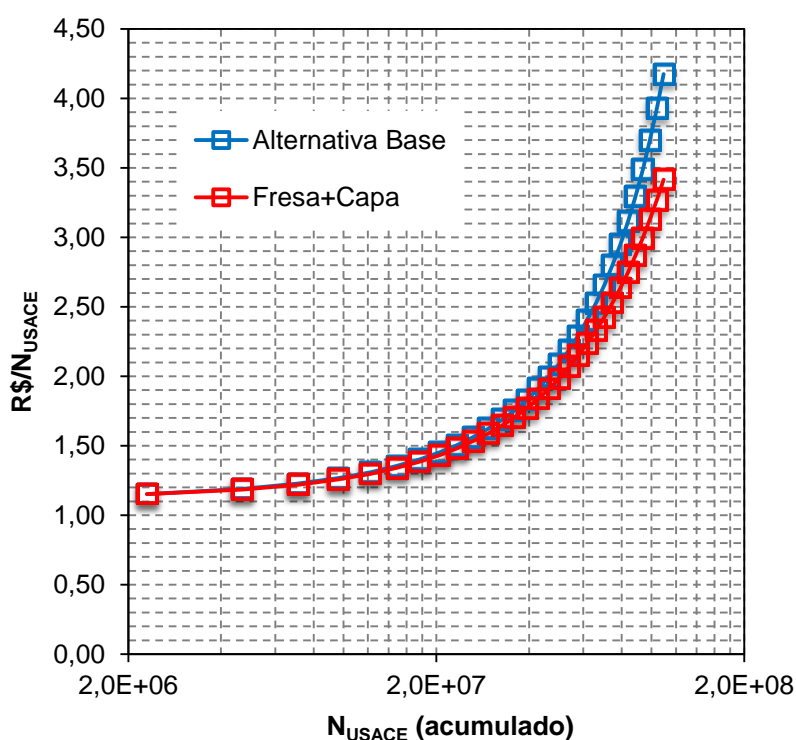
Fonte: Autor

Em termos médios, pode-se dizer que, a manutenção das condições de irregularidade longitudinal dentro do critério estabelecido (2,7m/km), com investimentos médios anuais por parte da agência reguladora de aproximadamente R\$18.000/km/ano, acarreta em uma economia anual, para os usuários que trafegam pela rodovia, em cenários de 10 anos, quantificada em aproximadamente R\$82.000/km/ano. No cenário intermediário (15 anos), essa economia média salta para aproximados R\$209.000/km/ano, com um investimento médio por parte da agência reguladora de aproximados R\$20.000/km/ano. Já quando o período total de análise é compilado (30 anos), verifica-se uma economia média para o usuário de aproximadamente R\$2.768.000/km/ano, com um investimento médio anual por parte da agência reguladora de aproximados R\$45.000/km/ano.

Estes valores permitem concluir que: no âmbito dos casos analisados neste estudo, submetidos ao tráfego atuante arbitrado, os investimentos anuais feitos pela agência reguladora para manutenção da rodovia, com base no critério de irregularidade longitudinal (IRI máximo=2,7m/km), foram devolvidos para os usuários em economia nos custos operacionais dos veículos.

Um formato alternativo de avaliação pode ser efetuado com análises balizadas no tráfego atuante nas estruturas, ao longo do tempo. Para este fim, os valores de solicitações do eixo padrão (N_{USACE}), acumulados ao longo do período total de análise, foram avaliados em confronto com a relação entre os custos despendidos pelos usuários, também acumulados ao longo do período, por km, e o N_{USACE} ($R\$/N$). Esta relação é utilizada por Ribas (2014) e Bueno *et al* (2016) para identificar impactos econômicos de distintas composições estruturais, misturas asfálticas e carregamentos dos eixos dos veículos comerciais na análise de pavimentos. O gráfico da Figura 4.74 exibe o confronto entre N e $R\$/N$.

Figura 4.74 – Relação entre tráfego acumulado e custo dos usuários/ N



Fonte: Autor

Pelo gráfico da Figura 4.74, entende-se que, quando as solicitações acumuladas do eixo padrão atingem maiores magnitudes, próximas de $4,0 \times 10^7$, a relação entre os custos demandados pelos usuários em manutenção do veículo e o número N começa a exibir diferenciações relevantes, quando comparadas as distintas alternativas de manutenção da rodovia.

Em termos percentuais totais, a relação R\$/N é 6% maior quando os usuários trafegam em rodovias sem qualquer manutenção ao longo do período de análise, considerando os comparativos com a solução delimitada pelo gatilho de irregularidade longitudinal. Analisados apenas os casos em que o tráfego acumulado é maior do que $4,0 \times 10^7$, este percentual sobe para 11%, indicando a tendência de crescimento dos impactos econômicos quanto maior for o número de usuários afetados pelas superfícies irregulares.

Por fim, entende-se que a irregularidade longitudinal, representada pelo IRI, pode ser empregada como um gatilho eficiente para intervenções corretivas no pavimento rodoviário, tornando-se um bom balizador para tomadas de decisões em agências rodoviárias, já que seu impacto pode ser quantificado diretamente nos custos demandados pelos usuários na manutenção dos veículos que circulam pela via. Vale salientar, todavia, que o *software* HDM-4 não considera as propriedades dos materiais para realização das previsões dos indicadores de desempenho da estrutura ao longo do tempo. Desta forma, a utilização de diferentes misturas em um procedimento hipotético de reabilitação da estrutura não são consideradas pelo software, tendo seu impacto vislumbrado apenas pelos custos demandados pela agência reguladora nas atividades corretivas. Julga-se esta limitação como uma deficiência importante do referido programa, uma vez que a performance do pavimento durante sua vida útil é sensivelmente afetada pelos materiais empregados na composição da estrutura.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, serão apresentadas as conclusões decorrentes dos resultados obtidos na pesquisa e sugestões para trabalhos futuros.

5.1 CONCLUSÕES

A partir dos resultados obtidos em acordo com o delinear metodológico deste trabalho, foi possível concluir que:

- a) Posto em operação e funcionamento, o perfilômetro inercial adquirido pela UFSM se mostrou adequado para medições de irregularidade longitudinal (IRI e QI) e afundamento em trilha de roda (ATR), conforme os testes de verificação de repetibilidade e exatidão realizados. Desta forma, permite-se que variadas pesquisas e atividades de prestações de serviço sejam efetuadas na UFSM com o referido equipamento;
- b) Ainda sobre a utilização do perfilômetro, verificou-se, para processamento das medidas de ATR, fundamental a correta conferência da quantidade de medidas contabilizadas no processo de cálculo, visando, se necessário, a filtragem de dados oriundos de um intervalo em que o equipamento não conseguiu realizar a determinação de medidas;
- c) Com o banco de dados oriundo de 35 trechos experimentais (27 no Rio de Janeiro/RJ e 8 em Santa Maria/RS), foi possível desenvolver modelos de previsão de irregularidade longitudinal em caráter empírico e empírico-mecanicista, com uso dos danos calculados com o auxílio do AEMC e com o programa LVECD no conjunto de variáveis;
- d) Dentre o conjunto de dados utilizado para tentativa de previsão da irregularidade longitudinal em caráter empírico, verificou-se que a combinação da irregularidade inicial medida após o final do processo construtivo ($IRI_{INICIAL}$), o tráfego acumulado ao longo do tempo (N) e a associação entre deflexões máximas medidas na superfície ($D_{MÁX}$) e os percentuais de área com presença de trincamento (AT) conseguem captar uma parte significativa dos aspectos que envolvem a evolução do IRI, prevendo seus resultados ao longo do tempo satisfatoriamente;

- e) O modelo mais assertivo, conforme o rol de critérios perceptivos de engenharia, atrelados a parâmetros estatísticos, seguiu um formato de evolução linear, com ajustes representados pelo coeficiente de determinação (R^2) de 0,77 e um erro padrão de estimativa, computado ao final do processo de regressão, de 0,41m/km;
- f) Já em relação aos modelos de previsão de irregularidade longitudinal com bases mecanicistas atreladas ao procedimento empírico, verificou-se que a previsão do IRI, com uso dos danos calculados com o auxílio do AEMC ($\text{Dano}_{\text{AEMC}}$) e com o programa LVECD ($\text{Dano}_{\text{LVECD}}$) no conjunto de variáveis, associadas a idade do pavimento desde sua construção ou reabilitação (AGE), com acréscimo do $\text{IRI}_{\text{INICIAL}}$ se mostrou pertinente à evolução do referido indicador;
- g) Em caráter empírico-mecanicista, os modelos mais assertivos, conforme o rol de critérios perceptivos de engenharia, atrelados a parâmetros estatísticos, também seguiram um formato de evolução linear, com ajustes representados pelo coeficiente de determinação (R^2) de 0,78 e 0,79, respectivamente para as equações utilizando os danos médios acumulados determinados com o auxílio do AEMC e com o LVECD. Os erros padrões de estimativa computados ao final do processo de regressão foram de 0,40 e 0,39m/km, para os respectivos casos;
- h) Os resultados obtidos para os modelos supracitados, tanto em formato puramente empírico quanto em formato empírico-mecanicista, com ajuste incremental delimitado a partir do $\text{IRI}_{\text{INICIAL}}$, estão novamente expostos na Tabela 5.1;
- i) Os referidos modelos, em caráter empírico-mecanicista, quando validados com demais trechos participantes da rotina de monitoramento da Rede de Tecnologia em Asfaltos, não utilizados na fase de calibração das equações, também exibiram comportamento satisfatório, trabalhando dentro dos limites definidos pelos erros de estimativa. Já o modelo puramente empírico, quando aplicado a uma condição de tráfego acumulado significativamente distante das condições de contorno nas quais foi elaborado (trechos monitorados pela UFSC), resultou em previsões de irregularidade longitudinal distantes daquelas quantificados em pista. No formato empírico-mecanicista, tanto com uso de danos calculados com o AEMC quanto com o LVECD, a variável de

danificação, associada com a idade do pavimento, conseguiu absorver este comportamento inesperado, mantendo os valores previstos dentro da margem de erro do modelo;

Tabela 5.1 - Equações de previsão de irregularidade recomendadas para uso

Modelo Linear Empírico com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + [(k1 * N) + (k2 * (D_{MÁX} * AT))]$	95%	3,54E-08	1,42E-04	0,77
	85%	3,54E-08	1,33E-04	
	75%	3,54E-08	1,28E-04	
	65%	3,54E-08	1,24E-04	
Modelo Linear Emp-Mec (AEMC) com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + (k1 * DANO_{AEMC} * AGE)$	95%	0,0141	--	0,78
	85%	0,0137	--	
	75%	0,0135	--	
	65%	0,0133	--	
Modelo Linear Emp-Mec (LVECD) com intercepto fixo	Confiabilidade	k1	k2	R²
$IRI_{(t)} = IRI_i + (k1 * DANO_{LVECD} * AGE)$	95%	0,0124	--	0,79
	85%	0,0121	--	
	75%	0,0119	--	
	65%	0,0118	--	

Fonte: Autor

- j) Quando comparadas aos demais modelos existentes na literatura, percebeu-se que as equações desenvolvidas neste estudo conseguem prever a evolução de irregularidade de forma similar aquelas desenvolvidas por AASHTO (2008) e Abdelaziz *et al* (2018). Ainda, pode-se verificar que o modelo presente na ferramenta de análise econômica HDM-4, operado em sua configuração original, resulta em valores de irregularidade longitudinal, ao longo do tempo, significativamente maiores do que aqueles observados em campo e previstos pelas expressões matemáticas elaboradas nesta pesquisa. Todavia, quando os parâmetros ajustáveis do modelo são calibrados para as situações reais observadas nos trechos experimentais (ação recomendada para utilização do programa com maior similaridade aos segmentos avaliados), os resultados de IRI no decorrer do período de análise se mostraram significativamente próximos daqueles observados *in loco*;

- k) Ainda, com uso da ferramenta HDM-4, calibrada para as pistas experimentais avaliadas neste estudo, as análises econômicas comprovaram que a irregularidade longitudinal, quando não mantida dentro dos limites previstos, causa impacto direto nos custos operacionais dos usuários de rodovias, quando avaliados apenas os gastos de operação com os veículos. Para um tráfego anual inicial de $2,3 \times 10^6$ (N_{USACE}), evoluindo ao longo dos anos com uma taxa de crescimento de 3,0% ao ano, pode-se dizer que, em termos médios, a manutenção das condições de irregularidade longitudinal dentro do critério estabelecido (2,7m/km), com investimentos médios anuais por parte da agência reguladora de aproximadamente R\$18.000/km/ano, acarreta em uma economia anual, para os usuários que trafegam pela rodovia, em cenários de 10 anos, quantificada em aproximadamente R\$82.000/km/ano. No cenário intermediário (15 anos), essa economia média salta para aproximados R\$209.000/km/ano, com um investimento médio por parte da agência reguladora de aproximados R\$20.000/km/ano. Já quando o período total de análise é compilado (30 anos), verifica-se uma economia média para o usuário de aproximadamente R\$2.768.000/km/ano, com um investimento médio anual por parte da agência reguladora de aproximados R\$45.000/km/ano;
- l) Estes valores permitem concluir que: no âmbito dos casos analisados neste estudo, submetidos ao tráfego atuante arbitrado, os investimentos anuais feitos pela agência reguladora para manutenção da rodovia, com base no critério de irregularidade longitudinal (IRI máximo=2,7m/km), foram devolvidos para os usuários em economia nos custos operacionais dos veículos. Nestas análises, a moeda adotada foi o dólar americano (US\$), convertido para reais (R\$) por meio da cotação do dia 27/02/2019 (US\$1,00=R\$3,73). Para balizar o impacto econômico ao longo do tempo, os valores foram corrigidos por uma inflação média de 6,01% ao ano, com base no índice IPCA, fornecido pelo IBGE. Para determinação deste valor médio, foram utilizadas séries históricas do IPCA brasileiro nos últimos cinco anos (2014 a 2018);
- m) Por fim, entende-se que, com base nos resultados gerados no presente estudo, pode-se prever o desempenho funcional da estrutura do pavimento avaliado ao longo do tempo, tendo como parâmetro o desempenho da mistura asfáltica, analisada com base nas propriedades dos materiais, empregado em

associação com um indicador de qualidade construtiva, transferindo estas interpretações para análises econômicas.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Visando a complementação e continuidade da pesquisa, sugerem-se as seguintes atividades:

