

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RESTAURAÇÕES COM
FRESAGEM E RECAPEAMENTO NAS CONDIÇÕES
FUNCIONAL E ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS COM
VOLUME DE TRÁFEGO MÉDIO**

José Antônio Santana Echeverria

Porto Alegre

Junho de 2011

JOSÉ ANTÔNIO SANTANA ECHEVERRIA

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RESTAURAÇÕES COM
FRESAGEM E RECAPEAMENTO NAS CONDIÇÕES
FUNCIONAL E ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS COM
VOLUME DE TRÁFEGO MÉDIO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmico

Porto Alegre

Junho de 2011

E185a Echeverria, José Antonio Santana

Avaliação do efeito de restaurações com fresagem e recapeamento nas condições funcional e estrutural de pavimentos com volume de tráfego médio / José Antonio Santana Echeverria. – 2011.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2011.

Orientador: Prof. Dr. Washington Peres Núñez

1. Pavimentação - Ensaios. 2. Rodovias - Restauração. I. Núñez, Washington Peres, orient. II. Título.

CDU-625.8(043)

JOSÉ ANTÔNIO SANTANA ECHEVERRIA

**AVALIAÇÃO DO EFEITO DE RESTAURAÇÕES COM
FRESAGEM E RECAPEAMENTO NAS CONDIÇÕES
FUNCIONAL E ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS COM
VOLUME DE TRÁFEGO MÉDIO**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 09 de junho de 2009

Prof. Washington Peres Núñez
Dr. Pelo PPGEC/UFRGS
Orientador

Prof. Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof.a Laura Maria Goretti da Motta (COPPE/UFRJ)
DSc. pela COPPE/UFRJ

Prof. Antônio Fortunato Marcon (UFSC)
Dr. pelo ITA/CTA

Prof.a Suyen Matsumura Nakahara (UFRGS)
Dra. pela Escola Politécnica/USP

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
DSc. pela COPPE/UFRJ

Dedico este trabalho aos meus pais, José Antonio Maria
Echeverria e Rosa Cristina Santana,
à minha esposa, Diná Fernandes e minha filha Júlia.

AGRADECIMENTOS

Estendo meus agradecimentos a todos que de alguma forma, mesmo que simples, contribuíram para a realização deste trabalho

Ao Prof. Washington, amigo e orientador deste trabalho, abnegado pesquisador do ramo rodoviário, agradeço pela confiança em mim depositada, ajuda no início do ingresso no PPGEC/UFRGS, paciência e disposição, inclusive orientando seus alunos nos finais de semana. Também reconhecido por alguns alunos como MESTRE.

Ao LAPAV que proporcionou a realização dos ensaios de módulo de resiliência, principalmente ao bolsista Rodrigo Weber e ao Prof. Ceratti, coordenador do laboratório.

Aos colegas de mestrado em Geotecnia do PPGEC, aos colegas da Pavimentação: Leandro Nervis, Thiago Rozek, Ricardo Cordovil, João Bonzanini, Eduardo Suliman. Deixo um agradecimento ao colega do PPGEC Alexandre Nichel, colega e amigo, que muito colaborou na realização de trabalhos. Em especial ao amigo/colega “Dr” João Rodrigo Mattos, o qual contribuiu muito na elaboração deste trabalho e na minha formação, sempre procurando escrever um artigo, participar de algum congresso, trocar informações técnicas e muito disposto a ajudar.

À Cibernétrica, empresa que colaborou na realização do levantamento de irregularidade longitudinal com a cedência da “barra laser” e tratamento dos dados.

A empresa Brasília-Guaíba Obras Públicas, detentora de um contrato de CREMA onde foi monitorado um segmento e colaborou com a realização de diversos ensaios e levantamentos. Principalmente aos Engenheiros Ricardo Dutra e Glaucio, aos laboratoristas e técnicos Vladimir, Rafael Callai, Salatiel Oliveira e Elias. À empresa CBEMI, também detentora de um contrato de CREMA onde foi monitorado um segmento e colaborou com a realização de ensaios e levantamentos, principalmente aos engenheiros Fernando Dallelaste, Adervaldo, Eder Alcine e Diogo Boemo.

Ao DNIT/RS primeiramente ao Eng. Delmar Pellegrini, pelo apoio na fase de realização das disciplinas, e também ao colega Fabiano (carruira), que sempre ajudou em atividades de apoio. Num segundo momento, ao Eng. Luiz Augusto Bassani, amigo, pelo vital apoio e motivação na realização da fase da pesquisa e elaboração da dissertação. Sempre

entusiasmado com qualquer resultado apresentado e incentivador de novas realizações e pesquisas. Ao colega Lorenço Barbosa, sempre apoiando voluntariamente todas as atividades. E aos outros colegas de Cruz Alta que sempre prestaram um ótimo apoio.

Ao professor e amigo Luciano Specht (UFSM), por toda ajuda, conselhos, conversas, e até por ensaios realizados na Unijuí, e sempre atendendo prontamente as solicitações por email. Ao seu aluno Jean Carlo Ribas que ajudou com os ensaios de mancha de Areia.

À minha esposa, por todo seu amor e compreensão nessa fase difícil e atarefada da minha vida, e por ajudar sempre na correção do trabalho. E a minha filha, Júlia, que acompanhou desde o início este trabalho.

Aos meus pais, sempre incentivadores dos estudos de seus filhos, que com muito esforço lhes proporcionaram a oportunidade de chegar a Universidade e muito nos ensinaram durante nossa criação.

A alegria está na luta, na tentativa, no sofrimento envolvido.
Não na vitória propriamente dita.

Mahatma Gandhi

RESUMO

ECHEVERRIA, J. A. S. **Avaliação do Efeito de Restaurações com Fresagem e Recapeamento nas Condições Funcional e Estrutural de Pavimentos com Volume de Tráfego Médio.** 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Nesta dissertação foi analisado o efeito de restaurações com fresagem e recapeamento com concreto asfáltico nos parâmetros funcionais e estruturais em dois segmentos de rodovias federais de tráfego médio da região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ambos os segmentos estão inseridos na unidade geomorfológica denominada Planalto Meridional, e possuem subleito classificado pedologicamente como latossolo vermelho. Na condição funcional foram avaliados: o Índice de Gravidade Global (IGG), macrotextura e a irregularidade longitudinal (IRI). Na condição estrutural foram realizadas avaliações destrutivas: umidade e massa específica aparente seca em campo das camadas inferiores do pavimento, e como avaliação não-destrutiva, medidas de deflexão com viga Benkelman. Com os materiais coletados foram realizados ensaios laboratoriais de compactação e teor de umidade, ISC, equivalente de areia, limites de Atterberg e ensaios triaxiais de carga repetida para obtenção de modelos de módulo de resiliência. De posse dos dados citados, aplicaram-se modelos de previsão de desempenho para estimar as reduções de Irregularidade e da Deflexão e compará-las com valores resultantes de medidas antes e depois da restauração. Por meio de análises estatísticas, foi obtida uma linha de tendência para redução de deflexão com restauração simples, aplicável, em princípio a pavimentos semelhantes na região em estudo. Ainda, comparam-se valores de ATR (afundamento na trilha de roda) medidos com perfilômetro laser e treliça metálica, observando-se a discrepância significativa entre os resultados. Globalmente, verificou-se que a solução de restauração restituiu aos pavimentos a capacidade estrutural adequada, melhorando também sua condição funcional, em termos de conforto e a segurança viária.

Palavras-chave: avaliação funcional; avaliação estrutural; irregularidade longitudinal.

ABSTRACT

ECHEVERRIA, J.A.S. **Evaluation of the Effects of a Milling and Asphalt Concrete Substitution on the Functional and Structural Conditions of Medium-Traffic Roads Pavements.** 2011. MSc Dissertation – Post-Graduation Program on Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre, RS, Brazil.

This Dissertation reports the main findings of a research on the effects of a basic rehabilitation procedure (milling and replacing the distressed asphalt wearing course by a new layer of asphalt concrete) on functional and structural parameters of two test sections of medium-traffic roads in the Northwestern Region of Rio Grande do Sul State, Brazil. Both test sections are placed in a Geomorphological Unit called “Planalto Meridional” (South Plain) and subgrade soils are pedologically classified as red latosols. Regarding the pavements functional condition, the following parameters were evaluated: roughness (IRI – International Roughness Index), macrotexture and a Brazilian Global Severity Index (IGG – “Índice de Gravidade Global”), which is computed considering the severity and the frequency of a set of pavement distresses. In order to evaluate the pavements structural capacity, trenches were opened, in situ moisture content and dry density of base, sub-base and subgrades were measured and materials were sampled in order to carry out laboratory tests. Surface deflections were measured using a Benkelman Beam. Roughness and deflections were measured before and after rehabilitation, while macrotexture was measured on the new asphalt layer. Laboratory procedures consisted of gradation, Atterberg Limits, compaction, CBR and resilient modulus tests; the Sand Equivalents of base and sub-base aggregates were also determined. Pavement Prediction Models were used to estimate roughness and deflection decreases due to the rehabilitation procedure; these estimations were compared to the differences between roughness or deflection before and after rehabilitation. By means of Statistics analysis, a tendency line that allows estimating deflection reduction due to the rehabilitation procedure was defined. That tendency line might be used to estimate deflection reduction in similar pavements of the Northwestern Region of the state. Rut depth values measured with a three-point ruler were compared to values measured with a laser profiler; it was shown that both sets of values are quite different. All in all, it was verified that the rehabilitation procedure (milling and replacing the distressed asphalt wearing course by a new layer of asphalt concrete) provided the studied pavements adequate bearing capacity and improved their serviceability (parameter related to safety and confort).

Key-words: pavement, rehabilitation, evaluation, functional, structural.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	11
LISTA DE TABELAS	15
LISTA DE SIGLAS	19
1 INTRODUÇÃO	21
1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA	22
1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA	22
1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA	24
1.4 GLOSSÁRIO	24
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1 DEFEITOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS	26
2.1.1 Fenda	27
2.1.2 Afundamento	30
2.1.3 Ondulação ou Corrugação	31
2.1.4 Escorregamento	31
2.1.5 Exsudação	32
2.1.6 Desgaste	32
2.1.7 Panela ou Buraco	33
2.1.8 Remendo	34
2.1.9 Outros defeitos	35
2.2 ASPECTOS RELEVANTES SOBRE A AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.....	37
2.2.1 Avaliação da serventia atual (VSA)	39
2.2.2 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis	39
2.2.3 Avaliação textural da superfície	42
2.2.4 Irregularidade longitudinal do pavimento.....	46
2.2.5 Escalas de medição	50
2.2.6 Valores de Irregularidade Longitudinal	51
2.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL.....	52
2.3.1 Avaliação destrutiva	54
2.3.2 Avaliação estrutural não destrutiva	54

2.4 MODELOS DE PREVISAO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E DEFLEXÃO RECUPERÁVEL.....	63
2.4.1 Modelos de previsão de irregularidade longitudinal	63
2.4.2 Modelos de previsão de deflexão.....	65
3 DESCRIÇÃO DAS REGIÕES E DOS SEGMENTOS AVALIADOS	67
3.1 ESCOLHA DOS SEGMENTOS AVALIADOS	67
3.2 DESCRIÇÃO FÍSICA E GEOLÓGICA	70
3.3 CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA.....	76
3.4 CARACTERIZAÇÃO DO TRÁFEGO.....	69
3.5 PROJETO DE RESTAURAÇÃO	77
4 PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EMPREGADOS NA PARTE EXPERIMENTAL DA PESQUISA	80
4.1 ENSAIOS DE CAMPO	81
4.1.1 Determinação do teor de umidade	81
4.1.2 Determinação da massa específica aparente seca em campo (γ_s campo)	81
4.1.3 Levantamento defletométrico.....	81
4.1.4 Levantamento de irregularidade longitudinal e ATR.....	81
4.1.5 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis (IGG).....	83
4.1.6 Avaliação da macrotextura através do ensaio de Mancha de areia.....	83
4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	85
4.2.1 Ensaio de compactação, teor de umidade e granulometria	85
4.2.2 Determinação do Índice de Suporte Califórnia	85
4.2.3 Verificação do Equivalente de areia	85
4.2.4 Determinação dos Limites de Atterberg	86
4.2.5 Ensaio triaxiais de carga repetida	86
4.2.6 Aplicação de modelos de desempenho	87
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	88
5.1 RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO.....	88
5.1.1 Materiais de subleito	88
5.1.2 Materiais de base e sub-base.....	99
5.1.3 Análise mecanística dos módulos de resiliência em campo.....	109

5.1.4 Ensaio de mancha de areia.....	111
5.2 ENSAIOS DE CAMPO.....	111
5.2.1 Massa específica aparente seca em campo e teor de umidade de campo	112
5.2.2 Medidas de deflexões.....	114
5.2.3 Irregularidade longitudinal e ATR.....	125
5.2.4 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis (IGG).....	130
5.3 APLICAÇÕES DOS MODELOS DE DESEMPENHO	135
5.3.1 Previsões de irregularidade longitudinal.....	135
5.3.2 Previsões defletométricas	141
6 CONSIDERAÇÕES FINAIS	147
6.1 CONCLUSÕES	147
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	148
7 REFERÊNCIAS	150

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: ilustração de alguns tipos de trincas.....	28
Figura 2: exemplo de trincamento interligado tipo “couro-de-jacaré” com bombeamento de finos. BR-285/RS km 464.....	30
Figura 3: exemplos de pontos com excesso de ligante betuminoso na superfície da camada asfáltica - exsudação. BR-285/RS.....	33
Figura 4: exemplo de panela ou buraco. BR-285/RS (município de Panambi).....	34
Figura 5: exemplos de remendos executados em trecho da BR-285/RS (município de Entre-Ijuís).....	35
Figura 6: trincas originadas pelo processo de abatimento do corpo do aterro estradal. ERS-342 (município de Cruz Alta).....	36
Figura 7: exemplo de local com bombeamento de finos através de fendas para a superfície do revestimento asfáltico. BR-158/RS (município de Cruz Alta).....	37
Figura 8: exemplo de um local com contaminação da camada de base de brita graduada com material argiloso proveniente do subleito. BR-285/RS (município de Entre-Ijuís).....	38
Figura 9: esquema ilustrativo dos conceitos de microtextura e macrotextura do pavimento.....	43
Figura 10: exemplo de variação da carga dinâmica de dois eixos legais trafegando em via com alta irregularidade.....	47
Figura 11: valores de IRI para diversos tipos de pistas e estado de manutenção	51
Figura 12: exemplos de sondagens em pavimentos flexíveis com base e sub-base de brita graduada simples.....	55
Figura 13: esquema de deflexão em todas as camadas e diminuindo com a profundidade.....	56
Figura 14: esquema de carregamento do semi-eixo de rodado duplo, bacia de deformação.....	56
Figura 15: croqui da viga Benkelman.....	60
Figura 16: pontos de leituras das deformações com viga Benkelman para obtenção da deformada.....	61
Figura 17: leiaute da aplicação de carga e posicionamento dos sensores num FWD.....	62
Figura 18: croqui do segmento estudado na BR-158/RS – Km 206+200 ao 206+400, Município de Cruz Alta/RS.....	68
Figura 19: croqui do segmento estudado da BR-392/RS – Km 637+060 ao 637+260, Município de Guarani das Missões/RS.....	69
Figura 20: segmento avaliado da BR-158/RS – Trecho: Cruz Alta – Júlio de Castilhos/RS, croqui de localização/situação.....	70
Figura 21: vista geral do segmento monitorado da BR-158 – Km 206+200 ao 206+400, Município de Cruz Alta/RS – Condição inicial.....	71

Figura 22: localização do Segmento A deste estudo sobre o mapa geológico.....	72
Figura 23: segmento avaliado da BR-392/RS – Trecho: Santo Ângelo – Porto Xavier/RS, croqui de localização/situação.....	73
Figura 24: vista geral do segmento monitorado da BR-392 – Km 637+060 ao 637+260, Município de Guarani das Missões/RS – Condição inicial.....	74
Figura 25: localização do Segmento B deste estudo sobre o mapa geológico.....	75
Figura 26: (a) e (c) sondagem no subleito dos trechos estudados;(b) latossolo vermelho distrófico (unidade Cruz Alta) e (d) latossolo vermelho distroférico (unidade Santo Ângelo).....	77
Figura 27: croqui de localização das sondagens de pavimento.....	80
Figura 28: croqui esquemático do perfilômetro laser, mostrando o posicionamento dos medidores.....	83
Figura 29: detalhe do perfilômetro inercial utilizado no levantamento da irregularidade nos segmentos estudados, com 2 módulos levantados.....	84
Figura 30: realização de ensaio de mancha de areia na BR-158/RS, km 206+220 LD....	84
Figura 31: distribuição granulométrica solo subleito Segmento A - BR-158/RS.....	89
Figura 32: distribuição granulométrica solo subleito Segmento B - BR-392/RS.....	89
Figura 33: subleito BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade de campo (17,4%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).....	94
Figura 34: subleito BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo (16%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).....	95
Figura 35: subleito BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade abaixo do ótimo (32%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função da tensão desvio (σ_d/p_{atm}), com um par de pontos retirado.....	97
Figura 36: subleito BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo (37%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função da tensão desvio (σ_d/p_{atm}), com dois pares de pontos retirados.....	98
Figura 37: distribuição granulométrica da BGS da base e sub-base do Segmento A - BR-158/RS	100
Figura 38: distribuição granulométrica da BGS da base e sub-base do segmento B - BR-392/RS.....	100
Figura 39: curva de compactação da BGS da camada de base e sub-base do Segmento A, e os valores encontrados (BR-158/RS).....	101
Figura 40: curva de compactação da BGS da camada de base e sub-base do Segmento B, e os valores encontrados (BR-392/RS).....	102
Figura 41: BGS BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade 2,7% acima do ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).....	105

Figura 42: BGS BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões ($\theta/p_{atm.}$).....	106
Figura 43: BGS BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade 2,1% abaixo do ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões ($\theta/p_{atm.}$).....	107
Figura 44: BGS BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões ($\theta/p_{atm.}$).....	108
Figura 45: relação entre redução da deflexão <i>versus</i> D_{0antes} , após execução de restauração com fresagem + 5 cm de recapeamento.....	118
Figura 46: relação entre o IRI antes da restauração <i>versus</i> variação do IRI em função da execução de restauração com fresagem + 5 cm de recapeamento.....	122
Figura 47: valores de irregularidade longitudinal antes e depois da restauração, BR-158/RS. (a) LD - TRI; (b) LD - TRE.....	122
Figura 48: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-158/RS. (a) LE - TRI; (b) LE - TRE.....	123
Figura 49: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-392/RS. (a) LD - TRI; (b) LD - TRE.....	124
Figura 50: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-392/RS. (a) LE - TRI; (b) LE - TRE.....	125
Figura 51: ATR médio (mm) para cada trilha de roda da pista, obtida com perfilômetro inercial <i>versus</i> obtida com treliça metálica no IGG. Segmento A e B.....	129
Figura 52: ATR máximo (mm) para cada trilha de roda da pista, obtida com perfilômetro inercial <i>versus</i> obtida com treliça metálica no IGG. Segmentos A e B.	129
Figura 53: aspectos superficiais de algumas estações de avaliação objetiva (IGG). Segmento A - BR-158/RS.....	131
Figura 54: aspectos superficiais de algumas estações de avaliação objetiva (IGG). Segmento B - BR-392/RS.....	134
Figura 55: relação entre a irregularidade longitudinal em função do IGG das rodovias BR-158/RS e BR-392/RS.....	135
Figura 56: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-158/RS. (a) LE/TRI; (b) LE/TRE.....	137
Figura 57: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-158/RS. (a) LD/TRI; (b) LD/TRE.....	139
Figura 58: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-392/RS. (a) LE/TRI; (b) LE/TER.....	140

Figura 59: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-392/RS. (a) LD/TRI; (b) LD/TRE.....	141
Figura 60: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Direita do Segmento A.	144
Figura 61: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Esquerda do Segmento A.....	144
Figura 62: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Direita do Segmento B.....	145
Figura 63: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Esquerda do Segmento B.....	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: fatores de ponderação para os defeitos na superfície de revestimentos asfálticos e obtenção do IGG.....	41
Tabela 2: conceitos de degradação superficial do pavimento em função do IGG.....	41
Tabela 3: classes de macrotextura em função da altura do ensaio de mancha de areia....	45
Tabela 4: proposição de classes de macrotextura em função da altura do ensaio de mancha de areia.....	46
Tabela 5: intervalo de valores de IRI em função da condição do pavimento de rodovias pavimentadas.....	52
Tabela 6: variação da classificação das condições de rodovias, segundo valores de IRI classificação das condições de rodovias, segundo valores de IRI.....	52
Tabela 7: localização de pontos para levantamento com viga Benkelman em relação ao bordo da faixa.....	59
Tabela 8: resumo da granulometria do material do subleito dos dois segmentos.	89
Tabela 9: Limites de Atterberg e dados necessários a Classificação TRB e SCUS, para os materiais da CFT dos Segmentos A e B.....	90
Tabela 10: resumo dos ensaios de laboratório dos materiais do subleito da BR-158/RS e BR-392/RS e alguns dados de ensaios de campo.....	91
Tabela 11: GC da CFT na BR-158/RS, Segmento A.....	91
Tabela 12: GC da CFT na BR-392/RS, Segmento B.....	92
Tabela 13: grau de compactação e dados de campo da camada de base da BR-158/RS, Segmento A.....	101
Tabela 14: valores de grau de compactação e dados de campo da camada de base da BR-392/RS, Segmento B.....	102
Tabela 15: Resumo dos ensaios de laboratório da base de BGS dos Segmentos A e B...	103
Tabela 16: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.....	110
Tabela 17: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.....	110
Tabela 18: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.....	111
Tabela 19: características das camadas dos trechos deste estudo, BR-158/RS e BR-392/RS, anterior ao recapeamento.....	112
Tabela 20: resultados de teor de umidade e MEAS em campo das camadas da BR-158/RS e BR-392/RS.....	113
Tabela 21: teor de umidade em campo e de laboratório para o Segmento A e B.....	114
Tabela 22: período de realização dos levantamentos defletométricos, antes e após a restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico).....	115

Tabela 23: Deflexão antes e após restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico). Segmento A - BR-158/RS.....	115
Tabela 24: Deflexão antes e após restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico). Segmento B - BR-392/RS.....	116
Tabela 25: resultados para o Raio de Curvatura (m) da bacia de deflexão. Segmento A - BR-158/RS.....	117
Tabela 26: resultados para o Raio de Curvatura (m) da bacia de deflexão. Segmento B - BR-392/RS.....	117
Tabela 27: período de realização dos levantamentos de irregularidade, antes e após a restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico).....	118
Tabela 28: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e redução de irregularidade. Segmento A - BR- 158/RS LD.....	120
Tabela 29: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento A - BR-158/RS LE.....	120
Tabela 30: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento B - BR-392/RS LD.....	121
Tabela 31: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento B - BR-392/RS LE.....	121
Tabela 32 valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado direito - Segmento A - BR-158/RS.....	127
Tabela 33: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado esquerdo - Segmento A - BR-158/RS.....	127
Tabela 34: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado direito - Segmento B - BR-392/RS.....	128
Tabela 35: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado esquerdo - Segmento B - BR-392/RS.....	128
Tabela 36: planilha de cálculo do IGG, Segmento A, BR-158/RS.....	132
Tabela 37: planilha de cálculo do IGG, Segmento B, BR-392/RS.....	133
Tabela 38: valores de IRI(m/km) e IGG para ambos segmentos estudados (BR-158/RS e BR-392/RS).....	134
Tabela 39: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Direita do Segmento A.....	143
Tabela 40: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Esquerda do Segmento A.....	144
Tabela 41: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Direita do Segmento B.....	145
Tabela 42: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Esquerda do Segmento B.....	145

LISTA DE SIGLAS

AASHTO: American Association of State Highway and Transportation Officials

ABPV: Associação Brasileira de Pavimentação

ASTM: American Standard Test Methods

ATR: Afundamento na Trilha de Roda

BGS: Brita Graduada Simples

BPN: British Pendulum Number (equivalente a VRD)

CA: Concreto Asfáltico

CFT: Camada Final de Terraplenagem

CP: Corpo de Prova

CNT: Confederação Nacional de Transporte

CPA: Camada Porosa de Atrito

CV: Coeficiente de Variação

D_c : Deflexão Característica

D_0 : Deflexão Recuperável Máxima

DAER: Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem do Rio Grande do Sul

DER-SP: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo

DNER: Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT: Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

EA: Equivalente de Areia

ESRD: Eixo simples de roda dupla

FHWA: Federal Highway Administration

FWD: Falling Weight Deflectometer

GC: Grau de Compactação

HDM-4: Highway Development and Management System

HS: Hauteur au Sable (altura média da mancha de areia)

IBGE : Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística

IGG: Índice de Gravidade Global

IGI: Índice de Gravidade Individual

IRI: International Roughness Index (índice internacional de irregularidade)

MCT: Miniatura Compactada Tropical

MEAS: Massa Específica Aparente Seca

MR: Módulo de Resiliência

PSR: Present Serviceability Ratio (VSA)

PMF: Pré Misturado a Frio

PMQ: Pré Misturado a Quente

QI: Quociente de Irregularidade

SEPLAG/RS: Secretaria de Planejamento e Gestão do Rio Grande do Sul

SGP: Sistema de Gerência de Pavimentos

SUCS: Sistema Unificado de Classificação de Solos

TRB: Transportation Research Board

TRE: Trilha de Roda Externa

TRI: Trilha de Roda Interna

TRRL: Transport and Road Research Laboratory

TSD: Tratamento Superficial Duplo

TSS: Tratamento Superficial Simples

USACE: United States Army Corps of Engineers

VMD: Volume Médio Diário

VMD_c: Volume Médio Diário Comercial

VSA: Valor de Serventia Atual

1 INTRODUÇÃO

O modal rodoviário é o modo de transporte mais expressivo no Brasil transportando algo em torno de 60% do volume de cargas e 96% dos passageiros. A malha rodoviária federal pavimentada possui aproximadamente 63.000km (o que equivale a aproximadamente 80% da malha federal pavimentada + não pavimentada), e na maior parte de sua extensão possui revestimento asfáltico (DNIT, 2011). Segundo pesquisa da Confederação Nacional de Transportes (CNT, 2009), 66,9% da extensão das rodovias federais possui Classificação Geral nos níveis regular, ruim ou péssimo, e a Classificação do Pavimento, para os mesmos três níveis, atinge valor de 49,1%.

Rodovias em boas condições não exigem atividades de manutenção de grande vulto e propiciam conforto e segurança aos usuários. Investimentos na melhoria das condições de rodovias trazem ganhos na eficiência logística, diminuição de custos do transporte, menor poluição ambiental, além de facilitar a integração nacional.

Neste contexto, a manutenção das rodovias deve ser uma atividade continuada que se inicia tão logo a rodovia entra em operação e a avaliação periódica do estado de suas condições colabora para a definição de segmentos críticos, visando intervir no aparecimento constante de defeitos causados, principalmente, pelas solicitações do tráfego e do meio ambiente.

Esta atividade, de vital importância, influencia diretamente as atividades da sociedade, e deve ser realizada da melhor maneira possível, utilizando critérios de gerência de pavimentos e planejamento estratégico, visando a diminuição dos custos e aumento da vida útil da rodovia, um patrimônio da sociedade.

Um sistema de gerência de pavimentos (SGP) é uma ferramenta de auxílio aos gestores na tomada de decisão, coordenando atividades de planejamento, construção, manutenção, avaliação, associadas a um banco de dados. Busca otimizar os recursos orçamentários com base em múltiplas estratégias de intervenção, objetivando o conforto e segurança do usuário. Para que as soluções adotadas tenham a maior fidelidade com as necessidades do pavimento,

devem ser utilizados modelos de previsão para cada parâmetro de desempenho para determinar o comportamento futuro e comparar com os limites aceitáveis.

Diante do aumento atual nos investimentos destinados a melhoria da qualidade das rodovias, embora ainda aquém da demanda, são necessários critérios técnicos para definição do melhor local de aplicação dos recursos, tendo como base a condição atual do pavimento, a solução técnica a ser aplicada, os benefícios esperados, bem como a análise da melhor época para estas intervenções. Com o objetivo de obter estimativas para os parâmetros ligados à degradação dos pavimentos, após aplicação de soluções de manutenção ou construção, são utilizados modelos de previsão de desempenho que estimam os parâmetros do pavimento, como irregularidade longitudinal, trincamento, logo após as intervenções projetadas e no decorrer do tempo.

1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Como já exposto, os investimentos em manutenção de rodovias pavimentadas necessitam de critérios técnicos para definição do local onde os recursos serão investidos, bem como a melhor época para realização das intervenções e, também a solução mais eficaz a ser aplicada, dentro das técnicas praticadas no Brasil, garantindo a preservação dos elevados investimentos aplicados em rodovias.

A solução deve maximizar a relação benefício/custo do investimento, e, sua adoção deve contemplar a estimativa de parâmetros das condições funcionais e estruturais após a reabilitação, a partir de levantamentos de campo prévios à tomada de decisão, na fase de levantamento e projeto. Desta forma, se faz necessário o conhecimento do efeito das restaurações no comportamento funcional e estrutural, tendo como base as características locais e os equipamentos utilizados, o que permite a comparação com modelos de desempenho nacionais, para obter validações.

1.2 OBJETIVOS DA PESQUISA

A manutenção dos pavimentos deve ser realizada continuamente de acordo com um planejamento e baseada em critérios técnicos. A avaliação das condições do pavimento antes da restauração é de fundamental importância, permitindo as estimativas de parâmetros

funcionais e estruturais, após aplicação de uma solução de manutenção, bem como seu comportamento ao longo do tempo. Esta pesquisa relatada nesta dissertação tem como objetivo principal analisar a melhoria de parâmetros funcionais e estruturais de alguns pavimentos regionais, a partir de levantamentos realizados antes e após a aplicação da solução de fresagem do revestimento e recomposição com 5 centímetros de espessura de concreto asfáltico denso.

Com as verificações em campo de parâmetros funcionais e estruturais, serão realizadas comparações com alguns modelos de previsão da literatura. Para esta pesquisa, dois segmentos de duas rodovias federais da região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul foram estudados, visando conhecer suas características funcionais e estruturais, antes e após a aplicação da solução de restauração relatada.

Para alcançar esse objetivo principal, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) realizar ensaios de campo e laboratório visando caracterizar os materiais constituintes da estrutura do pavimento nos dois segmentos monitorados, em momento anterior à restauração;
- b) avaliar a condição funcional antes e após a aplicação da solução de restauração, pelo método DNIT 006/2003-PRO (IGG – Índice de Gravidade Global), levantamento da irregularidade longitudinal –IRI (*International Roughness Index*), e verificar a macrotextura do revestimento;
- c) avaliar a condição estrutural, antes e após a aplicação da solução de restauração, através de levantamento defletométrico com viga Benkelman;
- d) verificar a variação da irregularidade longitudinal inicial (Δ IRI), em função da solução de execução de fresagem do revestimento e recomposição com concreto asfáltico ($e=5\text{cm}$) e comparação com a previsão dos modelos de desempenho do método DNIT PRO-159 e Lerch (2002);
- e) verificar a variação do levantamento defletométrico em função da restauração e da aplicação dos modelos do DNER PRO-11 e DNER PRO-159, para previsão de deflexões;
- f) comparar os dados de levantamentos de Afundamento na Trilha de Roda obtidos com perfilômetro inercial com os obtidos aplicando a norma DNIT 006/2003-PRO (IGG);
- g) correlacionar os dados da avaliação objetiva da superfície de pavimentos (IGG) com os dados de irregularidade longitudinal (IRI);

1.3 ESTRUTURA DA PESQUISA

Esta dissertação está estruturada em seis capítulos. Neste primeiro capítulo foi apresentado o assunto pesquisado, destacando a sua importância e os objetivos a serem atingidos.

No Capítulo 2 apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre os temas avaliação funcional e estrutural, serventia, defeitos em pavimentos flexíveis, macrotextura, métodos de levantamentos, equipamentos e unidades de parâmetros de desempenho de pavimentos. Também são apresentados alguns modelos de desempenhos nacionais previamente propostos por outros autores.

No Capítulo 3 é descrita e caracterizada a região onde estão situados os dois segmentos estudados. É realizada uma descrição geológica e pedológica dos solos da região, do clima, do tráfego atual, bem como são apresentadas as características para definições dos segmentos avaliados.

No Capítulo 4, realizam-se a descrição dos procedimentos e técnicas utilizados na pesquisa, os equipamentos utilizados, além do detalhamento dos ensaios e levantamentos realizados.

No Capítulo 5, os dados de irregularidade longitudinal e deflexão, antes e após o recapeamento, são comparados com estimativa de alguns modelos de desempenho nacionais. Ainda, são apresentados os dados referentes a caracterização do pavimento existente.

Finalizando, no Capítulo 6, busca-se destacar as principais conclusões da pesquisa e sugerir novos estudos que venham a complementar o conhecimento sobre o tema.

1.4 GLOSSÁRIO

Em virtude de equívocos que frequentemente ocorrem com termos relacionados à manutenção de pavimentos, acredita-se ser conveniente apresentar neste capítulo um glossário de termos pertinentes à pesquisa relatada nesta dissertação, segundo o manual DNIT (2006).

Como o processo de Manutenção inclui uma série de intervenções das quais a Conservação é parte integrante, não é adequada a utilização dos dois termos como se possuíssem o mesmo significado. A respeito da Recuperação do Pavimento, a mesma não possui relação direta com os termos de serviços ou obras na rodovia, no entanto sua realização se materializa com a

execução de intervenções físicas (Restauração e/ou Reabilitação). Assim sendo, o processo de Recuperação é implementado através da execução de realização de Restauração e/ou Reabilitação do pavimento.

A Manutenção de rodovia é um processo contínuo realizado através de ações sistemáticas e programadas, buscando proporcionar ao usuário tráfego econômico, confortável e seguro. Estas ações no quesito infra-estrutura viária são enquadradas em 4 grupos básicos (conservação, melhoramentos, recuperação através de restauração e através de reabilitação).

A Conservação tem por objetivo manter os padrões técnicos e operacionais da via dentro de limites estabelecidos, através do conjunto de operações rotineiras, periódicas e de emergência. Estas operações devem ser continuamente executadas durante um dos ciclos de vida do pavimento.

Melhoramentos visam acrescentar características novas a via, objetivando atender a demandas operacionais que contemplem a geometria da via, sinalização e segurança do tráfego ou adequações. Também podem objetivar a adequação de elementos integrantes da drenagem e de proteção da infra-estrutura e/ou de obras complementares. Podem resultar em obras de Duplicação, Adequação de Capacidade e Segurança de Tráfego, entre outras.

A Recuperação do pavimento através de Restauração é realizada em pavimentos deteriorados, porém o seu grau de deterioração não compromete sua habilitação. Neste estágio as obras de conservação tornam-se praticamente ineficazes e/ou anti-econômicas, podendo estar próximo de alcançar o seu estágio final do ciclo de vida. A solução a ser adotada deve recair na execução de recapeamento do pavimento, e podendo aceitar solução de reconstrução do pavimento para áreas localizadas.

A Recuperação do pavimento através de Reabilitação aplica-se a pavimentos que ultrapassaram o final do ciclo de vida, apresentando defeitos com tendência irreversíveis, não estando em condições de habilitação. A solução projetada para estes segmentos deve recair na modalidade de soluções que envolvem reconstrução do pavimento.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo são apresentados e abordados alguns assuntos referentes aos temas desta dissertação, tais como: tipo de defeitos em pavimentos com revestimento asfáltico (flexível), avaliação funcional e avaliação estrutural, modelos de previsão de irregularidade longitudinal e deflexão.

2.1 DEFEITOS EM PAVIMENTOS FLEXÍVEIS

O estado de conservação de um pavimento asfáltico pode ser avaliado através do levantamento dos defeitos visíveis de sua superfície, fornecendo, assim, dados para uma avaliação funcional e subsidiando a definição de uma solução adequada para a manutenção. Para um determinado trecho, os defeitos podem ser agrupados através de índices para hierarquização das soluções na gerência de pavimento.