- a) Elaboração de uma normativa que delimite nacionalmente o procedimento de cálculo do IRI mediante utilização de um perfil longitudinal, com detalhamento de equações e filtros estatísticos embutidos no processo. Saliencia-se que, em relação ao documento de referência para realização do ensaio de medição de IRI e ATR com o perfilômetro inercial, o corpo técnico da COPPE/UFRJ, juntamente com o apoio de alguns professores e alunos do GEPPASV/UFSM e do sócio proprietário da Cibernétrica Equipamentos e Serviços Ltda, Rodrigo Barella, já enviou ao IPR/DNIT uma proposta de normativa para tal levantamento;
- b) Conforme sugerido por Moraes (2015) e Bueno (2016), um evento similar ao “Dia do FWD” seria fundamental também para os equipamentos de medição de irregularidade longitudinal com sensores a laser sem contato, já que é de suma importância que estes sistemas de medição resultem em valores alinhados, devido a sua vasta utilização no meio prático rodoviário;
- c) Continuidade das ações de monitoramento da Rede de Tecnologia em Asfaltos e adequação dos modelos de previsão de irregularidade propostos nesta tese ao componente de contribuição referente ao afundamento em trilha de roda, já que, neste trabalho, o banco de dados de trilha de roda não se mostrou viável para tal ação. Pode-se investigar também de maneira mais aprofundada o efeito do parâmetro *Flow Number* (FN) das misturas asfálticas no seu desempenho em campo frente a irregularidade longitudinal, uma vez que, para as pistas e misturas avaliadas no presente estudo, IRI e FN não exibiram uma associação estatisticamente significativa;
- d) Desenvolvimento de um modelo de previsão de evolução da irregularidade longitudinal com base nas curvas de dano determinadas a partir de cálculo de esforços e curvas de fadiga obtidas por testes em compressão diametral de carga repetida (DNIT-ME 183/2018) em misturas asfálticas, visando sua

- utilização no nível A do MeDiNa. Para este fim, basta compilar os resultados de monitoramento em campo de irregularidade longitudinal, coletados ao longo desta tese, avaliando sua associação com as curvas de dano calculadas ao longo do trabalho de Fritzen (2016), que realizou ensaios em concretos asfálticos, pelo método de compressão diametral de carga repetida, para alguns dos materiais empregados como revestimento nos trechos experimentais do “Projeto Fundação”. Com estas informações, somados a outros segmentos experimentais cujos dados de irregularidade e as curvas de fadiga, obtidas com a metodologia de compressão diametral, estejam disponíveis, pode-se seguir o procedimento proposto nesta tese para obtenção de expressões matemáticas de previsão de IRI, com bases empírico-mecanicistas passíveis de inserção no MeDiNa nível A;
- e) Análise de sensibilidade dos parâmetros inseridos no programa LVECD, objetivando identificar quais são os elementos que mais contribuem para a evolução do processo de danificação da camada de revestimento asfáltico ao longo do tempo, quando analisado o mecanismo de ruptura por fadiga;
 - f) Comparação dos resultados oriundos das previsões de irregularidade longitudinal propostas pelos modelos elaborados nesta tese com as respostas fornecidas pelo programa *AASHTOWare Pavement ME Design*, desenvolvido pela AASHTO, que prevê a evolução da irregularidade longitudinal com base no modelo empírico exposto no item 2.2.12.
 - g) Avançar nos estudos econômicos com o HDM-4, referentes ao impacto da irregularidade longitudinal nos custos operacionais de usuários de rodovias, possibilitando definir argumentos para criação de sanções de bonificação e penalização aos responsáveis pela administração das respectivas rodovias, utilizando como critério um indicador que impacta diretamente o usuário. Ainda em relação ao uso do HDM-4, sugere-se o complemento das avaliações dos impactos das irregularidades longitudinais também nos aspectos sociais referentes aos custos em tempo de viagem, custos com acidentes e impactos ambientais em emissões de gases acarretados pelo mal funcionamento dos veículos, majorados pelas altas irregularidades.

REFERÊNCIAS

ABDELAZIZ, N; EL-HAKIM, R, T, A; EL-BADAWY, S. M; AFIFY, H. A. International Roughness Index prediction model for flexible pavements. International Journal of Pavement Engineering. Taylor & Francis Online, Reino Unido, 2018.

ALBUQUERQUE, F. S. Sistema de Gerência de Pavimentos para Departamentos de Estradas do Nordeste Brasileiro. 128 p. Tese de doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2007.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). AASHTO Guide for Design of Pavement Structures. 1ed. Washington (EUA), 1993.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). PP 49/03: Standard Practice for Certification of Inertial Profiling Systems. Washington (EUA), 2003.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). Mechanistic–Empirical Pavement Design Guide (MEPDG). Washington (EUA), 2008.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). T 342/11: Standard Method of Test for Determining Dynamic Modulus of Hot-Mix Asphalt Concrete Mixtures. Washington (EUA), 2011.

AMERICAN ASSOCIATION OF HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (AASHTO). TP 107/14: Standard Method of Test for Determining the Damage Characteristic Curve of Asphalt Mixtures from Direct Tension Cyclic Fatigue Tests. Washington (EUA), 2014

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E1082/90: Standard Test Method for Measurement of Vehicular Response to Traveled Surface Roughness. West Conshohocken (EUA), 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E1215/93: Standard Specification for Trailers Used for Measuring Vehicular Response to Road Roughness. West Conshohocken (EUA), 1993.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E1364/95: Standard Test Method for Measuring Road Roughness by Static Level Method. West Conshohocken (EUA), 1995.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E1170/97: Standard Practices for Simulating Vehicular Response to Longitudinal Profiles of Traveled Surfaces. West Conshohocken (EUA), 1997

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D4695/03: Standard guide for general pavement deflection measurements. West Conshohocken (EUA), 2003.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E1926/08: Standard Practice for Computing International Roughness Index of Roads from Longitudinal Profile Measurements. West Conshohocken (EUA), 2008.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). E950/09: Standard Test Method for Measuring the Longitudinal Profile of Traveled Surfaces with an Accelerometer Established Inertial Profiling Reference. West Conshohocken (EUA), 2009a

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (ASTM). D4694/09: Standard test method for deflections with a Falling-Weight-Type Impulse Load Device. West Conshohocken (EUA), 2009b.

ASHOURI, M. Modeling Microdamage Healing in Asphalt Pavements Using Continuum Damage Theory. Ph.D. Dissertation, North Carolina State University, Raleigh (EUA), 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 16505:2016 Misturas asfálticas - Resistência à deformação permanente utilizando o ensaio uniaxial de carga repetida. Rio de Janeiro/RJ, 2016.

BABADOPULOS, L. F. A. L. Avaliação do modelo viscoelástico linear aplicado a misturas asfálticas utilizadas em revestimentos de pavimentos do Brasil. Trabalho de Conclusão de Curso em Engenharia Civil. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza/CE, 2013.

BABKOV, V; ZAMAKHAYEV, M. Highway Engineering. Mir Publishers, Moscow (Rússia), 1967.

BARELLA, R. M. Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais. 362 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2008.

BARNES, G; LANGWORTHY, P. The Per-mile Costs of Operating Automobiles and Trucks. Report Nº MN/RC 2003-19. Minnesota Department of Transportation, Minneapolis (EUA), 2003.

BHATTACHARJEE, S. Imperfect Preventive Maintenance Strategy for Flexible Pavements Based on Threshold Reliability, Cost Optimization and Mechanistic Empirical Analysis. 95th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2016.

BENNETT, C. R; PATERSON, W. D. O. A Guide to Calibration and Adaptation (Highway Development and Management - HDM-4). 297 p. Highway Development and Management Series, versão 1.0, v.5. Birmingham (Reino Unido), 2000.

BENEVIDES, S. A. S. E. Modelos de Desempenho de Pavimentos Asfálticos para um Sistema de Gestão de Rodovias Estaduais do Ceará. 381 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2006.

BERNARDES, L. M. C. Clima do Brasil. In: Boletim Geográfico, vol.9, nº 103. Rio de Janeiro/RJ, 1951.

BERNUCCI, L. B; MOTTA, L. M. G; CERATI, J. A. P; SOARES, J. B. Pavimentação Asfáltica: Formação básica para engenheiros. 3ª Reimpressão. PETROBRAS: ABEDA, Rio de Janeiro/RJ, 2010.

BISCONSINI, D. R; FERNANDES JR, J. L. O uso de smartphones para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos. In: XXIX Congresso Nacional de Pesquisa em Transportes da ANPET. p. 129-132. Ouro Preto/MG, 2015.

BOEIRA, F. D. Estudo da rigidez, da deformação permanente e da fadiga de misturas asfálticas com ligantes convencionais e modificados. 286 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

BOTTURA, E. J. Contribuição para o estudo da calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade rodoviária tipo resposta. 317 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, 1998.

BORDIN, D. T. Análise estrutural e monitoramento de trechos experimentais em Santa Maria/RS. Projeto de Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

BUENO, L. D. Avaliação deflectométrica e de rigidez: Estudo de caso em três trechos monitorados em Santa Maria/RS. 471 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2016.

BUENO, L. D; SPECHT, L. P; PEREIRA, D. S; RIBAS, J. Cost-benefit analysis of the construction of different flexible pavement structures considering the axle load and type of binder. Acta Scientiarum Technology. v. 38, n. 4, p. 445-453. Maringá/PR, 2016.

CERATTI, J. A. P; BERNUCCI, L. B; SOARES, J. B. Utilização de ligantes asfálticos em serviços de pavimentação. 1ª Edição. ABEDA, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

CHESHER, A; HARRISON, R. Vehicle Operating Costs - Evidence from Developing Countries. 392 p. World Bank, Washington (EUA), 1987.

COMISSÃO EUROPÉIA DE NORMALIZAÇÃO (CEN). EN 13036 - Road and airfield surface characteristics - Test methods - Part 5: Determination of longitudinal unevenness indices. Bruxelas (Bélgica), 2015.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE (CNT). Pesquisa CNT de Rodovias 2018: Relatório Gerencial. CNT: SEST SENAT, Brasília/DF, 2018.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Resolução nº 12/98. Estabelece os limites de peso e dimensões para veículos que transitem por vias terrestres. Brasília/DF, 1998.

CONSELHO NACIONAL DE TRÂNSITO (CONTRAN). Resolução n° 489. Fixa metodologia de aferição de peso de veículos, estabelece percentuais de tolerância de dá outras providências. Brasília/DF, 2014.

CROW - Technology Platform for Infrastructure, Traffic, Transport and Public Space. Falling weight deflectometer calibration guide. REPORT D11-07. Holanda, 2011.

CUNDILL, M. A. The Merlin low-cost road roughness measuring machine. 23 p. Transport and Road Research Laboratory – Research Report 301. Berkshire (EUA), 1991.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (DER/SP). IP-DE-P00/003: Avaliação funcional e estrutural de pavimento. São Paulo/SP, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis. Rio de Janeiro/RJ, 1981.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 159/85. Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos. Rio de Janeiro/RJ, 1985.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). ES 173/86: Método Nível e Mira para Calibração de Sistemas Medidores de Irregularidade Tipo Resposta. Rio de Janeiro/RJ, 1986.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 007/94. Avaliação Subjetiva da Superfície de Pavimentos. Rio de Janeiro/RJ, 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 182/94. Medição da Irregularidade de superfície de pavimento com sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro/RJ, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 164/94. Calibração e controle de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento (Sistemas Integradores IPR/USP e Maysmeter). Rio de Janeiro/RJ, 1994c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 229/94. Manutenção de sistemas medidores de irregularidade de superfície de pavimento – Integrador IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro/RJ, 1994d.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 269/94. Projeto de restauração de pavimentos flexíveis – TECNAPAV. Rio de Janeiro/RJ, 1994e.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS E RODAGEM (DNER). PRO 273/96: Determinação de deflexões utilizando deflectômetro de impacto tipo “Falling Weight Deflectometer”. Rio de Janeiro/RJ, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). PRO 006/03. Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro/RJ, 2003.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Manual de Restauração. Publicação IPR 720. Rio de Janeiro/RJ, 2006a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Manual de Estudos de Tráfego. Publicação IPR 723. Rio de Janeiro/RJ, 2006b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). ME 133/2010: Pavimentação asfáltica – Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman – Método de ensaio. Rio de Janeiro/RJ, 2010a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). ME 135/2010: Pavimentação asfáltica – Misturas Asfálticas – Determinação do Módulo de Resiliência. Rio de Janeiro/RJ, 2010b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Manual de Gerência de Pavimentos. Publicação IPR 745. Rio de Janeiro/RJ, 2011a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Sistema de Gerência de Pavimentos – Relatório dos levantamentos funcionais das rodovias federais. Rio de Janeiro/RJ, 2011b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). ME 183/2018: Pavimentação asfáltica – Misturas Asfálticas – Ensaio de fadiga por compressão diametral à tensão controlada. Rio de Janeiro/RJ, 2018a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Custos e pagamentos - SICRO/Sul (Julho de 2018). Retirado de: <http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/sicro/sul/sul>. Rio de Janeiro/RJ, 2018b. Acessado em Fevereiro de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). Custos e pagamentos - SICRO/Sul (Julho de 2018). Retirado de: <http://www.dnit.gov.br/custos-e-pagamentos/indices-de-reajustamentos-de-obras/indices-de-reajustamentos-de-obras-rodoviario>. Rio de Janeiro/RJ, 2018c. Acessado em Fevereiro de 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA E TRANSPORTES (DNIT). ME 184/2018: Pavimentação asfáltica – Misturas Asfálticas – Ensaio uniaxial de carga repetida para determinação da resistência à deformação permanente. Rio de Janeiro/RJ, 2018d.