No Relatório do estudo desenvolvido pelo consórcio ENECON – INGEROUTE (1978) afirma-se que para o diagnóstico que deve preceder as ações de manutenção é indispensável a identificação e a análise dos defeitos existentes nas superfícies pavimentadas e, para isto, todas estas informações devem ser compreendidas por todos os participantes envolvidos.

A norma DNIT 005/2003 – TER (Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos) busca padronizar e definir os termos técnicos relativos à identificação de defeitos em pavimentos flexíveis e semi-rígidos para sua utilização em projetos, normas, manuais e textos. Também serve como referência para o inventário e classificação de ocorrências de defeitos aparentes em pavimentos através da norma DNIT 006/2003-PRO (Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos), que será abordada no item 2.2 . Estas terminologias e suas definições, segundo DNIT (2003), são apresentadas a seguir.

2.1.1 Fenda

Qualquer descontinuidade na superfície do pavimento, que conduza a aberturas de menor ou maior porte, apresentando-se sob diversas formas, descritas a seguir. De acordo com Senço (2001), a infiltração de água pelas fendas até as camadas inferiores do pavimento e o subleito provoca a redução da capacidade de resistência das mesmas, gerando deformações na superfície de rolamento. Dessa forma, as fendas devem ser seladas a tempo para evitar propagação e a desagregação do pavimento.

2.1.1.1 Fissura

Fenda de largura capilar existente no revestimento, posicionada longitudinal, transversal ou obliquamente ao eixo da via, somente perceptível a vista desarmada de uma distância inferior a 1,50 m. As fissuras são fendas incipientes que ainda não causam problemas funcionais ao revestimento, não sendo assim consideradas quanto à gravidade nos métodos atuais de avaliação das condições de superfície.

2.1.1.2 Trinca

Fenda existente no revestimento, facilmente visível a vista desarmada, com abertura superior à da fissura, podendo apresentar-se sob a forma de trinca isolada ou trinca interligada. Na Figura 01 são representadas simbolicamente alguns tipos de trincas.

Trinca isolada

De acordo com Bernucci *et al.* (2006) e DNIT (2006) são classificadas conforme a tipologia e gravidade, como descrito a seguir.

Quanto à tipologia são classificadas em:

- a) trinca transversal: trinca isolada que apresenta direção predominantemente ortogonal ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100 cm é denominada trinca transversal curta. Quando a extensão for superior a 100 cm denomina-se trinca transversal longa. Conforme Silva (2005) são causadas, principalmente por reflexão de juntas ou trincas subjacentes ao revestimento asfáltico. As trincas transversais também podem indicar deficiência estrutural do pavimento;

- b) trinca longitudinal: trinca isolada que apresenta direção predominantemente paralela ao eixo da via. Quando apresentar extensão de até 100 cm é denominada trinca longitudinal curta. Quando a extensão for superior a 100 cm denomina-se trinca longitudinal longa. De acordo com Silva (2005), podem ter origem: na má execução da junta de construção, na reflexão de trincas, no assentamento da fundação, na retração do revestimento ou por estágio inicial de fadiga.
- c) trinca de retração: Trinca isolada não atribuída aos fenômenos de fadiga e sim aos fenômenos de retração térmica ou do material do revestimento ou do material de base rígida ou semi-rígida subjacentes ao revestimento trincado. De acordo com Balbo (2007), a retração térmica em revestimentos betuminosos pode ocorrer quando os invernos são rigorosos, e por consequência estas temperaturas baixas causam a contração de misturas asfálticas presentes nos revestimentos e bases, gerando fissura transversal. A selagem destas trincas com ligantes asfálticos é uma técnica utilizada para evitar a infiltração de água, que pode desencadear degradações posteriores, como a contaminação por finos do subleito;

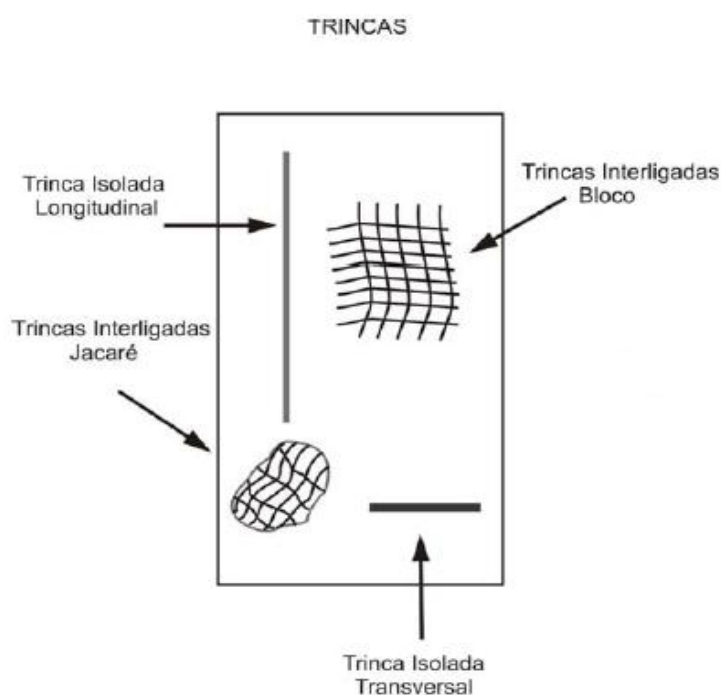


Figura 01: ilustração de alguns tipos de trincas. (DNIT, 2003)

Quanto à gravidade são classificadas em:

- a) FC-1: são trincas com abertura superior à das fissuras e menores que 1,0mm;
- b) FC-2: são trincas com abertura superior a 1,0mm e sem erosão nas bordas; e
- c) FC-3: são trincas com abertura superior a 1,0mm e com erosão nas bordas.

Trinca interligada

De acordo com Bernucci *et al.* (2006) e DNIT (2006) as trincas interligadas são classificadas conforme a tipologia e gravidade, conforme descrição a seguir.

Quanto à tipologia são classificadas em:

- a) trinca tipo “couro-de-jacaré”: conjunto de trincas interligadas sem direções preferenciais, assemelhando-se ao aspecto de couro de jacaré. Essas trincas podem apresentar, ou não, erosão acentuada nas bordas. Na Figura 02 pode-se identificar a existência de trincas interligadas, tipo couro-de-jacaré, na trilha de roda externa e início da formação na trilha de roda interna da faixa.
- b) trinca tipo “bloco”: conjunto de trincas interligadas caracterizadas pela configuração de blocos formados por lados bem definidos, podendo, ou não, apresentar erosão acentuada nas bordas. Conforme a *Federal Highway Administration* dos EUA, FHWA (2003), os blocos possuem tamanho variando entre 0,1m² e 10m². De acordo com Silva (2005) são causadas pela retração do revestimento e por variações diárias de temperatura. Indicam um endurecimento significativo da camada asfáltica, em função da oxidação ou volatilização dos maltenos, ficando menos flexível. Estas trincas também podem ser o indício da presença de camada subjacente tratada com ligante hidráulico (retração térmica na base) que depois refletem no revestimento asfáltico.

As trincas interligadas, quanto à gravidade, são classificadas como FC-3 e FC-2 caso apresentem ou não erosão nas bordas.



Figura 02: exemplo de trincamento interligado tipo “couro-de-jacaré” com bombeamento de finos. BR-285/RS km 464.

2.1.2 Afundamento

Deformação permanente caracterizada por depressão da superfície do pavimento, acompanhada, ou não, de solevamento, podendo apresentar-se sob a forma de afundamento plástico ou de consolidação. Silva (2005) chama a atenção para valores críticos de afundamentos, sob o aspecto do risco à aquaplanagem, em função da velocidade dos veículos. Sugere os seguintes valores como típicos:

- $V=120$ km/h – Afundamento crítico = 12mm;
- $V= 80$ km/h – Afundamento crítico = 15mm.

Ressalta Silva (2005) que se as camadas do pavimento estão saturadas, a passagem das cargas geram excesso de poro-pressão, o que resultará em desagregação e descompactação das camadas, contribuindo para o agravamento dos ATR.

Motta (1991) observa que com a passagem das cargas ocorrem deformações plásticas permanentes em todas as camadas do pavimento, correspondendo ao fenômeno de afundamento na trilha de roda na superfície do revestimento. Specht (2004) salienta que afundamentos acentuados indicam ruptura do pavimento e acentuam os fenômenos de hidroplanagem e *spray*.

2.1.2.1 Afundamento plástico

Afundamento causado pela fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito, acompanhado de solevamento. Quando ocorre em extensão de até 6 m é denominado afundamento plástico local; quando a extensão for superior a 6 m e estiver localizado ao longo

da trilha de roda é denominado afundamento plástico da trilha de roda. Segundo Bernucci *et al.* (2006), neste tipo de afundamento há certa compensação volumétrica.

2.1.2.2 Afundamento de consolidação

Afundamento de consolidação é causado pela consolidação diferencial de uma ou mais camadas do pavimento ou subleito sem estar acompanhado de sollevamento. Quando ocorre em extensão de até 6 m é denominado afundamento de consolidação local; quando a extensão for superior a 6m e estiver localizado ao longo da trilha de roda é denominado afundamento de consolidação da trilha de roda.

2.1.3 Ondulação ou Corrugação

Deformação caracterizada por ondulações ou corrugações transversais na superfície do pavimento. De acordo com Bernucci *et al.* (2006), as corrugações são deformações transversais ao eixo da pista, com compensação volumétrica, com distância entre cristas da ordem de centímetros e as ondulações são deformações decorrentes da consolidação do subleito, com espaçamento entre cristas da ordem de metros. Ambas são classificadas da mesma maneira pela norma DNIT, porém com origem diferenciadas. Segundo a norma DER-SP (2006), as ondulações e corrugações resultam em sensíveis vibrações para os veículos.

Em função das solicitações das cargas do tráfego, ocorre a ruptura por cisalhamento do revestimento asfáltico ou na interface entre revestimento e camada de base. Ocorre, preferencialmente nas áreas de frenagem e aceleração do tráfego (DNIT, 2006).

Escorregamento de massa são as ondulações na superfície da camada de revestimento e têm como principal causa a baixa estabilidade da mistura asfáltica, quando sujeita ao tráfego e ao intemperismo. A ação do tráfego provoca a expulsão da massa asfáltica para fora da trilha de roda, a baixa estabilidade da massa pode ter como causa o excesso de ligante asfáltico, excesso de agregado fino, graduação inadequada, agregado de textura lisa e arredondado, etc (SILVA, 2005).

2.1.4 Escorregamento

Deslocamento do revestimento em relação à camada subjacente do pavimento, com aparecimento de fendas em forma de meia-lua. Conforme DNIT (2006), os esforços

tangenciais transmitidos pelos eixos dos veículos (frenagem e aceleração) produzem o deslocamento horizontal do revestimento.

2.1.5 Exsudação

Excesso de ligante betuminoso na superfície do pavimento, causado pela migração do ligante através do revestimento. De acordo com o manual DNIT (2006), ocorre a formação de película de material betuminoso na superfície do revestimento, podendo se caracterizar por manchas, comprometendo a aderência pneu-pavimento. A *Federal Highway Administration* dos EUA, FHWA (2003), chama a atenção que o excesso de ligante betuminoso da superfície pode obscurecer o agregado, causando perda da textura adequada, podendo tornar-se pegajoso ao toque. Segundo Silva (2005), a exsudação no revestimento provoca brilho na superfície e pode ocorrer em função da dilatação do ligante asfáltico quando em altas temperaturas que não tendo espaço para ocupar devido ao baixo volume de vazios, ocorrendo a migração para a superfície, ou também pode ocorrer exsudação em função do excesso de ligante betuminoso existente. Ainda, chama a atenção para não confundir o espelhamento devido à presença ou queda de óleo diesel, em locais de rampa ascendente, com a exsudação de ligante betuminoso. Na Figura 03 (a, b e c) pode-se ver: a- exsudação nas trilhas de roda com formação de afundamento na BR-285/RS km 532; b- exsudação na trilha de roda com aparência brilhosa em função da insolação e da baixa porosidade na superfície, causada pelo excesso de ligante na parte superior do revestimento betuminoso na BR-285/RS km 670; c- corpo-de-prova extraído com sonda rotativa apresentando na sua parte superior (poucos milímetros) nenhum agregado graúdo e excesso de ligante asfáltico (exsudação).

2.1.6 Desgaste

Efeito do arrancamento progressivo do agregado do pavimento, caracterizado por aspereza superficial do revestimento e provocado por esforços tangenciais causados pelo tráfego, ou ainda, segundo Bernucci *et al.* (2006), com aspereza decorrente da perda de mástique junto aos agregados.

A volatilização e a oxidação do ligante asfáltico, somado a ação do tráfego e do intemperismo, são causas do desgaste superficial (aspereza), podendo comprometer a segurança a derrapagem (SILVA, 2005).

2.1.7 Panela ou Buraco

Cavidade que se forma no revestimento por diversas causas (inclusive por falta de aderência entre camadas superpostas, causando o deslocamento das camadas), podendo alcançar as camadas inferiores do pavimento, provocando a desagregação das mesmas, como pode ser observado na Figura 04. De acordo com a FHWA (2003), a panela deve possuir menor dimensão no plano maior ou igual a 150mm.



(a)BR-285/RS km 532, exsudação nas trilhas de roda;



(b)BR-285/RS km 670, exsudação nas trilhas de roda com aparência brilhosa em função da claridade;



(c) Corpo de prova extraído com sonda rotativa BR-285/RS km 526, demonstrando a exsudação no topo.

Figura 03: exemplos de pontos com excesso de ligante betuminoso na superfície da camada asfáltica - exsudação. BR-285/RS.

Panelas ou buracos podem ser evoluções de trincas, afundamentos ou desgaste. Em alguns casos, em pavimentos com camadas saturadas a passagem das cargas gera tensões normais, que ao serem transmitidas à água (incompressível) geram excesso de poro-pressão e a redução da tensão efetiva, resultando em desagregação e descompactação dos materiais contribuindo para o agravamento dos ATR. Desta forma, ocorre a queda de resistência das camadas constituintes do pavimento e do subleito.



Figura 04: exemplo de panela ou buraco. BR-285/RS (município de Panambi)

2.1.8 Remendo

Panela preenchida com uma ou mais camadas de pavimento na operação denominada de “tapa-buraco”. Na Figura 05 observam-se inúmeros remendos executados em trechos da BR-285/RS.

2.1.8.1 Remendo profundo

Aquele em que há substituição total do revestimento e, de uma ou mais camadas inferiores do pavimento. Usualmente, se for bem executado deve apresentar forma retangular.

2.1.8.2 Remendo superficial

Correção, em área localizada, da superfície do revestimento, pela aplicação de uma camada betuminosa.



Figura 05: exemplos de remendos executados em trecho da BR-285/RS (município de Entre-Ijuís)

2.1.9 Outros defeitos

Além dos defeitos contidos na norma DNIT 005/2003 – TER (Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos), para utilização nos indicadores do IGG (Índice de Gravidade Global), podem ser encontradas outros defeitos na bibliografia. Estes outros defeitos devem ser observados pelo responsável pelo levantamento do inventário e levados em consideração em qualquer projeto de restauração, pois podem auxiliar na identificação da origem dos defeitos auxiliando na elaboração do projeto de reabilitação.

Conforme Pinto e Preussler (2002), podem ocorrer outros tipos de trincamento, que são considerados menos frequentes, tais como:

- a) trincas em juntas, que são aquelas oriundas do processo executivo, em função da execução em pano adjacente;
- b) trincas de alargamento são resultado da descontinuidade na construção da plataforma estradal, ocorrendo próximo ao bordo da pista;
- c) trincas de abatimento de aterro, originam-se de movimentos rotacionais (escorregamentos) do corpo estradal, apresentando-se como uma trinca parabólica com a concavidade voltada para o lado de fora do aterro, como pode ser observado na Figura 06.

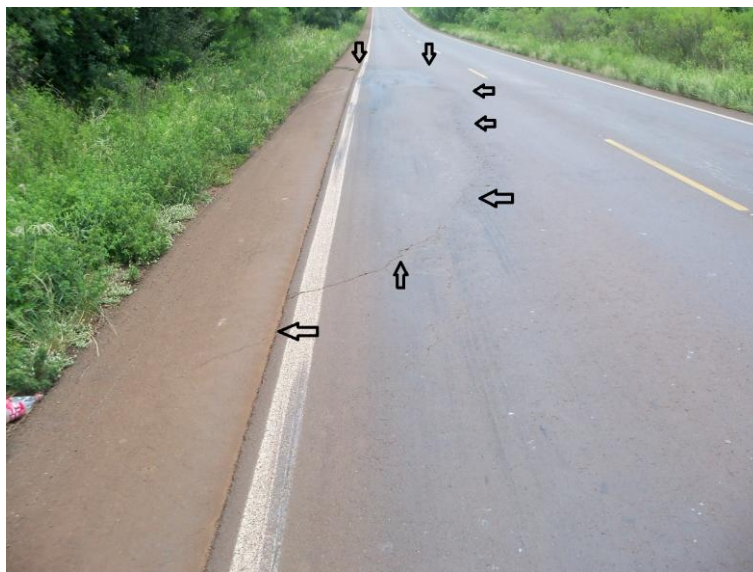


Figura 06: trincas originadas pelo processo de abatimento do corpo do aterro estradal. ERS-342 (município de Cruz Alta)

Balbo (1997) chama a atenção para a existência de defeitos em pavimentos asfálticos que não possuem terminologia clara para sua classificação, tais como:

- a) polimento: o efeito abrasivo do tráfego provoca o polimento dos agregados expostos na parte superficial da camada asfáltica, dependendo da natureza do mineral, ocorrendo a perda da macrotextura do pavimento, além da perda da microtextura dos agregados que se tornam lisos e desgastados. A maior ou menor abrasividade do agregado ao tráfego está diretamente relacionada com a qualidade do agregado;
- b) bombeamento de finos: são manchas de material terroso carregado para a superfície, próximos a um local com fendas, como se observa na Figura 07. Este processo somente ocorre quando as camadas inferiores de solos encontram-se saturadas, e tem como consequência a contaminação de bases granulares além do bombeamento de finos do subleito para a superfície através de fissuras presentes no revestimento. A presença destes finos nos vazios das camadas granulares provoca a redução de sua resistência, colaborando para a degradação da estrutura. Na Figura 08 é ilustrada a contaminação da camada de base de brita graduada com material argiloso proveniente do subleito. Ainda, são limitadíssimas as alternativas de solução deste problema estrutural (bases

contaminadas). Segundo Silva (2005), este bombeamento conduz a formação de novas trincas e pode causar recalques diferenciais;



Figura 07: exemplo de local com bombeamento de finos através de fendas para a superfície do revestimento asfáltico. BR-158/RS (município de Cruz Alta)

c) escamação: é o processo de arrancamento de finas placas na superfície do revestimento, principalmente devido a inexistência do esqueleto mineral na superfície do revestimento asfáltico, resultante de um processo de segregação da mistura ocorrido durante a execução;

d) inchamento: a expansão de uma ou mais camadas do pavimento gerando uma elevação do pavimento, causando trincas e fissuras no revestimento. Tal fenômeno pode também estar associado ao crescimento de raízes de árvores nas adjacências da rodovia.

2.2 ASPECTOS RELEVANTES SOBRE A AVALIAÇÃO FUNCIONAL DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS.

Através da identificação e quantificação da ocorrência de defeitos superficiais, a avaliação funcional de um pavimento busca determinar o grau de deterioração da rodovia, principalmente nos aspectos que afetam a segurança e o conforto dos usuários. Conforme documento do DER-SP (2006) e do DNIT (2006), a funcionalidade do pavimento está ligada à capacidade de propiciar ao usuário da via, conforto ao rolamento, fornecendo uma superfície

com serventia adequada. Medina (1997) reforça que o conforto e a segurança ao rolamento proporcionado pela superfície do pavimento, são importantes aspectos de avaliação para os usuários da rodovia.



Figura 08: exemplo de um local com contaminação da camada de base de brita graduada com material argiloso proveniente do subleito. BR-285/RS (município de Entre-Ijuís)

De acordo com Hassan *et al.* (1999), a condição funcional de um pavimento é afetada pela deterioração estrutural do pavimento, aumentando a irregularidade longitudinal, afundamento na trilha de roda e trincamento por fadiga, permitindo o ingresso de água no pavimento e agravando os defeitos. Lerch (2002) relata que, para um engenheiro rodoviário, a condição estrutural do pavimento indica por quanto tempo este manterá um nível adequado de condição funcional ou serventia. Do ponto de vista dos usuários da rodovia, segundo Bonfim (2000), a ruptura funcional do pavimento basicamente leva em consideração os defeitos superficiais da camada de revestimento, principalmente pela característica subjetiva da avaliação do usuário.

Balbo (1997) observa que a aferição do nível de atendimento funcional ou da qualidade de rolamento apresentada pela superfície de um pavimento pode ser realizada através de diversos parâmetros e índices, onde se destaca o Valor da Serventia Atual – VSA (ou PSR, *Present Serviceability Ratio*, em inglês), uma avaliação subjetiva.

2.2.1 Avaliação da serventia atual (VSA)

A norma DNIT 009/2003 (Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento), conceitua serventia atual como a capacidade de um segmento específico de um pavimento de proporcionar rolamento suave e confortável em determinado momento, na opinião do usuário, para quaisquer condições de tráfego. Para realizar esta avaliação deve ser constituído um grupo com cinco membros, que percorrerão os segmentos em veículos de passeio (padrão-médio), com velocidade próxima ao limite permitido, avaliando somente a superfície em seu estado atual. A avaliação da serventia atual é realizada para avaliar segmentos extensos e não se aplica, normalmente, a segmentos curtos.

2.2.2 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis

A avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis consiste no levantamento e classificação das ocorrências de defeitos aparentes na superfície do pavimento e na medida dos afundamentos nas trilhas de roda. Esta avaliação pode ser realizada pela norma DNIT 006/2003 – PRO, que atribui um indicador numérico ao pavimento, o Índice de Gravidade Global (IGG), que classifica o seu estado geral, com base na incidência de defeitos e das profundidades nas trilhas de rodas. A origem e o cálculo do IGG, segundo a norma DNIT (2006), devem-se ao engenheiro Armando Martins Pereira que adaptou, para as condições dos pavimentos brasileiros, o índice combinado de falhas *Severity Index* utilizado pelo *Saskatchewan Department of Highways and Transportation*, do Canadá.

O IGG é o índice de qualidade de pavimentos mais conhecido pelos engenheiros rodoviários brasileiros. O inventário dos defeitos aparentes, não sendo considerada sua extensão, é realizado de maneira amostral, utilizando-se a planilha integrante da norma do levantamento. Para realização do inventário são demarcadas as estações de avaliação que devem possuir 6 m de comprimento, 3 m antes e 3 m depois da estaca de avaliação, e largura igual à faixa de tráfego e devem estar distanciadas entre si de 20 m, alternando-se a faixa, e em caso de pista dupla, a cada 20 m na faixa mais solicitada pelos veículos comerciais (BALBO, 1997).

De acordo com a especificação DNIT (2003), os defeitos são agrupados em oito categorias diferentes: trincas isoladas; trincas interligadas; trincas interligadas com erosão nos bordos; afundamentos; ondulações, painelas e escorregamentos; exsudação; desgaste; remendos. E, também é realizada a medição dos afundamentos nas trilhas de roda externa e interna. Na etapa de cálculos, para cada tipo de defeito é atribuído um fator de ponderação, em função da

severidade do defeito em relação aos demais, e, conforme mostrado na Tabela 01 pode-se observar que a categoria das ondulações, painéis e escorregamentos são os mais graves. Com a análise dos dados levantados são definidos os segmentos homogêneos, ou seja, aqueles que possuem características visíveis semelhantes. Para esse segmento são computadas as ocorrências absolutas de cada tipo de defeito (frequência absoluta – f_a), ou seja, o somatório do número de estações onde houve a ocorrência de cada tipo de defeito, e a frequência relativa (f_r), que é dado pelo percentual das estações com ocorrência de determinada patologia em relação ao número total de estações avaliadas. Com os valores das frequências absolutas e relativas, se pode calcular o valor do IGI (índice de gravidade individual) para cada tipo de defeito identificado, conforme a Equação 01. Para a computação dos valores referentes aos afundamentos nas trilhas de rodas, são calculadas as médias e as variâncias em ambas as trilhas de rodas. A seguir é calculada a média aritmética das médias das flechas em ambas as trilhas de roda (F) e a média das variâncias das flechas nas duas trilhas de rodas. O cálculo do IGI para os afundamentos nas trilhas de roda é realizado em duas parcelas, sendo uma referente a média das flechas (F) e a segunda referente a média das variâncias (FV), como descrito a seguir:

- quando F foi maior que 30 mm, o IGI é adotado como 40, e quando for menor, o valor de IGI é o produto de F por 4/3;

- quando FV for menor ou igual a 50, o valor de IGI é igual a FV, e quando foi maior que 50, adota-se IGI igual a 50, conforme Equação 01.

$$IGI = f_r \cdot f_p \quad (01)$$

O valor do Índice de Gravidade Global (IGG) é obtido pelo somatório da contribuição individual de cada grupo de defeitos, conforme a Equação 02.

$$IGG = \sum IGI \quad (02)$$

O conceito referente ao grau de degradação do pavimento em função do valor correspondente do IGG é dado pela Tabela 02.

Segundo Balbo (1997) o conceito atribuído ao pavimento com base no levantamento de sua condição superficial (IGG), conforme Tabela 02, contém grande dificuldade de interpretação, e não possibilita definir qual a manutenção mais adequada do pavimento avaliado. Para a definição de qual manutenção ou execução de reforço no pavimento deve ser realizada, pode

ser um bom indicador a análise isolada da frequência dos defeitos. Rodrigues (1996) salienta que os defeitos da superfície do pavimento são a causa da perda de serventia atual e futura, porém o levantamento dos defeitos não tem o objetivo de representar a avaliação do usuário sobre a rodovia, mesmo estando relacionados.

Tabela 01: fatores de ponderação para os defeitos na superfície de revestimentos asfálticos e obtenção do IGG.

Tipo de ocorrência	Codificação de ocorrências de acordo com DNIT (2003)	Fator de ponderação (f_p)
1	Fissuras e trincas isoladas (FI, TTC, TTL, TLC, TLL e TRR) (FC-1)	0,2
2	Trincas interligadas (J e TB) (FC-2)	0,5
3	Trincas interligadas com erosão nos bordos. (JE e TBE) (FC-3)	0,8
4	Afundamentos (ALP, ATP e ALC, ATC)	0,9
5	Ondulações, painelas e escorregamentos (O, P, E)	1,0
6	Exsudação (EX)	0,5
7	Desgaste (D)	0,3
8	Remendos (R)	0,6

Fonte: adaptado de DNIT (2003).

Tabela 02: conceitos de degradação superficial do pavimento em função do IGG

Conceitos	Limites
Ótimo	$0 < \text{IGG} \leq 20$
Bom	$20 < \text{IGG} \leq 40$
Regular	$40 < \text{IGG} \leq 80$
Ruim	$80 < \text{IGG} \leq 160$
Péssimo	$\text{IGG} > 160$

Fonte: DNIT (2003).

Rodrigues (1996) salienta que os defeitos da superfície do pavimento são a causa da perda de serventia atual e futura, porém o levantamento dos defeitos não tem o objetivo de representar a avaliação do usuário sobre a rodovia, mesmo estando relacionados.

Bernucci *et al.* (2006) salientam que a atribuição de um conceito ao pavimento serve para distinguir casos, porém este conceito não deve substituir o valor calculado para o IGG. É importante ressaltar que valores de IGG dentro do mesmo conceito de degradação do pavimento podem ter condições diversas a serem consideradas no projeto de restauração. Ainda, reforça-se que para um bom projeto de restauração é necessária a identificação das causas que levaram aos defeitos, sendo o IGG um critério complementar.

A escala de classificação da degradação do pavimento em função do parâmetro IGG (DNIT 006/2003-PRO), pode não estar representando adequadamente a diferenciação do estado superficial, eventualmente, os pesos atribuídos a cada tipo de defeito podem estar inadequados em comparação com as faixas de classificação da degradação do pavimento.

2.2.3 Avaliação textural da superfície

As chuvas e o excesso de umidade na superfície do pavimento, aliados a outras condições ambientais, exercem grande influência no atrito desenvolvido entre pneu e pavimento, fator preponderante para manter a trajetória dos veículos na pista. O fenômeno da hidroplanagem é caracterizado pela perda total do contato entre pneu e a superfície do pavimento impedindo o controle por parte do condutor. Este fenômeno ocorre em função do acúmulo de água sobre a superfície do pavimento, que faz surgir pressões hidrodinâmicas na zona de contato pneu/pavimento, e dependendo do volume de água acumulado e da velocidade de deslocamento do veículo, podem desencadear o fenômeno. A remoção da água superficial e o aumento do contato entre pneu/pavimento são influenciados pelo estado de conservação dos pneumáticos, basicamente pela profundidade dos sulcos, a textura e inclinação transversal da pista (SPECHT *et al.*, 2007).

Para a avaliação das características de textura superficial de um pavimento, no que se refere a aderência, são definidas duas escalas de textura: a micro e a macrotextura. Na Figura 09, observa-se a diferença entre essas duas escalas de textura.

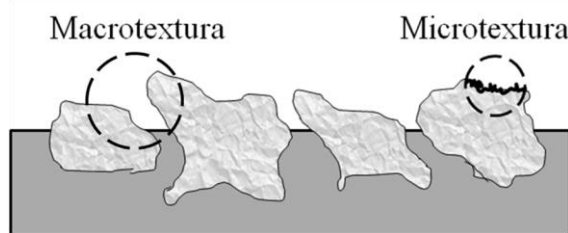


Figura 09: esquema ilustrativo dos conceitos de microtextura e macrotextura do pavimento. (MATTOS, 2009)

A microtextura do revestimento é função da superfície do agregado mineral e de sua aspereza, propriedades que dependem da composição mineralógica e da forma dos agregados (ocorrências ou não de arestas vivas, resistência destas, etc); e são de fundamental importância para o rompimento do filme de água quando do contato pneu/pavimento (SPECHT *et al.*, 2007 e MATTOS, 2009).

De acordo com Berthier (1998 *apud* Ferreira 2002), os agregados granulares são responsáveis por um bom desempenho da microtextura e devem satisfazer as seguintes condições:

- a) apresentar e conservar as arestas vivas pelo maior tempo possível;
- b) resistir aos esforços do tráfego (dureza e durabilidade); e
- c) proporcionar boa resistência ao polimento acelerado.

O ensaio mais comum, utilizado para medir a microtextura pontualmente, é de pêndulo britânico (ASTM D303-93 - *Standard test method for measuring surface frictional properties using the british pendulum tester*).

Conforme Bernucci *et al.* (2006) e Mattos (2009), para velocidades de deslocamento inferiores a 50 km/h, aproximadamente, a microtextura é o fator predominante na resistência à derrapagem e característica fundamental para o rompimento da película de água, promovendo o contato pneu-pavimento. Para velocidades maiores, em função do menor tempo de contato entre pneu e pavimento, cabe à macrotextura possibilitar a drenagem superficial do pavimento.

A macrotextura é responsável pela aderência, em pavimentos molhados, para velocidades médias e altas (>50km/h), proporcionando a evacuação da água encontrada entre o pneu e a superfície. Contribui para reduzir a ocorrência de hidroplanagem, ajudando a restabelecer o contato seco, mesmo que parcialmente. De acordo com Specht *et al.* (2007), é uma característica ligada à aspereza superficial do pavimento que tem origem nas saliências

causadas pelo agregado com comprimento de onda de 0,5 a 50 mm e amplitude de 0,2 a 10mm. Segundo Fernandes (1998 *apud* Ferreira, 2002), a macrotextura inicial de um revestimento asfáltico depende, entre outros, dos seguintes fatores:

- a) origem mineralógica: de acordo com a rocha-mãe os granulares podem apresentar características diversas, em aspectos como resistência ao desgaste, esfericidade, angularidade, etc.
- b) processo de britagem: influencia no grau de esfericidade do granular, preferindo-se os processos que eliminem direções preferenciais de ruptura e que proporcionem forma cúbica ao granular;
- c) projeto das misturas do revestimento: determina a granulometria do material a ser empregado, a partir do diâmetro máximo efetivo do granular. Geralmente misturas que apresentam alta macrotextura inicial são compostas por baixos teores de granulares nas dimensões da areia ou possuem uma granulometria descontínua;
- d) método de execução da camada de revestimento: necessidade do cumprimento das determinações de projeto, como temperatura de execução, energia de compactação e o número de passadas do rolo compressor.

Mattos (2009) observa que com o passar do tempo, principalmente devido à ação do tráfego, a macrotextura vai sofrendo modificações, resultando numa perda de capacidade de escoamento através da macrotextura da superfície do revestimento, constituindo importante fator de risco à segurança viária.

A maneira mais conhecida de medição pontual da macrotextura é através do ensaio de mancha de areia, normalizado pela ASTM E 965-96 – *Standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique*. O equipamento consiste de um recipiente de volume conhecido preenchido com uma areia de granulometria padrão, um dispositivo próprio para o espalhamento da areia e uma régua ou trena para relacionar o diâmetro da mancha com volume de areia e obter a avaliação indireta da macrotextura do pavimento. A norma ASTM E 965-96 recomenda a utilização de microesferas sólidas de vidro ao invés de areia. O ensaio para determinação da altura da mancha de areia (HS) consiste em preencher vazios da textura superficial do pavimento com um volume conhecido de areia padrão, espalhando-a em movimentos circulares de modo que o diâmetro final da

mancha seja função da altura média; o espalhamento cessa ao aparecerem algumas pontas dos agregados. O resultado é expresso em altura de areia, em mm (DNIT, 2006 e BERNUCCI *et al.*, 2006).

Brosseaud (2006) salienta que os valores aceitáveis para a macrotextura devem estar compreendidos entre 0,4 mm, no mínimo, e 0,7 mm, altura suficiente para garantir uma boa drenabilidade superficial da água e uma aderência elevada. Porém, a ABPv (1999) e DNIT (2006) recomendam que os valores da altura da mancha de areia estejam compreendidos entre 0,6 mm e 1,2 mm para pavimentos asfálticos de mistura densa. Na Tabela 03, se observa a classificação da textura superficial em função da altura da mancha de areia, e na Tabela 04, mostra-se uma adaptação proposta por Pasquet (1968) para a macrotextura considerando a velocidade permitida ao tráfego.

Tabela 03: classes de macrotextura em função da altura do ensaio de mancha de areia.

Altura média em (mm)	Textura superficial
HS < 0,20 mm	Muito fina ou muito fechada
0,20 mm < HS < 0,40 mm	Fina ou fechada
0,40 mm < HS < 0,80 mm	Média
0,80 mm < HS < 1,20 mm	Grosseira ou aberta
HS > 1,20 mm	Muito grosseira ou muito aberta

Fonte: adaptado de DNIT (2006).

2.2.4 Irregularidade longitudinal do pavimento

A irregularidade longitudinal é uma das características funcionais mais importantes de um pavimento, relacionando todos os elementos que caracterizam uma boa funcionalidade, e através dela pode-se estimar a percepção do usuário com a qualidade da rodovia, servindo de elo entre os usuários e os gestores da via. Assim, de posse desta informação, a gerência da malha viária pode planejar as melhorias necessárias nos trechos avaliados.

Tabela 04: proposição de classes de macrotextura em função da altura do ensaio de mancha de areia.

Altura média (HS)	Textura superficial	Aplicação do revestimento
HS < 0,20 mm	Muito fina	Não deve ser utilizado
0,20 mm < HS < 0,40 mm	Fina	Reservado para zonas urbanas V < 80 km/h
0,40 mm < HS < 0,80 mm	Média	Indicado para vias com 80 km/h < V < 120 km/h
0,80 mm < HS < 1,20 mm	Grossa	Indicado para vias com V > 120 km/h
HS > 1,20 mm	Muito grossa	Indicado para casos especiais

Fonte: adaptado de Pasquet (1968).