DRAINAKIS, A; POMONI, M; PLATI, C. The importance of maintaining pavement roughness to reduce carbon footprint. Bearing Capacity of Roads, Railways and Airfields - Taylor & Francis Group. p. 2135-2139. Londres (Reino Unido), 2017.

ESLAMINIA, M; THIRUNAVUKKARASU, S; GUDDATI, M. N; KIM, Y. R. Accelerated Pavement Performance Modeling Using Layered Viscoelastic Analysis. Proceedings of the 7th International RILEM Conference on Cracking in Pavements. Delft (Holanda), 2012.

EUROPEAN COMISSION. Director General for transport - COST 324: Long term performance of road pavements, final report of the action. Luxemburgo, 1997.

FACCIN, C. Concretos asfálticos em utilização no Rio Grande do Sul: Comportamento mecânico e desempenho em campo quanto à deformação permanente. 222p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2018.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Pavement Smoothness Index Relationships: Final Report. Publication NO. FHWA-RD-02-057. McLean (EUA), 2002.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). Long-Term Pavement Performance Program. Publication No. FHWA-HRT-15-018. McLean (EUA), 2014.

FERNANDES, I. S. Avaliação do comportamento mecânico da camada de brita graduada "in situ". 199 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis/SC, 2000.

FERNANDES, W. D. Análise comparativa entre os métodos de dimensionamento de pavimentos flexíveis no Brasil e o Método da AASHTO. 169 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2016.

FERNANDES JÚNIOR, J. L. Investigação dos efeitos das solicitações de tráfego sobre o desempenho de pavimentos. 313 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 1994.

FIELD, A. Discovering statistics using SPSS. (2nd ed.). London: Sage. Sandra C. Duhé. University of Lousiana, Lafayette (EUA), 2005.

FONTENELE, H. B. Representação do Tráfego de Veículos Rodoviários de Carga através de Espectros de Carga por Eixo e seu Efeito no Desempenho dos Pavimento. 287 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2011.

FRANCO, F. A. C. P. Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SISPAV. 315 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2007.

FRANCO, F. A. C. P.; MOTTA, L. M. G. Execução de Estudos e Pesquisa para Elaboração de Método Mecanístico – Empírico de Dimensionamento de Pavimentos Asfálticos. Relatório Parcial IV (A). Projeto DNIT TED nº 682/2014. Processo nº 50607.002043/2013-00. Convênio UFRJ-DNIT, Rio de Janeiro/RJ, 2018.

FRITZEN, M. A. Desenvolvimento e validação de função de transferência para previsão do dano por fadiga em pavimentos asfálticos. 286 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2016.

GILLESPIE, T. D. Everything you always wanted to know about the IRI, but were afraid to ask! In: Road Profiler User Group Meeting. Lincoln (EUA), 1992.

GONZALEZ, O. Quantification of the Impact of Roadway Condition on Gas Emissions. 95th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2016.

GUIMARÃES, A. C. R. Um método mecanístico-empírico para previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 367 p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2009.

HAJEK, J. J; KAZMIEROWSKI, T. J; MUSGROVE, G. A switch to the International Roughness Index. 77th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 1998.

HAAL, K. T; CORREA, C. E; SIMPSON, A. L. LTPP Data Analysis: Effectiveness of Maintenance and Rehabilitation Options. 332 p. NCHRP Web Document 47 [Project 20-50(3/4)]: Contractor's Final Report. Washington (EUA), 2002.

HASS, R; HUDSON W. R; ZANIEWSKI, J. Modern pavement management. Krieger Publishing Company, Malabar (EUA), 1994.

HAIDER, S. W; HARICHANDRAN, R. S. Effect of axle load spectra characteristics on flexible pavement performance. 89th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2010.

HANSON, T; CAMERON, C. Can a smartphone collect IRI data? In: 2012 Conference and exhibition of the transportation association of Canada – Transportation: Innovations and opportunities. Canadá, 2012.

HANSON, T; CAMERON, C; HILDERBRAND, E. Evaluation of low-cost consumer-level mobile phone technology for measuring International Roughness Index (IRI) values. Canadian Journal of Civil Engineering. p. 819-827. Canadá, 2014.

HUANG, Y. H. Pavements analysis and design. Englewood Cliffs: Prentice-Hall, New Jersey (EUA), 1993.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Índice Nacional de Preços ao Consumidor Amplo – IPCA. Retirado de: <https://www.ibge.gov.br/estatisticas-novoportal/economicas/precos-e-custos>. Acessado em Fevereiro de 2019.

ISLAM, S; BUTLAR, W. G. Effect of pavement roughness on user costs. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2285. p. 47-55. Washington (EUA), 2012.

ISLAM, S; BUTLAR, W. G; ALDUNATE, R. G; VAVRIK, W. R. Measurement of pavement roughness using Android-based smartphone application. 93th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2014.

JIAO, X; BIENVENU, M. Pavement-Vehicle Interaction (PVI) and Comparative Highway Fuel Consumption: An Extended Field Investigation. 95th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2016.

JUNG, J. S; KALOUSH, K. E; WAY, G. B. Life Cycle Cost Analysis: Conventional Versus Asphalt-Rubber Pavements. Rubber Pavements Association, Arizona State University. Tempe (EUA), 2002.

KARAMILHAS, S. M. Critical Profilers Accuracy Requirements. 125 p. Report UMTRI-2005-24. University of Michigan University of Michigan Transportation Research Institute (UMTRI), Ann Arbor (EUA), 2005.

KASZNAR, I. K. Regressão Múltipla: Uma digressão sobre seus usos. IBCI, Rio de Janeiro/RJ, 2007.

KERALI, H. R. The role of HDM-4 in Road Management. Inn: First Road Transportation Technology Transfer Conference in Africa. p. 320 – 333. Tanzania, 2001.

KLAMT, R. A. Influência da ação do tráfego no custo de construção e restauração de pavimentos asfálticos. 182 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2014.

LEE, H. J. Uniaxial Constitutive Modeling of Asphalt Concrete Using Viscoelasticity and Continuum Damage Theory. Ph.D. dissertation, North Carolina State University, Raleigh (EUA), 1996.

LEKARP, F; ISACSSON, U; DAWSON, A. State of the art. I: resilient response of unbound aggregates. Journal of Transportation Engineering ASCE. Vol. 126 (1), Pág. 66-75. EUA, 2000.

LERCH, R. L. Previsão de Irregularidade Pós-recape em Rodovias do RS: Ajuste do Modelo HDM-4. 2003. 108 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre/RS, 2002.

LIN, J. D; YAU, J. T; HSIAO, L. H. Correlation Analysis Between International Roughness Index (IRI) and Pavement Distress by Neural Network. . 89th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2003.

LITZKA, J. Performance indicators for road pavements, COST Action 354, Proceedings of the 1st TRA conference, Gotemburgo (Suécia), 2006.

MARCON, A. F. Contribuição ao Desenvolvimento de um Sistema de Gerência de Pavimentos para a Malha Rodoviária Estadual de Santa Catarina. 421 p. Tese de Doutorado. Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos/SP, 1996.

MARTINS, Proposta de estruturação de um banco de dados e de critérios de priorização para manutenção do sistema viário urbano –SGPU: Estudo de caso de Santa Maria-RS. 247 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2018.

MEDINA, J; MOTTA, L. M. G. Mecânica dos Pavimentos. 3ª Edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

MITCHELL, T. WesTrack Track Roughness, Fuel Consumption, and Maintenance Costs. Federal Highway Administration (FHWA) Publication RD-00/052. McLean (EUA), 2000.

MONTGOMERY, D. C; RUNGER, G. C; HUBELE, N. F. Estatística Aplicada à Probabilidade para Engenheiros. 2ª ed. LTC. Rio de Janeiro/RJ, 2003.

MORAES, C. G. Análise de bacias deflectométricas obtidas por 4 equipamentos do tipo Falling Weight Deflectometer (FWD). 302 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2015.

MOROSIUK, G; RILEY, M. J; ODOKI, J. B. Modelling Road Deterioration and Works Effects (Highway Development and Management - HDM-4). 297 p. Highway Development and Management Series, versão 2.0, v.6. Birmingham (Reino Unido), 2004.

MUCKA, P. International Roughness Index specifications around the world. Road Materials and Pavement Design, vol 18, nº4. Pág 929-965. Reino Unido, 2017.

NAIR, S. K; HUDSON, W. R. Serviceability Prediction From User-Based Evaluations of Pavement Ride Quality. Transportation Research Record 1084. p 66-75. Washington (EUA), 1986.

NAKAHARA, S. M. Estudo do Desempenho de Reforços de Pavimentos Asfálticos em Via Urbana sujeita a Tráfego Comercial Pesado. 312 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2005.

NAKAHARA, S. M; LEE HO, L; BALBO, J. T. Desenvolvimento de modelos de previsão de irregularidade através da análise de medidas repetidas. In: XX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, v. 2. p. 1329-1340. Brasília/DF, 2006.

NASCIMENTO, L. A. H. Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente. 204p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 2008.

NASCIMENTO, L. A. H; CHACUR, M; ROCHA, S. M. N. Desenvolvimento de Soluções Tecnológicas de Pavimentação Asfáltica. Petrobras. Rio de Janeiro/RJ, 2009.

NASCIMENTO, L. A. H. Implementation and Validation of the Viscoelastic Continuum Damage Theory for Asphalt Mixture and Pavement Analysis in Brazil. 335 p. Tese de Doutorado. North Carolina State University. North Carolina (EUA), 2015.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Guide for Mechanistic-Empirical Design of new and rehabilitated pavement structures. Transportation Research Board. Champaign (EUA), 2004.

NATIONAL COOPERATIVE HIGHWAY RESEARCH PROGRAM (NCHRP). Synthesis 457 - Implementation of the AASHTO Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide and Software – A Synthesis of Highway Practice. Transportation Research Board, Washington (EUA), 2014.

OLIVEIRA, C. C; GRANATO, D; CARUSO, M. S; SAKUMA, A. M. Manual para elaboração de cartas de controle para monitoramento de processos de medição quantitativos em laboratórios de ensaio. Governo do Estado de São Paulo, São Paulo/SP, 2013.

ODOKI, J. B.; KERALI, H. G. R. Analytical framework and model descriptions (Highway Development and Management - HDM-4). 1184 p. Highway Development and Management Series, versão 1.0, v.4. Birmingham (Reino Unido), 2000.

PAPAGIANNAKIS, A. T; MASAD, E. A. Pavement design and materials. John Wiley & Sons, New Jersey (EUA), 2008.

PARK, H. J., Investigation of primary causes of loadrelated cracking in asphalt concrete pavement in North Carolina. Ph.D. Dissertation, North Carolina State University, North Carolina (EUA), 2013.

PATERSON, W. D. O. Road Deterioration and Maintenance Effects - Models for Planning and Management. 472 p. World Bank. Washington (EUA), 1987.

PAVI, D. R. Comportamento da irregularidade longitudinal nas camadas estruturais do pavimento executado na duplicação da BR-287/RS. 156 p. Projeto de Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2017.

PETTINARI, M; SCHIMDT, B. Study of the influence of texture depth and longitudinal profile on rolling resistance properties of a test section in Denmark. 95th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2016.

PINO, F. A. A questão da não normalidade: Uma revisão. Revista de Economia Agrícola, v.61, n°2, p. 17 – 33. São Paulo/SP, 2014

PINTO, S; PREUSSLER, E. Pavimentação Rodoviária – Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. Copiarte, Rio de Janeiro/RJ, 2001.

PROZZI, J. A. Modeling pavement performance by combining field and experimental data. 140 p. Tese de Doutorado. University Of California, Berkeley (EUA), 2001.

QUEIROZ, C. A. V. Performance prediction models for pavement management in Brazil. 317 p. Tese de Doutorado. Faculty of the Graduate School of the University of Texas, Austin (EUA), 1981.

QUEIROZ, C. A. V. Modelos de Previsão do Desempenho para Gerência de Pavimentos no Brasil – GEIPOT, Brasília/DF, 1984.

RIBAS, J. Parâmetros elásticos típicos de materiais de pavimentos flexíveis do Rio Grande do Sul e sua aplicação em uma análise de custo/benefício. 190 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria/RS, 2014.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA (INMET). Rede de dados. Retirado de: <http://www.inmet.gov.br/projetos/rede/pesquisa/>. Acessado em janeiro de 2018 e fevereiro de 2019.

REDE DE TECNOLOGIA EM ASFALTOS (Rede Temática do Asfalto). Manual de Execução de Trechos Monitorados. Rio de Janeiro/RJ. 2011.

RITCHER, C. Reducing Roughness in Rehabilitated Asphalt Concrete (AC) Pavements. Federal Highway Administration (FHWA) Publication RD-98-149. McLean (EUA), 1998.

RODRIGUES, R. M. Estudo do trincamento dos pavimentos. 208p. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro/RJ, 1991.

RUBAN, M. Controlés de qualité en construction routière. A.A. Presses de l'école nationale des ponts et chaussées. Paris (França), 1987.

SABOURI, M. A., KIM, Y. R. Development of a failure criterion for asphalt mixtures under different modes of fatigue loading. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, 2447, 117–125. Washington (EUA), 2014.

SANTOS, M. S. Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho a partir da implantação de trechos monitorados na região de Santa Maria – RS. 204 p. Dissertação de mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2015.

SAYERS, M. W; GILLESPIE, T. D; PATERSON, W. D. O. Guidelines for Conducting and Calibrating Road Roughness Measurements. 96 p. World Bank Technical Paper Number 46. Washington (EUA), 1986a.

SAYERS, M. W; GILLESPIE, T. D; QUEIROZ, C. A. V. The International Road Roughness Experiment - Establishing Correlation and a Calibration Standard for Measurements. 468 p. World Bank Technical Paper Number 45. Washington (EUA), 1986b.

SAYERS, M. W. On the Calculation of International Roughness Index from Longitudinal Road Profile. Transportation Research Record 1501. p. 1-12. Washington (EUA), 1995.

SAYERS, M. W; KARAMILHAS, S. M. Interpretation of Road Roughness Profile Data. 178 p. Final Report Prepared for Federal Highway Administration Contract DTFH 61-92-C00143. University of Michigan Transportation Research Institute (UMTRI). Ann Arbor (EUA), 1996.

SAYERS, M. W; KARAMILHAS, S. M. The Little Book of Profiling - Basic Information about Measuring and Interpreting Road Profiles. 102 p. University of Michigan, Ann Arbour (EUA), 1998.

SCHERER, R. G. Estudo da influência da condição de aderência entre camadas de pavimentos em seu comportamento mecânico. 172 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2018.

SCHUSTER, S. L. Estudo do comportamento à fadiga de misturas asfálticas aplicadas em campo por meio da teoria viscoelástica do dano contínuo. 270 p. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Santa Maria. Santa Maria/RS, 2018.

SHIYAB, A. M. S. H. Optimum use of the flexible pavement condition indicators in pavement management system. 448 p. Tese de Doutorado. Curtin University of Technology. Austrália, 2007.

SONCIM, S. P. Desenvolvimento de modelos de previsão de desempenho de pavimentos asfálticos com base em dados da rede de rodovias do Estado da Bahia. 241 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2011.

SOUZA, R; FARIS, M. M; SHIMOISHI, J. Estado da arte sobre medição da irregularidade longitudinal em pavimentos asfálticos. In: 33ª Reunião Anual de Pavimentação. Associação Brasileira de Pavimentação. Florianópolis/SC, 2001.

TORQUATO E SILVA, S. de A. Modelagem Mecanístico-Empírica da Interface Revestimento Asfáltico-Base Granular. 101 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza/CE, 2017.

TORQUATO E SILVA, S. de A.; SOARES, J. B.; BARROSO, S. H. A. Proposta de Método de Caracterização da Interface Revestimento Asfáltico-Base Granular. Anais XXXI ANPET, ANPET. Recife/PE, 2017.

VALE, A. F. Método de uso de simuladores de tráfego linear móvel de pista para a determinação de comportamento e previsão de desempenho de pavimentos asfálticos. 327 p. Universidade de São Paulo, São Paulo/SP, 2008.

WALKER, R. S; HUDSON, W. R. A correlation study of the mays road meter with the surface dynamics profilometer. 66 p. Research Report Number 156-1 conducted for The Texas Highway Department. Austin (EUA), 1973.

WANG, H. Road Profiler Performance Evaluation and Accuracy Criteria Analysis. 82 p. Dissertação de Mestrado. Faculty of Virginia Polytechnic Institute and State University. Blacksburg (EUA), 2006.

WANG, W; GUO, F. RoadLab – Revamping Road Condition and Road Safety Monitoring by Crowdsourcing with Smartphone App. 95th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2016.

WATANATADA, T; HARRAL, C. G; PATERSON, W. D. O; DHARESHWAR, A. M; BHANDARI, A; TSUNOKAWA, K. The Highway Design and Maintenance Standards Model – Vol1: Description of the HDM-3 Model. 290 p. Washington (EUA), 1987.

WEED, R. W. Mathematical modeling of pavement smoothness. 81th Annual Meeting of the Transportation Research Board. Washington (EUA), 2002.

WHITE, F. R. Cost of Truck Operation According to Various Types of Roads. Power Wagon – Journal of the Motor Truck Industry. University of Michigan, Ann Arbor (EUA), 1928.

WITCZAK, M. W; KALOUSH, K; PELLINEN, T. et al. Simple performance test for Superpave mix design. National Cooperative Highway Research Program – NCHRP Report 465, Washington (EUA), 2002.

YODER, E. J; HAMPTON, D. Pavement Profile and Roughness Measurements (A Review of Methods). Technical Report n°73. Corps of Engineers, U.S. Army. Waltham (EUA), 1960.

YODER, E. J; WITCZAK, M. W. Principles of pavement design. John Wiley e Sons, Inc. New York (EUA), 1975.

YSHIBA, J. K. Modelo de Desempenho de Pavimentos: Estudo de Rodovias do Estado do Paraná. 340 p. Tese de Doutorado. Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2003.

ZAR, J. H. Biostatistical Analysis. Prentice Hall International. New Jersey (EUA), 1984.

APÊNDICE A

Apêndice A₁ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na Avenida Roraima durante a noite/madrugada e finais de semana (Dez/2013 à Jun/2015)

Tipo de veículo	dez/13		mai/14		nov/14		jun/15		
	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	
Moto	2,12	1,96	1,74	1,74	1,55	1,94	1,40	1,37	
Carro de passeio	1,05	1,08	1,16	1,03	0,96	1,18	1,08	1,14	
Utilitário, pick-up e furgão	1,06	0,85	1,06	0,89	0,97	0,83	0,69	0,78	
ônibus (2 eixos)	2,75	1,09	19,88	0,87	2,13	1,19	1,25	1,16	
ônibus (3 eixos)	0,00	5,00	0,50	6,00	0,00	3,00	0,50	1,00	
Caminhão médio	2C	1,38	1,60	2,04	1,14	1,08	1,26	0,92	1,29
	3C	0,67	2,25	2,00	1,44	1,33	1,63	0,33	1,56
	4C	1,06	1,00	1,00	1,06	1,00	1,00	1,06	1,06
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	1,06	1,00	1,06	1,06	1,38	1,06	1,06
	2S2	1,13	1,50	1,00	1,00	1,06	1,38	1,00	1,06
	2S3	1,06	1,13	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,13
	2S3	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,06	1,00	1,00
	3S3	1,00	2,00	1,00	0,00	1,00	2,00	1,00	1,00
Duplo semi-reboque	3S2S2	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	1,00	1,00	0,50
Caminhão reboque	2C2	1,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,00	1,00
	3C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,06	1,13	1,06	1,13

Fonte: Autor

Apêndice A₂ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na Avenida Roraima durante a noite/madrugada e finais de semana (Nov/2016 à Ago/2018)

Tipo de veículo	nov/16		ago/17		abr/18		ago/18		
	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	ID 1.1	ID 1.2	
Moto	1,76	1,78	2,21	1,74	2,66	1,87	1,75	1,55	
Carro de passeio	0,92	1,12	1,09	1,24	1,23	1,35	1,30	1,42	
Utilitário, pick-up e furgão	0,85	1,02	0,81	0,98	0,95	1,00	0,29	0,32	
ônibus (2 eixos)	1,50	0,86	1,75	0,94	1,88	0,99	2,88	0,87	
ônibus (3 eixos)	0,00	3,00	0,50	1,00	0,00	1,00	0,50	0,00	
Caminhão médio	2C	1,25	1,24	1,25	1,19	1,17	1,59	1,71	1,16
	3C	0,33	1,44	0,67	2,19	1,33	1,25	2,00	0,88
	4C	1,06	1,06	1,00	1,38	1,06	1,00	1,06	1,25
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2S2	1,00	1,19	1,00	1,06	1,06	1,06	1,13	1,13
	2S3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,13
	2S3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3S3	1,06	4,00	1,06	4,00	1,06	1,00	1,06	6,00
Duplo semi-reboque	3S2S2	1,00	0,50	1,00	1,00	1,00	0,00	1,00	0,00
Caminhão reboque	2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,00
	3C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: Autor

Apêndice A₃ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na Avenida Hêlvio Basso durante a noite/madrugada e finais de semana (Jun/2014 à Maio/2016)

Tipo de veículo	jun/14		dez/14		abr/15		mai/16		
	ID 2.1	ID 2.2	ID 2.1	ID 2.2	ID 2.1	ID 2.2	ID 2.1	ID 2.2	
Moto	0,83	0,98	1,23	1,37	1,26	1,40	1,21	1,08	
Carro de passeio	0,96	1,75	1,24	1,78	1,26	1,82	1,30	1,64	
Utilitário, pick-up e furgão	0,80	1,18	0,90	1,41	0,91	1,45	0,65	0,90	
ônibus (2 eixos)	1,09	1,15	0,68	1,23	0,68	1,24	0,91	1,19	
ônibus (3 eixos)	1,50	0,78	2,00	1,67	2,00	1,67	1,50	1,22	
Caminhão médio	2C	0,78	1,29	0,78	1,57	0,78	1,59	0,82	1,09
	3C	0,64	1,27	0,64	1,18	0,64	1,18	1,59	1,84
	4C	1,06	2,75	1,06	1,25	1,06	1,25	1,13	1,75
Caminhão semi-reboque	2S1	1,06	1,31	1,00	1,06	1,00	1,06	1,00	1,06
	2S2	0,40	0,50	0,20	1,30	0,20	1,30	1,40	1,10
	2S3	0,00	0,75	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	2,50
	2S3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06	2,00
	3S3	0,00	0,63	0,33	0,75	0,33	0,75	0,33	1,50
Duplo semi-reboque	3S2S2	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00
Caminhão reboque	2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2C3	1,00	1,06	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06
Rodotrem	3S2C4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06	1,06

Fonte: Autor

Apêndice A₄ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na Avenida Hélio Basso durante a noite/madrugada e finais de semana (Ago/2017 à Nov/2018)

Tipo de veículo	ago/17		abr/18		nov/18		
	ID 2.1	ID 2.2	ID 2.1	ID 2.2	ID 2.1	ID 2.2	
Moto	1,25	1,31	1,43	1,29	1,26	0,97	
Carro de passeio	1,37	1,76	1,41	1,75	1,46	1,80	
Utilitário, pick-up e furgão	0,91	1,42	0,96	1,12	0,43	0,43	
ônibus (2 eixos)	0,82	1,23	0,64	1,29	1,05	1,19	
ônibus (3 eixos)	9,50	2,00	2,00	2,44	1,00	1,56	
Caminhão médio	2C	0,81	0,94	1,15	1,10	1,24	1,04
	3C	0,95	1,39	1,64	1,78	1,23	1,57
	4C	1,06	2,50	1,25	2,75	1,13	1,50
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	1,06	1,00	1,06	1,00	1,00
	2S2	0,20	0,80	0,20	0,80	0,20	0,30
	2S3	0,00	2,25	1,50	1,75	0,00	2,00
	2S3	1,06	5,00	1,06	1,00	1,06	3,00
	3S3	0,00	2,13	0,33	2,00	1,33	1,38
Duplo semi-reboque	3S2S2	0,00	3,00	0,00	0,00	0,00	3,00
Caminhão reboque	2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	2C3	1,00	1,06	1,00	1,06	1,00	1,00
	3C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,13

Fonte: Autor

Apêndice A₅ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na BR-158 durante a noite/madrugada e finais de semana (Nov/2014 à Nov/2016)

Tipo de veículo	nov/14		out/15		nov/16		
	ID 3.1	ID 3.2	ID 3.1	ID 3.2	ID 3.1	ID 3.2	
Moto	0,93	0,73	0,90	0,76	0,64	0,60	
Carro de passeio	1,11	1,07	1,16	1,13	1,22	1,24	
Utilitário, pick-up e furgão	0,75	0,82	0,81	0,91	0,66	0,75	
ônibus (2 eixos)	1,43	0,83	1,15	0,90	1,52	0,96	
ônibus (3 eixos)	4,50	1,25	4,00	1,00	2,00	0,50	
Caminhão médio	2C	1,38	0,96	1,42	0,99	1,32	1,07
	3C	3,36	1,55	3,68	1,54	1,00	1,17
	4C	0,00	0,40	0,00	0,40	0,00	1,20
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
	2S2	1,00	0,95	0,50	1,12	0,50	0,60
	2S3	0,50	0,67	0,50	0,65	1,75	1,93
	2S3	2,00	1,50	2,00	1,21	0,00	0,88
	3S3	2,00	1,30	1,00	1,07	2,00	1,57
Duplo semi-reboque	3S2S2	1,00	0,81	1,00	0,75	1,00	1,75
Caminhão reboque	2C2	1,06	0,50	1,06	4,00	1,00	1,50
	2C3	1,19	1,19	1,13	1,13	1,00	1,00
	3C2	1,00	1,67	1,00	1,33	1,06	1,33
	3C3	1,00	1,19	1,00	1,13	1,00	1,06
Treminhão	3C2C2	1,00	1,13	1,00	1,13	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	0,00	1,06	0,00	1,06	0,00	1,00
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00

Fonte: Autor

Apêndice A₆ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na BR-158 durante a noite/madrugada e finais de semana (Out/2017 à Nov/2018)

Tipo de veículo	out/17		abr/18		nov/18		
	ID 3.1	ID 3.2	ID 3.1	ID 3.2	ID 3.1	ID 3.2	
Moto	0,98	0,90	1,03	0,92	0,97	0,94	
Carro de passeio	1,18	1,27	1,10	1,10	1,11	1,21	
Utilitário, pick-up e furgão	0,48	0,54	0,83	0,87	0,61	0,59	
ônibus (2 eixos)	1,52	1,00	1,81	0,79	1,62	0,78	
ônibus (3 eixos)	1,50	0,63	2,50	2,50	1,00	1,63	
Caminhão médio	2C	1,24	0,92	1,45	1,00	1,19	1,08
	3C	0,77	1,31	1,36	1,09	0,95	1,00
	4C	0,00	1,00	2,40	7,60	0,80	3,00
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	0,25	1,00	0,75	1,00	0,25
	2S2	1,50	0,70	3,00	0,80	1,50	1,05
	2S3	1,25	1,20	1,75	1,20	0,25	0,87
	2S3	0,50	0,88	0,00	0,88	1,50	0,88
	3S3	1,00	1,60	4,50	1,50	5,00	1,93
Duplo semi-reboque	3S2S2	1,00	1,25	1,00	0,38	0,00	0,38
Caminhão reboque	2C2	1,00	0,50	1,00	0,50	1,00	0,00
	2C3	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
	3C2	1,00	0,33	1,00	0,33	1,00	0,00
	3C3	1,00	1,13	1,06	1,19	1,00	1,06
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	0,00	1,00	2,00	1,38	2,00	1,19
Outros		1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,06