Os movimentos e esforços indesejáveis oriundos da irregularidade conduzem a um rolamento desconfortável, inseguro, antieconômico e outros inconvenientes, de forma que a quantificação desta é importante, pois tem correlação com o conforto ao rolamento e com os custos operacionais. A irregularidade pode ser utilizada com boa aproximação como medida indireta de serventia do pavimento (PINTO E PREUSSLER, 2002).

De acordo com Domingues (2004 *apud* Barella, 2008), a irregularidade longitudinal de um pavimento é o conjunto dos desvios da superfície do mesmo a um plano de referência ideal de projeto, que afeta a dinâmica do veículo, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade do rolamento e a drenagem superficial da via, contribuindo em desfavor da segurança. Existe um

índice internacional para a medida da irregularidade, denominado IRI – *international roughness index* (índice de irregularidade internacional), que é um índice estatístico expresso em m/km, que quantifica os desvios da superfície do pavimento em relação à um referencial. O levantamento da irregularidade é realizado ao longo de uma linha imaginária, geralmente coincidente com as áreas de trilhas de roda, e, em alguns casos há o interesse de melhor detalhar o perfil, levantando diversas linhas paralelas imaginárias. Esta linha de levantamento longitudinal pode ter a largura variável de alguns milímetros a centímetros e depende do tipo de equipamento empregado.

Com o aumento da ação dinâmica das cargas em função da irregularidade, ocorre a aceleração da degradação da estrutura do pavimento, conforme ilustrado na Figura 10, provocando prejuízos à drenagem superficial do pavimento, pois contribui no acúmulo de água na superfície, prejudicando a segurança e o desempenho da rodovia (DNIT, 2006).

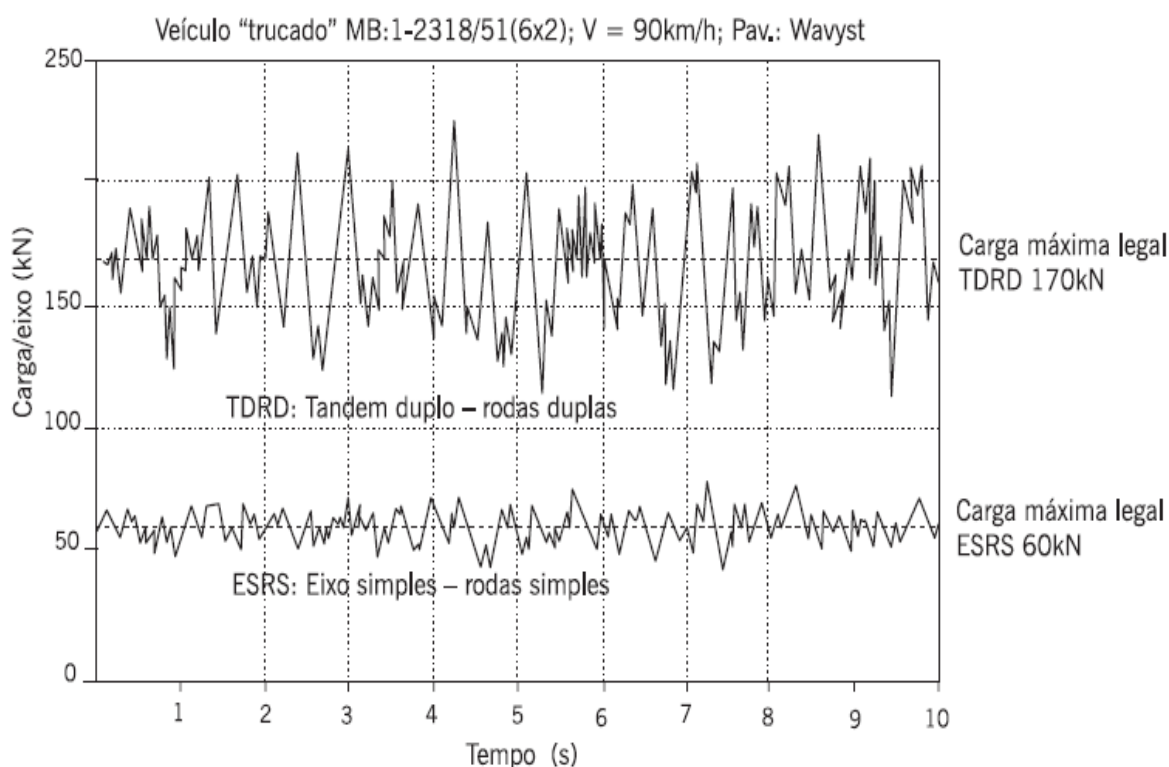


Figura 10: exemplo de variação da carga dinâmica de dois eixos legais trafegando em via com alta irregularidade (FERNANDES JR. e BARBOSA, 2000, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006)

A irregularidade influi na interação da superfície do pavimento da rodovia com os veículos que por ela trafegam, gerando efeitos sobre os próprios veículos, sobre os passageiros e o

motorista e sobre a carga transportada. Estes efeitos não dependem somente da irregularidade da via, mas também de fatores vinculados à suspensão do veículo e à sensibilidade dos usuários e da carga. A origem da irregularidade pode estar ligada a imperfeições oriundas do processo construtivo, do tráfego, do clima e de outros diversos fatores (PINTO E PREUSSLER, 2002).

Segundo Haas e Hudson (1978), a irregularidade longitudinal não é apenas uma função do perfil do pavimento, mas também sofre influência das características do veículo (pneus, suspensão, chassi, assentos) e da sensibilidade dos motoristas e passageiros quanto às variações de velocidade e aceleração/frenagem.

Conforme Hassan e outros (1999), a irregularidade longitudinal é o resultado da combinação do efeito de inúmeros processos de degradação do pavimento. Todos os defeitos superficiais encontrados no pavimento, desde o surgimento das primeiras fissuras, até as panelas, afundamentos na trilha de roda, desgaste, escorregamentos, contribuem na formação do valor da irregularidade longitudinal.

Existem vários índices para avaliar a serventia de um pavimento, sendo que a irregularidade longitudinal, através do IRI (*International Roughness Index*), é o mais utilizado pelo DNIT (DNIT, 2006). Segundo Medina e Motta (2005), no momento, todos os sistemas de gerência de pavimentos estão baseados em medidas de irregularidade, confirmando a importância do conforto e rolamento como critério de avaliação. Em alguns países, a irregularidade longitudinal tem sido utilizada como método de controle e aceitação de obras e serviços e de pagamento (bônus ou punição).

De acordo com Pinto e Preussler (2002), os valores das medições de irregularidade longitudinal podem ser utilizados como:

- a) parâmetro na avaliação de pavimentos, subsidiando o diagnóstico da situação existente e a definição da solução de restauração/conservação a ser aplicada;
- b) subsídio ao cálculo de custos de operação de veículos;
- c) controle da qualidade da execução;
- d) subsídio às decisões inerentes a sistemas de gerência de pavimentos;
- e) atualização e realimentação de modelos de previsão de desempenho de pavimentos; e

f) estimativa da serventia de pavimentos.

2.2.4.1 Equipamentos de levantamento e medição

Existem vários tipos de medidores de irregularidade, que se diferenciam no porte, na velocidade de aquisição de dados, velocidade de levantamento realizado, precisão, mão de obra alocada e nos custos.

Segundo Lerch (2002), os equipamentos de medição de irregularidade devem ser capazes de realizar uma grande quantidade de medidas em um curto espaço de tempo, ser robustos e medirem toda gama de variações de comprimento de onda.

O DNIT, através de seu Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (DNIT, 2006), classifica os equipamentos de medição de irregularidade longitudinal em quatro classes: sistemas de medidas diretas do perfil, sistema de medidas indiretas do perfil, sistemas baseados na reação do veículo e sistemas de medida com equipamentos sem contato.

Sistemas de medidas diretas do perfil:

Envolvem medições diretas ou manuais da geometria vertical do pavimento, mediante o emprego de equipamentos de topografia ou instrumentos adequados. Os resultados obtidos devem ser processados para fornecer valores estatísticos da irregularidade.

Sistemas de medidas indiretas do perfil:

Executam medidas mecanizadas do perfil da rodovia.

Sistemas baseados na reação do veículo:

Também são conhecidos como equipamentos do tipo-resposta, baseiam-se em instrumentos que determinam acumulativamente os movimentos relativos entre o eixo traseiro do veículo e sua carroceria, a partir do que, estatisticamente, caracteriza-se a irregularidade.

Sistemas de medidas com sonda sem contato:

Baseiam-se na reflexão de uma onda sonora ou raio laser emitido por um dispositivo acoplado em um veículo.

Outra maneira de classificar os métodos e equipamentos de medição de irregularidade longitudinal é apresentada por Paterson (1987), e a classificação apresenta quatro categorias (I a IV).

Segundo Bottura (1998), os equipamentos que apresentam maior acurácia na medida do perfil do pavimento são os de medição direta, como o nível e mira, a viga TRRL, *Dipstick*, tendo como contrapartida a baixa produtividade. A seguir, com uma acurácia menor, porém com alta produtividade, aparecem os medidores “sem contato”, mas com custo elevado. Com acurácia menor, produtividade variável e menor custo, estão os equipamentos que necessitam de calibração constante (“tipo resposta”). Por fim, os métodos para estimar a irregularidade longitudinal com menor acurácia, são aqueles subjetivos que não dependem de aferição com medição.

2.2.5 Escalas de medição

A irregularidade pode ser medida em diversas escalas padronizadas, dependendo do equipamento de medição. No entanto como forma de homogeneizar estas diversas escalas foi desenvolvida a escala de referência internacional, transferível para todos os sistemas de medição, é o IRI (*International Roughness Index*). Segundo Hassan e outros (1999), o IRI é o somatório estatístico das variações de um perfil longitudinal do pavimento nas trilhas de roda.

A escala de medição adotada no Brasil na década de 1980 foi o Quociente de Irregularidade (QI) ou Índice de Quarto de Carro, a partir do uso do perfilômetro de dinâmico de superfície (GMR). A irregularidade obtida por este equipamento é expressa em contagem por quilômetro (cont./km). Na Pesquisa de Inter-relacionamento de Custos Rodoviários – PICR, 1975 a 1981, os dados de QI foram obtidos com um equipamento tipo-resposta (Maymester), e este equipamento foi calibrado em bases niveladas por meio de um perfilômetro GMR (PINTO E PREUSSLER, 2002).

De acordo com Domingues (1999), o quarto de carro pode ser representado por um sistema com duas massas, molas e amortecedor, em que o amortecedor pode ser descrito como um êmbolo dentro de um tubo que contém líquido viscoso. O conjunto resiste a qualquer movimento relativo entre as massas M1 e M2, exercendo uma força relativa proporcional à velocidade relativa e a constante de proporcionalidade é a constante do amortecedor.

Uma relação entre QI e IRI é dada, aproximadamente, pela expressão 03:

$$QI = 13 IRI \quad (03)$$

A unidade de medida do IRI é o m/km (ou mm/m).

2.2.6 Valores de Irregularidade Longitudinal

Valores de irregularidade longitudinal demonstram a condição da rodovia em relação ao conforto ao rolamento, sendo que quanto maior o valor do IRI menor o conforto. Em rodovias pavimentadas a irregularidade longitudinal (IRI) varia de 1,0m/km, para pavimentos excelentes, até valores superiores a 4,6m/km para pavimentos em condição péssima, conforme Figura 11 e Tabela 05. Na Tabela 06 são apresentadas variações das classificações das rodovias em função do IRI em alguns países.

Para estradas não-pavimentadas os valores de IRI variam de 3m/km, para condições muito boas, e até 15m/km para condições péssimas.

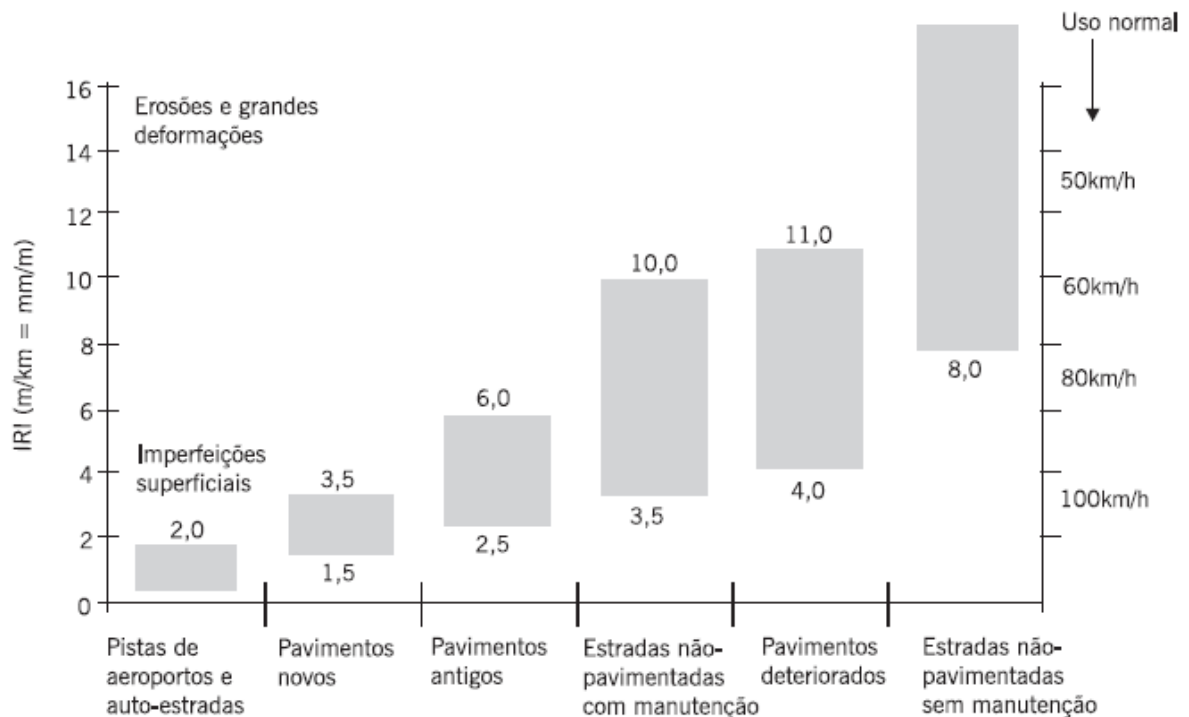


Figura 11: valores de IRI para diversos tipos de pistas e estado de manutenção (SAYERS e KARAMILHAS, 1998, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006)

Tabela 05: intervalo de valores de IRI em função da condição do pavimento de rodovias pavimentadas. (Pinto e Preussler, 2002, e DNIT, 2006)

Condição	QI (contagem/km)	IRI (m/km)
Excelente	13 - 25	1 - 1,9
Boa	25 - 35	1,9 - 2,7
Regular	35 - 45	2,7 - 3,5
Ruim	45 - 60	3,5 - 4,6
Péssima	> 60	> 4,6

Tabela 06: variação da classificação das condições de rodovias, segundo valores de IRI. (Souza *et al.*, 2002, apud Nakahara, 2005)

País	Classificação e escala					Fonte
EUA	Muito bom	Bom	Regular	Ruim		AASHTO (1999)
	0 - 0,95	0,95 - 1,5	1,5 - 2,7	>2,7		
Brasil	Excelente	Bom	Regular	Ruim	Péssimo	
	1 - 1,9	1,9 - 2,7	2,7 - 3,5	3,5 - 4,6	> 4,6	Pinto e Preussler (2001)
	-	1 - 3,5	3,5 - 4,5	> 4,5	-	DNER (1998)
Espanha	Excelente	Aceitável	Regular	Não aceitável	-	
	0 - 1,5	1,5 - 2,5	2,5 - 4	> 4	-	Rios (1997)
Chile	-	Bom	Regular	Ruim	-	
	-	0 - 3	3 - 4	> 4	-	Patiño e Anguas (1998)
Uruguai	Muito bom	Bom	Regular	Ruim	-	
	0 - 3,2	3,2 - 3,9	4 - 4,6	> 4,6	-	Patiño e Anguas (1998)

2.3 AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

Conforme Pinto e Preussler (2002), as solicitações dos carregamentos oriundos do tráfego sobre a estrutura dos pavimentos originam deformações permanentes e recuperáveis (deflexões). As deformações permanentes possuem caráter residual, permanecendo sua deformação após o término da solicitação de carga. As deformações recuperáveis são assim definidas, por que o pavimento retorna ao seu estado original após cessar o carregamento e representam um indicativo do comportamento elástico da estrutura do pavimento. O fenômeno de fadiga das camadas asfálticas é originado do arqueamento das camadas do

pavimento provocado pelas deformações recuperáveis, que refletem e caracterizam as condições estruturais de todo o pavimento.

A avaliação estrutural consiste na determinação da capacidade de desempenho estrutural do pavimento, ou seja, a capacidade do pavimento de manter sua integridade estrutural, através da análise das medidas de deslocamentos verticais recuperáveis sob determinado carregamento (DER/SP, 2006).

Por volta de 1953, durante a realização da pista experimental da WASHO nos EUA, o engenheiro A. C. Benkelman deu início a medição de deformabilidade da estrutura do pavimento em provas de pneus de caminhões, utilizando um equipamento semelhante a uma viga (*beam*), segundo relatado em Medina e Motta (2005), originando a viga Benkelman.

Em pavimentos existentes solicitados pelas cargas do tráfego e ambientais, a avaliação estrutural engloba a caracterização de elementos e variáveis de toda a estrutura do pavimento possibilitando descrição objetiva do seu modo de comportamento frente às solicitações, permitindo o entendimento sobre sua capacidade portante. Esta avaliação permite avaliar a integridade de camadas subjacentes ao revestimento, cujos defeitos não são avaliados em inspeções visuais. O levantamento das condições estruturais normalmente é utilizado em projetos de reforço de pavimentos, auxiliando na escolha da técnica de reabilitação, e permite a divisão da rodovia em segmentos homogêneos que apresentam características semelhantes (BALBO, 2007).

A especificação do DER-SP (2006) observa que, de maneira geral, a determinação dos deslocamentos recuperáveis da superfície do pavimento (deflexões), tem apresentado resultados que correlacionam sua magnitude e do raio de curvatura com o surgimento de defeitos no revestimento.

De acordo com Gonçalves (2007), a condição estrutural de um pavimento serve como um indicativo da taxa com que se processa sua deterioração e também para indicar a época mais eficaz para a realização de uma restauração. Esta época é o momento imediatamente anterior ao ponto em que a condição estrutural atinge um nível em que a deterioração assume taxas de crescimento cada vez maiores. Para um determinado tráfego atuante, uma determinada capacidade estrutural inadequada provoca um acréscimo no surgimento de defeitos superficiais e por conseqüência uma diminuição do conforto ao rolamento e do nível de serventia com o passar do tempo. O surgimento de fendas no revestimento permite a entrada

de águas pluviais, degradando a condição estrutural e aumentando a queda do nível de serventia.

Conforme Brown (1997), os dados referentes à qualidade ao rolamento, aderência e deformações permanentes são rotineiramente levantados com equipamentos baseados em sistemas com *laser* a velocidades de deslocamento elevadas, e servem para identificar os segmentos onde são necessários estudos mais detalhados, inclusive a realização de avaliação estrutural.

As avaliações estruturais, de maneira simplificada, podem ser separadas de duas formas complementares: avaliações destrutivas e não destrutivas.

2.3.1 Avaliação destrutiva

A avaliação estrutural destrutiva do pavimento tem por objetivo a caracterização física da estrutura, identificando as camadas existentes, suas espessuras e o estado atual de degradação, possibilitando a análise de condições que não são visíveis em levantamentos superficiais. Os procedimentos comumente empregados são a abertura de cavas à pá e picareta, furos com trados, extração de corpos de prova do revestimento com sondas rotativas. A abertura de cavas no pavimento permite além da medição da espessura, o reconhecimento visual, coleta de amostras para ensaios em laboratório, determinação das massas específicas e umidade *in situ*, conforme mostrado na Figura 12 (BALBO, 2007).

Conforme o manual do DNIT (2006) as principais desvantagens das avaliações destrutivas são:

- a) necessidade de interrupção do tráfego por um período significativo;
- b) natureza destrutiva do levantamento introduzindo um ponto de defeito na faixa de rolamento;
- c) levantamento de custo elevado, consumindo bastante tempo e mão de obra (especializada e pessoal de apoio); e
- d) resultados representativos dos materiais de um ponto da rodovia.

2.3.2 Avaliação não destrutiva

Além das avaliações que determinam espessuras, tipos e condição atual das camadas componentes da estrutura do pavimento, é necessária a realização de provas de carga para

determinar a capacidade estrutural do pavimento. Durante a solicitação de uma determinada carga, posicionada na superfície do pavimento, realiza-se a leitura da deformação recuperável (deflexão) resultante do carregamento.

No Brasil, dois equipamentos são amplamente empregados para levantamento defletométrico: a viga Benkelman e o defletômetro de impacto *Falling Weight Deflectometer* (FWD).

De acordo com Bernucci *et al.* (2006), as medidas de deflexão são a maneira mais adequada de realizar avaliações em grandes extensões, com possibilidade de repetição no mesmo ponto, podendo acompanhar a variação da capacidade de carga em função do tempo. Conforme Pinto e Preussler (2002), as deflexões provocam um arqueamento de todas as camadas do pavimento, diminuindo seu valor máximo com o aumento da profundidade, conforme Figura 13, e deixam de existir alguns instantes após a retirada do carregamento, representando um indicativo do comportamento elástico do pavimento. A repetição deste movimento é responsável pelo fenômeno de fadiga das camadas betuminosas e cimentadas.



a) abertura de trincheira no pavimento no bordo da faixa de rolamento;



b) retirada de corpo de prova do revestimento asfáltico, após operação da sonda rotativa.

Figura 12: exemplo de sondagens em pavimentos flexíveis com base e sub-base de brita graduada simples.

Segundo a especificação DNIT (2006), a atuação de uma carga de tráfego produz no pavimento deformações recuperáveis resultando em magnitudes variáveis que dependem da geometria do carregamento, do valor da carga, da estrutura do pavimento, da pressão de inflação dos pneus e distância do ponto de aplicação de carga em relação ao ponto de medida. No caso do carregamento da superfície do pavimento com uma carga de roda dupla, a área que sofre deformação recuperável assume a forma aproximada de uma elipse, aonde o eixo maior coincide com a direção do deslocamento do rodado, conforme pode ser observado na Figura 14.

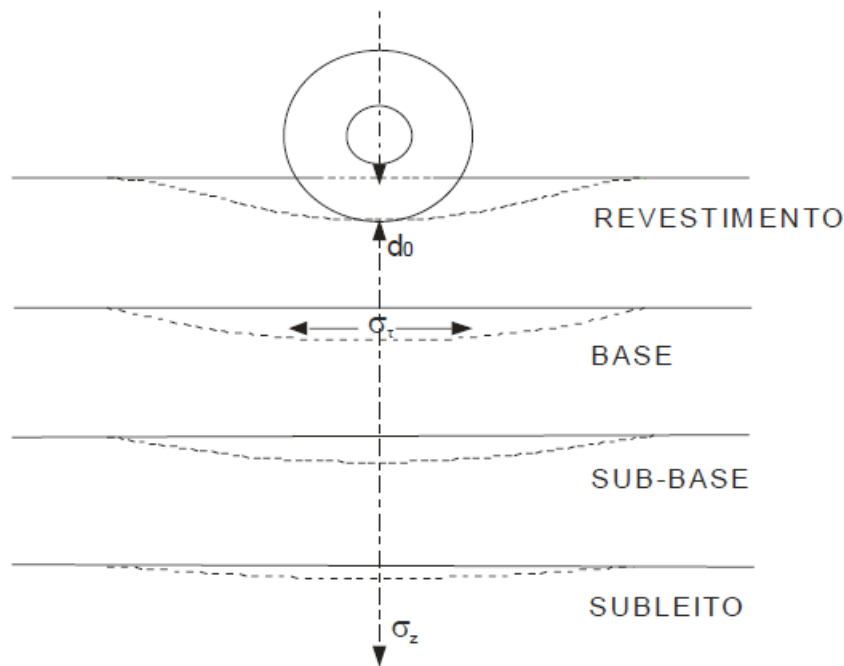


Figura 13: esquema de deflexão em todas as camadas e diminuindo o valor máximo com a profundidade. (DNIT, 2006)

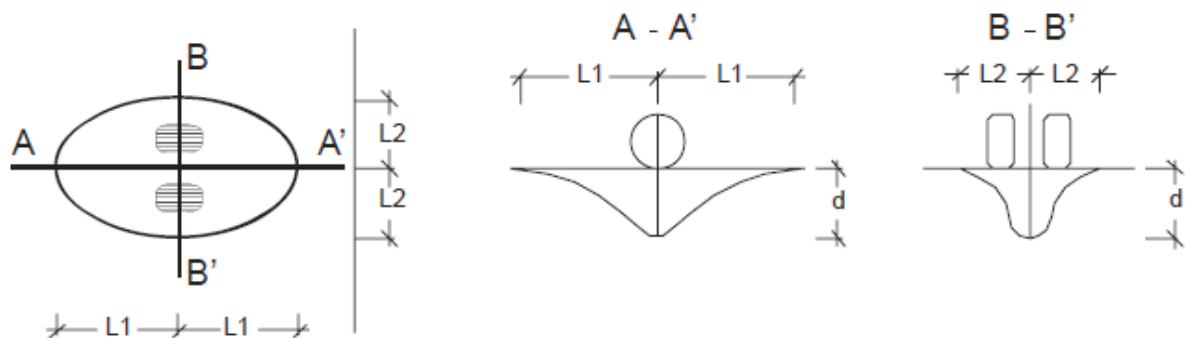


Figura 14: esquema de carregamento do semi-eixo de rodado duplo, bacia de deformação. (DNIT, 2006)

A análise do corte longitudinal da bacia de deformação evidencia a simetria dos raios horizontais e que o ponto de maior deflexão situa-se sobre o centro de carga. A análise da seção transversal da bacia demonstra que os raios também são simétricos, mas de valores inferiores aos raios horizontais da seção longitudinal. Portanto, a severidade do arqueamento transversal é maior que o longitudinal, explicando o surgimento inicial no sentido longitudinal das trincas de fadiga.

Quanto maior for o valor da deflexão recuperável máxima (d_0), mais elástica ou resiliente é a estrutura do pavimento, e maior o seu comprometimento estrutural. Porém, o valor de D_0 analisado de forma isolada não elucida o completo comportamento estrutural do pavimento, devendo também ser analisada a forma do arqueamento da deformada (DNIT, 2006).

De acordo com AASHTO (2004) existem diversos tipos de equipamentos para medidas de deflexão, agrupados de acordo com a forma de carregamento (impacto, estático e de vibração). Os equipamentos de impactos são os mais recentemente desenvolvidos e os que melhor simulam o carregamento originado pelos pneus em movimento. O FWD (*Falling Weight Deflectometer*) é o defletômetro de impacto mais utilizado nos EUA. No Brasil, segundo DNIT (2006), os equipamentos de impacto mais utilizados são o Dynatest FWD e o KUAB FWD. Cita Medina *et al.* (1994) como exemplos de equipamentos de carregamento estático (ou quase-estático) a viga Benkelman e a viga Benkelman automatizada, entre outros, e como exemplo de equipamento vibratório o *Dynaflect* e o *Road Rater*.

Na etapa de projeto básico de reforço a distância entre duas estações consecutivas para levantamento das deflexões com Viga Benkelman e raio de curvatura, deve ser de 200 m longitudinais para uma faixa de tráfego. Na fase de projeto executivo, esta distância deve ser diminuída para 40 m entre estações consecutivas. A utilização de FWD para o levantamento defletométrico segue o mesmo espaçamento que o de viga Benkelman (DER-SP, 2006).

É importante salientar que as deflexões medidas com FWD devem ser transformadas em valores equivalentes que seriam medidos com viga Benkelman, através de modelos citados na literatura técnica, já que os Procedimentos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis do DNIT (ex-DNER) empregam modelos para determinação de deflexões admissíveis medidas com viga Benkelman. Embora os dois equipamentos apliquem aos pavimentos solicitações diferentes (quase-estático no caso do caminhão e viga Benkelman e dinâmico no

caso do FWD), diversos modelos relacionando deflexões medidas com eles são apresentados, entre outros, por Borges (2001).

Nas obras de grande relevância, na fase do Projeto Executivo, é de suma importância determinar modelos que relacionem deflexões FWD e viga Benkelman, em segmentos representativos com no mínimo 1 km de extensão. As medições devem ser realizadas simultaneamente e nos mesmos locais, para que as condições ambientais não afetem os resultados, permitindo a modelagem. Ainda, devem ser registradas as ocorrências de precipitações pluviométricas durante a semana anterior ao levantamento, bem como durante a realização dos ensaios DER-SP (2006).

Pinto e Preussler (2002) salientam que correlações entre os resultados de ensaios com a viga Benkelman e FWD dependem de inúmeros fatores, principalmente da ordem de grandeza da resposta elástica de toda estrutura do pavimento. Assim, não existem correlações de aplicação generalizada, porém, constata-se que geralmente as deflexões Benkelman são de 20% a 30% superiores às obtidas pelo FWD em pavimentos asfálticos de certa espessura.

2.3.2.1 Deflexões com viga Benkelman

De acordo com Balbo (2007), a viga Benkelman é o equipamento de medida mais utilizado no Brasil para levantamentos defletométricos e as normas de projeto de restauração de pavimentos neste país baseiam-se em padrões de deflexão medidos com viga Benkelman. No Brasil, os procedimentos para determinação das deflexões em pavimentos são realizados utilizando como referência a norma DNER-ME 024/94 (Determinação das deflexões pela viga Benkelman), para aferição do equipamento são utilizados os procedimentos da norma DNER-PRO 175/94 (Aferição de viga Benkelman) e para levantamento da bacia de deformação a norma DNER-ME 061-94 (Delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman).

O equipamento é muito simples, barato e baseia-se no princípio de um braço de alavanca, conforme se observa na Figura 15. É constituído de uma haste rígida rotulada na parte frontal da viga de referência, estando a parte maior posicionada adiante da viga e a menor, embaixo dela. A parte frontal da haste é colocada entre um par de rodas duplas do eixo simples de um caminhão e na outra extremidade é posicionado um extensômetro com precisão de centésimo de milímetro. Para realização da medição é necessária a utilização de um caminhão do tipo “toco”, com a carga-padrão no eixo traseiro (8,2 tf), distribuída simetricamente, 80 psi de

pressão nos pneus (em boas condições), com dimensões 1000 x 20 ou 900 x 20, do tipo com “câmara”. Para realização do ensaio, o rodado duplo externo do eixo traseiro do caminhão é posicionado no local do ensaio com determinado afastamento da borda da pista, conforme Tabela 07, gerando uma deformação vertical no pavimento. Após o posicionamento é colocada a ponta da haste da viga sobre a superfície do pavimento no centro do rodado duplo e faz-se a leitura inicial (L_i) do extensômetro. A seguir, o caminhão afasta-se lentamente por pelo menos 10 m, ocasionando o retorno da superfície do pavimento a sua posição original após determinado tempo, sendo realizada a leitura final no extensômetro (L_f). A deflexão no pavimento, no ponto de prova, é calculada através da Equação 04 (BALBO, 2007; DNER, 1994 e PINTO e PREUSSLER, 2002).

Tabela 07: localização de pontos para levantamento com viga Benkelman em relação ao bordo da faixa.

Largura da faixa de tráfego (m)	Distância da borda do revestimento (m)
2,70	0,45
3,00	0,60
3,30	0,75
3,50 ou mais	0,90

Fonte: DNER (1994).

$$D_0 = (L_i - L_f) \cdot K \quad (04)$$

Onde:

D_0 = deflexão total (0,01 mm);

L_i = leitura inicial no extensômetro (0,01 mm);

L_f = leitura final no extensômetro (0,01 mm); e

K = constante da viga, dada pela relação de braços a/b (a = braço maior; b = menor).

Observa Bernucci *et al.* (2006), que a leitura final corresponde ao descarregamento do pavimento e todo o deslocamento recuperado é associado à deformação elástica do pavimento. Para obtenção da bacia de deflexão completa, utilizando a viga Benkelman, é necessário que o caminhão de prova se desloque parando a pequenos intervalos, realizando

uma série de leituras intermediárias, a cada parada do veículo, conforme os pontos da Figura 16. Normalmente é realizada apenas a leitura a 25 cm (D_{25}) do ponto de carga inicial (D_0), para obtenção do raio de curvatura (R), que representa um arco de parábola que passa pelos dois pontos, através da Equação 05.

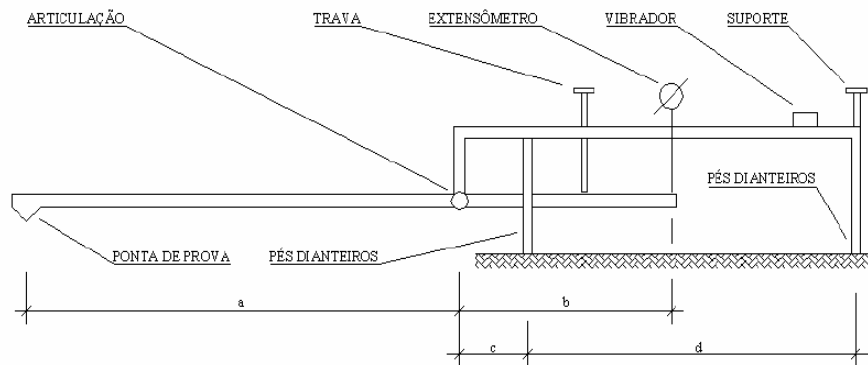


Figura 15: croqui da viga Benkelman. (DNER, 1994)

$$R = \frac{6250}{2(D_0 - D_{25})} \quad (05)$$

Onde:

D_0 = deflexão total (0,01 mm);

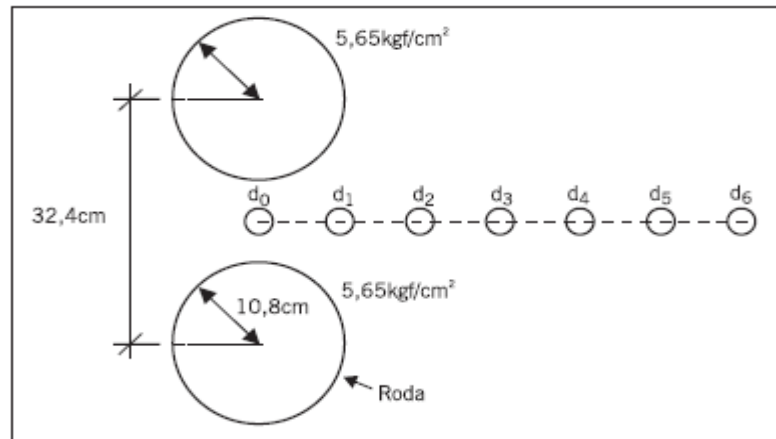
D_{25} = deflexão a 25 cm (0,01 mm); e

R = raio de curvatura (m).

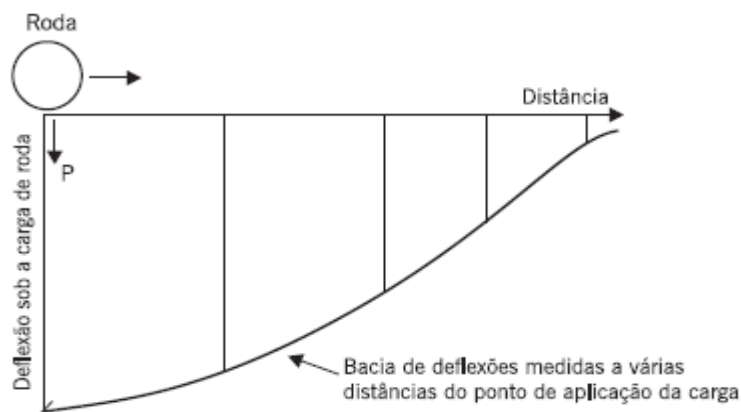
A utilização da viga Benkelman possui alguns aspectos limitantes, entre outros, conforme Balbo (2007), que devem ser de conhecimento dos usuários, tais como:

- a) dificuldade para posicionamento longitudinal centralizado da ponta de prova;
- b) a emissão de gases pelo caminhão pode afetar a saúde do operador em trabalho constante;
- c) segurança para o tráfego e os operadores;
- d) em pavimentos de elevada rigidez os pés de apoio da viga com relação menor que 3:1 podem estar dentro da área de influência da carga;

- e) produção associada a fatores humanos, tráfego e apoio;
- f) repetibilidade das leituras dependente de fatores humanos e operacionais.