Fonte: Autor

Apêndice A₇ - Fatores multiplicadores empregados nas contagens de tráfego na ERS-509 durante a noite/madrugada e finais de semana (Ago/2017 à Out/2018)

Tipo de veículo	ago/17		jun/18		out/18		
	ID 4.1	ID 4.2	ID 4.1	ID 4.2	ID 4.1	ID 4.2	
Moto	1,00	1,12	1,35	1,19	1,70	1,30	
Carro de passeio	1,00	0,64	1,22	0,71	1,12	0,79	
Utilitário, pick-up e furgão	1,00	0,47	1,24	0,48	0,60	0,34	
ônibus (2 eixos)	1,00	1,03	0,88	0,96	1,18	0,99	
ônibus (3 eixos)	1,00	0,08	1,06	0,50	1,06	0,33	
Caminhão médio	2C	1,00	1,22	1,63	1,27	1,77	1,36
	3C	1,00	1,66	1,22	1,81	1,17	1,84
	4C	1,00	2,20	1,31	3,20	1,00	3,00
Caminhão semi-reboque	2S1	1,00	0,50	0,00	0,75	0,50	0,75
	2S2	1,00	0,92	2,50	1,62	2,00	2,31
	2S3	1,00	0,58	1,00	1,17	1,13	1,33
	2S3	1,00	0,00	1,06	1,14	1,06	1,43
	3S3	1,00	0,79	1,50	3,26	1,13	2,00
Duplo semi-reboque	3S2S2	1,00	0,50	1,06	3,67	1,31	2,17
Caminhão reboque	2C2	1,00	1,06	1,00	1,19	1,00	1,00
	2C3	1,00	1,06	1,13	1,00	1,00	1,00
	3C2	1,00	0,00	1,00	0,50	1,00	0,50
	3C3	1,00	2,00	1,00	0,00	1,06	4,00
Treminhão	3C2C2	1,00	1,00	1,00	1,06	1,00	1,00
Rodotrem	3S2C4	1,00	0,00	1,00	0,00	1,00	0,00
Outros		1,00	1,00	1,06	1,06	1,06	1,31

Fonte: Autor

APÊNDICE B

Apêndice B₁ - Banco de dados utilizado nas tentativas de elaboração dos modelos de irregularidade longitudinal (continua)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	FN	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{obs}
ID 1	21	1,31E+05	2,27E+05	72,09	0,20	169	2,60	0,597	0,625	2,72
	51	1,32E+05	5,85E+05	72,09	5,00	169	2,60	0,650	0,770	2,81
	65	1,32E+05	7,56E+05	72,09	2,50	169	2,60	0,662	0,810	2,92
	101	1,33E+05	1,22E+06	72,09	12,11	169	2,60	0,687	0,840	3,20
	135	1,34E+05	1,71E+06	72,09	25,61	169	2,60	0,708	0,865	3,22
ID 4	20	9,65E+05	1,65E+06	63,27	12,00	169	2,85	0,709	0,875	3,23
	35	9,68E+05	2,87E+06	63,27	31,00	169	2,85	0,749	0,900	2,99
	51	9,72E+05	4,29E+06	63,27	64,50	169	2,85	0,783	0,920	3,10
	65	9,75E+05	5,55E+06	63,27	71,00	169	2,85	0,806	0,935	3,54
	100	9,84E+05	8,97E+06	63,27	98,10	169	2,85	0,831	0,945	3,59
	134	9,92E+05	1,26E+07	63,27	98,57	169	2,85	0,840	0,955	4,09
ID 7	18	1,49E+06	2,21E+06	66,15	43,00	169	3,55	0,702	0,835	3,76
	32	1,49E+06	4,09E+06	66,15	82,00	169	3,55	0,739	0,870	4,00
	48	1,50E+06	6,26E+06	66,15	59,50	169	3,55	0,768	0,900	4,16
	62	1,50E+06	8,20E+06	66,15	62,00	169	3,55	0,785	0,915	4,35
	98	1,52E+06	1,34E+07	66,15	96,67	169	3,55	0,806	0,935	5,01
	132	1,53E+06	1,89E+07	66,15	97,50	169	3,55	0,819	0,950	5,22
ID 11	18	1,77E+06	2,63E+06	36,17	0,00	169	3,40	0,603	0,610	3,37
	32	1,77E+06	4,87E+06	36,17	0,50	169	3,40	0,635	0,705	3,77
	48	1,78E+06	7,44E+06	36,17	4,00	169	3,40	0,657	0,750	3,76
	62	1,79E+06	9,75E+06	36,17	9,50	169	3,40	0,672	0,785	4,20
	98	1,80E+06	1,60E+07	36,17	28,89	169	3,40	0,700	0,815	4,14
	132	1,82E+06	2,25E+07	36,17	44,44	169	3,40	0,717	0,845	4,57
ID 19	18	7,31E+05	1,12E+06	35,84	0,50	169	2,60	0,598	0,045	2,76
	33	7,34E+05	2,04E+06	35,84	3,00	169	2,60	0,644	0,085	2,70
	49	7,37E+05	3,11E+06	35,84	6,50	169	2,60	0,670	0,120	2,54
	63	7,39E+05	4,07E+06	35,84	2,50	169	2,60	0,687	0,150	3,64
	98	7,46E+05	6,64E+06	35,84	11,33	169	2,60	0,713	0,210	3,15
	132	7,52E+05	9,35E+06	35,84	26,67	169	2,60	0,729	0,260	3,50
ID 34	18	1,12E+06	1,71E+06	34,26	0,00	169	2,35	0,558	0,290	2,53
	33	1,12E+06	3,12E+06	34,26	3,00	169	2,35	0,591	0,400	2,33
	49	1,13E+06	4,75E+06	34,26	14,00	169	2,35	0,616	0,490	2,71
	63	1,13E+06	6,21E+06	34,26	27,00	169	2,35	0,632	0,565	2,64
	98	1,14E+06	1,01E+07	34,26	57,14	169	2,35	0,666	0,615	2,78
	132	1,15E+06	1,43E+07	34,26	74,29	169	2,35	0,690	0,660	3,02
ID 37	15	1,19E+06	1,48E+06	70,22	2,50	213	3,25	0,611	0,630	2,86
	30	1,19E+06	3,03E+06	70,22	15,00	213	3,25	0,642	0,735	3,53
	46	1,19E+06	4,75E+06	70,22	53,50	213	3,25	0,666	0,775	3,73
	60	1,20E+06	6,29E+06	70,22	80,00	213	3,25	0,683	0,800	4,72
	95	1,21E+06	1,04E+07	70,22	80,00	213	3,25	0,709	0,830	3,64
	130	1,22E+06	1,48E+07	70,22	80,83	213	3,25	0,721	0,855	4,16

Apêndice B₁ - Banco de dados utilizado nas tentativas de elaboração dos modelos de irregularidade longitudinal (continuação)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	FN	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{OBS}
ID 40	15	1,40E+06	1,74E+06	34,99	0,00	213	2,65	0,374	0,100	2,61
	30	1,40E+06	3,56E+06	34,99	0,00	213	2,65	0,417	0,140	2,77
	46	1,41E+06	5,59E+06	34,99	0,00	213	2,65	0,457	0,185	2,68
	60	1,41E+06	7,40E+06	34,99	0,00	213	2,65	0,481	0,210	3,82
	95	1,42E+06	1,23E+07	34,99	5,00	213	2,65	0,526	0,270	3,66
	130	1,44E+06	1,74E+07	34,99	6,67	213	2,65	0,552	0,335	3,29
ID 43	15	2,03E+06	2,54E+06	68,18	0,00	213	2,50	0,608	0,490	3,09
	30	2,04E+06	5,19E+06	68,18	0,50	213	2,50	0,639	0,615	2,42
	60	2,05E+06	1,08E+07	68,18	8,00	213	2,50	0,676	0,739	4,79
	95	2,07E+06	1,79E+07	68,18	31,67	213	2,50	0,701	0,775	4,13
ID 45	15	2,03E+06	2,54E+06	60,60	1,00	140	3,90	0,583	0,725	4,17
	30	2,04E+06	5,19E+06	60,60	9,00	140	3,90	0,617	0,780	3,81
	46	2,05E+06	8,14E+06	60,60	37,00	140	3,90	0,638	0,820	3,93
	60	2,05E+06	1,08E+07	60,60	65,80	140	3,90	0,649	0,845	4,28
	95	2,07E+06	1,79E+07	60,60	95,00	140	3,90	0,669	0,870	4,19
	130	2,09E+06	2,54E+07	60,60	100,00	140	3,90	0,685	0,885	4,36
ID 46	15	2,03E+06	2,54E+06	38,04	0,00	213	3,27	0,422	0,315	3,32
	30	2,04E+06	5,19E+06	38,04	0,20	213	3,27	0,490	0,455	3,36
	46	2,05E+06	8,14E+06	38,04	0,70	213	3,27	0,523	0,540	3,67
	60	2,05E+06	1,08E+07	38,04	9,00	213	3,27	0,541	0,620	3,72
	95	2,07E+06	1,79E+07	38,04	11,11	213	3,27	0,570	0,670	3,77
	130	2,09E+06	2,54E+07	38,04	13,89	213	3,27	0,593	0,710	4,06
ID 47	15	1,53E+06	1,91E+06	32,52	0,00	213	3,67	0,237	0,095	3,43
	30	1,53E+06	3,90E+06	32,52	0,00	213	3,67	0,305	0,165	3,62
	46	1,54E+06	6,11E+06	32,52	0,00	213	3,67	0,360	0,225	3,48
	60	1,54E+06	8,09E+06	32,52	0,00	213	3,67	0,388	0,280	3,40
	95	1,56E+06	1,34E+07	32,52	0,00	213	3,67	0,424	0,370	3,85
	130	1,57E+06	1,90E+07	32,52	3,33	213	3,67	0,447	0,445	2,91
ID 48	15	1,53E+06	1,91E+06	32,01	0,00	95	1,70	0,287	0,175	2,45
	30	1,53E+06	3,90E+06	32,01	0,00	95	1,70	0,353	0,255	2,16
	46	1,54E+06	6,11E+06	32,01	0,00	95	1,70	0,388	0,325	2,34
	60	1,54E+06	8,09E+06	32,01	0,00	95	1,70	0,404	0,388	2,76
	95	1,56E+06	1,34E+07	32,01	1,67	95	1,70	0,440	0,465	2,64
ID 50	15	2,01E+06	2,51E+06	32,05	0,00	95	3,00	0,255	0,030	3,24
	30	2,01E+06	5,13E+06	32,05	0,00	95	3,00	0,312	0,050	2,84
	46	2,02E+06	8,04E+06	32,05	0,00	95	3,00	0,343	0,070	2,84
	60	2,03E+06	1,06E+07	32,05	0,00	95	3,00	0,359	0,083	3,24
	95	2,05E+06	1,77E+07	32,05	4,67	95	3,00	0,386	0,115	2,93
	130	2,07E+06	2,51E+07	32,05	23,33	95	3,00	0,404	0,140	3,21
ID 55	14	1,19E+06	1,40E+06	44,72	0,00	169	3,73	0,579	0,480	3,96
	29	1,19E+06	2,89E+06	44,72	0,00	169	3,73	0,612	0,600	4,24
	45	1,20E+06	4,61E+06	44,72	0,00	169	3,73	0,634	0,665	3,93
	59	1,20E+06	6,15E+06	44,72	3,50	169	3,73	0,647	0,720	3,37
	94	1,21E+06	1,03E+07	44,72	39,39	169	3,73	0,667	0,770	3,27
	128	1,22E+06	1,47E+07	44,72	48,48	169	3,73	0,687	0,800	4,83