(a) Em planta



(b) Resultado

Figura 16: pontos de leituras das deformações com viga Benkelman para obtenção da deformada. (NÓBREGA, 2003, *apud* BERNUCCI *et al.*, 2006)

Haas *et al.* (1994) reforçam que a viga é um equipamento de fácil operação e versátil, porém com realização do levantamento de forma lenta e trabalhosa, e também comentam que em pavimentos de elevada rigidez (e no caso de viga Benkelman automatizada para pavimentos de rigidez média), os pés de apoio da viga podem estar situados dentro da área de influência do carregamento, acarretando medidas imprecisas.

Uma evolução deste equipamento e dos procedimentos de levantamento se dá com a viga Benkelman automatizada, que é operada com o mesmo princípio da viga comum. A principal diferença está no fato que a automatizada registra automática e simultaneamente as

deformações e distâncias percorridas pelo eixo do caminhão, até o ponto que não haja mais influencia do carregamento, resultando em bacias de deformação mais precisas (HAAS *et al.*, 1994). Conforme Balbo (2007), o ensaio com a viga automatizada possui a leitura inicial com carregamento estático, porém com o deslocamento da carga o ensaio deixa de ser estático. Contudo, de ponto para ponto de ensaio a viga é transportada manualmente.

Também existem os defletômetros de impacto *Falling Weight Deflectometer* (FWD), que são equipamentos que operam sobre um reboque. O comando do equipamento é realizado por um microcomputador colocado em um veículo de apoio, que também realiza o deslocamento e posicionamento do reboque nas posições do ensaio. As deformações do pavimento ao impacto são registradas por um conjunto de sensores posicionados longitudinalmente a partir do centro da placa, conforme esquema da Figura 17. O computador instalado no veículo de apoio, permite aquisição automática de dados e a determinação precisa e rápida das deformações completas (DNIT, 2006).

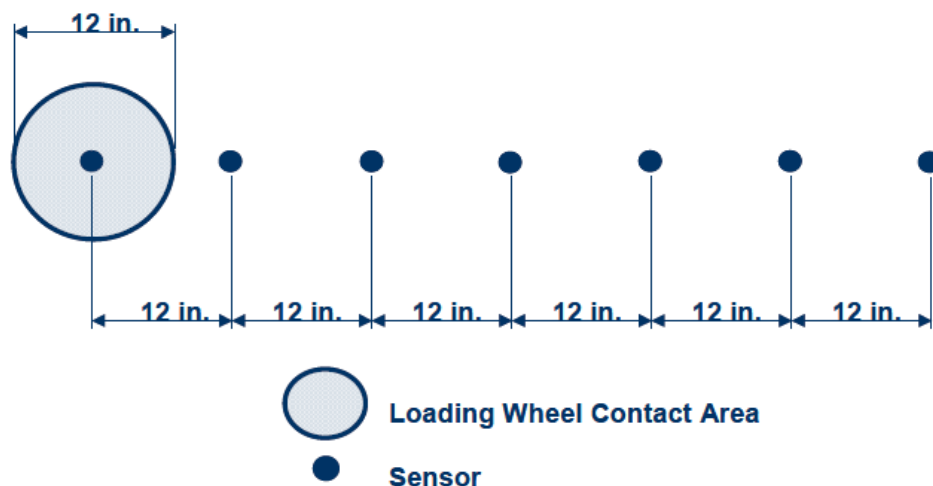


Figura 17: leiante da aplicação de carga e posicionamento dos sensores num FWD (AASHTO, 2004)

A utilização de equipamentos de impacto é descrita nas normas DNER-PRO 273/96 e ASTM D 4695/96. Brown (1997) relata que o FWD tem se tornado o equipamento padrão para a realização dos ensaios para avaliação estrutural, em função de sua precisão no levantamento da bacia defletométrica da área carregada do pavimento. Bernucci *et al.* (2006) resume algumas desvantagens do FWD frente a viga Benkelman convencional: alto custo de aquisição do equipamento, necessidade de calibrações mais sofisticadas, diferença de resultados entre marcas. Também cita algumas vantagens, tais como:

- a) acurácia nas medições;
- b) possibilidade de aplicação de vários níveis de carga;
- c) maior produtividade;
- d) ensaio não influenciado pelo operador; e
- e) registro automático de temperatura e de distâncias dos pontos de ensaio.

No item seguinte é revisado o tema relacionado aos modelos de desempenho de irregularidade longitudinal do pavimento e previsão da deflexão do pavimento, apresentando alguns modelos nacionais.

2.4 MODELOS DE PREVISAO DE IRREGULARIDADE LONGITUDINAL E DEFLEXÃO RECUPERÁVEL

Modelos de previsão de desempenho são modelos matemáticos (equações ou sistemas de equações) desenvolvidos após análises de estudos elaborados para gerar um banco de dados de registros, com a finalidade de prever uma determinada condição ao longo do tempo de uma seção de pavimento. No campo da engenharia de pavimentos estes modelos podem estimar a evolução de parâmetros ligados à degradação, durante o ciclo de vida do pavimento, tais como: afundamento na trilha de roda, irregularidade longitudinal, área trincada, desgaste, deflexão recuperável, índice de gravidade global, valor da serventia atual, entre outros.

Como nesta dissertação somente foram utilizadas para comparações as previsões dos parâmetros de irregularidade longitudinal de pavimento e deflexão recuperável, aborda-se a seguir estes modelos de desempenho.

2.4.1 Modelos de previsão de irregularidade longitudinal

Em virtude dos dois segmentos em estudo estarem localizados na região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul e em rodovias federais administradas pelo DNIT (ex-DNER), serão analisados e comparados os resultados medidos em campo com os obtidos aplicando os modelos de previsão de desempenho de irregularidade longitudinal de pavimentos do método DNER-PRO 159/85 e da dissertação de mestrado de Lerch (2002), que visam estimar a irregularidade imediatamente após reforço/restauração com concreto asfáltico.

2.4.1.1 Modelo de previsão de irregularidade longitudinal desenvolvido por Lerch (2002)

Em sua dissertação de mestrado, Lerch (2002) analisou a evolução da irregularidade longitudinal de pavimentos em função da execução de recapeamentos com concreto asfáltico, em nove trechos de rodovias do Estado do Rio Grande do Sul com estruturas de pavimento representativas da malha do Estado, sendo que 90% dos trechos analisados possuíam camada de base com brita graduada simples. Dos segmentos analisados, três estão localizados na região noroeste do Estado. Os trechos estudados por Lerch (2002) totalizaram 256 km aproximadamente, registrando a irregularidade antes e após o recapeamento, comparando com as previsões do programa HDM-4 do Banco Mundial. Em função das diferenças entre as reduções previstas pelo programa e as medidas, houve necessidade de calibração dos modelos em alguns casos. Ao final, através de uma análise de regressão múltipla, obteve-se um modelo estatístico para a previsão da redução da irregularidade em função da espessura do recapeamento e da magnitude da irregularidade antes da realização dos serviços.

O modelo (06) proposto por Lerch (2002), mostrou-se muito significativo, apresentando um elevado coeficiente de determinação (r^2), igual a 97%.

$$\Delta IRI = 0,31.Esp + 0,87.IRI_{antes} - 3,17 \quad (06)$$

Onde:

ΔIRI = redução prevista da irregularidade longitudinal pós recapeamento (m/km);

Esp = espessura do recapeamento executado ($3 \leq Esp \leq 8$) (cm); e

IRI_{antes} = irregularidade long. medida antes recapeamento ($2 \leq IRI_{antes} \leq 7$) (m/km).

2.4.1.2 Modelo de previsão de irregularidade longitudinal DNER-PRO 159/85

No procedimento DNER-PRO 159/85 (Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos), são apresentados alguns modelos de previsão de desempenho para trincamento, afundamento na trilha de roda, irregularidade longitudinal, entre outros. A seguir, é apresentado o modelo (07) de desempenho utilizado para previsão da irregularidade longitudinal imediatamente após a restauração em concreto asfáltico.

$$QII_A = 19 + \frac{QI_A - 19}{0,602H + 1} \quad (07)$$

Onde:

QII_A = irregularidade do pavimento imediatamente após restauração (cont/km);

QI_A = irregularidade do pavimento antes da aplicação do concreto asfáltico (cont/km); e

H = espessura da camada de restauração em concreto asfáltico (cm).

Este modelo resultou de análises de regressão linear e não-linear, e os dados foram extraídos da pesquisa realizada pelo Instituto de Pesquisa Rodoviária (IPR) – “Pesquisa para avaliação estrutural de pavimentos” (1984). Como citado, este modelo é parte integrante da norma DNER-PRO 159/85. Houve a preocupação dos autores do modelo, em buscar uma expressão matemática que demonstrasse a relação com o fenômeno físico (Coelho e Queiroz, 1985).

Também no Brasil, há outros trabalhos de elevada importância realizados por Marcon (1996) e Yshiba (2003), que apresentaram modelos de previsão de desempenho para irregularidade longitudinal, deflexão, IGG e ATR, sendo estes dois últimos parâmetros apenas citados pelo primeiro Autor, nas malhas rodoviárias pavimentadas dos Estados de Santa Catarina e Paraná, respectivamente. Estes modelos não foram utilizados nesta pesquisa por se tratarem de modelos de desempenho para nível de rede e utilizam a variável tempo.

2.4.2 Modelos de previsão de deflexão

2.4.2.1 Modelo de previsão de deflexão do método DNER-PRO 159/85

O procedimento DNER-PRO 159/85 (Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis e Semi-rígidos) apresenta um modelo (08) para previsão do valor de deflexão recuperável do pavimento após a restauração. Vale ressaltar que o procedimento orienta que o levantamento defletométrico seja realizado de acordo com o método DNER – ME 024/78 (atual 024/94), que preconiza a utilização da viga Benkelman.

$$B_D = B_A (1 - 0,0687H^{0,415}) \quad (08)$$

Onde:

B_D = deflexão do pavimento após a restauração (0,01mm);

B_A = deflexão do pavimento anterior à restauração em análise (0,01mm); e

H = espessura da camada de restauração em concreto asfáltico (cm).

2.4.2.2 Modelo de previsão de deflexão recuperável do método DNER-PRO 011/79

O método DNER-PRO 011/79 (Avaliação Estrutural dos Pavimentos Flexíveis – Procedimento B), elaborado pelo engenheiro Francisco Bolivar Lobo Carneiro e equipe, está baseado no método de Celestino Ruiz (fórmula de Ruiz), pesquisador argentino que o apresentou em 1964. Tem como origem, a expressão matemática que se baseia na observação experimental da contribuição na redução da deflexão, traz a execução de uma espessura de reforço, proporcionando diminuição da deflexão inicial. Este experimento foi realizado com a utilização de viga Benkelman, conforme relato de Medina e Motta (2005). O método DNER (1979) apresenta o modelo (09) para o qual admite-se a previsão do valor de deflexão recuperável do pavimento após a restauração com sobreposição.

$$k = \frac{h}{\log \frac{D_0}{D_r}} \quad \text{ou} \quad D_r = \frac{D_0}{10^{\left(\frac{h}{k}\right)}} \quad (09)$$

Onde:

D_0 = deflexão do pavimento antes da restauração (0,01mm);

D_r = deflexão do pavimento posterior à restauração em análise (0,01mm);

k = fator de redução de deflexão para o material usado no reforço; e

h = espessura da camada de restauração em concreto asfáltico (cm).

Esta expressão é derivada da utilizada para dimensionamento de reforço de pavimento e para o caso de execução com concreto asfáltico, o coeficiente de redução de deflexão (k) deve assumir valor igual a 40. Vale ressaltar que este método também orienta que o levantamento defletométrico seja realizado de acordo com o método DNER – ME 024/78 (atual 024/94), que preconiza a utilização da viga Benkelman.

Desta forma, é encerrado o Capítulo 2 onde se fez uma revisão bibliográfica sobre os temas tratados nesta dissertação. No Capítulo seguinte é realizada uma descrição dos solos da região, clima, tráfego atual e as condicionantes para a escolha dos segmentos estudados.

3 DESCRIÇÃO DAS REGIÕES E DOS SEGMENTOS AVALIADOS

Os dois segmentos de rodovias federais que foram objeto de estudos de escritório e levantamentos de campo, antes e após a aplicação da solução de manutenção, estão localizados na região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, mais precisamente nos municípios de Cruz Alta na BR-158/RS (SEGMENTO A) e no de Guarani das Missões na BR-392/RS (SEGMENTO B).

3.1 ESCOLHA DOS SEGMENTOS AVALIADOS

Inicialmente buscou-se reconhecer segmentos onde estavam previstos serviços de restauração e que até aquela data ainda não haviam sido executados, dentro do programa de manutenção da malha rodoviária federal, denominado de CREMA (Contratos de Restauração e Manutenção). Para a pesquisa em questão, cabe salientar que apenas foram selecionados os locais onde estavam previstos serviços constituídos de fresagem de 5 cm da espessura do revestimento betuminoso em 100% da largura de pista e recomposição com 5 cm de concreto asfáltico, restando excluídos os segmentos que possuíam soluções de restauração com fresagem de áreas parciais e camada de revestimento com microrevestimento asfáltico. Ainda, definiu-se que os segmentos estudados deveriam ter a extensão de 200 metros. Essa extensão foi definida com o objetivo de caracterizar e conhecer bem os segmentos, o que poderia não ocorrer se a extensão fosse maior.

Além das características citadas no parágrafo anterior, os segmentos avaliados deviam ter:

- a) greide plano ou com pequena rampa;
- b) seção de terraplenagem em aterro;
- c) trecho em tangente;
- d) ocorrência de defeitos superficiais;
- e) não possuir CFT (camada final de terraplanagem) com material rochoso;

- f) inexistência de acessos laterais; e
- g) na sua extensão, não possuir bueiros.

Com base nas premissas expostas anteriormente, foram selecionados os dois segmentos parcialmente descritos neste item e mostrado nas Figuras 21 e 24, que atendem a todas as condicionantes citadas. Complementarmente as descrições deste item e as premissas do parágrafo anterior, são citadas a seguir algumas características dos segmentos avaliados.

Segmento A

Neste segmento de 200 metros, localizado entre os quilômetros 206+200 e 206+400, não há nenhum dispositivo de drenagem, pois a rodovia encontra-se em aterro e sem meio-fios, apenas existindo valas laterais ao corpo do aterro. A velocidade regulamentar no local é de 80 km/h e é permitida a ultrapassagem (sinalização horizontal do eixo descontínua). As duas faixas de rolamento possuem largura de 3,60 metros cada, com inclinação transversal de 2%, e os acostamentos 2,50 metros cada um, como pode ser observado na Figura 18. O revestimento da pista central é do tipo concreto asfáltico, a camada de base e sub-base é constituída de brita graduada simples (BGS) e a CFT é argilosa; o acostamento possui revestimento do tipo tratamento superficial duplo (TSD). A execução da solução de restauração, fresagem + 5 cm de recomposição com concreto asfáltico, prevista para este segmento e objeto desta pesquisa, ocorreu no final de março de 2010.

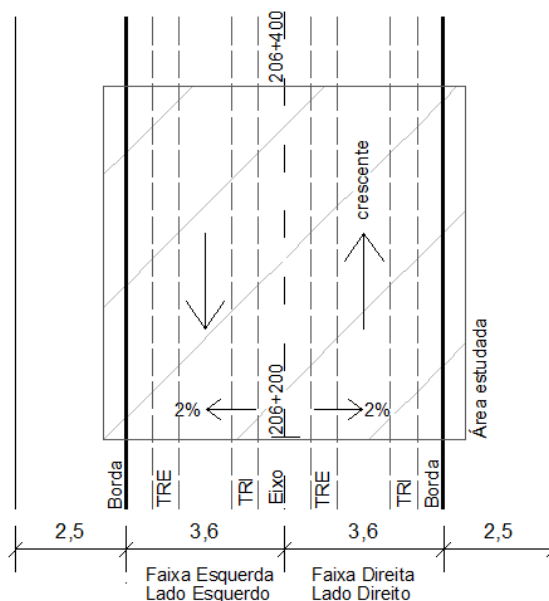


Figura 18: croqui do segmento estudado na BR-158/RS – Km 206+200 ao 206+400, Município de Cruz Alta/RS.

As coordenadas geográficas do início do Segmento A são: 28° 43' 16,2" Sul e 53° 35' 55,0" Oeste. E as, do final do Segmento são 28° 43' 23,2" Sul e 53° 35' 54,2" Oeste.

Segmento B

Tal como o segmento A, neste segmento não há nenhum dispositivo de drenagem. A velocidade regulamentar no local é de 60 km/h e não é permitida a ultrapassagem (sinalização horizontal do tipo contínua). Tanto a restrição à velocidade, quanto a proibição de ultrapassagem devem-se a aproximação com a interseção, do tipo rótula fechada, no acesso ao município de Guarani das Missões. As duas faixas de rolamento possuem largura de 3,60 metros cada, com inclinação transversal de 2%, e os acostamentos 2,00 metros cada, conforme apresentado na Figura 19. Os materiais da estrutura do pavimento da pista central e revestimento do acostamento são iguais aos do segmento A. A execução da solução de restauração, fresagem + 5 cm de recomposição com concreto asfáltico, deste segmento ocorreu no início de março de 2010.

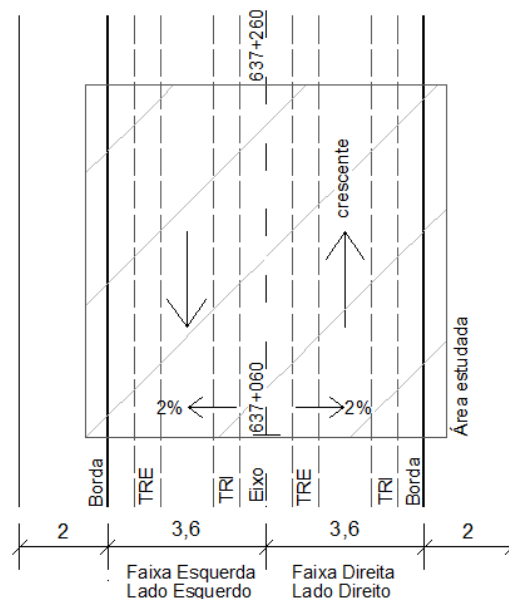


Figura 19: croqui do segmento estudado da BR-392/RS – Km 637+060 ao 637+260, Município de Guarani das Missões/RS.

As coordenadas geográficas do início do Segmento B são: 28° 08' 42,0" Sul e 54° 31' 03,4" Oeste. E as, do final do Segmento são 28° 08' 44,1" Sul e 53° 31' 10,7" Oeste.

3.2 DESCRIÇÃO FÍSICA E GEOLÓGICA

Município de Cruz Alta/RS

O município de Cruz Alta, no Estado do Rio Grande do Sul, está localizado na região denominada de Planalto Médio e o trecho estudado, Segmento A, localiza-se na BR-158/RS, entre o km 206+200 a 206+400, na parte sul do município a, aproximadamente, 5,5 km do entroncamento da BR-158/RS com a ERS-342, conforme mostrado na Figura 20. A altitude da sede do município é de 452 metros.

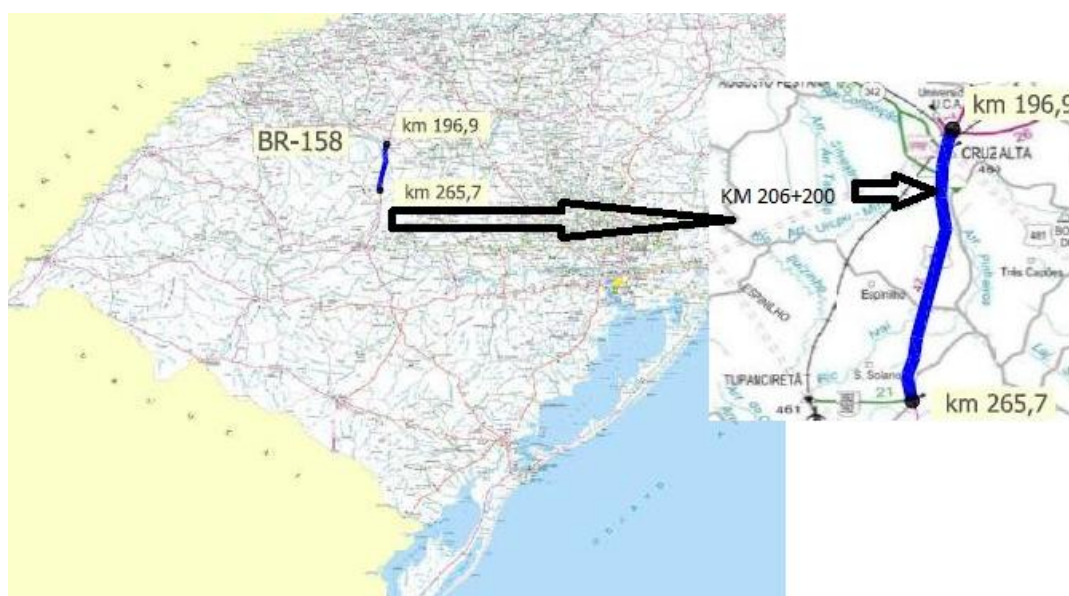


Figura 20: segmento avaliado da BR-158/RS – Trecho: Cruz Alta – Tupanciretã/RS, croqui de localização/situação.

As informações a seguir apresentadas foram obtidas em consultas aos mapas e textos disponíveis no portal da Secretaria de Planejamento e Gestão do Estado do Rio Grande do Sul (SEPLAG/RS). A região está inserida na unidade geomorfológica denominada Planalto Meridional. O clima do estado do Rio Grande do Sul é o temperado do tipo subtropical, classificado com mesotérmico úmido. No município a temperatura média anual está na faixa de 16° a 18°C e a precipitação pluviométrica média anual esta na faixa de 1.900 a 2.000 mm.

Com base nas consultas ao Mapa de Biomas do Brasil e sua nota técnica, elaborados pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE), verifica-se que a área onde está situado o trecho experimental, denominado Segmento A, localiza-se no chamado bioma Pampa, muito próximo do limite de divisa com o bioma Mata Atlântica. O bioma Pampa se caracteriza por clima chuvoso, sem período seco sistemático, mas marcado pelas frequentes

frentes polares e temperaturas negativas no período de inverno, com predominância de vegetação rasteira do tipo herbácea/arbustiva, com formações florestais pouco expressivas. O relevo é aplainado e suave ondulado, como pode ser observado na Figura 21.



Figura 21: vista geral do segmento monitorado da BR-158 – Km 206+200 ao 206+400, Município de Cruz Alta/RS – Condição inicial

Conforme o mapa geológico elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil (CPRM), o segmento A localiza-se dentro da formação geológica Tupanciretã, conforme mostrado na Figura 22. De acordo com a fonte, a referida formação é composta de arenito fino, quartzoso, paraconglomerado e arenito conglomerático, ambiente continental.

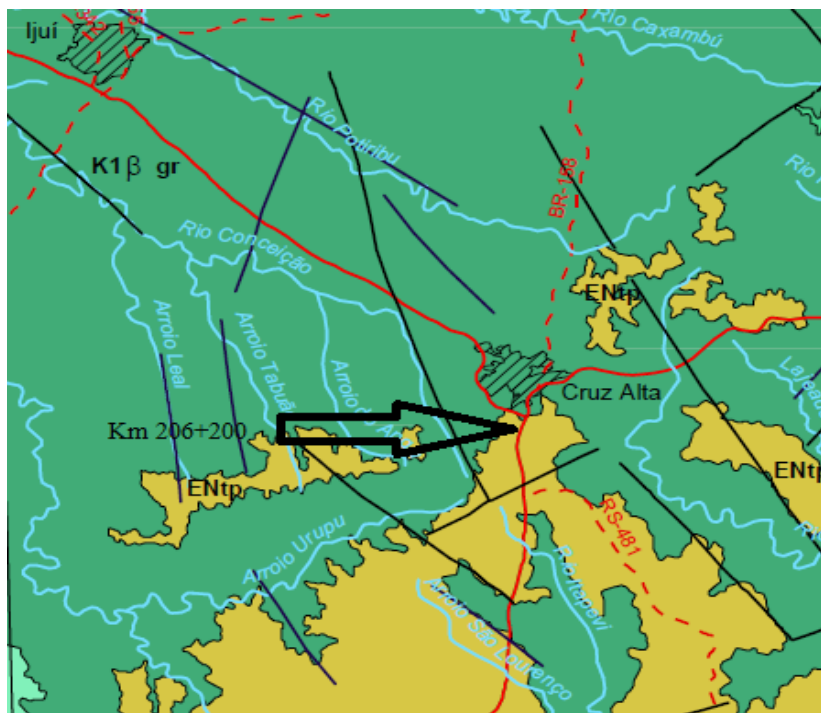


Figura 22: localização do Segmento A deste estudo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2008)

Município de Guarani das Missões/RS

O município de Guarani das Missões, no Estado do Rio Grande do Sul, está localizado na região denominada Missões, e o trecho estudado, segmento B, localiza-se na BR-392/RS, entre o km 636+060 ao 636+260, distante 100 metros do acesso principal ao município pela mesma rodovia, a aproximadamente 23 km do entroncamento com a ERS – 344, conforme mostrado na Figura 23. A altitude média da sede do município é de 267 metros.

Conforme SEPLAG/RS, a região também está inserida na unidade geomorfológica denominada Planalto Meridional. No município a temperatura média anual está na faixa de 18° a 20°C e a precipitação pluviométrica média anual esta na faixa de 1.800 a 1.900 mm.



Figura 23: segmento avaliado da BR-392/RS – Trecho: Santo Ângelo – Porto Xavier/RS, croqui de localização/situação.

Com base nas consultas ao Mapa de Biomas do Brasil e sua nota técnica, elaborados pelo IBGE verifica-se que a área onde está situado o trecho experimental, denominado Segmento B, localiza-se no chamado bioma Mata Atlântica. O bioma se caracteriza por clima dependente de maior volume e uniformidade de chuvas do que os biomas lindeiros. Formado por florestas ombrófilas (densa, aberta e mista) e estacionais, sendo conhecido como o mais descaracterizado dos biomas brasileiros, como observado na Figura 24. No planalto meridional ocorrem poucas e dispersas ocorrências de florestas ombrófilas mista, apresentando áreas de inserções de Estepes. É um complexo ambiental que incorpora cadeias de montanhas, platôs, vales e planícies.

O segmento experimental localiza-se dentro da formação geológica Serra Geral, como mostrado na Figura 25. De acordo com a fonte, a mesma é composta de derrames de basalto, basalto andecito, riolacitos e riolitos, onde intercalam-se arenitos, intertrápicos Botucatu na base e litarenitos e sedimentos vulcanogênicos da porção mediana ao topo da sequência (CPRM, 2008).



Figura 24: vista geral do segmento monitorado da BR-392 – Km 637+060 ao 637+260, Município de Guarani das Missões/RS – Condição inicial

3.3 CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA

No mapa de solos elaborado por Streck *et al.* (2008), verificou-se que ambos segmentos experimentais se situam na classe denominada de latossolo vermelho, sendo que o Segmento A possui o 3º Nível Categórico (NC), SiBCS, classificado como distrófico (saturação por base baixa, <50%) e o segmento B, como distroférico (saturação por base baixa, <50%, e elevado teor de ferro (Fe_2O_3), >18%). O Segmento A está situado na unidade Cruz Alta e o segmento B, na unidade Santo Ângelo. Ressalta-se que o Segmento B está localizado em região não homogênea quanto à ocorrência de solos, possuindo diversas inserções de solos da classe denominada neossolo regolítico eutrófico.

A saturação por bases (V) expressa a proporção de cátions básicos trocáveis (Ca^{2+} , Mg^{2+} , k^+ e Na^+) em relação à capacidade de troca de cátions. A saturação por bases é alta quando $V > 50\%$ e baixa quando for $V < 50\%$.

De acordo com Streck *et al.* (2008) o termo Latossolo deriva da presença de solos muito profundos e homogêneos, altamente intemperizados. Os Latossolos são geralmente profundos a muito profundos, bem drenados, e apresentam perfil com uma seqüência de horizontes A-Bw-C, onde o horizonte Bw é do tipo latossólico. Ainda, os latossolos têm pouco ou nenhum incremento de argila com a profundidade, apresentando transição difusa ou gradual entre os

horizontes, mostrando um perfil bastante homogêneo. Segundo os Autores, no RS estes solos se desenvolvem sobre substratos de basaltos e arenitos.



Figura 25: localização do Segmento B deste estudo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil – CPRM, 2008)

No Rio Grande do Sul, os latossolos foram diferenciados em latossolos brunos e latossolos vermelhos de acordo com a cor predominante no horizonte B. Os latossolos vermelho distroféricos (unidade Santo Ângelo) originados de basalto e os latossolos vermelho distróficos (unidade Cruz Alta) originados de arenito são encontrados na região do Planalto Médio e nas Missões, de acordo com os autores. Em virtude de terem origem de arenito, os latossolos vermelho distróficos de textura média (unidade Cruz Alta) que apresentam textura mais arenosa, são mais susceptíveis à erosão.

Nas sondagens realizadas no presente trabalho através de abertura de trincheiras para caracterização da camada final de terraplanagem existente, em ambos os segmentos experimentais, e comparando-os com as figuras apresentadas em Streck *et al.* (2008), verifica-se que a caracterização pedológica dos autores assemelha-se com os materiais encontrados na camada de terraplanagem, conforme Figura 26.

3.4 CARACTERIZAÇÃO DO TRÁFEGO

Os dados referentes à contagem de tráfego foram retirados do Projeto Básico e Executivo de Engenharia para Restauração de Rodovia do Tipo CREMA 2ª Etapa e para cálculo do número N foram utilizados os fatores de carga da USACE (United States Army Corps of Engineers). A contagem foi do tipo classificatória e volumétrica, realizada em 7 dias consecutivos (24 horas por dia). Os outros dados foram retirados dos projetos originais de implantação.

Segmento A

O projeto deste segmento foi implantado no início da década de 70 e a liberação ao tráfego deu-se em junho de 1975. A previsão de tráfego era de 471 veículos para 1974 e para o ano 1993, 1777 veículos.

Hoje a BR-158/RS no trecho entre os municípios de Cruz Alta e Tupanciretã é caracterizada pelo intenso tráfego de veículos de carga, por onde escoam as safras de grãos da região noroeste (celeiro do estado) em direção ao porto de Rio Grande. O tráfego atual é de VMD = 5671 veículos e VMDc = 2783 veículos, o que equivale a 49% do total. O número equivalente de aplicação do Eixo-Padrão (N) para o ano de 2011 é $6,0 \times 10^{+6}$, e o acumulado para o 10º ano (2020) é $6,9 \times 10^{+7}$.

Segmento B

A implantação deste segmento foi realizada na década de 90, e a liberação do tráfego deu-se no final dos anos 90. A previsão de tráfego para o primeiro ano era de VMD = 762 veículos (411 comerciais) e N de $1 \times 10^{+6}$, e para o vigésimo ano, 1911 veículos (1047 comerciais) e N acumulado de $2,1 \times 10^{+7}$.

Segunda a fonte CREMA, a BR-392/RS entre os municípios de Santo Ângelo e Porto Xavier (divisa com a Argentina), possui tráfego atual de VMD = 1807 veículos (VMDc = 587 veículos), o que equivale a 32,5% do total. O número equivalente de aplicação do Eixo-Padrão (N) para o ano de 2011 é de $1,1 \times 10^{+6}$, e o acumulado para o 10º ano é $1,3 \times 10^{+7}$.



Figura 26: (a) e (c) sondagem no subleito dos trechos estudados; (b) latossolo vermelho distrófico (unidade Cruz Alta) e (d) latossolo vermelho distroférrico (unidade Santo Ângelo). (STRECK *et al.*, 2008)

3.5 PROJETO DE RESTAURAÇÃO

As obras de restauração nos segmentos estudados nesta dissertação são parte integrante do Programa de Manutenção Rodoviária denominado CREMA 1ª Etapa, implantado pelo DNIT nas rodovias federais. O período de vigência dos contratos que englobam os segmentos estudados é de 2 anos, e tiveram seu início em abril de 2009. Este programa prevê a recuperação funcional da rodovia e não estrutural, com o intuito de devolver e manter a trafegabilidade da via pelo período de 2 anos com os níveis de qualidade estabelecidos. Em função dos dados levantados para elaboração do projeto de restauração funcional e do curto período do contrato de manutenção, houve locais onde eram necessárias intervenções

estruturais e o programa não obteve tanto êxito, porém a trafegabilidade da pista, através das atividades de conservação, foi mantida pelo período contratado.

Neste programa de manutenção, no primeiro ano de contrato são realizadas as intervenções (principalmente restaurações) previstas para o pavimento e a sinalização. No segundo ano as empresas continuam responsáveis pela via, realizando os serviços de manutenção na pista (conservação) e refazendo eventuais serviços executados e que não tenham atingido a qualidade prevista.

A elaboração destes projetos foi realizada tendo como base um Levantamento Visual Contínuo com o objetivo de inventariar os defeitos existentes no pavimento, tendo como base a norma DNIT PRO-008/2003. Também foram realizadas vistorias preliminares nos segmentos buscando indicar preliminarmente as soluções de conservação a serem executadas.

Dentre os diversos tipos de soluções a serem aplicadas na pista central, citam-se algumas como: fresagem em áreas parciais ou totais da pista e recomposição das áreas com espessura definida de concreto asfáltico (CA); lama asfáltica; microrevestimento com polímero; reperfilagem com CA; recapeamento com CA; TSS e TSD. Também existem soluções previstas para os acostamentos, porém não serão apresentadas pois este trabalho trata apenas da pista de rolamento.

Segmento A

O revestimento asfáltico utilizado na restauração do Segmento A, objeto deste estudo, é do tipo concreto asfáltico, e adotada a faixa granulométrica “B” da norma DNIT 031/2006 – ES. O material pétreo é proveniente da Pedreira Mônego, no município de Cruz Alta/RS, o filler da cidade de Caçapava do Sul e o ligante asfáltico convencional CAP 50/70 da REFAP/Canoas/RS. O Volume de vazios de projeto é de 4% com teor de ligante de 5,0%.

A solução de restauração projetada para este contrato previa a execução contínua de 30 km de fresagem + 5cm de recomposição com concreto asfáltico, dos quais 200 metros foram acompanhados para realização desta dissertação.

Segmento B

O revestimento asfáltico utilizado na restauração do Segmento B, objeto deste estudo, é do tipo concreto asfáltico, e adotada a faixa granulométrica “C” da norma DNIT 031/2006 – ES. O material pétreo é proveniente da Britagem Paim, no município de Coronel Barros/RS, o

filler da cidade de Caçapava do Sul e o ligante asfáltico convencional CAP 50/70 da REFAP/Canoas/RS. O Volume de vazios de projeto é de 4% com teor de ligante de 4,87%.

A solução de restauração projetada para este contrato previa a execução contínua de 10 km de fresagem + 5cm de recomposição com concreto asfáltico, dos quais 200 metros foram acompanhados para realização desta dissertação.

Após esta sucinta descrição da região, clima, tráfego, dos segmentos estudados e dos projetos de restauração, no Capítulo seguinte são apresentados os procedimentos e técnicas empregados para alcançar os objetivos desta dissertação.

4 PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EMPREGADOS NA PARTE EXPERIMENTAL DA PESQUISA

Após a definição e localização dos segmentos a serem estudados, partiu-se para a definição dos ensaios e levantamentos que seriam realizados em campo e os que seriam realizados em laboratório (laboratórios das empresas executoras das obras e no Laboratório de Pavimentação-LAPAV/UFRGS). Como grande parte dos ensaios seriam realizados pelas empresas executoras da manutenção/conservação dos segmentos, os mesmos deveriam ser de uso comum.

Em cada segmento estudado, realizaram-se 3 sondagens em poços de inspeção, através da abertura de trincheiras no pavimento da pista de rolamento (área em torno 1,0x2,0 metros), localizadas na borda direita da faixa junto ao acostamento, buscando identificar a espessura dos materiais utilizados em sua construção e suas características de comportamento atuais, além da coleta de material para ensaios em laboratório, conforme croqui de localização apresentado na Figura 27. Constatou-se que as estruturas do pavimento são semelhantes, mesmo com épocas distintas de construção, apenas diferenciando-se pela espessura da camada de material asfáltico no revestimento, provavelmente em função das manutenções ao longo do tempo. As camadas de base e sub-base são constituídas de brita graduada simples e a CFT (camada final de terraplenagem) argilosa.

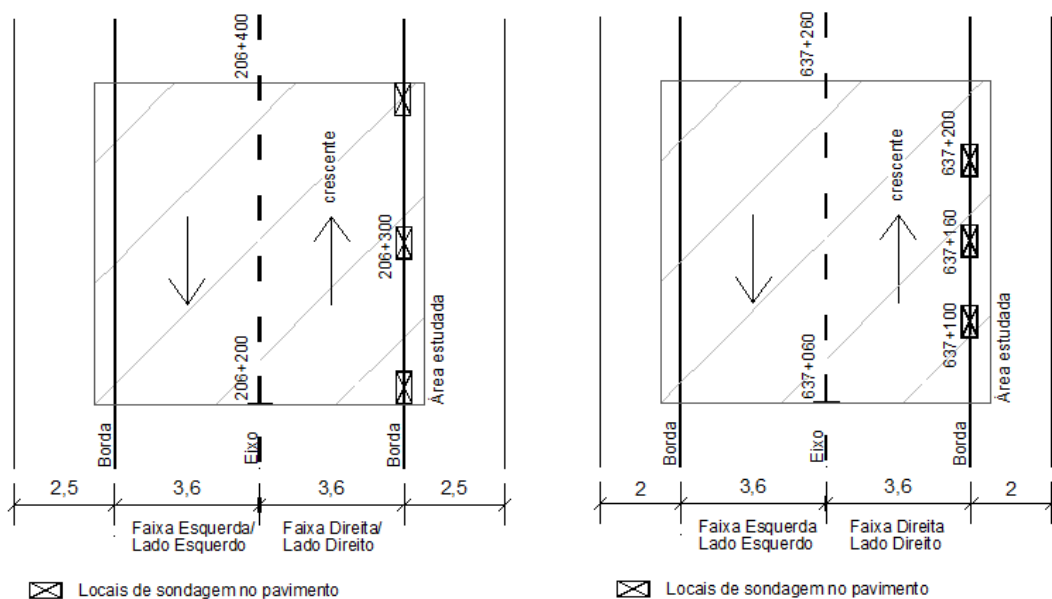


Figura 27: croqui de localização das sondagens de pavimento.

4.1 ENSAIOS DE CAMPO

4.1.1 Determinação do teor de umidade

Em cada camada da estrutura do pavimento, com exceção das betuminosas, foram realizados os ensaios para determinação da umidade em campo, empregando-se a norma DAER/RS EL 301/99, conhecida como Método da Frigideira, para posterior comparação com os teores de umidade ótima.

4.1.2 Determinação da massa específica aparente seca em campo ($\gamma_{s \text{ campo}}$)

Nos poços de inspeção abertos na pista de rolamento foram realizados ensaios para determinação da massa específica aparente seca (MEAS) em campo, com emprego do frasco de areia, nas camadas de base, sub-base e CFT, utilizando o método preconizado na norma DNER-ME 092/94. Este valor de $\gamma_{s \text{ campo}}$ é utilizado para cálculo do Grau de Compactação (GC), que é o quociente resultante da divisão da massa específica aparente seca obtida em campo pela massa específica seca máxima obtida em laboratório no ensaio de compactação.

4.1.3 Levantamento defletométrico

Foram realizados levantamentos das deformações recuperáveis do pavimento sobre a camada de revestimento betuminoso antes da fresagem e após a aplicação da solução de manutenção/restauração. Estes levantamentos foram realizados com viga Benkelman analógica, seguindo as orientações da norma DNER-ME 024/94 e DNER-PRO 011/79 (quanto à localização). As medidas foram tomadas nas trilhas de roda externas (TRE) afastadas de 20 em 20 metros em cada faixa. Foram obtidos, para todos os pontos de avaliação, os valores referentes a deflexão (D_0), no centro das rodas, e a deflexão a 25 cm de distância (D_{25}), que possibilitam o cálculo do R, conforme explanado no item 2.3.2.1.

4.1.4 Levantamento de irregularidade longitudinal e ATR

Em ambos os segmentos foram realizadas medições da irregularidade longitudinal e do afundamento nas trilhas de roda (ATR), antes de iniciar as atividades de fresagem e logo após o recapeamento, nas duas faixas de rolamento, sendo o lado direito (LD) percorrido no sentido crescente da quilometragem e o lado esquerdo (LE) no sentido contrário, ou seja, cada faixa foi percorrida no respectivo sentido do trânsito.

Em cada faixa de rolamento foi levantada a irregularidade e ATR da trilha de roda externa (TRE) e interna (TRI). Foi utilizado um perfilômetro inercial acoplado num veículo, croqui mostrado na Figura 28, denominado Ciberlaser, desenvolvido pela empresa Ciber métrica. O funcionamento do perfilômetro consiste na leitura simultânea do deslocamento longitudinal da altura do veículo até o pavimento e da aceleração vertical do veículo. Os dados são processados para que a aceleração vertical registrada seja transformada em deslocamento vertical do veículo. Com esta última medida, corrigem-se todos os valores de altura para obter-se o perfil longitudinal. O equipamento realiza a medição dos perfis longitudinal e transversal de pavimentos com o auxílio de medidores de distância sem contato (a laser), medidores de aceleração vertical do veículo (acelerômetros), e um sistema preciso de medição de deslocamento/velocidade, tudo gerenciado por um computador portátil, sendo capaz de realizar medições à frequência de 1700 medidas por segundo, aproximadamente em cada um dos sensores. Para medição do ATR, os sensores devem ter o posicionamento na barra de forma que simulem uma treliça (conforme o que se faz na norma DNIT 006/2003-PRO quando se utiliza a treliça de alumínio). Portanto, utilizam-se 5 módulos laser, os quais são posicionados ao longo de uma barra, sendo que 2 módulos ficam posicionados nas extremidades da barra, outros 2 módulos ficam posicionados sobre as trilhas de roda e por fim, um módulo fica no meio da barra, como pode ser observado na Figura 28. Nesta pesquisa foram utilizados cinco módulos laser que funcionam por triangulação e dois acelerômetros, inseridos numa barra metálica de 140 centímetros de comprimento na horizontal acoplada a um veículo de porte leve (Volkswagem/Gol), como mostrado na Figura 29.

Para obtenção do perfil transversal completo da faixa de rolamento, a exemplo do que ocorre nos países desenvolvidos, deve-se utilizar inúmeros laser para levantamento, algo em torno de 11. Neste trabalho foram utilizados 5 módulos para levantamento dos ATR em função do equipamento disponível (cedido), embora se reconheça sua limitação. Porém, no Brasil vem sendo utilizados frequentemente apenas 3 módulos para levantamento de ATR. A disponibilização no país de um equipamento com 5 módulos já mostra uma evolução no levantamento destes dados.

A velocidade de deslocamento do veículo para o levantamento pode variar, porém deve-se respeitar o limite inferior de 30 km/h. Com a utilização deste equipamento, os resultados de IRI e ATR são apresentados para cada trilha de roda, a qual é denominada trilha de roda interna (TRI) aquela que fica próxima ao centro da pista e trilha de roda externa (TRE) aquela

próxima a borda externa da faixa. Maiores detalhes sobre o equipamento podem ser obtidos em Barella (2008).

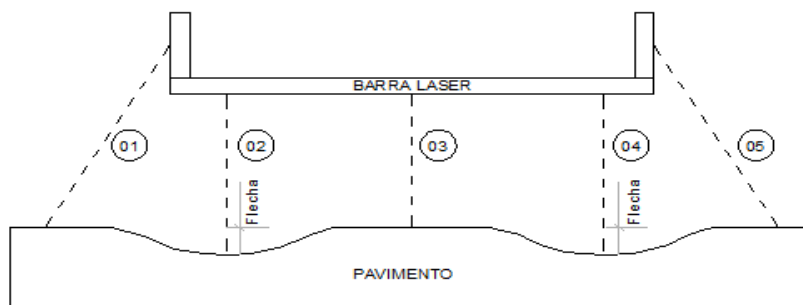


Figura 28: croqui esquemático do perfilômetro laser, mostrando o posicionamento dos medidores.

4.1.5 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis (IGG)

Em virtude da curta extensão dos segmentos (200m) não foi realizado o levantamento do tipo VSA, optando-se pela avaliação objetiva da superfície do pavimento, antes da execução da solução de restauração, buscando identificar a ocorrência e severidade de defeitos na superfície do revestimento. O inventário foi realizado seguindo as recomendações da norma DNIT 006/2003-PRO e, após o levantamento dos dados em campo, os mesmos foram processados e obtido o parâmetro IGG (Índice de Gravidade Global), que retrata o grau de deterioração da superfície. O levantamento do ATR foi realizado com treliça metálica.

4.1.6 Avaliação da macrotextura através do ensaio de Mancha de areia

Após a execução da solução de restauração, foram realizados ensaios de mancha de areia para avaliação da textura, sendo um em cada faixa de cada segmento. Os ensaios foram realizados de acordo com a norma ASTM E 965-96 – *Standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique*, e o tráfego foi interrompido nos dois sentidos para evitar alterações nos resultados quando da passagem do tráfego na faixa adjacente. Na Figura 30, pode ser observada a realização do ensaio na BR-158/RS, no km 206+220 LD.



Figura 29: detalhe do perfilômetro inercial utilizado no levantamento da irregularidade nos segmentos estudados, com 2 módulos levantados.



Figura 30: realização de ensaio de mancha de areia na BR-158/RS, km 206+220 LD.

4.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.2.1 Ensaios de compactação, teor de umidade e granulometria

Foram realizados ensaios de compactação e determinação do teor de umidade para cada camada de material retirado da estrutura do pavimento dos segmentos estudados. Para cada camada amostra realizou-se um ensaio de compactação, sendo que nas camadas de base e sub-base de brita graduada simples foi utilizada a energia de compactação modificada de Proctor e na CFT, a energia normal. Estes ensaios têm por finalidade determinar a massa específica aparente máxima e a respectiva umidade ótima. A preparação da amostra e a compactação foram realizadas de acordo com a norma DNER – ME 129/94, com as respectivas energias de compactação para cada material. A determinação do teor de umidade em cada ponto foi obtida empregando-se a norma DNER-ME 213/94. A distribuição granulométrica de cada material foi determinada de acordo com a norma DNER-ME 083/98 (para agregados graúdos e miúdos) e a norma DNER-ME 080/94 (para os solos).

4.2.2 Determinação do Índice de Suporte Califórnia (California Bearing Ratio)

Também, para cada material, foram determinados os valores de Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR em inglês) e a expansão, empregando-se a norma DNER-ME 049/94. Para a realização do ensaio foram utilizados os parâmetros de massa específica aparente seca máxima e o teor de umidade ótima obtidos nos ensaios elencados no item 4.2.1 deste capítulo.

4.2.3 Verificação do Equivalente de areia

Com o propósito de avaliar a ocorrência e quantidade de materiais impróprios existentes nas amostras dos materiais de base e sub-base coletados nas trincheiras dos dois segmentos experimentais, foram realizados ensaios de equivalente de areia, segundo a norma DNER-ME 054/97. Na realização deste ensaio, uma amostra com partículas menores do que 4,8mm é colocada numa proveta com cloreto de cálcio-glicerina-formaldeído e, após repouso, agitação e repouso novamente, por tempos especificados, é medida a altura do material floculado em suspensão e do material depositado por sedimentação. O equivalente de areia é a relação volumétrica entre o nível superior da areia e o nível superior da argila, no recipiente padrão.

4.2.4 Determinação dos Limites de Atterberg

Nas amostras coletadas do material do subleito dos dois segmentos experimentais foram realizados ensaios para determinação do Limite de Plasticidade (LP) e Liquidez (LL), sendo que a diferença entre estes dois índices resulta o Índice de Plasticidade (IP). Os ensaios foram executados de acordo com a norma DNER-ME 082/94 (determinação do limite de plasticidade) e DNER-ME 122/94 (determinação do limite de liquidez). Estes ensaios foram realizados com o material passante na peneira 40, conforme preconiza a norma para preparação de amostras para caracterização, DNER-ME 041/94. Os resultados são utilizados para classificação dos solos.

Na brita graduada simples das camadas de base e sub-base não foi possível realizar estes ensaios, pois o material é não plástico, conforme a classificação das normas citadas no parágrafo anterior.

4.2.5 Ensaios triaxiais de carga repetida

Buscando modelos do módulo de resiliência (MR) dos materiais constituintes das camadas de base, sub-base e subleito, foram realizados ensaios triaxiais de carga repetida, o qual tem como referência normativa a norma DNER-ME 131/94 e a norma da AASHTO TP46-94. Foram aplicados os pares de tensão σ_d e σ_3 , da norma da AASHTO TP46-94 e os ensaios foram realizados no LAPAV/UFRGS. Os corpos-de-prova foram moldados em um molde de metal tripartido com altura igual a 20 cm e diâmetro igual a 10 cm, tomando como base os parâmetros obtidos das curvas de compactação. Para o material do subleito de cada segmento foram realizados dois ensaios, sendo um com o teor de umidade ótima e o outro com algum dos teores de umidade encontrado nas sondagens em campo, sendo no segmento A com teor 1,4% acima da ótima e para o segmento B, com teor 5% abaixo da ótima.

Como o material constituinte das camadas de base e sub-base foi identificado como brita graduada simples com mesmas características, optou-se por realizar o ensaio apenas com o material colhido na camada de base. Assim, foi executado para cada segmento um ensaio de módulo com o teor de umidade ótima e outro com um valor de teor representativo encontrado em campo, que para o Segmento A foi de 2,6% acima do teor ótimo, e no Segmento B foi de 1,9% abaixo da umidade ótima.

Adotou-se moldar os CPs com a umidade especificada para o ensaio, alguns acima e outros abaixo do teor ótimo, dada à dificuldade de estabelecer o comportamento da secagem. Após a compactação do corpo-de-prova, o mesmo foi colocado na câmara triaxial e realizada a fase inicial de aplicação de ciclos de tensões de condicionamento, na qual não são registradas as deformações. A aquisição dos dados de tensão desvio, tensão confinante e deformação elástica são realizadas automaticamente pelo programa de controle do ensaio, o qual também calcula os módulos de resiliência.

4.2.6 Aplicação dos modelos de desempenho

Com os dados de irregularidade longitudinal (IRI), antes e após a restauração com fresagem e recomposição com concreto asfáltico, foram aplicados os modelos de desempenho apresentados no item 2.4.1, para comparação dos resultados medidos em campo e as respectivas previsões. Foram considerados os valores de irregularidade para cada trilha de roda, totalizando duas trilhas de roda por faixa (lado), e, denominando a trilha de roda próxima ao bordo do pavimento como trilha de roda externa (TRE) e a localizada junto ao eixo da pista como trilha de roda interna (TRI).

Cabe salientar que os modelos de desempenho apresentados na Revisão Bibliográfica, Capítulo 2 (tanto para irregularidade quanto para deflexões), foram elaborados e se aplicam para obras de recapeamento, ou seja, superposição de camadas asfálticas. Porém neste trabalho optou-se por utilizar estes modelos de previsão de irregularidade para estimar a variação da irregularidade com obras de fresagem e recomposição/recapamento com 5 cm de espessura. Um dos motivos foi o desconhecimento de modelos de previsão de desempenho para a técnica conjugada de fresar e recompor, que atualmente é bastante empregada nas obras de manutenção e outro seriam, a comparação da aplicação destes modelos com a técnica utilizada na restauração dos segmentos deste estudo.

Com os dados do levantamento defletométrico, deflexão máxima (D_0), antes e após os serviços de restauração, foram aplicados os modelos de previsão de desempenho apresentados no item 2.4.2.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Este capítulo é destinado à apresentação e análise dos resultados dos ensaios laboratoriais e os de campo comentados no Capítulo 4. São apresentados os resultados referentes à aplicação dos modelos de desempenho expostos no item 2.4 e a comparação com os valores obtidos em levantamentos após a aplicação da solução de manutenção. A execução da restauração dos dois segmentos estudados foi realizada em março de 2010.

5.1 RESULTADOS DE ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1.1 Materiais de subleito

A seguir são apresentados os resultados dos ensaios de granulometria, limites de Atterberg, compactação, ISC e ensaio de triaxial de carga repetida, realizados conforme descrito nos itens 4.2.1, 4.2.2, 4.2.4 e 4.2.5.

5.1.1.1 Granulometria

Na Tabela 08 são apresentados, resumidamente, os resultados deste ensaio para o material do subleito dos dois segmentos estudados e nas Figuras 31 e 32 as curvas granulométricas.

O material do segmento A, com 54% passante na #40 e retido na #200, possui maior fração na faixa de areia fina (siltosa ou argilosa) e do segmento B com 92% passante na #200, argila ou silte. Tal enquadramento foi realizado sem o ensaio de granulometria por sedimentação, que quantifica o percentual de silte e de argila na fração passante na peneira 200. Analisando a Tabela 25, percebe-se que o percentual passante na #200 no segmento A é de 39% e no segmento B é 92%, e esta diferença elevada certamente contribui para os diferentes comportamentos dos dois materiais (teor de umidade, limites de Atterberg, MEAS, módulo de resiliência, CBR, entre outros). Maiores informações sobre a classificações de solo são apresentadas no item 5.1.1.2.

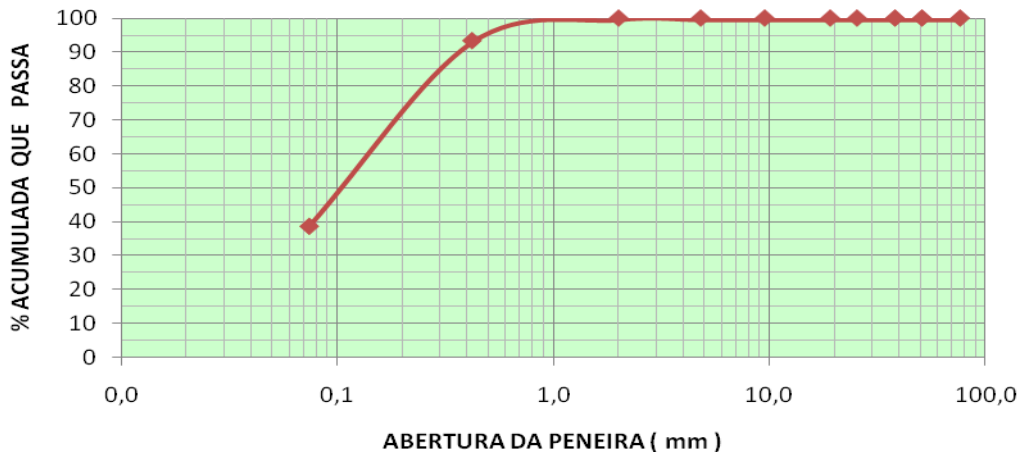


Figura 31: distribuição granulométrica do solo do subleito do Segmento A - BR-158/RS.

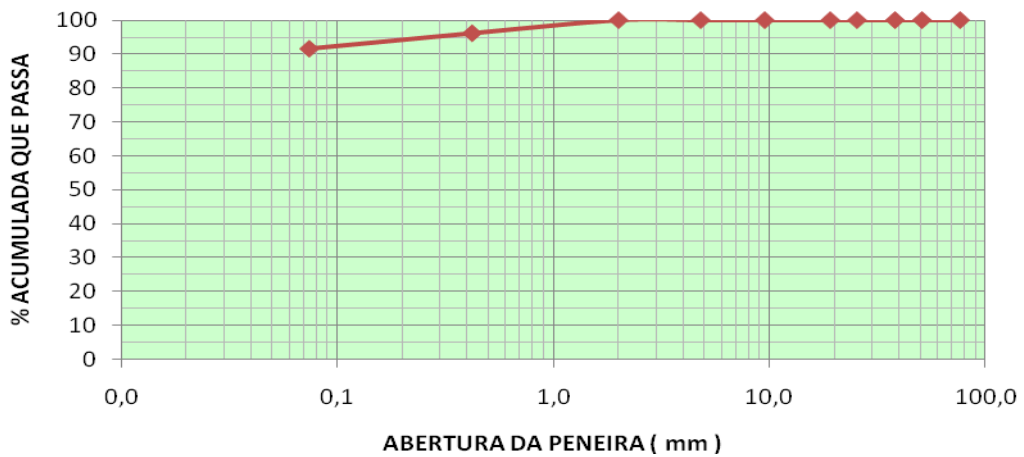


Figura 32: distribuição granulométrica do solo do subleito do Segmento B - BR-392/RS.

Tabela 08: resumo da granulometria do material do subleito dos dois segmentos.

Material do Subleito	Resumo granulometria		
	passante #10	passante #40	passante #200
Segmento A	100	93	39
Segmento B	100	96	92

5.1.1.2 Limites de Atterberg e Classificação de solos

Conforme mencionado no item 4.2.4, foram realizados ensaios para determinação do LP e LL, com o intuito de aplicar a classificação TRB (*Transportation Reserch Board*) e SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos).

A classificação TRB (antigo HRB) é baseada na granulometria e nas propriedades de consistência dos solos. No SUCS, os solos são classificados por um conjunto de letras, sendo que a primeira indica o tipo principal do solo e a seguinte se refere a dados complementares. Maiores detalhes sobre as classificações podem ser obtidos em Pinto (2002).

Conforme os dados da Tabela 09, o Limite de Liquidez para o material do subleito do segmento A é de 28,9, e este solo foi classificado no Sistema TRB como do Grupo A – 4 (solos siltosos) e no SUCS como SC (areia - argilosa). O Grupo A- 4 é caracterizado como solos siltosos não plásticos, ou moderadamente plásticos, com mínimo de 40% passante na #200 e LL máximo de 40%.

O material do segmento B, com LL de 50,3% é classificado no Sistema TRB como do Grupo A-7-5 (solos argilosos) e classificação SUCS como CH (argilas inorgânicas de alta plasticidade). Solos do Grupo A-7-5 são argilosos, plásticos, e comumente sofrem elevada mudança de volume entre os estados seco e úmido.

Pode-se perceber a diferença nas classificações tradicionais, principalmente no Segmento A, onde resta dúvida quanto à classificação do material, incluso com a maior fração granulométrica contida na porção de Areia Fina. Para este caso, onde a região possui classificação pedológica na classe denominada latossolo vermelho, em região bem drenada, onde o teor de argila não tem incremento com a profundidade, seria recomendado realizar, complementarmente, a classificação MCT para designação do solo e seu comportamento.

Tabela 09: Limites de Atterberg e dados necessários a Classificação TRB e SCUS, para os materiais da CFT dos Segmentos A e B.

Material do Subleito	Passante #200	LP (%)	LL	IP	IG	Classificação TRB	Classificação SUCS
Segmento A	39	20,0	28,9	8,9	0,8	A – 4 (1)	SC
Segmento B	92	37,3	50,3	13,0	11,2	A – 7 – 5 (11)	CH

5.1.1.3 Compactação e ISC

Os resultados dos ensaios de compactação e ISC são apresentados na Tabela 10, e foram realizados conforme o item 4.2.1 e 4.2.2. A expansão medida para os dois materiais permite sua utilização na camada final de terraplenagem, segundo a norma DNIT (2006) o limite para expansão no subleito é de 2%.

Tabela 10: resumo dos ensaios de laboratório dos materiais do subleito da BR-158/RS e BR-392/RS e alguns dados de ensaios de campo.

Material do Subleito	Resumo granulometria			Compactação		ISC e Expansão		Ensaio de Campo	
	passante #10	passante #40	passante #200	MEAS (Kg/m ³)	Teor de umidade ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)	MEAS média (Kg/m ³)	Teor de umidade (%)
Segmento A	100	93	39	1.780	16	24	0,35	1.711	16,6
Segmento B	100	96	92	1.370	37	10	0,05	1.389	33,5

Comparando os dados referentes ao teor de umidade e MEAS de campo, e os dados de MEAS e teor de umidade ótimo obtidos em laboratório obtém-se o GC (Grau de compactação) conforme Tabela 11. Em média o GC do material do subleito para o segmento A é de 96% (valores entre 94,6% e 97,5%) enquanto que do segmento B é de 100% (valores entre 98% e 103%), conforme Tabela 12.

Estes valores baixos de GC para o subleito do Segmento A, em oposição aos resultados encontrados para o Segmento B, podem ter como causa: a idade das rodovias e uma descompactação com o passar do tempo e solicitações; não conformidade construtiva ou de reconstrução; requisitos atuais de compactação diferentes dos da época de construção; falta de manutenção nos revestimentos fissurados permitindo o umedecimento excessivo das camadas a ponto de gerar diminuição da resistência e a descompactação.

Na trincheira localizada no Segmento A, km 206+400, o subleito possui GC=94,6% e a camada de base possui GC= 92,2% possivelmente evidenciando uma das causas para a deterioração do revestimento. A falta de compactação das camadas de base e do subleito diminui sua resistência aos esforços repetitivos das solicitações do tráfego.

O teor de umidade médio encontrado em campo para o segmento A (16,6%) apresenta valor próximo ao teor ótimo (16%), porém, dos três locais avaliados, dois possuem teor de umidade acima do teor ótimo, um com 1,3% e outro com 1,4% maior que o teor ótimo.

Tabela 11: GC da CFT na BR-158/RS, Segmento A.

Grau de compactação	
Local	Subleito
206+200	97,5%
206+300	96,2%
206+400	94,7%

Tabela 12: GC da CFT na BR-392/RS, Segmento B.

Grau de compactação	
Local	Subleito
637+100	102,3%
637+160	103,3%
637+200	98,7%

Teores de umidade de campo maiores que o teor ótimo também são encontrados na avaliação das camadas de base e sub-base, onde se encontrou umidade de campo com até 4%.

O Segmento B apresentou umidade de campo média de 33,5%, portanto, abaixo do teor ótimo (37%). Os valores encontrados para o teor de umidade ótimo e massa específica aparente seca dos materiais dos dois segmentos estão condizentes com os tipicamente encontrados na região. Durante a sondagem no Segmento B, encontrou-se a parte superior do subleito saturada, com aspecto barroso, inclusive com contaminação visível nas camadas de base e sub-base, porém esta parte saturada somente estava afetando os 2 centímetros superiores da CFT, e como o material foi avaliado em 15 centímetros de altura, não houve alteração do teor de umidade da camada.

Encerrando o item 5.1.1, referente aos ensaios de laboratório do material do subleito, é realizada a comparação destes resultados com os obtidos para uma argila vermelha do município de Ijuí, analisada e caracterizada em Wayhs (2004).

Wayhs (2004) estudou um solo denominado argila vermelha de Ijuí (município a 40km do Segmento A e 70km do Segmento B), que encontra-se na mesma região de classificação pedológica (latossolo vermelho) que os segmentos estudados. A grande parte dos resultados deste solo é semelhante ao solo da CFT do Segmento B (BR-392/RS). A argila vermelha de Ijuí apresentou $LL = 63\%$; $IP = 25\%$, $W_{ot} = 32,4\%$; $ISC = 12\%$; $MEAS = 1.400 \text{ kgm}^3$ (máxima), e também foram realizados ensaios da classificação MCT, resultando, que a argila vermelha de Ijuí foi classificada como LG'- solo de comportamento laterítico argiloso.

5.1.1.4 Módulo de Resiliência

Seguindo a metodologia descrita no item 4.2.5, foram realizados ensaios triaxiais de carga repetido para a obtenção do módulo de resiliência (MR) do material da camada final de terraplenagem dos dois segmentos avaliados.

Segmento A

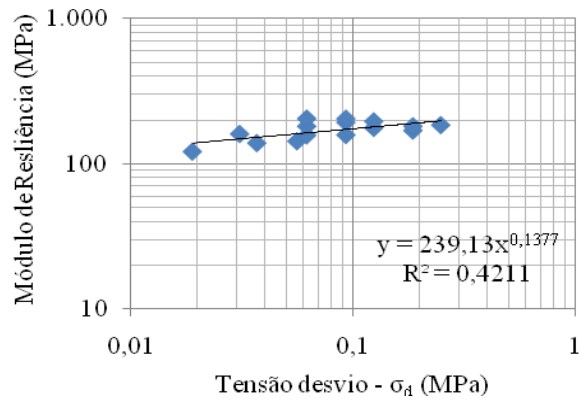
No solo da CFT do segmento A (BR-158/RS) constatou-se que o valor do módulo de resiliência variou, principalmente com a tensão confinante, o que era esperado em função de sua classificação SUCS como areia-argilosa (SC) e sua fração granulométrica predominante de Areia Fina. Segundo Medina e Motta (2005), o modelo granular ou arenoso (MR *versus* σ_3) é observado em solos com menos de 50% passando na #200.

Nas Figuras 33 e 34, apresentam-se os gráficos de MR *versus*: (a) tensão desvio (MPa), (b) tensão confinante (MPa) e (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}). Na Figura 33 os resultados são de CP moldado com teor de umidade igual a 17,4%, valor do maior teor de umidade encontrado nas sondagens do subleito deste segmento e na Figura 34, o CP foi moldado com o teor de umidade ótima (16%). Embora se reconheça que moldar um corpo de prova com umidade maior que a ótima é um efeito diferente de moldar com a umidade ótima e após adicionar um excesso umidade.

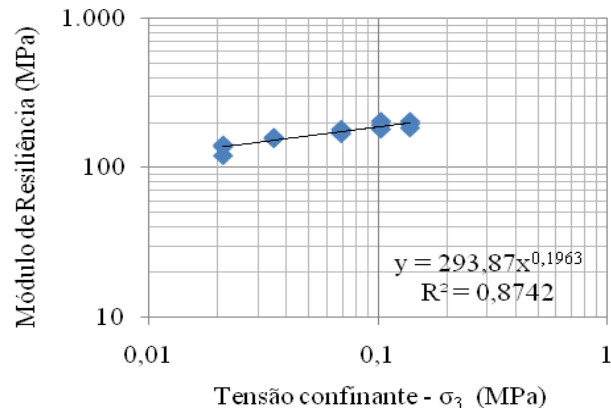
Para o modelo MR *versus* σ_3 , o coeficiente de determinação (r^2) para o CP moldado com o teor de umidade ótima é de 95%, e para o outro CP, com umidade de 17,4%, é de (r^2) 87,4%. Para o modelo MR *versus* θ/p_{atm} (logxlog), os coeficientes de determinação foram de 99,6% e 87%, para o CP com umidade ótima e o CP com 1,4% a mais, respectivamente.

Pode-se observar que para estes dois ensaios com teores de umidade diferentes, o comportamento do MR para o teor ótimo é mais dependente da tensão confinante, evidenciado pela diferença nos coeficientes das equações. Para ambos os teores de umidade, os maiores valores encontrados para o MR são da ordem de 200 a 220 MPa. O modelo 10, apresentada na Figura 34(c), mostra a relação do MR com θ/p_{atm} , com $r^2 = 99,6\%$, para material do subleito com teor de umidade ótima.

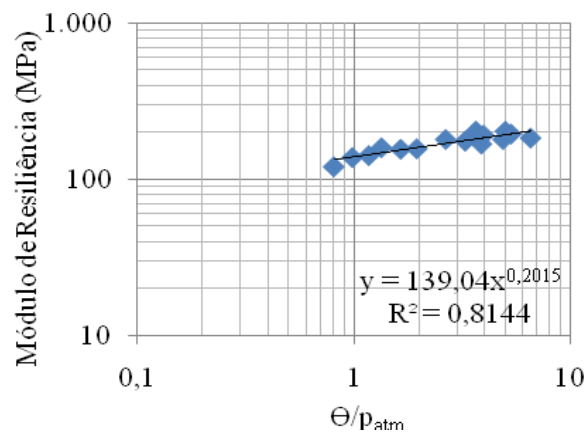
$$MR = 66,39(\theta/p_{atm})^{0,63} \quad (10)$$



(a)

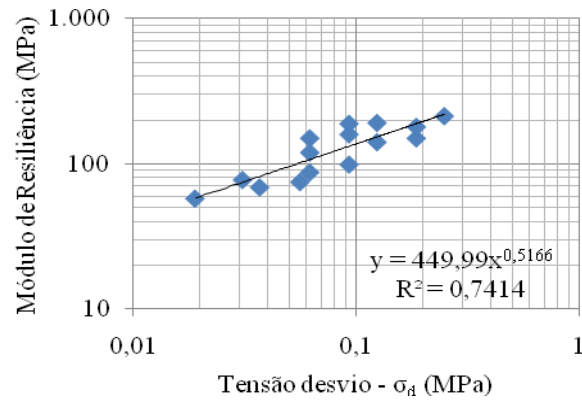


(b)

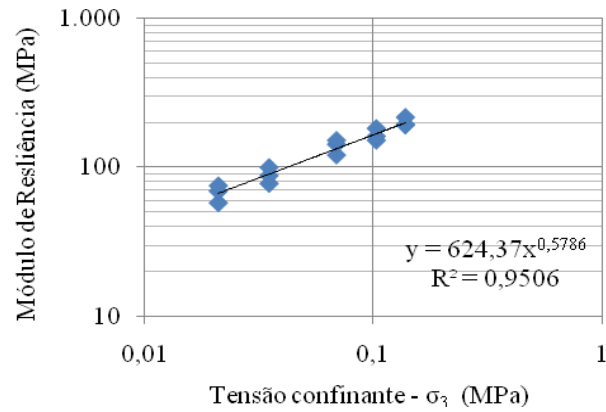


(c)

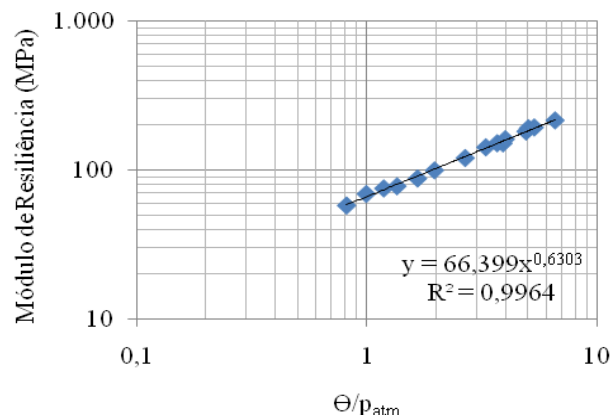
Figura 33: Subleito BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade de campo (17,4%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).



(a)



(b)



(c)

Figura 34: Subleito BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo (16%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).

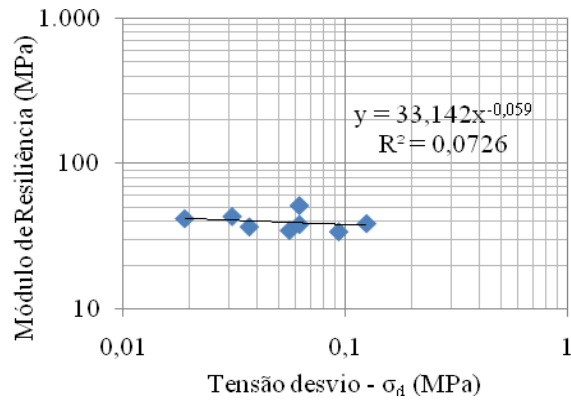
Segmento B

No segmento B (BR-392/RS), o material do subleito classificado no sistema SUCS como CH (argila inorgânica de alta plasticidade), possui resultados de MR menores que os do segmento A. Nas Figuras 35 e 36 são apresentados os resultados dos ensaios, sem a exclusão de nenhum dado, através de gráficos de MR *versus*: (a) tensão desvio (MPa), (b) tensão confinante (MPa) e (c) em função da tensão desvio (σ_d), com um par de pontos descartado.