Apêndice B₁ - Banco de dados utilizado nas tentativas de elaboração dos modelos de irregularidade longitudinal (continuação)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	FN	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{obs}
ID 58	14	1,53E+06	1,80E+06	43,40	0,00	110	2,50	0,374	0,255	2,71
	29	1,53E+06	3,71E+06	43,40	0,00	110	2,50	0,441	0,400	2,74
	45	1,54E+06	5,92E+06	43,40	0,00	110	2,50	0,476	0,490	2,73
	59	1,54E+06	7,89E+06	43,40	1,00	110	2,50	0,500	0,550	3,12
	94	1,56E+06	1,32E+07	43,40	28,00	110	2,50	0,550	0,650	3,18
	128	1,57E+06	1,88E+07	43,40	38,67	110	2,50	0,578	0,705	3,87
ID 60	14	1,53E+06	1,80E+06	74,76	0,00	110	2,80	0,565	0,665	3,09
	29	1,53E+06	3,71E+06	74,76	23,00	110	2,80	0,612	0,770	3,15
	45	1,54E+06	5,92E+06	74,76	97,00	110	2,80	0,642	0,810	3,21
	59	1,54E+06	7,89E+06	74,76	69,00	110	2,80	0,659	0,845	3,76
	94	1,56E+06	1,32E+07	74,76	48,33	110	2,80	0,695	0,870	3,80
	128	1,57E+06	1,88E+07	74,76	58,33	110	2,80	0,719	0,890	5,25
ID 63	14	1,53E+06	1,80E+06	86,12	0,00	169	2,00	0,536	0,710	2,69
	29	1,53E+06	3,71E+06	86,12	0,00	169	2,00	0,582	0,835	2,57
	45	1,54E+06	5,92E+06	86,12	0,00	169	2,00	0,615	0,875	2,40
	59	1,54E+06	7,89E+06	86,12	0,00	169	2,00	0,636	0,910	2,85
	94	1,56E+06	1,32E+07	86,12	87,50	169	2,00	0,686	0,940	4,24
	128	1,57E+06	1,88E+07	86,12	98,00	169	2,55	0,243	0,180	2,97
ID 65	14	1,53E+06	1,80E+06	29,98	0,00	169	2,55	0,289	0,255	2,31
	29	1,53E+06	3,71E+06	29,98	0,00	169	2,55	0,319	0,345	2,78
	45	1,54E+06	5,92E+06	29,98	0,00	169	2,55	0,342	0,410	3,27
	59	1,54E+06	7,89E+06	29,98	0,00	169	2,55	0,391	0,505	3,96
	94	1,56E+06	1,32E+07	29,98	0,00	169	2,55	0,424	0,575	3,41
	128	1,57E+06	1,88E+07	29,98	9,80	169	2,55	0,538	0,665	3,24
ID 67	14	1,53E+06	1,80E+06	30,15	0,50	169	3,00	0,586	0,780	3,07
	29	1,53E+06	3,71E+06	30,15	2,00	169	3,00	0,632	0,815	3,55
	45	1,54E+06	5,92E+06	30,15	7,00	169	3,00	0,661	0,845	3,39
	59	1,54E+06	7,89E+06	30,15	17,00	169	3,00	0,695	0,870	3,58
	94	1,56E+06	1,32E+07	30,15	77,38	169	3,00	0,714	0,895	4,33
	128	1,57E+06	1,88E+07	30,15	73,81	169	3,00	0,124	0,080	2,24
ID 70	14	4,01E+05	4,74E+05	62,12	0,75	110	2,40	0,185	0,165	3,14
	29	4,03E+05	9,77E+05	62,12	2,00	110	2,40	0,237	0,240	2,74
	45	4,04E+05	1,56E+06	62,12	3,00	110	2,40	0,272	0,310	3,22
	59	4,06E+05	2,08E+06	62,12	3,00	110	2,40	0,334	0,425	3,34
	94	4,09E+05	3,48E+06	62,12	8,00	110	2,40	0,361	0,525	3,73
	128	4,13E+05	4,95E+06	62,12	36,67	110	2,40	0,450	0,340	3,17
ID 73	11	2,01E+06	1,91E+06	43,02	2,00	339	3,12	0,521	0,500	3,26
	28	2,01E+06	4,69E+06	43,02	5,50	339	3,12	0,549	0,570	3,27
	41	2,02E+06	7,17E+06	43,02	9,50	339	3,12	0,155	0,005	2,98
ID 75	11	2,01E+06	1,91E+06	21,18	0,00	339	3,07	0,197	0,015	3,35
	28	2,01E+06	4,69E+06	21,18	0,00	339	3,07	0,219	0,020	3,14
	41	2,02E+06	7,17E+06	21,18	0,00	339	3,07	0,255	0,042	3,02
	77	2,04E+06	1,39E+07	21,18	5,93	339	3,07	0,275	0,065	3,40
	111	2,06E+06	2,09E+07	21,18	14,81	339	3,07			

Apêndice B₁ - Banco de dados utilizado nas tentativas de elaboração dos modelos de irregularidade longitudinal (continuação)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	FN	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{OBS}
ID 86	8	1,76E+06	1,16E+06	30,20	0,00	2288	3,50	0,183	0,075	3,65
	22	1,77E+06	3,25E+06	30,20	0,00	2288	3,50	0,265	0,190	3,59
	91	1,80E+06	1,48E+07	30,20	10,00	2288	3,50	0,383	0,535	3,69
ID 88	8	1,76E+06	1,16E+06	31,56	0,00	2288	2,42	0,155	0,040	2,52
	22	1,77E+06	3,25E+06	31,56	0,00	2288	2,42	0,254	0,120	2,42
	57	1,78E+06	8,88E+06	31,56	4,44	2288	2,42	0,368	0,260	2,57
	91	1,80E+06	1,48E+07	31,56	7,78	2288	2,42	0,414	0,355	2,73
ID 89	7	2,80E+05	1,55E+05	71,64	0,50	370	3,50	0,611	0,530	3,54
	42	2,83E+05	1,02E+06	71,64	26,33	370	3,50	0,710	0,805	3,81
	76	2,85E+05	1,92E+06	71,64	30,17	370	3,50	0,729	0,870	3,96
ID 93	11	9,06E+05	8,41E+05	38,15	0,00	3016	2,60	0,086	0,010	2,66
	25	9,09E+05	1,92E+06	38,15	0,00	3016	2,60	0,162	0,025	2,75
	60	9,17E+05	4,84E+06	38,15	3,33	3016	2,60	0,236	0,060	3,00
	95	9,25E+05	7,90E+06	38,15	10,00	3016	2,60	0,290	0,105	3,14
ID 1.1	14	6,26E+04	7,29E+04	33,93	6,06	497	1,10	0,000	0,050	1,37
	21	1,75E+05	1,09E+05	33,93	6,82	497	1,10	0,001	0,070	1,41
	26	9,86E+04	1,83E+05	33,93	8,48	497	1,10	0,001	0,090	1,37
	32	8,52E+04	2,31E+05	33,93	10,30	497	1,10	0,001	0,110	1,75
	37	8,52E+04	2,73E+05	33,93	10,50	497	1,10	0,001	0,120	1,57
	42	8,52E+04	3,08E+05	33,93	11,00	497	1,10	0,002	0,135	1,74
	56	9,60E+04	4,08E+05	33,93	11,67	497	1,10	0,002	0,175	1,59
	62	9,69E+04	4,48E+05	33,93	12,42	497	1,10	0,002	0,190	1,61
ID 1.2	65	1,00E+05	4,78E+05	33,93	12,27	497	1,10	0,002	0,195	1,56
	71	1,94E+05	5,25E+05	33,93	13,18	497	1,10	0,003	0,205	1,89
	14	5,28E+05	6,15E+05	49,04	24,24	497	1,90	0,154	0,750	1,90
	21	7,48E+05	9,22E+05	49,04	25,91	497	1,90	0,181	0,805	2,08
	56	5,49E+05	3,01E+06	49,04	52,58	497	1,90	0,244	0,880	2,25
	62	6,37E+05	3,34E+06	49,04	55,15	497	1,90	0,250	0,885	2,31
	65	6,69E+05	3,51E+06	49,04	58,64	497	1,90	0,254	0,890	2,22
ID 2.1	71	6,09E+05	3,81E+06	49,04	58,94	497	1,90	0,258	0,895	2,41
	15	3,17E+05	5,21E+05	34,70	0,00	158	1,95	0,064	0,190	1,96
	50	3,91E+05	1,54E+06	34,70	0,95	158	1,95	0,137	0,325	2,04
	56	6,65E+05	1,72E+06	34,70	0,95	158	1,95	0,145	0,345	1,95
	60	5,12E+05	1,85E+06	34,70	0,95	158	1,95	0,148	0,355	2,14
ID 2.2	66	6,32E+05	2,02E+06	34,70	1,19	158	1,95	0,152	0,365	2,45
	15	1,54E+06	1,26E+06	37,21	0,00	158	2,09	0,117	0,250	1,96
	50	1,34E+06	6,05E+06	37,21	2,98	158	2,09	0,186	0,415	2,22
	56	1,20E+06	6,68E+06	37,21	3,21	158	2,09	0,193	0,445	2,20
	60	1,28E+06	7,11E+06	37,21	3,45	158	2,09	0,197	0,460	2,13
ID 3.1	66	1,31E+06	7,66E+06	37,21	3,57	158	2,09	0,202	0,470	2,36
	37	4,79E+05	1,46E+06	34,06	13,69	552	1,33	0,217	0,633	1,59
	42	4,10E+05	1,68E+06	34,06	16,43	552	1,33	0,229	0,679	1,49
	46	6,48E+05	1,81E+06	34,06	18,21	552	1,33	0,235	0,705	1,49
	52	5,12E+05	2,11E+06	34,06	21,31	552	1,33	0,243	0,720	1,56

Apêndice B₁ - Banco de dados utilizado nas tentativas de elaboração dos modelos de irregularidade longitudinal (conclusão)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	FN	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{OBS}
ID 3.2	7	1,27E+06	7,05E+05	44,49	3,10	552	1,54	0,230	0,655	1,76
	13	1,27E+06	1,33E+06	44,49	27,86	552	1,54	0,281	0,848	1,75
	18	1,40E+06	1,92E+06	44,49	42,00	552	1,54	0,311	0,879	2,01
	23	1,43E+06	2,51E+06	44,49	57,00	552	1,54	0,332	0,908	2,24
	37	1,65E+06	4,44E+06	44,49	97,50	552	1,54	0,379	0,940	1,98
	42	1,34E+06	5,21E+06	44,49	99,17	552	1,54	0,393	0,951	1,94
	46	1,49E+06	5,64E+06	44,49	99,40	552	1,54	0,401	0,955	2,13
	52	1,67E+06	6,34E+06	44,49	99,17	552	1,54	0,410	0,960	2,11
ID 4.1	16	2,49E+05	3,33E+05	32,65	0,00	158	1,66	0,043	0,020	1,58
	22	2,49E+05	4,50E+05	32,65	0,24	158	1,66	0,058	0,025	1,60
	25	2,49E+05	5,29E+05	32,65	0,36	158	1,66	0,066	0,030	1,59
	31	5,28E+05	6,45E+05	32,65	0,36	158	1,66	0,074	0,040	1,61
ID 4.2	16	1,49E+06	1,99E+06	38,91	3,93	158	1,76	0,154	0,100	1,70
	22	1,63E+06	2,68E+06	38,91	6,07	158	1,76	0,164	0,115	1,65
	25	1,63E+06	3,16E+06	38,91	6,55	158	1,76	0,169	0,120	1,73
	31	2,35E+06	3,92E+06	38,91	10,71	158	1,76	0,177	0,130	1,72

Fonte: Autor

Em que:

AT = Área do pavimento com presença de trincas (%);

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses);

D_{MÁX} = Deflexão medida pelo FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

FN = Flow Number da mistura asfáltica empregada no trecho;

IRI_i = Irregularidade inicial do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

IRI_{OBS} = Irregularidade longitudinal do pavimento observada ao longo do tempo (m/km);

Dano_{AEMC} = Dano médio limitado acumulado (calculado com o AEMC);

Dano_{LVECD} = Dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD);

N = Número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE);

N_A = Número anual de repetições do eixo padrão (método USACE).

APÊNDICE C

Apêndice C₁ - Banco de dados utilizado na validação dos modelos de irregularidade longitudinal (continua)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{obs}
UFRGS 2	11	7,62E+06	6,98E+06	58,40	0,00	1,75	0,027	0,194	1,76
	17	7,66E+06	1,09E+07	58,40	0,00	1,75	0,043	0,210	1,85
	20	7,70E+06	1,28E+07	58,40	0,00	1,75	0,051	0,220	1,95
	24	7,76E+06	1,55E+07	58,40	0,00	1,75	0,061	0,237	2,00
	30	7,82E+06	1,95E+07	58,40	0,00	1,75	0,074	0,250	2,05
USP 4	6	1,40E+05	6,96E+04	40,50	0,00	1,91	0,003	0,044	1,85
	9	1,41E+05	1,05E+05	40,50	0,00	1,91	0,005	0,050	1,91
	12	1,41E+05	1,40E+05	40,50	0,00	1,91	0,007	0,062	2,07
	16	1,42E+05	1,88E+05	40,50	0,00	1,91	0,009	0,070	1,94
	18	1,42E+05	2,12E+05	40,50	0,00	1,91	0,010	0,072	1,90
	24	1,43E+05	2,85E+05	40,50	0,00	1,91	0,014	0,090	1,82
	36	1,45E+05	4,33E+05	40,50	0,00	1,91	0,021	0,110	1,83
USP 5	47	1,47E+05	5,74E+05	40,50	0,00	1,91	0,028	0,125	1,95
	6	1,40E+05	6,96E+04	35,28	0,00	1,99	0,001	0,018	1,94
	9	1,41E+05	1,05E+05	35,28	0,00	1,99	0,002	0,020	1,81
	12	1,41E+05	1,40E+05	35,28	0,00	1,99	0,003	0,030	2,04
	16	1,42E+05	1,88E+05	35,28	0,00	1,99	0,003	0,035	1,60
	18	1,42E+05	2,12E+05	35,28	0,00	1,99	0,004	0,040	1,90
	24	1,43E+05	2,85E+05	35,28	0,00	1,99	0,005	0,044	1,75
ND	36	1,45E+05	4,33E+05	35,28	0,00	1,99	0,008	0,055	1,79
	47	1,47E+05	5,74E+05	35,28	0,00	1,99	0,010	0,060	1,96
	6	2,57E+06	1,27E+06	28,60	0,00	1,85	0,031	0,380	1,85
	6	2,57E+06	1,27E+06	26,70	0,00	1,69	0,005	0,206	1,69
	6	2,57E+06	1,27E+06	26,10	0,00	1,82	0,023	0,300	1,82
	6	2,57E+06	1,27E+06	28,20	0,00	1,47	0,006	0,224	1,47
	6	2,57E+06	1,27E+06	31,85	0,00	2,03	0,007	0,303	2,03
	6	2,57E+06	1,27E+06	30,70	0,00	1,72	0,007	0,307	1,72
	6	2,57E+06	1,27E+06	30,10	0,00	2,37	0,017	0,430	2,37
	6	2,57E+06	1,27E+06	26,25	0,00	2,24	0,004	0,268	2,24
UFSC 3	6	2,57E+06	1,27E+06	28,70	0,00	2,67	0,001	0,062	2,67
	6	2,57E+06	1,27E+06	23,65	0,00	2,33	0,001	0,115	2,33
UFSC 4	26	1,34E+07	2,97E+07	27,58	1,10	1,40	0,386	0,674	1,50
	45	1,36E+07	5,30E+07	27,58	4,00	1,40	0,449	0,770	1,60
UFSC 4	26	1,34E+07	2,97E+07	31,04	36,20	1,60	0,209	0,878	1,75
	45	1,36E+07	5,30E+07	31,04	49,10	1,60	0,255	0,930	1,85