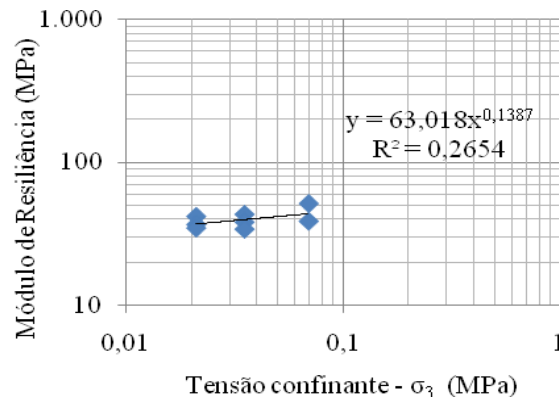
Na Figura 35 (a) e (b) (teor de umidade = 32%), as equações e os gráficos apresentados mostram que o material variou principalmente com a tensão confinante, porém analisando os dados e realizando a retirada de apenas um par de pontos a situação inverte-se. Inclusive, a retirada deste par de pontos, altera os coeficientes de determinação de 7% para 35% quando MR está relacionado com σ_d , e de 26% para 1% quando MR correlacionado com σ_3 . Desta forma é apresentada a Figura 35 (c), onde estão correlacionados MR com σ_d/p_{atm} (logxlog), após a retirada de um par de pontos, com $r^2 = 35\%$.

Na Figura 36 (a) e (b) (teor de umidade ótima), as equações e os gráficos apresentam a mesma ocorrência que no parágrafo anterior. Porém neste caso, foi necessária a retirada de dois pares de pontos para que o MR apresente variação com σ_d . Após a retirada destes dois pontos o coeficiente de determinação variou de 9% para 57% com relação a σ_d , e de 44% para 3% com σ_3 . Assim, foi apresentada a Figura 36 (c) onde MR *versus* σ_d/p_{atm} apresenta $r^2 = 62\%$. Após a retirada destes dois pares de pontos, o MR apresentou comportamento semelhante ao modelo areno-argiloso, variando com a tensão desvio (σ_d), que segundo Medina e Motta (2005) ocorrem nos solos finos ou com mais de 50% passando na peneira nº 200, como é o caso do solo em questão. A Equação 11 apresentada na Figura 36 (c), mostra a relação do MR com σ_d/p_{atm} , com $r^2 = 62,4\%$, para o material do subleito com teor de umidade ótima. Os valores encontrados para os MR do Segmento B variaram, aproximadamente, de 34 MPa a 51 MPa, valores estes bastante baixos e menores que os encontrados por Wayhs (2004) para a argila vermelha de Ijuí.

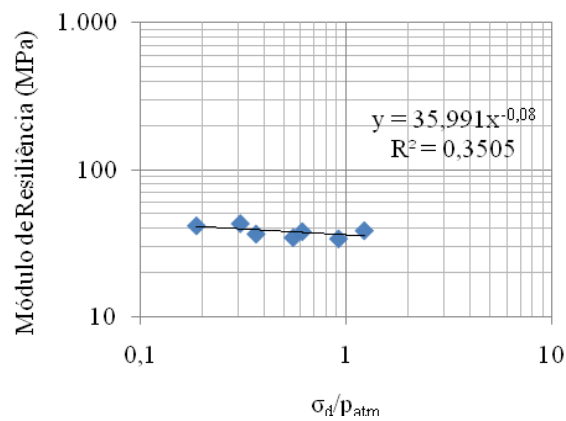
$$MR = 35,94(\sigma_d/p_{atm})^{-0,12} \quad (11)$$



(a)

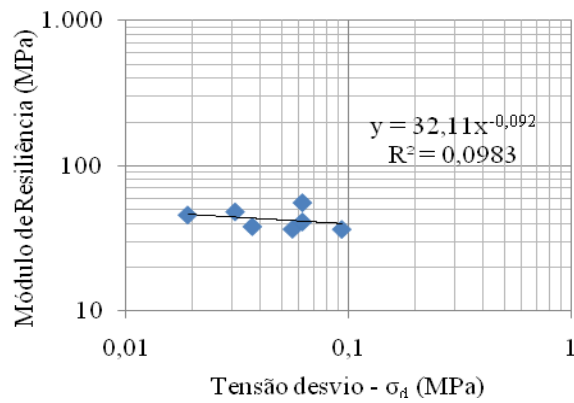


(b)

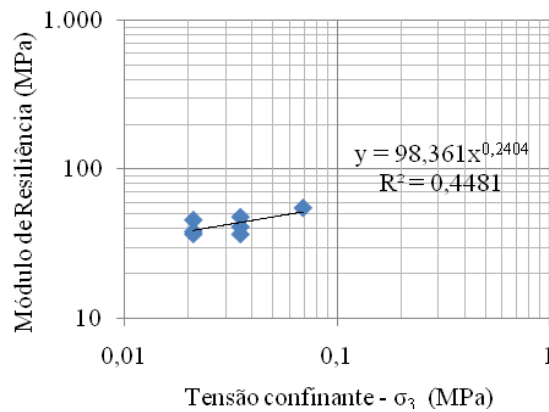


(c)

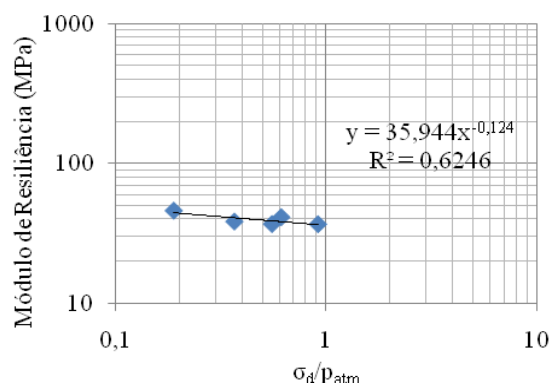
Figura 35: subleito BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade abaixo do ótimo (32%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função da tensão desvio (σ_d/p_{atm}), com um par de pontos retirado.



(a)



(b)



(c)

Figura 36: subleito BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo (37%). (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função da tensão desvio (σ_d/p_{atm}), com dois pares de pontos retirados.

Finalizando o item 5.1.1.4, referente aos ensaios triaxiais dos materiais do subleito, pode-se constatar que o Segmento A (BR-158/RS) apresentou maior coeficiente de determinação 99,6% para o modelo areno-argiloso (MR em função de θ/p_{atm} , $K_2 > 0$). No Segmento B (BR-392/RS), o maior coeficiente de determinação encontrado foi de 62,4%, para o modelo areno-argiloso (MR em função de σ_d/p_{atm} , $K_2 < 0$).

5.1.2 Materiais de base e sub-base

Os resultados dos ensaios de granulometria, compactação, ISC, equivalente de areia e ensaio triaxial de carga repetida, foram realizados conforme metodologia apresentada nos itens 4.2.1, 4.2.2, 4.2.3 e 4.2.5.

5.1.2.1 Granulometria

As Figuras 37 e 38 apresentam as curvas granulométricas para o material brita graduada simples constituinte das camadas de base e sub-base do pavimento. Os percentuais de material passante na peneira n° 200, são de 6,9% e 9,2%, para a BR-158/RS e BR-392/RS, respectivamente. A faixa A do DNIT (2010), bases estabilizadas granulometricamente, apresenta os limites de 2 a 8% para o percentual de material passante na peneira n° 200. O percentual passante nesta peneira, encontrado na sondagem para a BR-392/RS, é maior que o intervalo da faixa A, podendo ter origem na contaminação por bombeamento do material argiloso do subleito para as camadas pétreas. Ainda, este percentual de finos elevado, provavelmente tem relação direta com o valor encontrado para o Equivalente de Areia médio (30%), conforme apresentado na Tabela 16. Com relação a BR-158/RS, o percentual passante na peneira n° 200 (6,9%), e está no limite da faixa de trabalho, tendo como referência o centro da faixa especificada.

Além da avaliação da granulometria citada nos parágrafos anteriores, realizada na peneira n°200, os outros percentuais passantes nas demais peneiras estão, basicamente, no centro do da faixa A/DNIT.

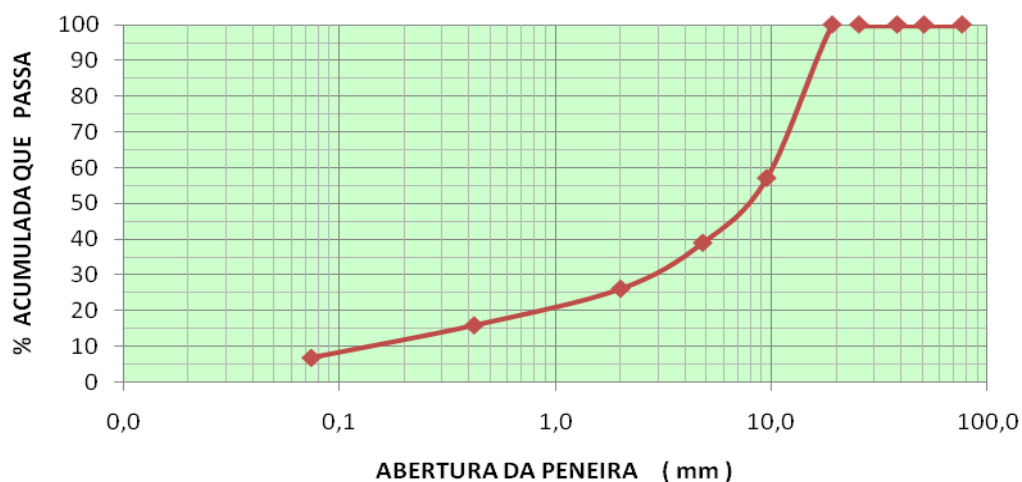


Figura 37: distribuição granulométrica da BGS da base e sub-base do Segmento A - BR-158/RS.

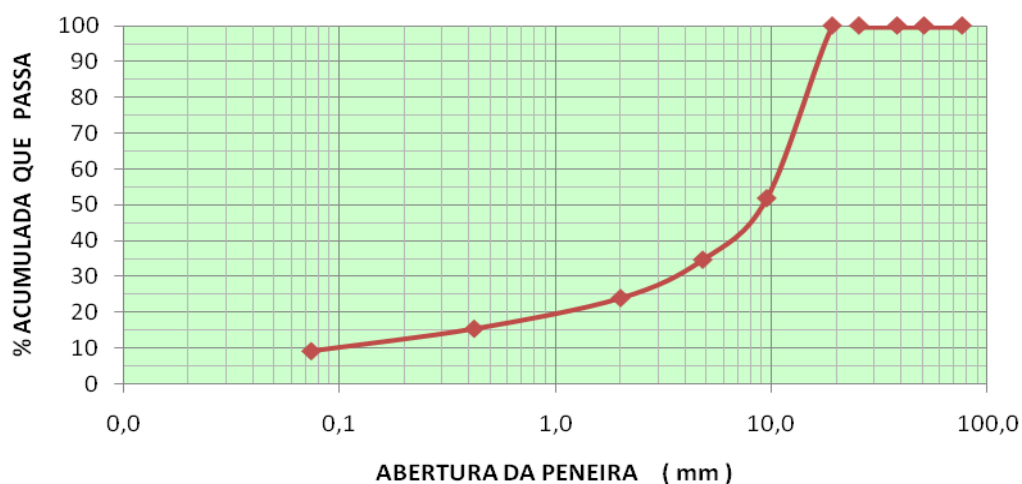
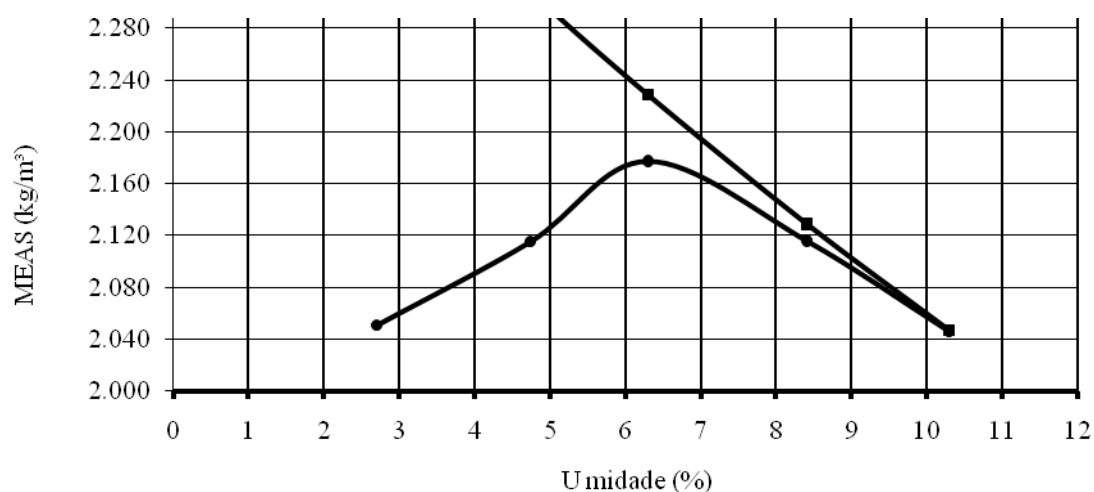


Figura 38: distribuição granulométrica da BGS da base e sub-base do segmento B - BR-392/RS.

5.1.2.2 Compactação e ISC

Na Figura 39 é apresentada a curva de compactação da BGS constituinte das camadas de base e sub-base do Segmento A, com valor de 2.180 kg/m^3 para a MEAS máxima e o teor de umidade ótima de 6,4%. Conforme os dados da Tabela 16, os valores de CBR (134%) e expansão (0,13%) atendem as premissas para utilização em camadas de bases e sub-bases. De posse dos dados de compactação, foi realizada a comparação dos dados obtidos para a MEAS em campo e a MEAS máxima de laboratório, resultante do ensaio de compactação com energia modificada, buscando identificar o grau de compactação da camada, e os resultados são apresentados na Tabela 13. Os resultados são heterogêneos e mostram que em nenhuma

sondagem foi encontrado grau de compactação de 100%, e das três avaliações realizadas, somente uma obteve grau de compactação de 98%, os outros resultados foram 85,9% e 92,3%. Possivelmente, esta descompactação esteja contribuindo severamente para o estado de degradação do revestimento.



MEAS máxima (kg/m³)	2.180
Teor de umidade ótima (%)	6,4

Figura 39: curva de compactação da BGS da camada de base e sub-base do Segmento A, e os valores encontrados (BR-158/RS).

Tabela 13: grau de compactação e dados de campo da camada de base da BR-158/RS, Segmento A.

Grau de compactação		Dados de Campo	
Local	Base de BGS (%)	MEAS (Kg/m³)	Umidade (%)
206+200	85,90%	1.873	8,8
206+300	98,10%	2.138	9,0
206+400	92,30%	2.013	7,0

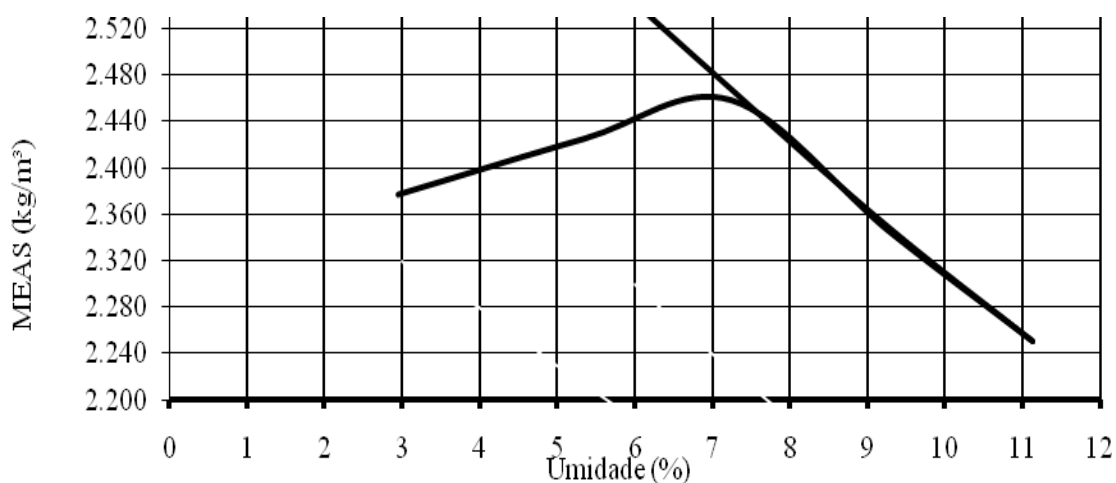
A curva de compactação da BGS do material da sub-base e base do Segmento B é apresentada na Figura 40. O valor da MEAS máxima é de 2.460 kg/m³ e o teor de umidade 7,2 %. Este valor elevado da MEAS deve-se, em parte, ao agregado pétreo que tem massa específica real dos grãos de 2.988 kg/m³. A tangencia muito próxima da curva de compactação com a de saturação pode ter explicação na contaminação por finos passantes na #200 que ocorre neste material, que é identificada através do ensaio do Equivalente de Areia que resultou em 30,5%, conforme mostrado na Tabela 15. De acordo com a mesma Tabela, o valor de CBR (191%) e expansão (0,0) estão de acordo com as exigências para essas camadas. Na Tabela 14 são

apresentados os dados do grau de compactação da camada de base, onde dois resultados estão de acordo com o valor especificado e um não.

Avaliando os valores de GC para o subleito e para a camada de base dos dois segmentos estudados, percebe-se que os valores de GC do Segmento A (BR-158/RS), estão entre 85 e 98% na camada de base e, entre 94 e 97% para o subleito. E, neste segmento foram encontrados os maiores valores para o IGG e IRI.

Tabela 14: valores de grau de compactação e dados de campo da camada de base da BR-392/RS, Segmento B.

Grau de compactação		Dados de Campo	
Local	Base de BGS	MEAS (Kg/m ³)	Umidade (%)
637+100	100,20%	2.466	5,03
637+160	99,80%	2.454	5,10
637+200	95,70%	2.354	4,50



MEAS máxima (kg/m ³)	2.460
Teor de umidade ótima (%)	7,2

Figura 40: curva de compactação da BGS da camada de base e sub-base do Segmento B, e os valores encontrados (BR-392/RS).

5.1.2.3 Equivalente de areia

Para o Segmento A, o equivalente de areia (EA) médio é de 49%. Na trincheira do km 206+300, tanto a base quanto a sub-base apresentaram EA ~ 44% (valor mínimo encontrado neste segmento). Estes resultados podem ter relação com a classificação textural do material do subleito que possui distribuição granulométrica com o maior percentual retido na faixa de Areia Fina (54%), ao invés do que na parte argila/silte (39%) (material conhecido com argila vermelha na região). Assim, o bombeamento observado na superfície do revestimento e nas camadas de base, é oriundo em parte da CFT que possui percentual passante na #200 de 39%.

No Segmento B, o valor médio do EA é de 30,5%, e o intervalo de resultados está compreendido entre 24,4% e 37,1%. Este valor baixíssimo do EA está, provavelmente, relacionado com contaminação da BGS pelo material argiloso da CFT, fato este observado em campo e citado no item 5.1.1.3, e pela composição deste material argiloso com 92% passante na peneira n° 200.

Tabela 15: Resumo dos ensaios de laboratório da base de BGS dos Segmentos A e B.

Brita graduada simples	MEAS (Kg/m ³)	Teor umidade ótima (%)	CBR (%)	Expansão (%)	Equivalente de Areia (%)	Passante #200
Segmento A	2.180	6,4	134,4	0,13	49,0	6,9
Segmento B	2.460	7,2	191,2	0,00	30,5	9,2

5.1.2.4 Módulo de Resiliência

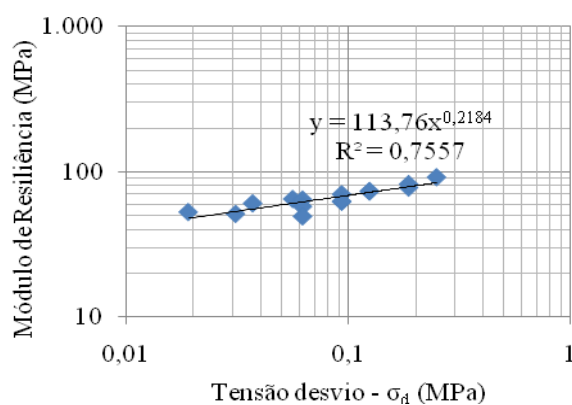
Segmento A

Na Figura 41, são apresentados gráficos dos resultados do módulo de resiliência *versus* estado de tensões (Θ/p_{atm}), tensão desvio (σ_d) e tensão confinante (σ_3), realizados com o maior teor de umidade encontrado nas sondagens da base e sub-base do segmento A (9,0%). Na Figura 41 (a) e (b), onde todos os resultados do ensaio foram graficados, um em função da tensão desvio e outro da confinante, nota-se que o coeficiente de determinação é maior para a tensão desvio, 75% em oposição a 16,9% para tensão confinante, ao invés do esperado para BGS. Por outro lado, na Figura 42, são apresentados os resultados em gráficos com mesmos parâmetros nas abscissas e ordenadas que a Figura 41, porém com o corpo-de-prova moldado com o teor de umidade ótimo. O coeficiente de determinação para a tensão desvio é de 66% e

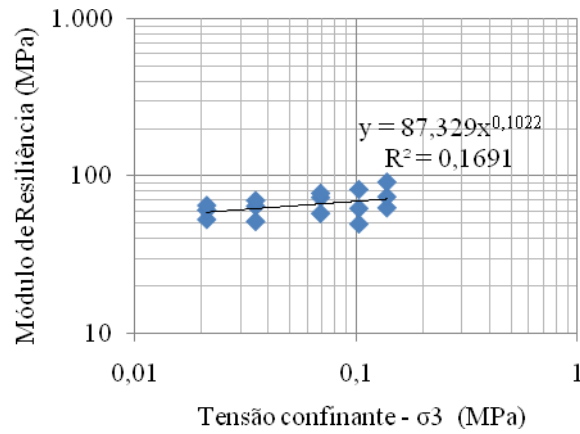
para a tensão confinante é de 98% com o teor ótimo. E, para o gráfico MR *versus* estado de tensões (Θ/p_{atm}), o r^2 é de 98,8%.

Com base nos dados relatados no parágrafo anterior, observa-se que para o teor de umidade ótimo, o resultado do MR da BGS apresentou comportamento similar ao modelo arenoso, com r^2 satisfatório (98%). Também, ao analisar os resultados para o teor de umidade ótima percebe-se a magnitude dos valores de MR encontrados para os maiores pares de tensão, chegando a alcançar valores de MR da ordem de 270 MPa, diferentemente dos valores de MR para teores acima (2,7%) do ótimo que apresentam MR máximos encontrados de aproximadamente 90MPa. Desta forma, tende-se a interpretar que variações no teor de umidade da ordem de 2,7% acima do ótimo resultam em comportamento bastante diferenciado. O excesso de umidade aliado a dificuldade de compactação decorrente são responsáveis pela redução do MR. A seguir, apresenta-se a Equação 12, para MR em função de Θ/p_{atm} , para camada de base com o material brita graduada simples, no teor de umidade ótima.

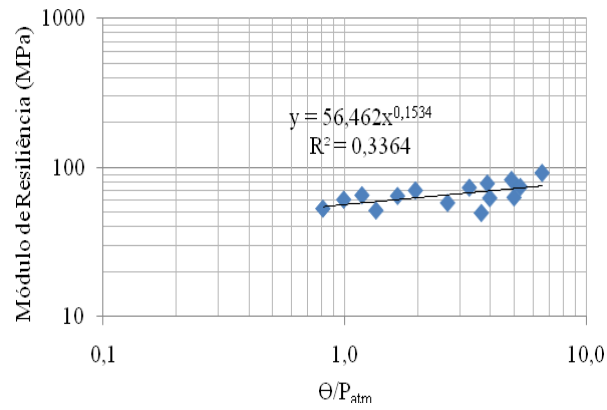
$$MR = 83,38(\theta/p_{atm})^{0,63} \quad (12)$$



(a)

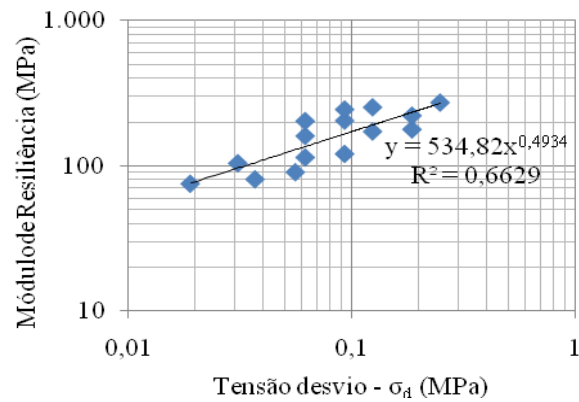


(b)

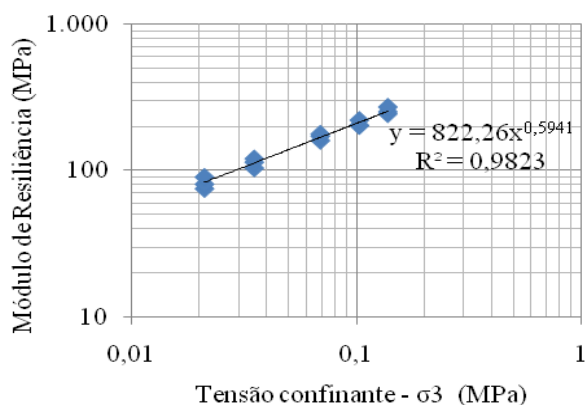


(c)

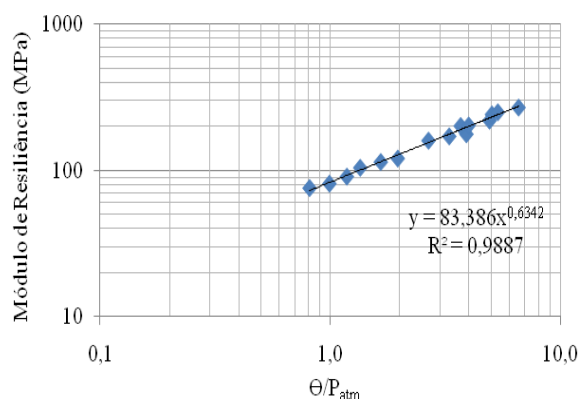
Figura 41: BGS BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade 2,7% acima do ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; (c) em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).



(a)



(b)



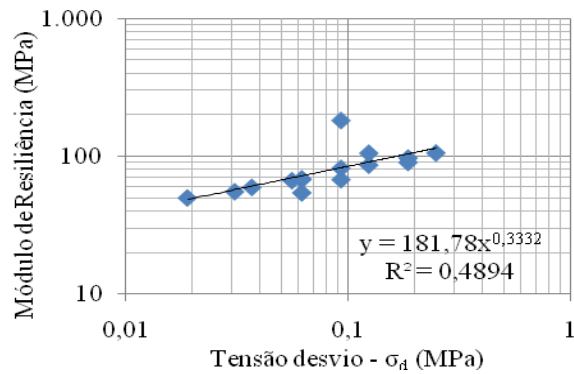
(c)

Figura 42: BGS BR-158/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).

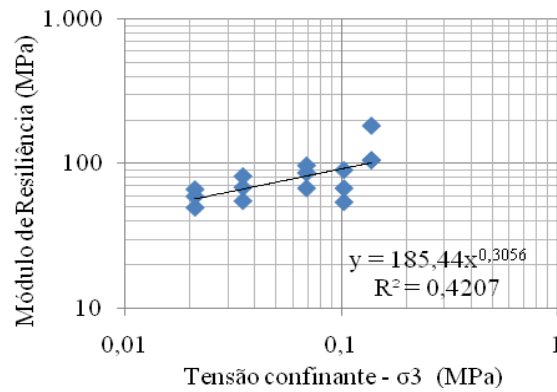
Segmento B

Nas Figuras 43 e 44 apresentam-se os gráficos de módulo de resiliência *versus* estado de tensões (θ/p_{atm}), tensão desvio (σ_d) e tensão confinante (σ_3) para os materiais da base. Na Figura 44 foi utilizado o teor de umidade ótima (7,2%) e na Figura 43 o teor de 5,1%, que foi o teor de umidade médio encontrado nas sondagens da base e sub-base deste segmento. O maior resultado encontrado para o coeficiente de determinação (r^2) para o CP moldado com o teor de umidade ótimo foi de $r^2 = 85\%$ para o gráfico de MR *versus* σ_d , já o outro CP, com umidade de 5,1%, obteve r^2 de 50,1% para o gráfico MR *versus* θ/p_{atm} . Para o teor de umidade ótima, os valores do MR variaram de 70 a 130 MPa (Figura 44), e para o outro teor, de 50 a 100 MPa (Figura 43). A seguir, apresenta-se a Equação 13, para MR em função de Θ/p_{atm} , para camada de base com material BGS, no teor de umidade ótima.

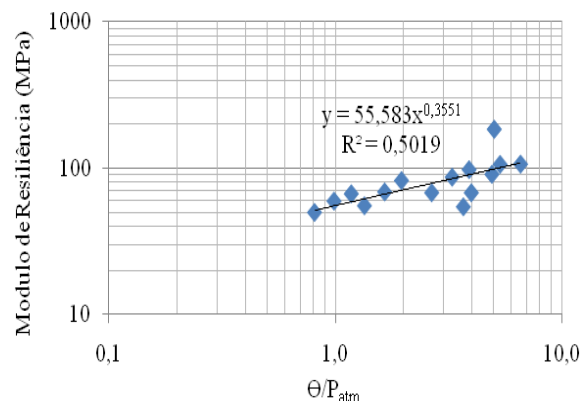
$$MR = 80,71 (\theta/p_{atm})^{0,186} \quad (13)$$



(a)

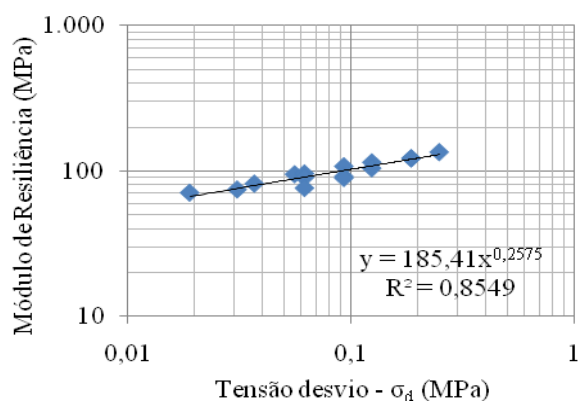


(b)

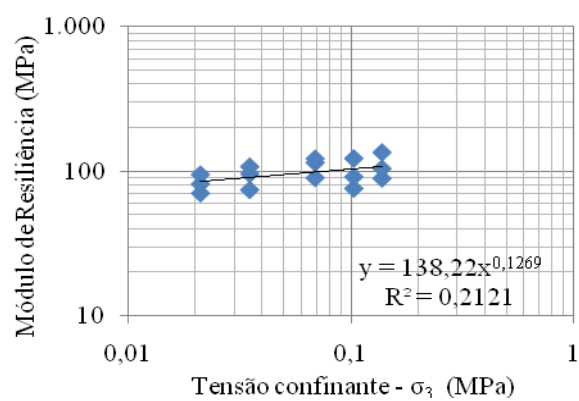


(c)

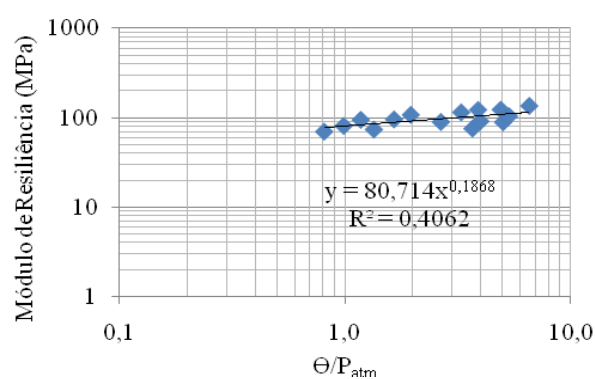
Figura 43: BGS BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade 2,1% abaixo do ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).



(a)



(b)



(c)

Figura 44: BGS BR-392/RS. Módulo de resiliência, CP moldado com teor de umidade ótimo. (a) em função de σ_d ; (b) em função de σ_3 ; em função do estado de tensões (θ/p_{atm}).

5.1.3 Análise mecânica dos módulos de resiliência em campo

Para as análises mecânicas foi empregado o software EVERSTRESS 5.0, desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EUA). O *software*, que é universalmente empregado, considera o pavimento como sendo um sistema elástico de múltiplas camadas, permitindo que se avaliem os efeitos de até dez rodas em estruturas com até cinco camadas.

Como dados de entrada incluem-se as características elásticas (módulo de resiliência e coeficiente de Poisson) e as espessuras das camadas. As características adotadas para o carregamento foram as seguintes:

- pressão de inflação dos pneus considerada constante, igual a 80 psi (0,56 MPa);
- duas cargas uniformemente distribuídas sobre áreas circulares, pois se considera apenas o efeito do semi-eixo padrão; e
- as magnitudes das cargas por rodas foram definidas dividindo-se a carga do eixo padrão pelo número de rodas, resultando assim: $8.200/4 = 2.050$ kgf ou 20.500N.

Na análise dos dados será dada ênfase aos valores de deflexão no topo do revestimento, a fim de comparar com os valores medidos com viga Benkelman nos segmentos em estudo, visando utilizar os modelos de módulo de resiliência obtidos em laboratório no software para obter os módulos de campo.

Segmento A (BR-158/RS)

Inicialmente adotaram-se os modelos de MR obtidos em laboratório para os teores ótimos de umidade (Equação 10 e 12) para os materiais constituintes das camadas inferiores do pavimento e subleito, e variou-se o MR da camada asfáltica, entre valores de 6.000 a 10.000 MPa. Adotou-se não dividir a camada asfáltica em duas camadas com módulos de resiliência diferentes, pois esta alteração não alteraria os resultados, tendo como base os valores já estimados de MR, sem resultados satisfatórios. Os resultados obtidos com o *software*, para esta situação não se adequaram aos valores observados de deflexão média em campo.

Desta forma, buscou-se alterar os valores de MR do subleito variando de 50 a 100 MPa, e mantendo-se o MR de revestimento em 7.000MPa, e o da BGS da base de acordo com Equação 12. Assim, o resultado que mais se adequou aos valores defletométricos médios de

campo foi considerando o MR do subleito igual a 75 MPa. Na Tabela 16, se podem observar os valores encontrados no *software*, que melhor representam a situação de campo.

Tabela 16: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.

Camada	Espessura (cm)	MR (MPa)	Deflexão software (10 ⁻² mm)	Deflexão média campo (10 ⁻² mm)
revestimento asfáltico	11	7.000	55,09	55
Base de BGS	29	$MR = 83,3 (\theta / p_{atm})^{0,63}$	-	-
Subleito	-	75	-	-

Segmento B (BR-392/RS)

Inicialmente adotaram-se os modelos de MR obtidos em laboratório para os teores ótimos de umidade (Equação 11 e 13) para os materiais constituintes das camadas inferiores do pavimento e subleito, e variou-se o MR da camada asfáltica, entre valores de 6.000 a 10.000 MPa. Os resultados obtidos com o *software*, para esta situação, não se adequaram aos valores observados de deflexão média em campo.

Desta forma, buscou-se alterar os valores de MR do subleito variando de 40 a 90 MPa, e mantendo-se o MR de revestimento em 7.000 MPa, e o da BGS da base de acordo com Equação 13. Assim, o resultado que mais se adequou aos valores defletométricos médios de campo foi considerando o MR do subleito igual a 75 MPa. Na Tabela 17, se podem observar os valores encontrados no *software*, que melhor representa a situação de campo.

Tabela 17: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.

Camada	Espessura (cm)	MR (MPa)	Deflexão software (10 ⁻² mm)	Deflexão média campo (10 ⁻² mm)
revestimento asfáltico	8	7.000	63,03	63
base de BGS	24	$MR = 80,71 (\theta / p_{atm})^{0,19}$	-	-
Subleito	-	75	-	-

Conforme se pode analisar a partir dos parágrafos anteriores e das Tabelas 17 e 18, os valores encontrados para o modelo de MR do subleito obtido em laboratório não se adequou aos

valores encontrados em campo. Sendo que o MR de campo do subleito é maior, pela análise mecânica, que o obtido em laboratório.

5.1.4 Ensaio de mancha de areia

De acordo com a metodologia citada no item 4.1.6 foram realizados ensaios para avaliação da macrotextura do pavimento. Os resultados da altura da mancha de areia são apresentados na Tabela 18. Os valores para ambos os segmentos estão no intervalo de $0,40 \text{ mm} < HS < 0,80 \text{ mm}$, o que classifica a macrotextura, segundo a especificação DNIT (2006), como média. Estes resultados, em ambos os segmentos com $HS \sim 0,6 \text{ mm}$, atendem as recomendações de Brosseaud (2006) e da norma DNIT (2006) com relação a altura suficiente para garantir uma boa drenabilidade superficial da água e boa aderência.

Os resultados da avaliação da macrotextura através do ensaio de mancha de areia para os dois segmentos estudados são basicamente iguais, mesmo estando localizados a aproximadamente 130 km de distância e os serviços tendo sido realizados por construtoras diferentes, porém dentro do mesmo programa de manutenção da malha.

Conforme Pasquet (1968) Tabela 04, a macrotextura resultante da altura da mancha de areia dos revestimentos dos dois segmentos avaliados é indicada para vias com velocidade entre 80 km/h e 120 km/h. Assim, no aspecto de macrotextura do pavimento a velocidade regulamentar de 80 km/h pode ser elevada.

Tabela 18: resultados dos ensaios de mancha de areia nos segmentos A e B, realizados conforme norma ASTM E 965-96.

Segmento	Local	h (mm)	$h_{\text{méd}} \text{ (mm)}$	Classificação da textura DNIT (2006)
A - BR-158/RS	206+220 LE	0,56	0,57	média
	206+220 LD	0,58		
B - BR-392/RS	637+180 LE	0,62	0,64	média
	637+180 LD	0,65		

5.2 ENSAIOS DE CAMPO

Como citado no Capítulo 4, foram executadas 3 trincheiras em cada segmento avaliado, onde foram medidas as espessuras e verificada a constituição de cada camada, conforme dados da Tabela 19.

Tabela 19: características das camadas dos trechos deste estudo, BR-158/RS e BR-392/RS, anterior ao recapeamento.

BR-158 (A)				BR-392 (B)			
km	Revestimento asfáltico diverso (cm)	Base de Brita Graduada (cm)	Sub-base de Brita Graduada (cm)	km	Revestimento asfáltico CA (cm)	Base de Brita Graduada (cm)	Sub-base de Brita Graduada (cm)
206+200	14	12	17	637+100	9	11	Inexistente
206+300	14	17	12	637+160	5	10	14
206+400	18	14	12	637+200	6	11	15

No Segmento A, o projeto de pavimentação da época da implantação da BR-158/RS era constituído de sub-base granular (15cm), base granular tratada com cimento (20cm) e concreto asfáltico (5cm), com abertura ao tráfego em junho de 1975. Através de informações obtidas com funcionários mais antigos, sabe-se que em diversos segmentos extensos houve a reconstrução do pavimento, além de inúmeras conservações e/ou restaurações nesses 36 anos de operação. Tal fato, provavelmente, explica a existência da estrutura de sub-base e base diferentes em espessura e constituição do projeto original, além da espessura da camada de revestimento. A camada de revestimento existente com espessura média, em torno, de 14 centímetros, é composta de alguns materiais asfálticos como PMQ, CBUQ massa fina e massa grossa, provenientes de conservações/restaurações com espessuras individuais da ordem de 3 a 5 centímetros.

No Segmento B, a BR-392/RS teve sua implantação com o projeto de pavimentação constituído de sub-base e base de brita graduada totalizando 25 cm e revestimento asfáltico (PMF) com 10 cm de espessura. Os materiais e espessura da camada de sub-base e base correspondem ao projeto original, e a espessura do revestimento atual é um pouco menor que o projeto, porém com concreto asfáltico ao invés de PMF.

5.2.1 Massa específica aparente seca em campo e teor de umidade de campo

Na Tabela 20 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de campo para obtenção da MEAS e teor de umidade nas camadas do pavimento, conforme descrito nos itens 4.1.1 e 4.1.2.

Tabela 20: resultados de teor de umidade e MEAS em campo das camadas da BR-158/RS e BR-392/RS.

BR- 158/RS				BR-392/RS			
Local sondagem	Base umidade (%) / MEAS (kg/m ³)	Subbase umidade (%) / MEAS (kg/m ³)	Subleito umidade (%) / MEAS (kg/m ³)	Local sondagem	Base umidade (%) / MEAS (kg/m ³)	Subbase umidade (%) / MEAS (kg/m ³)	Subleito umidade (%) / MEAS (kg/m ³)
206+200	8,8 / 1.873	8,6 / 2.137	17,3 / 1.736	637+100	5,03 / 2.466	Inexist.	34,5 / 1.401
206+300	9,0 / 2.138	10,3 / 1.819	17,4 / 1.713	637+160	5,10 / 2.454	5,1 / 2.297	33,4 / 1.415
206+400	7,0 / 2.013	9,5 / 1.913	15,2 / 1.685	637+200	4,50 / 2.354	5,71 / 2.317	32,6 / 1.352
Média	8,3 / 2.008	9,5 / 1.956	16,6 / 1.711	Média	4,9 / 2.424	5,4 / 2.307	33,5 / 1.389
Desvio Padrão	1,1 / 132,6	0,9 / 163,4	1,2 / 25,5	Desvio Padrão	0,3 / 61,5	0,4 / 14,1	1,0 / 33,1
Coefficiente de variação	0,13 / 0,07	0,09 / 0,08	0,07 / 0,01	Coefficiente de variação	0,07 / 0,03	0,08 / 0,01	0,03 / 0,02

O teor de umidade das camadas pétreas do pavimento do Segmento A (BR-158/RS) variou de 7 % a 10,3%. O Segmento B, apresentou variação do teor de umidade entre 4,5% e 5,7%, desta forma com intervalo de 1,2%, bem menor que o intervalo de 3,3% de variação de umidade que o Segmento A, conforme dados apresentados na Tabela 21. Os resultados para a MEAS média de campo para a BGS da camada de base do Segmento A é de 2.008 kg/m³, e para o Segmento B, de 2.424kg/m³.

Na Tabela 21 pode ser constatado que para o Segmento A o teor de umidade encontrado em campo é maior que o teor de umidade ótimo, certamente pelo nível de degradação e fissuramento da superfície do pavimento demonstrado pela classificação da Avaliação Objetiva e pela irregularidade. O Segmento B apresenta valores de umidade de campo menores que a de laboratório, possivelmente pela maior integridade da superfície do pavimento que possibilita a impermeabilidade da parte superior, pois mesmo onde eram encontradas trincas do tipo “couro-de-jacaré” a sua largura era bastante pequena.

Tabela 21: teor de umidade em campo e de laboratório para o Segmento A e B.

	Segmento A		Segmento B	
	Base	Sub-base	Base	Sub-base
1	8,8	8,6	5,0	-
2	9,0	10,3	5,1	5,1
3	7,0	9,5	4,5	5,7
Média	8,3	9,5	4,9	5,4
Teor ótimo	6,4		7,2	

Ao realizar a abertura de uma trincheira no Segmento B, BR-392/RS km 637+100, constatou-se que somente havia uma camada de brita graduada simples de 11 cm de espessura abaixo do concreto asfáltico e assentada sobre uma camada argilosa, evidenciando que, exclusivamente neste ponto, não foi encontrada a camada de sub-base, que existe nos outros pontos de sondagem deste segmento.

5.2.2 Medidas de deflexões

Nas Tabelas 23 e 24 são apresentadas as deflexões medidas no revestimento betuminoso dos segmentos estudados, antes e após a execução da recuperação, e na Tabela 22 os períodos de realização desses levantamentos. Para cálculo da deflexão característica (D_c) foi tomada como referência a norma DNER – PRO 10/79, e como o número de valores individuais de deflexões levantadas, por segmento e por lado, é igual a onze ($n=11$), o valor de z de acordo com a norma é igual a 2,5. A definição do intervalo de aceitação das deflexões é dado pela Equação 14.

$$\bar{d} \pm z.\sigma \quad (14)$$

Onde:

σ = desvio padrão (0,01 mm); e

\bar{d} = média das deflexões (0,01 mm).

Para as deflexões referentes aos dois segmentos estudados, não foi necessária a eliminação de nenhum dos dados iniciais para cálculo da deflexão característica (D_c). Nos dados referentes a BR-392/RS, não foram apresentados dois dados de deflexão antes da restauração devido a problemas ocorridos na aquisição. Analisando os valores das deflexões do segmento A,

percebe-se que a média das deflexões e as deflexões características, antes e após a restauração, da faixa do LE são praticamente iguais às deflexões do LD.

Tabela 22: período de realização dos levantamentos defletométricos, antes e após a restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico).

	Antes da Restauração	Após a Restauração
BR-158/RS (Segmento A)	Dez/2009	Maio/2010
BR-392/RS (Segmento B)	Jan/2010	Maio/2010

Tabela 23: Deflexão antes e após restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico). Segmento A - BR-158/RS.

Segmento A km	LE			LD		
	D ₀ antes (0,01mm)	D ₀ após (0,01mm)	Redução (0,01mm)	D ₀ antes (0,01mm)	D ₀ após (0,01mm)	Redução (0,01mm)
206+200	62	60	2	56	58	-2
206+220	68	58	10	60	52	8
206+240	52	56	-4	48	60	-12
206+260	62	46	16	50	52	-2
206+280	58	50	8	64	52	12
206+300	76	60	16	80	56	24
206+320	58	44	14	60	44	16
206+340	62	60	2	64	62	2
206+360	60	60	0	88	50	38
206+380	72	48	24	74	44	30
206+400	74	58	16	74	64	10
Média (0,01mm)	64	55	14,8%	65	54	17,3%
Desvio padrão	7,5	6,3		12,5	6,7	
Coefic. Variação	0,12	0,11		0,19	0,12	
Dc (0,01mm)	72	61	15,0%	78	61	22,0%

Tabela 24: Deflexão antes e após restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico). Segmento B - BR-392/RS.

Segmento B Km	LE			LD		
	D ₀ antes	D ₀ após	Redução	D ₀ antes	D ₀ após	Redução
637+060	38	45	-7	44	57	-13
637+080	60	61	-1		59	
637+100	74	71	3	46	63	-17
637+120	56	57	-1	62	53	9
637+140	84	65	19	34	71	-37
637+160	94	59	35	96	67	29
637+180	54	61	-7	92	67	25
637+200	70	81	-11		71	
637+220	68	71	-3	60	55	5
637+240	70	63	7	94	61	33
637+260	110	65	45	50	63	-13
Média	71	64	10,2%	64	62	2,8%
Desvio padrão	19,9	9,2		23,8	6,1	
Coefic. variação	0,28	0,14		0,37	0,10	
Dc	91	73	19,8%	88	69	22,1%

Verificando os dados resultantes da redução da deflexão média para os dois segmentos em função da restauração, constata-se que o mesmo variou entre 2,8% e 17,3%. Quando se analisa os valores médios das deflexões características, a redução percentual possui intervalo entre 15% e 22,1%. Ainda, os valores de desvio padrão dos dados de deflexão após a restauração são menores que antes da restauração, evidenciando que a restauração torna mais homogêneos os resultados das deflexões.

Nas Tabelas 25 e 26 são apresentados os resultados do cálculo do Raio de Curvatura da linha de influência longitudinal da bacia de deformação, utilizando a Equação 05, apresentada no item 2.3.2.1 desta dissertação. O Raio de Curvatura (R) é um dos parâmetros de entrada no Critério para Avaliação Estrutural de pavimentos de acordo com o procedimento DNIT PRO-11 (1979). Esta norma orienta que o valor do R seja menor que 100 metros, entre outras condicionantes, para que o pavimento seja considerado na fase de fadiga. Nos dois segmentos estudados tentaram-se correlacionar os locais dos valores de R menores que 100m com a gravidade e ocorrência de defeitos, porém não foi obtido êxito. No Segmento A onde 50% dos pontos de medidas defletométricas apresentaram $R < 100m$, os defeitos ocorrem em todo o trecho, e inclusive todas as estações de avaliação objetiva possuem ocorrências de FC-3;

apenas percebeu-se que na região onde ocorre $R < 100\text{m}$, a largura das trincas no pavimento é maior (no entorno da estaca 206+400). Também é interessante frisar que os resultados para os valores médios de R são praticamente iguais para os dois lados, demonstrando características semelhantes em cada lado da pista.

No Segmento B, 63% dos locais de medidas defletométricas apresentaram $R < 100\text{m}$, e sua ocorrência se dá de maneira distribuída ao longo de todo trecho, assim como os defeitos, porém neste segmento ocorreu que 50% das estações de avaliação objetiva possuíam FC-3. Uma provável causa para não obter associação entre algum defeito e o valor do $R < 100\text{m}$ deve-se a pequena extensão dos segmentos estudados e que nesta avaliação do valor do parâmetro R não é considerada a atuação do carregamento representado pelo número N , que é muito diferente nos dois segmentos avaliados.

Tabela 25: resultados para o Raio de Curvatura (m) da bacia de deflexão. Segmento A - BR-158/RS.

BR-158/RS - Raio (m) Antes da restauração	206,200	206,220	206,240	206,260	206,280	206,300	206,320	206,340	206,360	206,380	206,400	Média
Lado esquerdo	260	82	156	112	195	78	130	104	130	92	98	131
Lado direito	174	92	142	260	92	142	92	156	98	104	82	130

Tabela 26: resultados para o Raio de Curvatura (m) da bacia de deflexão. Segmento B - BR-392/RS.

BR-392/RS - Raio (m) Antes da restauração	637,060	637,080	637,100	637,120	637,140	637,160	637,180	637,200	637,220	637,240	637,260	Média
Lado esquerdo	195	120	78	112	63	78	313	104	120	112	49	122
Lado direito	195		174	74	313	43	56		112	47	156	130

Analisando os dados de deflexão, foram realizadas tentativas de correlação entre os parâmetros, porém não houve êxito, com exceção da correlação entre os valores de redução da deflexão ($=D_{0\text{antes}} - D_{0\text{após}}$) *versus* a deflexão antes da restauração. A Figura 45 apresenta a correlação ($r^2=0,769$) e a linha de tendência dos valores de redução da deflexão *versus* $D_{0\text{antes}}$ para os dois segmentos avaliados.

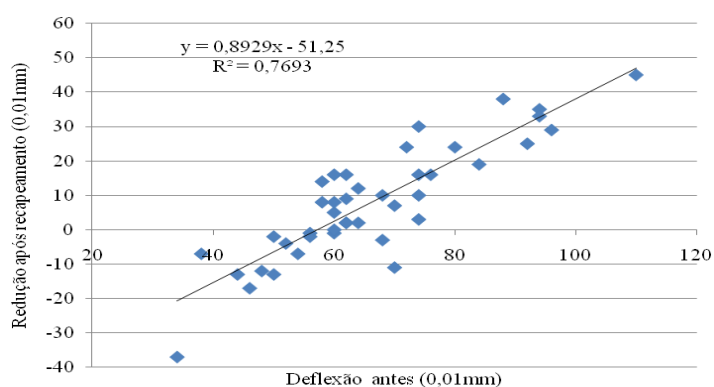


Figura 45: relação entre redução da deflexão *versus* $D_{0\text{antes}}$, após execução de restauração com fresagem + 5 cm de recapeamento.

5.2.3 Irregularidade longitudinal e ATR

Os valores da irregularidade longitudinal (IRI) e ATR, antes e após a restauração, são apresentados a seguir e foram obtidos conforme descrição do item 4.1.4, e na Tabela 27 são apresentados os períodos de realização desses levantamentos.

Tabela 27: período de realização dos levantamentos de irregularidade, antes e após a restauração (fresagem + 5 cm de concreto asfáltico).

	Antes da Restauração	Depois da Restauração
BR-158/RS (Segmento A)	Dez/2009	Abril/2010
BR-392/RS (Segmento B)	Dez/2009	Abril/2010

5.2.3.1 Irregularidade longitudinal

As Tabelas 28 a 31 mostram os resultados do levantamento de irregularidade antes e após a restauração. Os valores de IRI (m/km) são apresentados para cada trilha de roda, em intervalos de 40 metros e representados nos gráficos pela localização do km central do intervalo, totalizando 5 intervalos para cada trilha de roda em cada segmento estudado. Nas Tabelas observam-se os valores de redução do IRI ($\Delta\text{IRI} = \text{IRI}_{\text{antes}} - \text{IRI}_{\text{depois}}$), além dos valores de média, desvio-padrão e coeficiente de variação.

Analisando as Tabelas 28 a 31 e com base nos intervalos de irregularidade constantes da Tabela 05 do item 2.2.6, pode-se classificar a condição do pavimento de cada segmento avaliado conforme DNIT (2006). O Segmento A em sua faixa de rolamento do LD possuía classificação da condição do pavimento antes da restauração como péssimo e, após a intervenção alterou sua classificação para bom. Na faixa de rolamento do LE, a classificação do pavimento era péssimo e, após a restauração, alterou sua classificação para excelente. No outro Segmento, B, ambas as faixas (LD/LE) possuíam classificação da condição do pavimento como regular passando as duas para bom após a restauração.

Os levantamentos da irregularidade longitudinal mostraram que as condições do pavimento nos dois segmentos, anterior a restauração, eram bem distintas, com o Segmento A com média em torno de 5,5m/km e o Segmento B com 3,0m/km. Observa-se que os valores de IRI para o Segmento A, após a restauração situam-se entre 2,15 e 1,43 m/km, com média de 1,73m/km. Para o Segmento B, os valores após a restauração situam-se entre 1,92 e 2,14m/km, com média de 2,00m/km. Desta forma, pode-se cogitar que as reduções de irregularidade longitudinal são maiores quanto maior o valor da irregularidade existente, e/ou que a técnica de fresagem e recomposição com concreto asfáltico associada a “qualidade da execução”, não possui a característica de melhorar substancialmente a irregularidade para valores existentes baixos, com classificação do pavimento em regular (2,7 a 3,5m/km).

Foi realizada a correlação entre os valores da irregularidade longitudinal antes da execução da restauração *versus* a variação da irregularidade devido à execução da solução. A Figura 46 apresenta a correlação com coeficiente de determinação igual a 0,91 e uma linha de tendência para os valores de variação da irregularidade nos dois segmentos estudados.

Nas Figuras 47 a 50 são apresentados graficamente os valores de IRI antes e após a execução da solução prevista, por lado da rodovia e por trilha de roda, onde se pode visualizar a variação da irregularidade longitudinal.

Tabela 28: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5 cm concreto asfáltico) e redução de irregularidade. Segmento A - BR-158/RS LD

BR-158/RS Lado Direito		ANTES Restauração		DEPOIS Restauração		Ponto médio do intervalo	Redução (m/km) (IRI _{antes} - IRI _{depois})	
Início (km)	Fim (km)	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE		TRI	TRE
206,20	206,24	3,79	7,72	1,50	1,73	206,22	2,29	5,99
206,24	206,28	5,26	5,47	2,48	1,92	206,26	2,78	3,55
206,28	206,32	4,57	5,33	1,69	1,67	206,30	2,88	3,67
206,32	206,36	7,39	7,74	1,25	1,30	206,34	6,15	6,45
206,36	206,40	4,67	5,81	3,83	2,57	206,38	0,84	3,24
Média (0,01mm)		5,13	6,41	2,15	1,84		2,99	4,58
Desv. padrão (0,01mm)		1,37	1,21	1,05	0,47		1,95	1,51
Coeficiente de variação		0,27	0,19	0,49	0,26		0,65	0,33

Tabela 29: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento A - BR-158/RS LE.

BR-158/RS Lado Esquerdo		ANTES Restauração		DEPOIS Restauração		Ponto médio do intervalo	Redução (m/km) (IRI _{antes} - IRI _{depois})	
Início (km)	Fim (km)	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE		TRI	TRE
206,40	206,36	7,65	7,11	1,23	1,51	206,38	6,42	5,60
206,36	206,32	8,67	4,72	2,11	1,90	206,34	6,57	2,82
206,32	206,28	5,72	2,59	1,30	1,15	206,30	4,42	1,44
206,28	206,24	5,31	2,02	1,93	1,47	206,26	3,38	0,56
206,24	206,20	7,00	2,72	0,94	1,15	206,22	6,06	1,57
Média (0,01mm)		6,87	3,83	1,50	1,43		5,37	2,40
Desv. padrão (0,01mm)		1,38	2,10	0,49	0,31		1,40	1,97
Coeficiente de variação		0,20	0,55	0,33	0,22		0,26	0,82

Tabela 30: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5 cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento B - BR-392/RS LD.

BR-392/RS Lado Direito		ANTES Restauração		DEPOIS Restauração		Ponto médio do intervalo	Redução (m/km) (IRI _{antes} - IRI _{depois})	
Início (km)	Fim (km)	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE		TRI	TRE
637,06	637,10	2,18	3,32	2,69	2,94	637,08	-0,51	0,38
637,10	637,14	1,99	4,61	1,54	1,69	637,12	0,45	2,92
637,14	637,18	4,03	5,53	1,38	1,68	637,16	2,65	3,86
637,18	637,22	2,60	2,04	1,27	1,37	637,20	1,33	0,67
637,22	637,26	1,88	2,07	2,83	2,49	637,24	-0,95	-0,42
Média (0,01mm)		2,53	3,51	1,94	2,03		0,59	1,48
Desv. padrão (0,01mm)		0,88	1,55	0,75	0,66		1,45	1,82
Coeficiente de variação		0,35	0,44	0,39	0,32		2,44	1,23

Tabela 31: valores de irregularidade (IRI), antes e depois da restauração (fresagem + 5cm concreto asfáltico) e Redução. Segmento B - BR-392/RS LE.

BR-392/RS Lado Esquerdo		ANTES Restauração		DEPOIS Restauração		Ponto médio do intervalo	Redução (m/km) (IRI _{antes} - IRI _{depois})	
Início (km)	Fim (km)	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE	IRI (m/km) TRI	IRI (m/km) TRE		TRI	TRE
637,26	637,22	4,02	3,80	2,88	2,72	637,24	1,14	1,08
637,22	637,18	4,23	3,06	2,72	2,46	637,20	1,52	0,60
637,18	637,14	3,05	3,76	1,70	1,51	637,16	1,36	2,25
637,14	637,10	2,08	3,72	2,05	1,75	637,12	0,03	1,97
637,10	637,06	1,72	1,65	1,36	1,19	637,08	0,37	0,46
Média (0,01mm)		3,02	3,20	2,14	1,92		0,88	1,27
Desv. padrão (0,01mm)		1,12	0,92	0,65	0,65		0,65	0,81
Coeficiente de variação		0,37	0,29	0,30	0,34		0,74	0,63

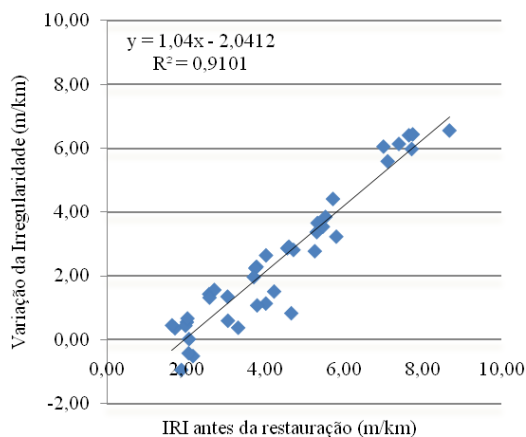
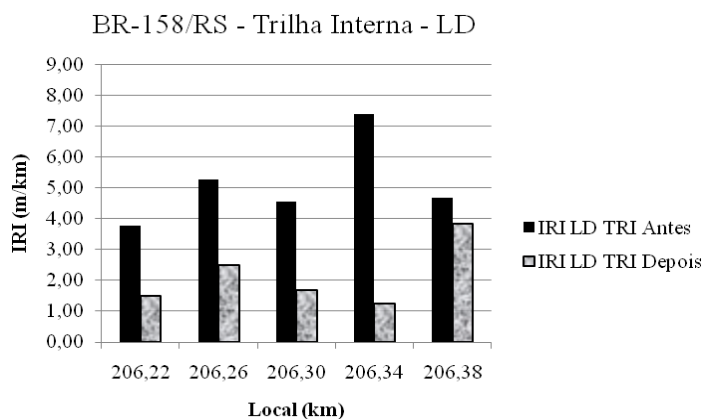
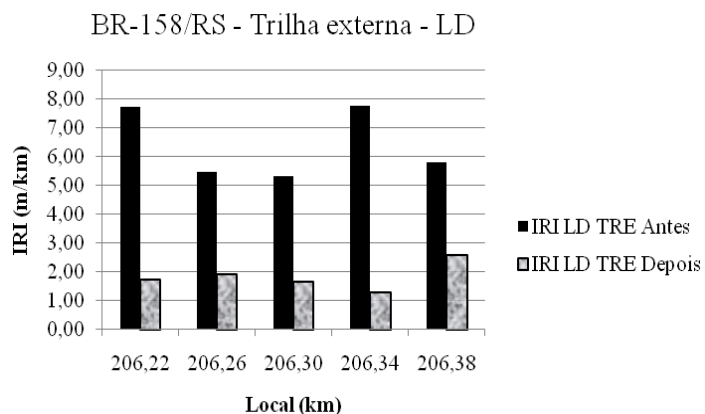


Figura 46: relação entre o IRI antes da restauração *versus* variação do IRI em função da execução de restauração com fresagem + 5 cm de recapeamento.

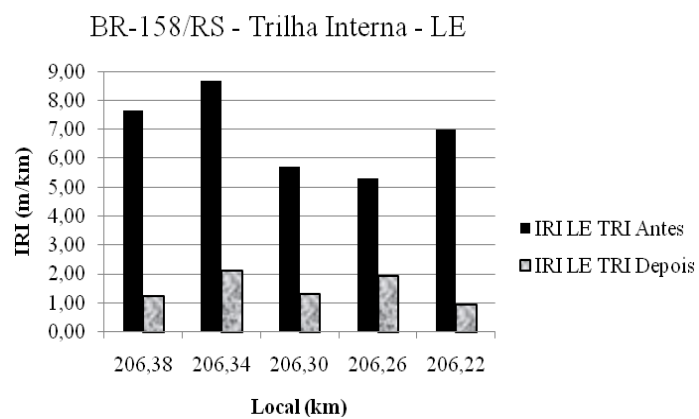


(a)

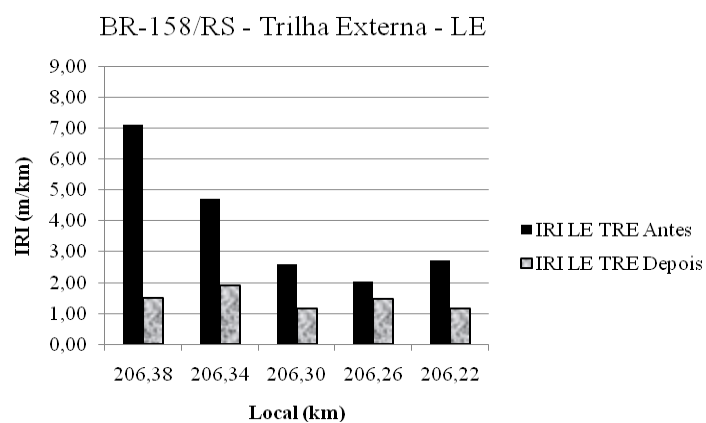


(b)

Figura 47: valores de irregularidade longitudinal antes e depois da restauração, BR-158/RS. (a) LD - TRI; (b) LD - TRE.

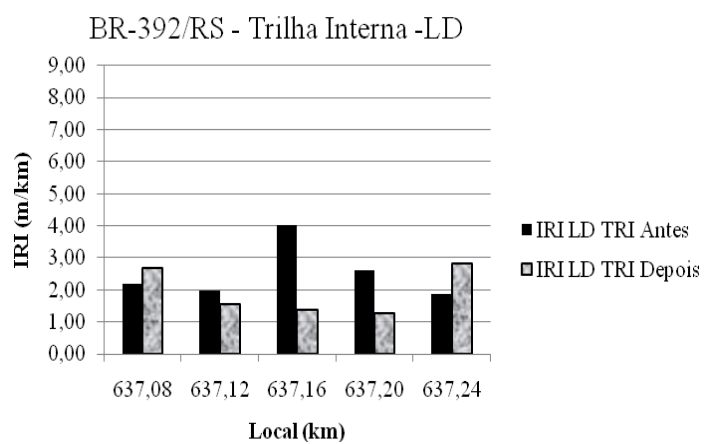


(a)

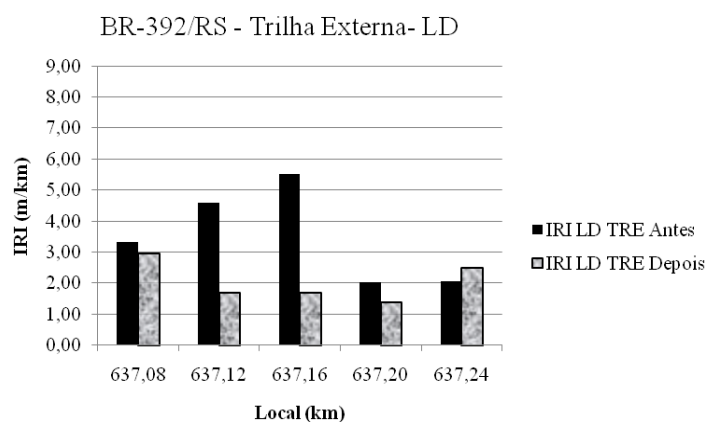


(b)

Figura 48: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-158/RS. (a) LE - TRI; (b) LE - TRE.

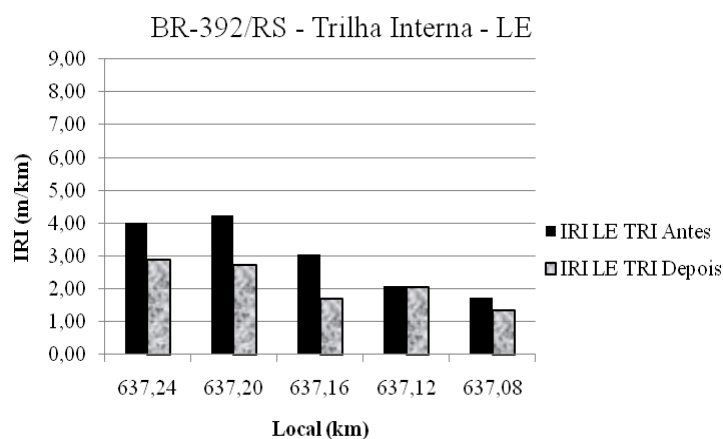


(a)

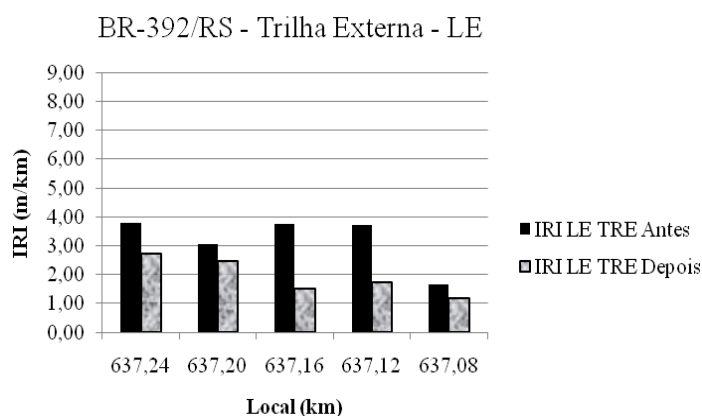


(b)

Figura 49: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-392/RS. (a) LD - TRI; (b) LD - TRE.



(a)



(b)

Figura 50: valores de irregularidade antes e depois da restauração, BR-392/RS. (a) LE - TRI; (b) LE – TRE.

5.2.3.2 Afundamento na trilha de roda (ATR)

Conforme mencionado no item 4.1.4, foram realizados levantamentos de ATR com o perfilômetro laser. Nas Tabelas 32 a 35 os resultados são apresentados em conjunto com os valores de ATR medidos com treliça metálica nas estações de avaliação (a cada 20 m) para obtenção do parâmetro IGG.

Ao analisar os resultados das médias do ATR para cada trilha de roda em cada lado do segmento avaliado, percebe-se que quase a totalidade dos dados médios do levantamento com treliça metálica são maiores que as médias do levantamento com perfilômetro laser. Ainda, os

valores máximos encontrados para cada segmento/trilha de roda são maiores no levantamento com treliça metálica do que com o perfilômetro laser. De posse dos valores médios de ATR para cada trilha/segmento obtido com os dois equipamentos, elaborou-se o gráfico apresentado na Figura 51, onde é apresentada uma tendência de correlação entre estas grandezas, oriundas de análise estatística onde foram descartados dois pares de valores do total de 8, do conjunto de dados com valores médios de ATR com perfilômetro laser *versus* valores obtidos com treliça metálica. Os dois pares de valores descartados estão fora do intervalo formado pela média dos ATR com perfilômetro laser mais ou menos um desvio padrão. Com os valores do ATR máximo medido em cada trilha de roda pelos dois equipamentos, também se realizou a tabulação dos pares de dados e o gráfico da Figura 52.

Ao interpretar as Figuras 51 e 52, constata-se que para os segmentos estudados, tanto os valores de ATR médio quanto os valores de ATR máximo para um dado trecho, possuem resultados diferentes em função do equipamento utilizado. No caso em questão, comparando medidas com treliça metálica nas estações para levantamento do IGG com os resultados de levantamentos com perfilômetro laser, conclui-se que a treliça metálica conduz a resultados maiores. Houve diferentes resultados encontrados de ATR médio em função do equipamento utilizado, isso se deve porque um faz medidas pontuais e o outro, médias. Este fato deve ser levado em consideração quando utilizados os dados obtidos com perfilômetro para cálculo do IGG.

Tabela 32: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado direito - Segmento A - BR-158/RS.

BR-158/RS, Segmento A - LD		ATR (barra laser) (mm)		ATR (treliça metálica) (mm)		Estação do IGG (km)
		TRI	TRE	TRI	TRE	
206,20	206,22	6,30	12,50	9,00	11,00	206,200
206,22	206,24	2,70	2,10	4,00	5,00	206,240
206,24	206,26	2,80	6,10			
206,26	206,28	4,00	9,90	12,00	17,00	206,280
206,28	206,30	2,30	12,80			
206,30	206,32	3,40	8,80	9,00	13,00	206,320
206,32	206,34	6,90	10,40			
206,34	206,36	1,10	11,40	17,00	22,00	206,360
206,36	206,38	7,50	10,20			
206,38	206,40	1,90	5,80	7,00	8,00	206,400
média		4,9	9,0	9,7	12,7	
máximo		11,1	12,8	17,0	22,0	
desvio padrão		3,0	3,4	4,5	6,2	
Coeficiente de variação		0,6	0,4	0,5	0,5	

Tabela 33: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado esquerdo - Segmento A - BR-158/RS.