Apêndice C₁ - Banco de dados utilizado na validação dos modelos de irregularidade longitudinal (conclusão)

Trecho	AGE	N	N _A	D _{MÁX}	AT	IRI _i	Dano AEMC	Dano LVECD	IRI _{OBS}
UFSC 5	26	1,34E+07	2,97E+07	28,83	16,90	1,60	0,179	0,825	1,90
	45	1,36E+07	5,30E+07	28,83	26,70	1,60	0,217	0,921	1,85

Fonte: Autor

Em que:

AT = Área do pavimento com presença de trincas (%);

AGE = Idade do pavimento desde a sua construção ou reabilitação (meses);

D_{MÁX} = Deflexão medida pelo FWD abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

IRI_i = Irregularidade longitudinal do pavimento após a construção ou reabilitação (m/km);

IRI_{OBS} = Irregularidade inicial do pavimento observada ao longo do tempo (m/km);

Dano_{AEMC} = Dano médio limitado acumulado (calculado com o AEMC);

Dano_{LVECD} = Dano médio limitado acumulado (calculado com o LVECD);

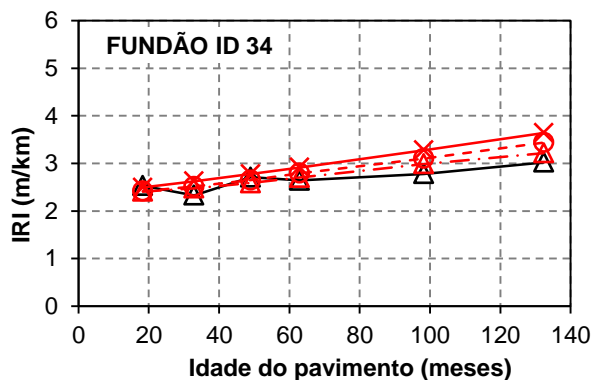
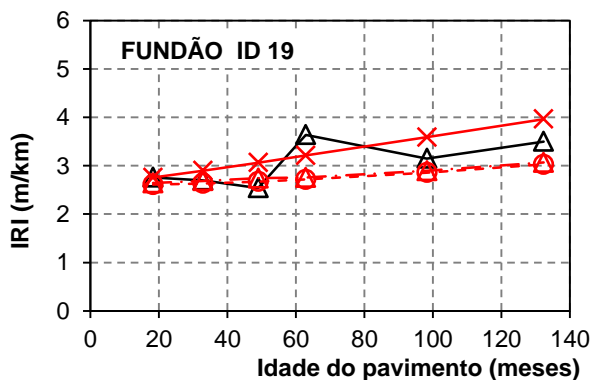
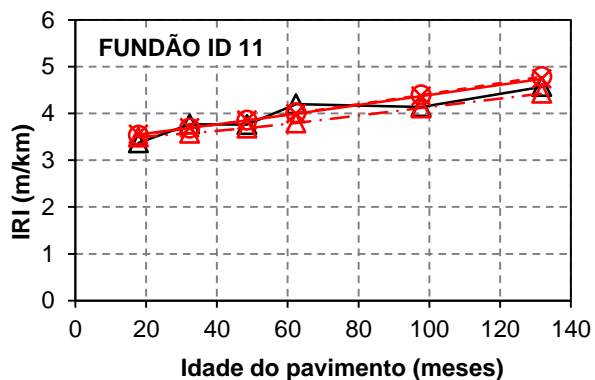
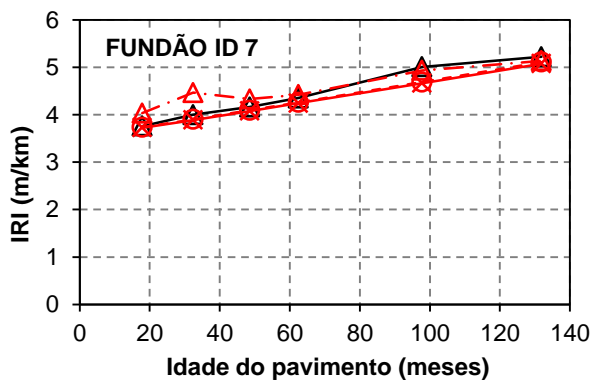
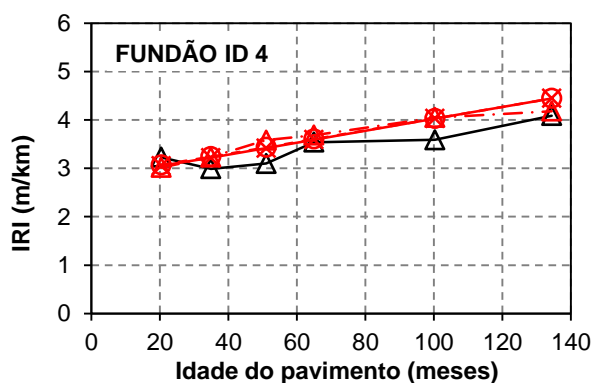
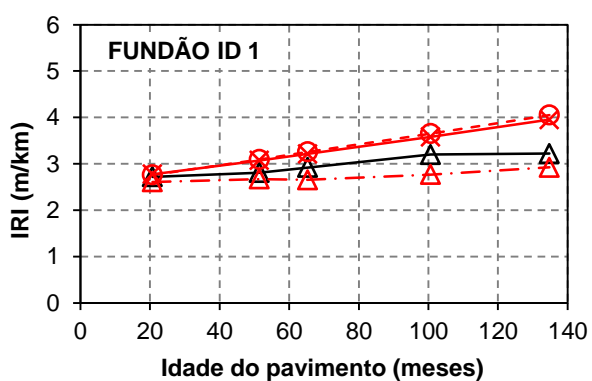
N = Número acumulado de repetições do eixo padrão (método USACE);

N_A = Número anual de repetições do eixo padrão (método USACE).

APÊNDICE D

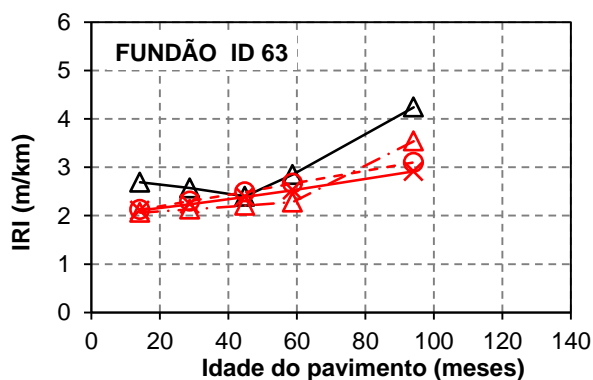
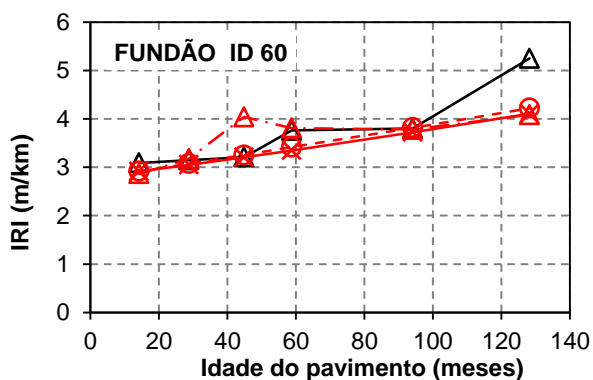
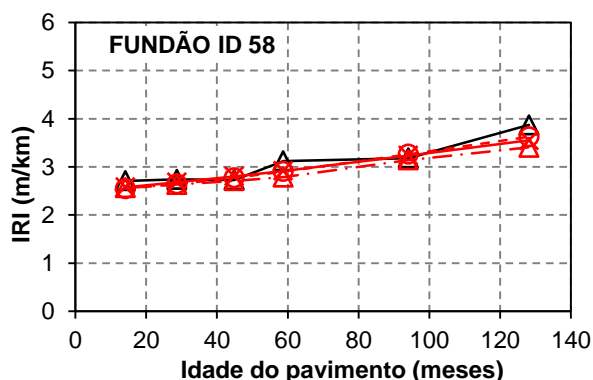
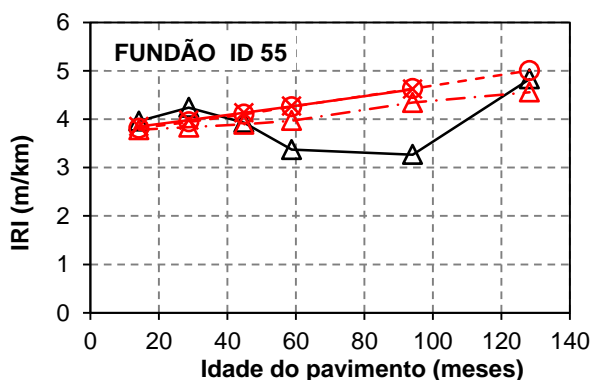
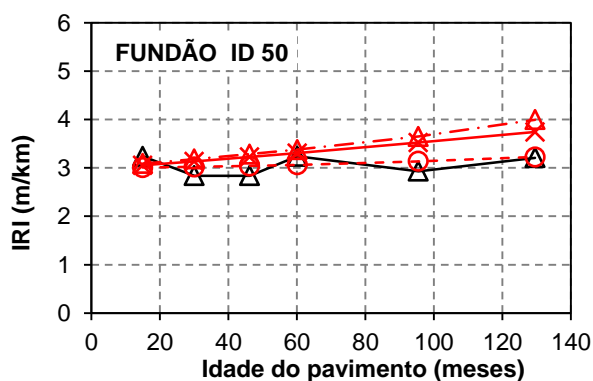
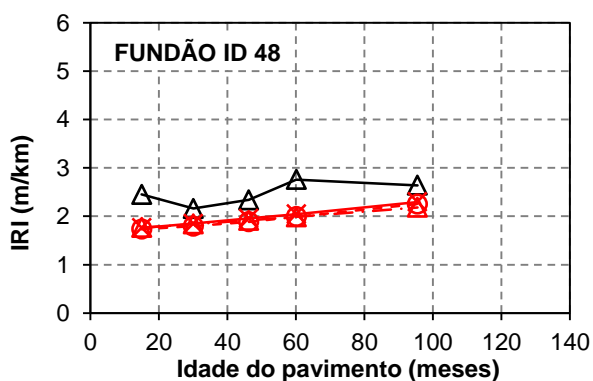
Apêndice D₁ – Confronto entre valores observados em campo e previstos pelos modelos recomendados neste estudo para os trechos experimentais do Rio de Janeiro/RJ (continua)

—▲— IRI Observado —△— - Bueno (2019) - Empírico
 —×— Bueno (2019) - Emp-Mec AEMC —○— - Bueno (2019) - Emp-Mec LVECD



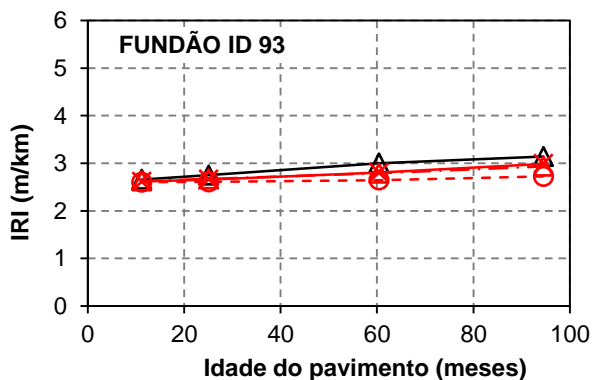
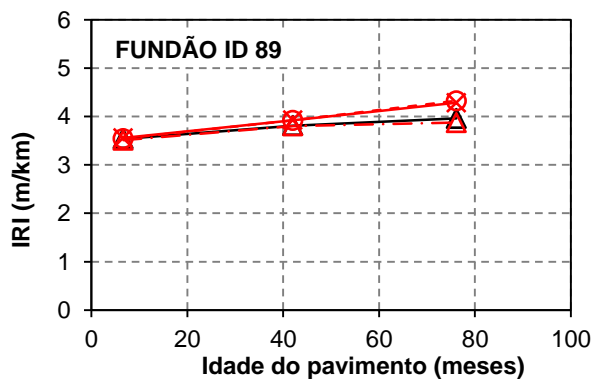
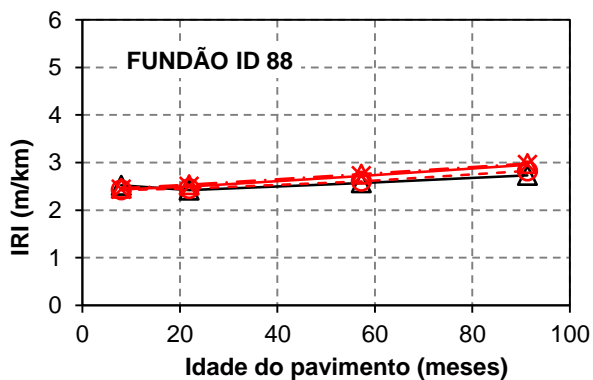
Apêndice D₁ – Confronto entre valores observados em campo e previstos pelos modelos recomendados neste estudo para os trechos experimentais do Rio de Janeiro/RJ (continuação)

—▲— IRI Observado —▲— - Bueno (2019) - Empírico
 —×— Bueno (2019) - Emp-Mec AEMC —●— - Bueno (2019) - Emp-Mec LVECD



Apêndice D₁ – Confronto entre valores observados em campo e previstos pelos modelos recomendados neste estudo para os trechos experimentais do Rio de Janeiro/RJ (conclusão)

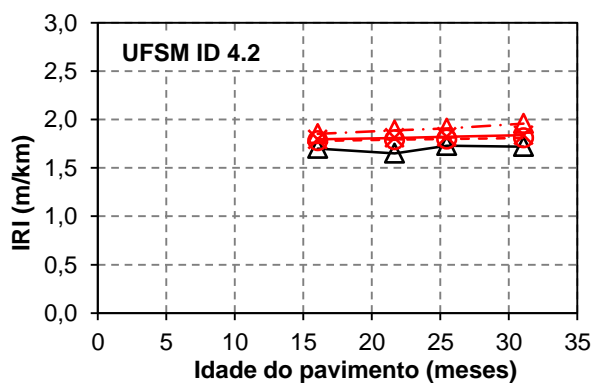
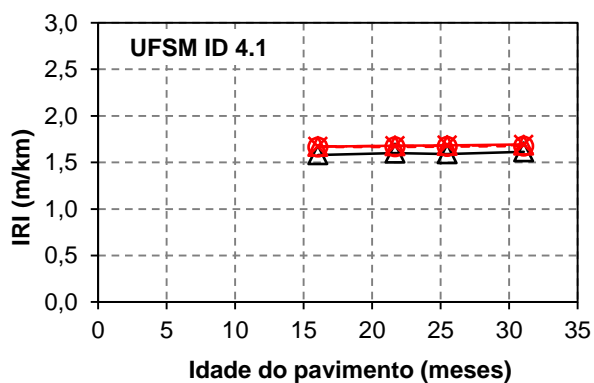
—▲— IRI Observado —▲— - Bueno (2019) - Empírico
—×— Bueno (2019) - Emp-Mec AEMC —○— - Bueno (2019) - Emp-Mec LVECD



Fonte: Autor

Apêndice D₂ – Confronto entre valores observados em campo e previstos pelos modelos recomendados neste estudo para os trechos experimentais de Santa Maria/RS (conclusão)

—▲— IRI Observado —▲— - Bueno (2019) - Empírico
—×— Bueno (2019) - Emp-Mec AEMC —●— - Bueno (2019) - Emp-Mec LVECD



Fonte: Autor

APÊNDICE E

Apêndice E₁ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por Queiroz, 1981 (continua)

Trecho	RH	N _{AASHTO}	ST	AGE (anos)	D _{MÁX} (0,01mm)	SNC
ID 1	1	7,56E+04	0	1,7	72,09	3,29
	1	1,95E+05	0	4,3	72,09	3,29
	1	2,52E+05	0	5,4	72,09	3,29
	1	4,06E+05	0	8,4	72,09	3,29
	1	5,68E+05	0	11,2	72,09	3,29
ID 7	1	7,38E+05	0	1,5	66,15	3,48
	1	1,36E+06	0	2,7	66,15	3,48
	1	2,09E+06	0	4,0	66,15	3,48
	1	2,73E+06	0	5,2	66,15	3,48
	1	4,48E+06	0	8,1	66,15	3,48
	1	6,31E+06	0	11,0	66,15	3,48
ID 11	1	8,77E+05	0	1,5	36,17	5,24
	1	1,62E+06	0	2,7	36,17	5,24
	1	2,48E+06	0	4,0	36,17	5,24
	1	3,25E+06	0	5,2	36,17	5,24
	1	5,32E+06	0	8,1	36,17	5,24
	1	7,50E+06	0	11,0	36,17	5,24
ID 34	1	5,70E+05	0	1,5	34,26	5,43
	1	1,04E+06	0	2,7	34,26	5,43
	1	1,58E+06	0	4,1	34,26	5,43
	1	2,07E+06	0	5,2	34,26	5,43
	1	3,38E+06	0	8,2	34,26	5,43
	1	4,76E+06	0	11,0	34,26	5,43
ID 46	1	8,46E+05	0	1,3	38,04	5,06
	1	1,73E+06	0	2,5	38,04	5,06
	1	2,71E+06	0	3,9	38,04	5,06
	1	3,59E+06	0	5,0	38,04	5,06
	1	5,96E+06	0	8,0	38,04	5,06
	1	8,45E+06	0	10,8	38,04	5,06
ID 58	1	6,00E+05	0	1,2	43,40	4,63
	1	1,24E+06	0	2,4	43,40	4,63
	1	1,97E+06	0	3,7	43,40	4,63
	1	2,63E+06	0	4,9	43,40	4,63
	1	4,41E+06	0	7,8	43,40	4,63
	1	6,27E+06	0	10,7	43,40	4,63
ID 67	1	6,00E+05	0	1,2	30,15	5,92
	1	1,24E+06	0	2,4	30,15	5,92
	1	1,97E+06	0	3,7	30,15	5,92
	1	2,63E+06	0	4,9	30,15	5,92
	1	4,41E+06	0	7,8	30,15	5,92
	1	6,27E+06	0	10,7	30,15	5,92

Apêndice E₁ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por Queiroz, 1981 (conclusão)

Trecho	RH	N _{AASHTO}	ST	AGE (anos)	D _{MÁX} (0,01mm)	SNC
ID 88	1	3,87E+05	0	0,7	31,56	5,74
	1	1,08E+06	0	1,8	31,56	5,74
	1	2,96E+06	0	4,8	31,56	5,74
	1	4,93E+06	0	7,6	31,56	5,74
ID 93	1	2,80E+05	0	0,9	38,15	5,05
	1	6,40E+05	0	2,1	38,15	5,05
	1	1,61E+06	0	5,0	38,15	5,05
	1	2,63E+06	0	7,9	38,15	5,05
ID 4.1	1	1,11E+05	0	1,3	32,65	5,61
	1	1,50E+05	0	1,8	32,65	5,61
	1	1,76E+05	0	2,1	32,65	5,61
	1	2,15E+05	0	2,6	32,65	5,61

Fonte: Autor

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

D_{MÁX} = deflexão medida pela viga Benkelman abaixo do ponto de aplicação de carga (0,01mm);

N = número acumulado de repetições do eixo padrão, calculado pelo método da AASHTO;

RH = variável indicadora do estado da restauração (Como construído=0; recapeado=1);

SNC = Número Estrutural Corrigido;

ST = variável indicadora do tipo de revestimento (Concreto Asfáltico=0; Tratamento Superficial=1).

Apêndice E₂ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por Nakahara, 2005 - Equação (2.74)

Trecho	AGE (anos)	Trecho	AGE (anos)	Trecho	AGE(anos)
ID 1	1,7	ID 34	1,5	ID 67	1,2
	4,3		2,7		2,4
	5,4		4,1		3,7
	8,4		5,2		4,9
	11,2		8,2		7,8
ID 7	1,5	ID 46	11,0	ID 88	10,7
	2,7		1,3		0,7
	4,0		2,5		1,8
	5,2		3,9		4,8
	8,1		5,0		7,6
ID 11	11,0	ID 58	8,0	ID 93	0,9
	1,5		10,8		2,1
	2,7		1,2		5,0
	4,0		2,4		7,9
	5,2		3,7		
	8,1	4,9			
	11,0	7,8			
		10,7			

Fonte: Autor

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

Apêndice E₃ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por AASHTO, 2008 (continua)

Trecho	IRI _i (in/mi)	SF	TR _{TOTAL} (%)	TT (ft/mi)	ATR (in)
ID 1	164,74	2	0,20	0	0,00
	164,74	5	5,00	0	0,01
	164,74	7	2,50	0	0,01
	164,74	10	12,11	0	0,02
	164,74	13	25,61	0	0,03
ID 7	224,93	2	43,00	0	0,04
	224,93	3	82,00	0	0,08
	224,93	5	59,50	0	0,12
	224,93	6	62,00	0	0,15
	224,93	10	96,67	0	0,25
	224,93	13	97,50	0	0,35
ID 11	215,42	2	0,00	0	0,05
	215,42	3	0,50	0	0,09
	215,42	5	4,00	0	0,14
	215,42	6	9,50	0	0,18
	215,42	10	28,89	0	0,30
	215,42	13	44,44	0	0,42
ID 34	148,90	2	0,00	0	0,03
	148,90	3	3,00	0	0,06
	148,90	5	14,00	0	0,09
	148,90	6	27,00	0	0,12
	148,90	10	57,14	0	0,19
	148,90	13	74,29	0	0,26
ID 46	207,19	2	0,00	0	0,05
	207,19	3	0,20	0	0,10
	207,19	5	0,70	0	0,15
	207,19	6	9,00	0	0,20
	207,19	10	11,11	0	0,33
	207,19	13	13,89	0	0,47
ID 58	158,40	1	0,00	0	0,03
	158,40	3	0,00	0	0,07
	158,40	4	0,00	0	0,11
	158,40	6	1,00	0	0,15
	158,40	9	28,00	0	0,25
	158,40	13	38,67	0	0,35
ID 67	190,08	1	0,50	0	0,03
	190,08	3	2,00	0	0,07
	190,08	4	7,00	0	0,11
	190,08	6	17,00	0	0,15
	190,08	9	77,38	0	0,25
	190,08	13	73,81	0	0,35
ID 88	153,33	1	0,00	0	0,02
	153,33	2	0,00	0	0,06
	153,33	6	4,44	0	0,16
	153,33	9	7,78	0	0,27

Apêndice E₃ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por AASHTO, 2008 (conclusão)

Trecho	IRI _i (in/mi)	SF	TR _{TOTAL} (%)	TT (ft/mi)	ATR (in)
ID 93	164,74	1	0,00	0	0,02
	164,74	3	0,00	0	0,04
	164,74	6	3,33	0	0,09
	164,74	9	10,00	0	0,15
ID 4.1	105,18	2	0,00	0	0,01
	105,18	2	0,24	0	0,01
	105,18	3	0,36	0	0,01
	105,18	3	0,36	0	0,01

Fonte: Autor

Em que:

ATR = afundamento em trilha de roda médio (in);

IRI_i = irregularidade inicial, após a construção (in/mi);

SF = fator referente à pista, conforme Equação (2.80);

TR_{TOTAL} = área total envolvida por trincas de fadiga (%);

TT = comprimento das trincas transversais (ft/mi);

Apêndice E₄ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por Abdelaziz *et al*, 2018 (continua)

Trecho	IRI _i (m/km)	AGE (anos)	TR _{TOTAL} (%)	TT (m/km)	ATR (mm)
ID 1	2,60	1,7	0,20	0	0,12
	2,60	4,3	5,00	0	0,29
	2,60	5,4	2,50	0	0,37
	2,60	8,4	12,11	0	0,58
	2,60	11,2	25,61	0	0,81
ID 7	3,55	1,5	43,00	0	1,05
	3,55	2,7	82,00	0	1,94
	3,55	4,0	59,50	0	2,95
	3,55	5,2	62,00	0	3,86
	3,55	8,1	96,67	0	6,32
	3,55	11,0	97,50	0	8,91
ID 11	3,40	1,5	0,00	0	1,25
	3,40	2,7	0,50	0	2,30
	3,40	4,0	4,00	0	3,51
	3,40	5,2	9,50	0	4,59
	3,40	8,1	28,89	0	7,52
	3,40	11,0	44,44	0	10,59
ID 34	2,35	1,5	0,00	0	0,82
	2,35	2,7	3,00	0	1,48
	2,35	4,1	14,00	0	2,25
	2,35	5,2	27,00	0	2,93
	2,35	8,2	57,14	0	4,78
	2,35	11,0	74,29	0	6,73
ID 46	3,27	1,3	0,00	0	1,21
	3,27	2,5	0,20	0	2,45
	3,27	3,9	0,70	0	3,84
	3,27	5,0	9,00	0	5,07
	3,27	8,0	11,11	0	8,42
	3,27	10,8	13,89	0	11,93
ID 58	2,50	1,2	0,00	0	0,86
	2,50	2,4	0,00	0	1,76
	2,50	3,7	0,00	0	2,79
	2,50	4,9	1,00	0	3,72
	2,50	7,8	28,00	0	6,22
	2,50	10,7	38,67	0	8,85
ID 67	3,00	1,2	0,50	0	0,86
	3,00	2,4	2,00	0	1,76
	3,00	3,7	7,00	0	2,79
	3,00	4,9	17,00	0	3,72
	3,00	7,8	77,38	0	6,22
	3,00	10,7	73,81	0	8,85
ID 88	2,42	0,7	0,00	0	0,56
	2,42	1,8	0,00	0	1,54
	2,42	4,8	4,44	0	4,18
	2,42	7,6	7,78	0	6,97

Apêndice E₄ - Valores adotados na etapa de comparação dos modelos elaborados neste estudo com aquele proposto por Abdelaziz *et al*, 2018 (conclusão)

Trecho	IRI _i (m/km)	AGE (anos)	TR _{TOTAL} (%)	TT (m/km)	ATR (mm)
ID 93	2,60	0,9	0,00	0	0,41
	2,60	2,1	0,00	0	0,91
	2,60	5,0	3,33	0	2,29
	2,60	7,9	10,00	0	3,72
ID 4.1	1,66	1,3	0,00	0	0,17
	1,66	1,8	0,24	0	0,22
	1,66	2,1	0,36	0	0,26
	1,66	2,6	0,36	0	0,32

Fonte: Autor

Em que:

AGE = idade do pavimento desde a sua construção ou última reabilitação (anos);

ATR = afundamento em trilha de roda médio (mm);

IRI_i = irregularidade inicial, após a construção (m/km);

TR_{TOTAL} = área total envolvida por trincas de fadiga (%);

TT = comprimento das trincas transversais (m/km);