BR-158/RS, Segmento A - LE		ATR (barra laser) (mm)		ATR (treliça metálica) (mm)		Estação do IGG
		TRI	TRE	TRI	TRE	
206,40	206,38	6,40	5,10	10,00	10,00	206,380
206,38	206,36	11,00	9,70			
206,36	206,34	17,30	5,30	2,00	12,00	206,340
206,34	206,32	17,40	3,60			
206,32	206,30	12,40	3,50	3,00	18,00	206,300
206,30	206,28	16,10	11,10			
206,28	206,26	12,50	5,90	2,00	2,00	206,260
206,26	206,24	8,10	3,20			
206,24	206,22	5,70	2,00	2,00	6,00	206,220
206,22	206,20	12,40	3,70			
média		11,9	5,3	3,8	9,6	
máximo		17,4	11,1	10,0	18,0	
desvio padrão		4,2	2,9	3,5	6,1	
coeficiente variação		0,4	0,6	0,9	0,6	

Tabela 34: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado direito - Segmento B - BR-392/RS.

BR-392/RS Segmento B - LD		ATR (barra laser) (mm)		ATR (treliça metálica) (mm)		Estação do IGG
		TRI	TRE	TRI	TRE	
637,060	637,080	0,7	15,7	1,0	0,0	637,060
637,080	637,100	1,0	9,1	4,0	16,0	637,100
637,100	637,120	0,7	13,7			
637,120	637,140	0,0	8,5	14,0	17,0	637,140
637,140	637,160	0,0	7,1			
637,160	637,180	1,6	1,6	4,0	17,0	637,180
637,180	637,200	0,7	0,8			
637,200	637,220	2,5	1,3	0,0	3,0	637,220
637,220	637,240	1,2	0,3			
637,240	637,260	0,9	0,5	20,0	2,0	637,260
média		0,9	5,9	7,2	9,2	
máximo		2,5	15,7	20,0	17,0	
desvio padrão		0,7	5,8	8,0	8,3	
coeficiente variação		0,8	1,0	1,1	0,9	

Tabela 35: valores de ATR levantados com o perfilômetro laser e com treliça metálica. Lado esquerdo - Segmento B - BR-392/RS.

BR-392/RS Segmento B - LE		ATR (barra laser) (mm)		ATR (treliça metálica) (mm)		Estação do IGG
		TRI	TRE	TRI	TRE	
637,260	637,240	1,6	0,4	4,0	12,0	637,240
637,240	637,220	2,1	0,5			
637,220	637,200	2,0	6,6	2,0	12,0	637,200
637,200	637,180	2,5	5,1			
637,180	637,160	1,1	9,7	3,0	18,0	637,160
637,160	637,140	5,3	8,0			
637,140	637,120	2,1	4,2	2,0	2,0	637,120
637,120	637,100	4,7	9,5			
637,100	637,080	2,0	8,3	2,0	6,0	637,080
637,080	637,060	2,1	3,4			
média		2,6	5,6	2,6	10,0	
máximo		5,3	9,7	4,0	18,0	
desvio padrão		1,4	3,4	0,9	6,2	
coeficiente variação		0,5	0,6	0,3	0,6	

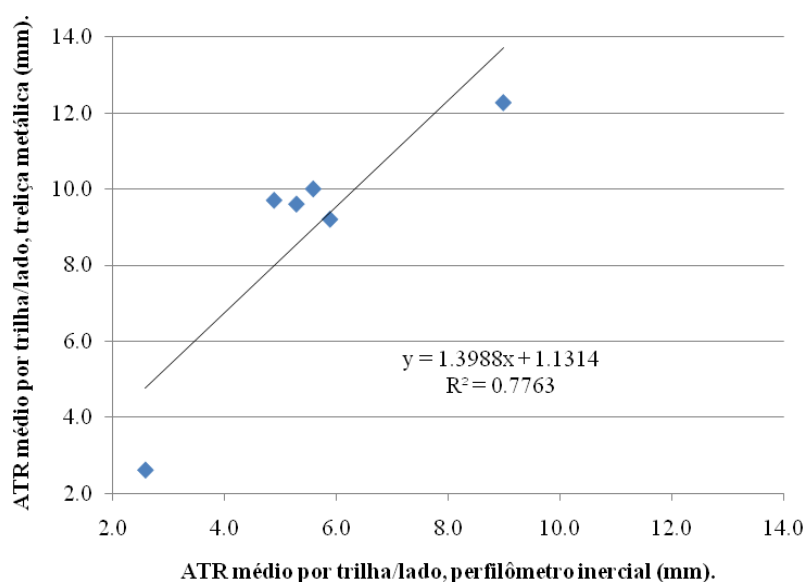


Figura 51: ATR médio (mm) para cada trilha de roda da pista, obtida com perfilômetro inercial *versus* obtida com treliça metálica no IGG. Segmento A e B.

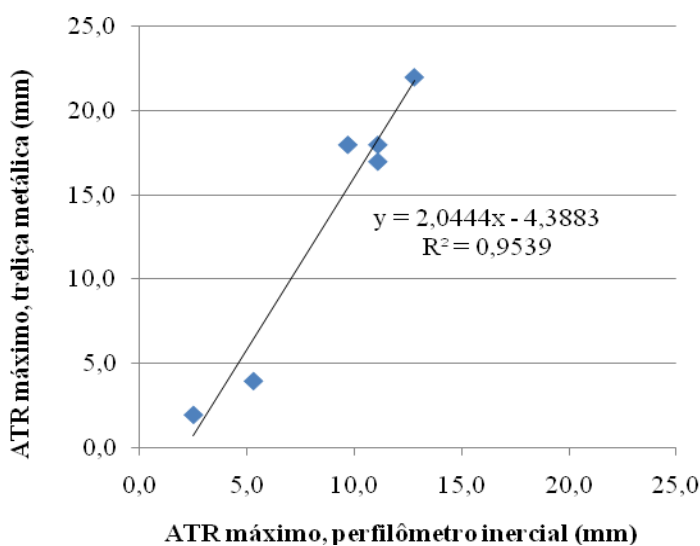


Figura 52: ATR máximo (mm) para cada trilha de roda da pista, obtida com perfilômetro inercial *versus* obtido com treliça metálica no IGG. Segmentos A e B.

5.2.4 Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis (IGG)

Os valores obtidos para o parâmetro IGG antes da execução da restauração, que refletem o estado geral do pavimento, foram de 266 e 201, para o segmento A e B, respectivamente. De acordo com a classificação apresentada na Tabela 02, os dois segmentos possuem índice de qualidade classificado como péssimo. A Tabela 02 classifica como péssima a condição do pavimento para valores de IGG acima de 160, porém não apresenta limite superior. O valor limite superior de 500 para o IGG pode ser comprovado maximizando a ocorrência dos defeitos na tabela de cálculo constante da norma DNIT-PRO 006/2003.

A classificação dos dois segmentos como péssimos não é totalmente coerente com a realidade do trecho, pois os defeitos encontrados nos segmentos são bastante distintos, bem como sua gravidade. No Segmento B não foi encontrada nenhuma panela e cerca de 50% das estações apresentavam fissuras FC-3 e afundamentos e o segmento possuía IRI médio de 3,0m/km. O outro segmento possui fissuras do tipo FC-3 em 100% das estações, inúmeros remendos, panelas e IRI médio de 5,50m/km. Mesmo assim os dois possuem classificação através do parâmetro IGG como péssimos, e as classificações através do parâmetro IRI são bem distintas como mostrado no item 5.2.3.1 Assim, pode a escala de classificação para o Índice de Qualidade (PRO-06) em função do valor do IGG, não atender a diferenciação do estado superficial do pavimento, não os diferenciando, sendo este um ponto negativo da utilização do valor do IGG. Nas Figuras 53 e 54 visualizam-se aspectos da condição superficial dos pavimentos dos dois segmentos.

Na Tabela 36, planilha de cálculo do IGG para o Segmento A (BR-158/RS), constata-se que 100% das estações avaliadas continham trincamento do tipo FC-3, e mais de 70% das estações apresentavam panelas e remendos. Por outro lado, nenhuma estação apresentava exsudação e desgaste. O afundamento médio nas trilhas de roda foi de 11,5 mm e o máximo registrado foi de 18 mm, e o coeficiente de variação médio nos ATR foi de 0,41. Na Figura 53, visualizam-se alguns defeitos superficiais nas estações do Segmento A. Ainda, na mesma figura percebe-se a ocorrência de bombeamento de finos.

Como esta avaliação objetiva foi realizada para uma pesquisa com extensão pequena para avaliação, provavelmente os valores levantados de ATR na estação de avaliação com treliça metálica, para cada estação estejam maiores do que se fossem levantados por uma equipe de levantamento não tão motivada em buscar o valor máximo da estação.

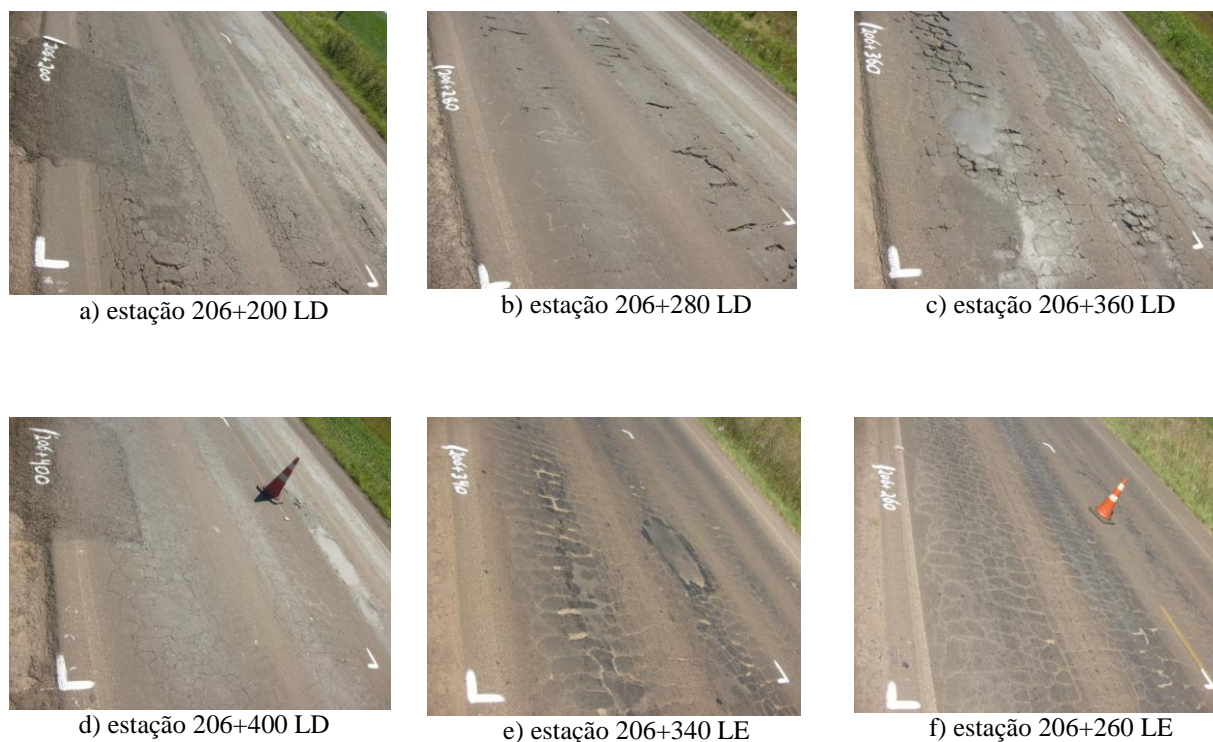


Figura 53: aspectos superficiais de algumas estações de avaliação objetiva (IGG). Segmento A - BR-158/RS.

A Tabela 37, planilha de cálculo do IGG para o Segmento B (BR-392/RS), mostra que aproximadamente 55% das estações possuíam trincamento FC-3 e o restante (45%), trincamento FC-1. No segmento havia diversos afundamentos (36% das estações) inclusive com fissuras longitudinais (semi-parabólicas) provavelmente oriundas de escorregamento do corpo estradal, conforme descrição deste defeito no item 2.19. Neste segmento foi encontrado desgaste do revestimento. O afundamento médio nas trilhas de roda foi de 7 mm e o máximo registrado foi de 20 mm, e o coeficiente de variação médio foi de 1,95 indicando uma grande heterogeneidade entre os dados de ATR avaliados, ao contrário do Segmento A, que teve coeficiente de variação médio igual a 0,41, indicando um conjunto de dados bem mais homogêneo. No Segmento B não foi encontrada nenhuma panela e em nenhum dos dois segmentos foi encontrada exsudação. Na Figura 52, identificam-se alguns defeitos superficiais nas estações do Segmento B.

Tabela 36: planilha de cálculo do IGG, Segmento A, BR-158/RS.

Rodovia: BR-158/RS		Planilha de Cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG)				Data: 17/03/2010		Folha: 01/01	
Trecho: SubTrecho: 206+ -200 ao 206+400		Estrada ou quilômetro							
		Revestimento Tipo:							
Item	Natureza do Defeito	Frequência Absoluta	Frequência Absoluta Considerada	Frequência relativa	Fator de ponderação	Índice de Gravidade Global	Observações		
1	Trinças isoladas FI, TTC, TTL, TIL, TLL, TRR	11	0	0,0%	0,2	0,00			
2	(FC - 2) I, TB	11	0	0,0%	0,5	0,00			
3	(FC - 3) IE, TBE	11	11	100,0%	0,8	80,00			
4	ALP, ATP, ALC, ATC	4	4	36,4%	0,9	32,73			
5	O, P, E	8		72,7%	1	72,73			
6	EX	0		0,0%	0,5	0,00			
7	D	0		0,0%	0,3	0,00			
8	R	8		72,7%	0,6	43,64			
9	Média aritmética dos valores médios das fichas medidas em m os IRI e ITR	TRB=10,82	TRB=12,00	P=11,41	1 A (X) 1 B ()	15,21			
10	Média aritmética das variâncias das fichas medidas em ambas as trilhas	TRV=21,16	TRV=21,80	F=21,98	2 A (X) 2 B ()	21,98			
Nº Total de Estações		n#		I IND GRAVIDIND (IGG) =		266,28	CONCEITO		
1A) IG = F + 4/3 quando F ≤ 30		2A) IG = FV quando FV ≤ 50		OPERADOR:			Pisismo		
1B) IG = 40 quando F > 30		2B) IG = 50 quando FV > 50		CÁLCULO:					
				VISTO:					

Com os dados da irregularidade longitudinal (IRI) para cada faixa de rolamento de cada segmento, que foram obtidos fazendo a média entre as duas trilhas de roda e os valores de IGG para cada trecho de irregularidade longitudinal (40metros), realizou-se a correlação e graficação dos dados, mesmo se reconhecendo que curtas extensões de avaliações objetivas podem afetar o indicador IGG. Inicialmente, com os 20 pares de dados foi encontrado o coeficiente de determinação (r^2) de 0,72. A seguir, após retirada de dois pares de dados com valores muito distantes, obteve-se a correlação entre IRI versus IGG com $r^2 = 0,78$, conforme Figura 55 e Tabela 38.

Tabela 37: planilha de cálculo do IGG, Segmento B, BR-392/RS.

Rodovia: BR 392		Planilha de Cálculo do Índice de Gravidade Global (IGG)			Data: 22/02/2010		Folha: 01	
Trecho: Sub Trecho: 637+057 ao 637+257		Revestimento Tipo: concreto asfáltico			Escala ou quilômetro			
Item	Natureza do Defeito	Frequência Absoluta	Frequência Absoluta Considerada	Frequência relativa	Fator de ponderação	Índice de Gravidade Global	Observações	
1	Trinca isolada FI, TTC, TTL, TL, C, TLL, TRR	11	5	45,3%	0,2	9,09		
2	(FC - 2) J, TB	6	0	0,0%	0,5	0,00		
3	(FC - 3) E, TBE	6	6	54,3%	0,8	43,64		
4	ALP, ATP, ALC, ATC	7	7	63,6%	0,9	57,27		
5	O, P, E	0		0,0%	1	0,00		
6	EX	0		0,0%	0,5	0,00		
7	D	4		36,4%	0,3	10,91		
8	R	5		45,3%	0,6	27,27		
9	Média aritmética dos valores médios das flechas medidas em mm nas TRI e TPE	TRE = 5,09	TRI = 9,55	F = 7,32	1 A (X) 1 B ()	9,76		
10	Média aritmética das variâncias das flechas medidas em ambas as trilhas	TREv = 38,09	TRlv = 49,67	Fv = 43,88	2 A (X) 2 B ()	43,88		
Nº Total de Estações		nF	11	Σ IND GRAVID IND (IGG) =		201,82	CONCEITO	
1A) IGI = Fx 43 quando F ≤ 30		2A) IGI = Fv quando Fv ≤ 50					Péssimo	
1B) IGI = 40 quando F > 30		2B) IGI = 50 quando Fv > 50					CÁLCULO:	
							VISTO:	

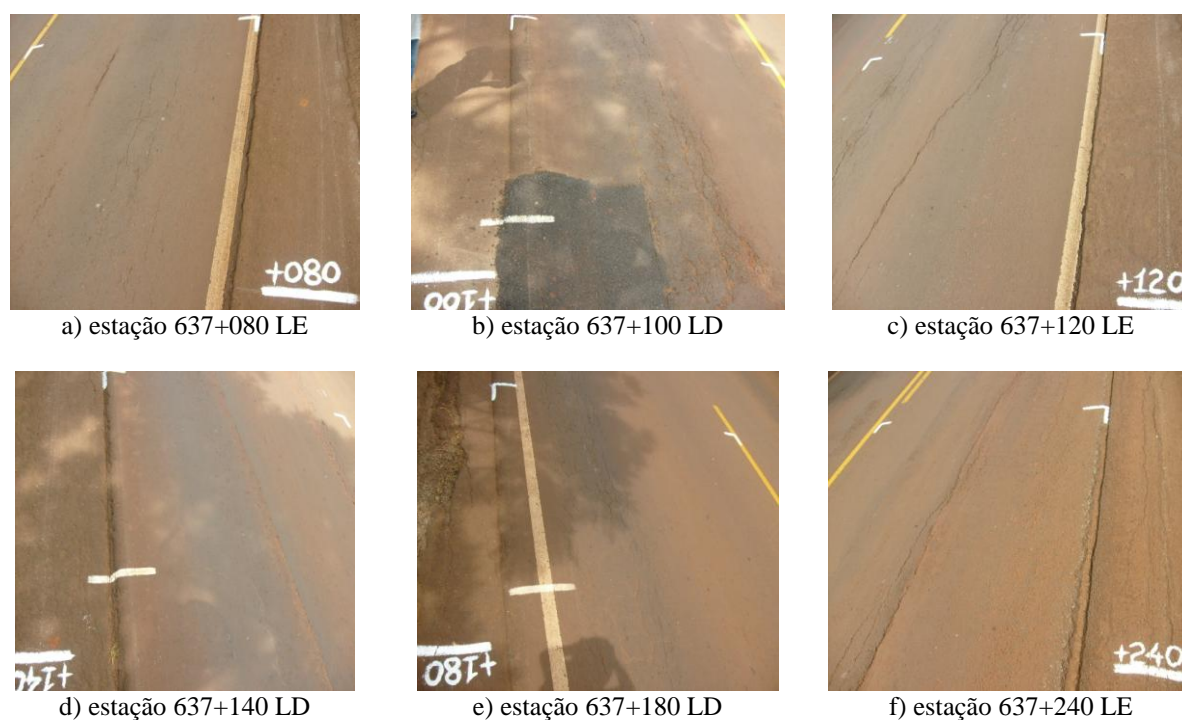


Figura 54: aspectos superficiais de algumas estações de avaliação objetiva (IGG). Segmento B - BR-392/RS.

Tabela 38: valores de IRI(m/km) e IGG para ambos segmentos estudados (BR-158/RS e BR-392/RS).

Rodovia	Ponto médio trecho	IRI (m/km)	IGG
BR-392	637,080	2,75	197
BR-392	637,120	3,30	187
BR-392	637,160	4,78	257
BR-392	637,200	2,32	158
BR-392	637,240	1,97	138
BR-392	637,240	3,91	270
BR-392	637,200	3,65	179
BR-392	637,160	3,40	184
BR-392	637,120	2,90	202
BR-158	206,340	6,70	341
BR-158	206,300	4,15	233
BR-158	206,260	3,67	212
BR-158	206,220	4,86	189
BR-158	206,220	5,75	249
BR-158	206,260	5,36	287
BR-158	206,300	4,95	300
BR-158	206,340	7,57	348
BR-158	206,380	5,24	253
	média	4,29	232,48
	desvio padrão	1,50	60,20
	coeficiente de variação	0,35	0,26

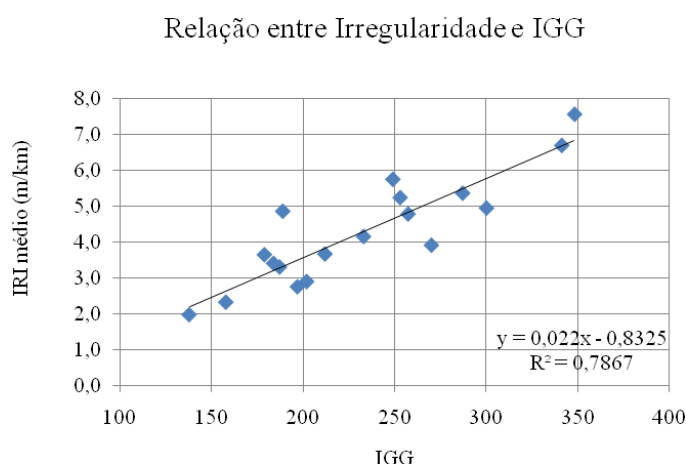


Figura 55: relação entre a irregularidade longitudinal em função do IGG das rodovias BR-158/RS e BR-392/RS.

5.3 APLICAÇÕES DOS MODELOS DE DESEMPENHO

Foram aplicados modelos de desempenho para previsão da irregularidade longitudinal e deflexão, conforme item 2.4 da revisão bibliográfica.

Conforme citado no item 4.2.6, com os dados de irregularidade longitudinal do pavimento e da deflexão foram aplicados os modelos de desempenho do item 2.4 para comparação com os valores medidos em campo, após a aplicação da solução de restauração.

5.3.1 Previsões de irregularidade longitudinal

Conforme citado no item 4.2.6, aos dados de irregularidade longitudinal do pavimento foram aplicados os modelos de desempenho do item 2.4.1, para comparação com os valores medidos em campo após a aplicação da solução de restauração.

Os dados referentes a aplicação dos modelos de desempenho do item 2.4.1 (Lerch, 2002 e DNER PRO-159/85), baseados nos valores da irregularidade anterior a restauração e da espessura da camada em concreto asfáltico são apresentados nos gráficos das Figuras a seguir.

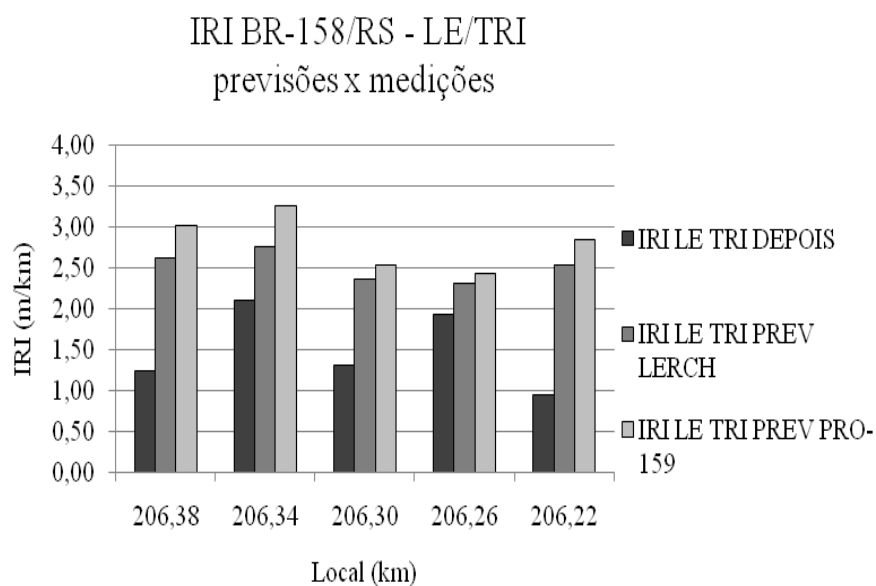
Segmento A

As Figuras 56 e 57, apresentam 4 gráficos, sendo um para cada trilha de roda de cada faixa.

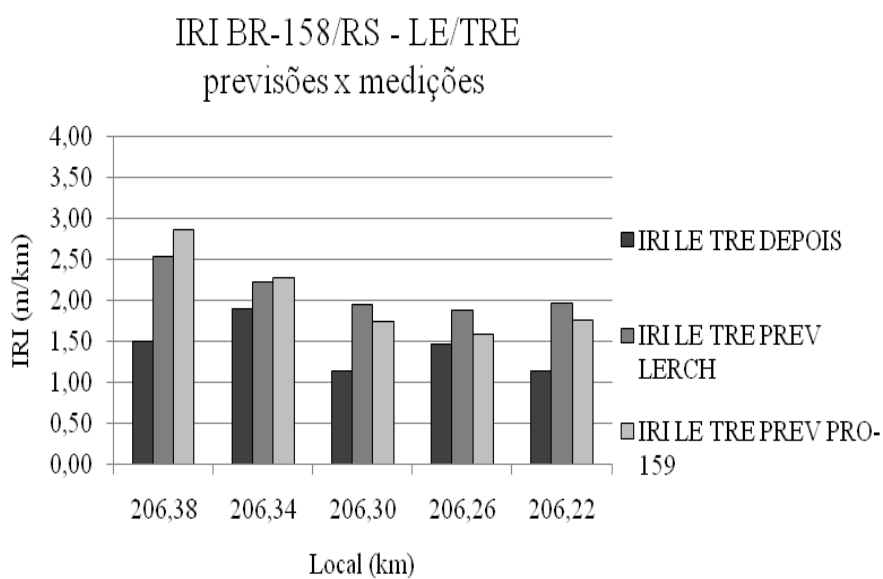
Em ambas as trilhas de roda (TRE e TRI) da pista do lado esquerdo (LE), Figura 56, os valores do levantamento de irregularidade após a restauração são todos menores que os valores de previsão pelos dois modelos. O valor medido médio para o TRI/LE é de 1,50m/km e do TRE/LE é de 1,43m/km, sendo que as médias pelo modelo de Lerch (2002) foram de TRI/LE=2,51m/km e TRE/LE=2,12m/km, e as médias pelo modelo do PRO-159/85 foram de TRI/LE=2,05m/km e TRE/LE=2,81m/km.

Nas trilhas de roda do lado direito (LD), houve três locais na pista do lado direito (do total de 10), onde a previsão de irregularidade pelos dois modelos foi menor que o levantamento de campo. Contudo, o valor médio medido para o TRI/LD é de 1,73m/km e o do TRE/LD é 1,66m/km, e as médias das previsões pelo modelo de Lerch (2002) são de TRI/LD = 2,29m/km e TRE/LE = 2,45m/km, e pelo PRO-159/85 são de TRI/LD = 2,38m/km e TRE/LD = 2,70m/km. Para esta pista LD, as previsões do modelo de Lerch (2002) aproximaram-se mais que as do PRO-159/85.

Para o Segmento A (BR-158/RS) as medidas médias de IRI de campo para cada trilha de roda foram menores que as previsões pelos modelos aplicados. Esta diferença pode ser atribuída a alguns fatores como: utilização de acabadoras de asfalto com controle eletrônico; etapa de fresagem precedendo a execução da camada asfáltica diferentemente dos recapeamentos executados no trabalho de Lerch (2002) e a inexistência de fresadoras de asfalto no Brasil no início da década de 80 quando foram levantados os dados para os modelos de Queiroz (1984); e, principalmente, a existência de valores de irregularidade elevados (em média 5m/km) anteriores a restauração, o que classificam a condição do pavimento como Péssima (IRI > 4,6m/km), conforme o manual DNIT (2006).



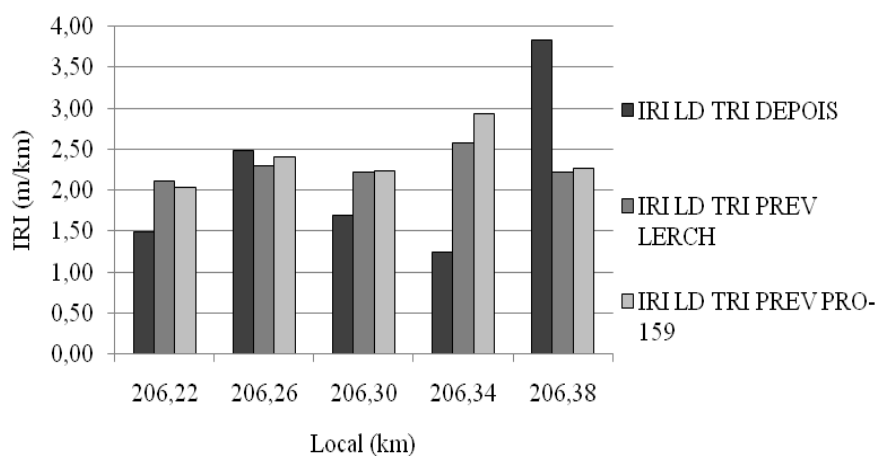
(a)



(b)

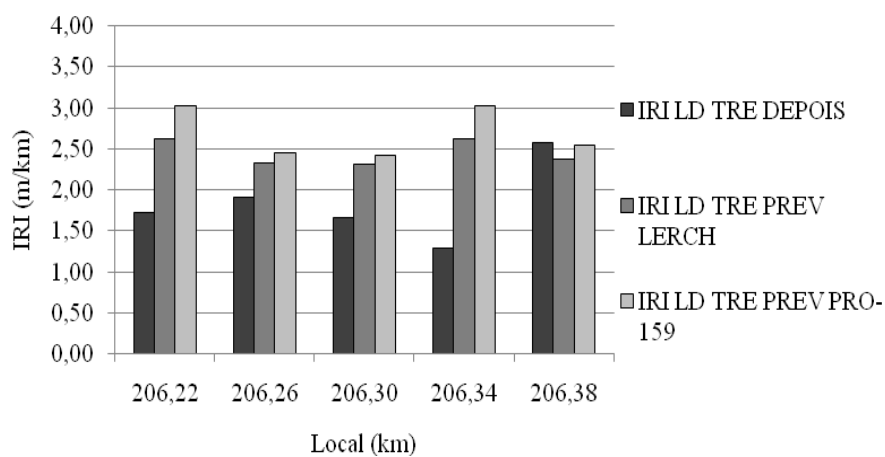
Figura 56: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-158/RS. (a) LE/TRI; (b) LE/TRE.

IRI BR-158/RS - LD/TRI
previsões x medições



(a)

IRI BR-158/RS - LD/TRE
previsões x medições



(b)

Figura 57: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-158/RS. (a) LD/TRI; (b) LD/TRE.

Segmento B

As Figuras 58 e 59 apresentam 4 gráficos, sendo um para cada trilha de roda de cada faixa.

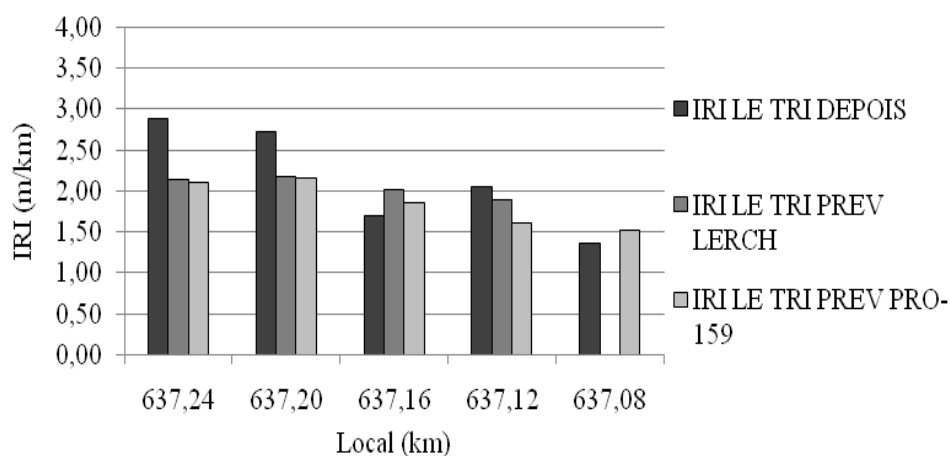
Para as trilhas de roda da pista do LE, em dois casos não pode ser aplicado o modelo de Lerch (2002) para a redução de irregularidade do pavimento, pois os valores de irregularidade antes da restauração eram menores que 2m/km, faixa de valores onde não se aplica o modelo. Na Figura 58 são apresentados os dados de levantamento pós-restauração e os valores das previsões dos dois modelos em estudo. O valor medido médio para o TRI/LE é de 2,14m/km e para o TRE/LE é de 1,92m/km, e o resultado médio da aplicação do modelo de Lerch (2002) é TRI/LE=2,05m/km e TRE/LE=2,09m/km, e o modelo do PRO-159/85 resulta em TRI/LE=1,85m/km e TRE/LE=1,89m/km. Nesta faixa da pista, o modelo de Lerch (2002) aproximou-se bastante dos valores medidos em campo e o modelo do PRO-159/85 apresentou valores menores que os levantados em campo, porém próximos.

Nas trilhas de roda da pista do LD houve um local onde não pode ser aplicado o modelo de Lerch (2002) pelo mesmo motivo apresentado para a pista do LE. Na Figura 59 podem-se analisar os resultados do levantamento pós-restauração e as previsões. Após a restauração a irregularidade média do TRI/LD=1,92m/km e TRE/LD=1,82m/km, e a previsão do modelo de Lerch (2002) é de TRI/LD=1,97m/km e TRE/LE=2,08m/km, e a previsão do modelo PRO-159/85 é de TRI/LD=1,73m/km e TRE/LE=1,97m/km. Este lado da pista (LD) teve previsão do modelo de Lerch (2002) e do PRO-159/85 próximos dos dados medidos.

Para o Segmento B (BR-392/RS) as medidas médias de campo para cada trilha de roda foram próximas as previsões dos modelos aplicados. No caso deste Segmento estudado, os valores médios de irregularidade (em média 2,69m/km) anterior a restauração das pistas, classificavam a condição do pavimento como Regular ($2,07 < IRI < 3,5$ m/km), segundo a norma DNIT (2006), diferentemente da condição do pavimento para o Segmento A.

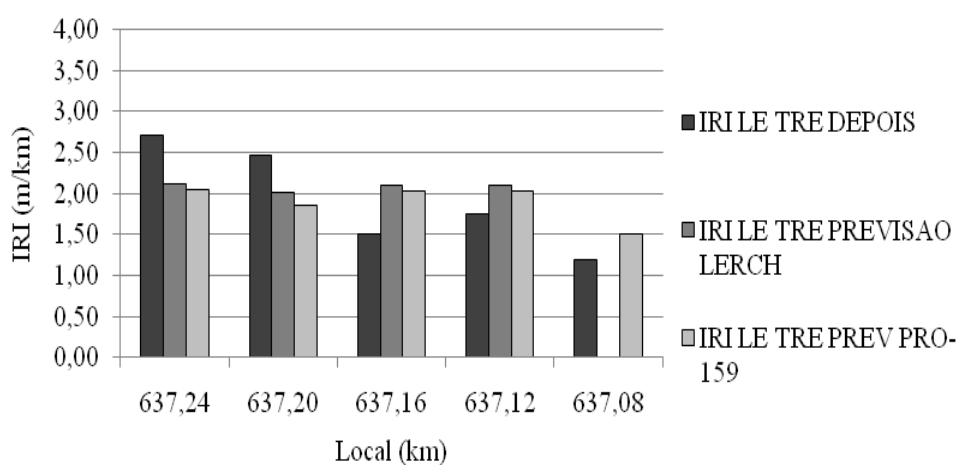
Desta forma, com base nos valores medidos de irregularidade pós-restauração e nos resultados das previsões dos modelos de desempenho utilizados, conclui-se que estes modelos apresentaram previsões de irregularidade longitudinal semelhantes aos levantamentos de campo, para condição de pavimento anterior como Regular e apresentaram valores diferentes das medidas de campo para condição de pavimento Péssimo, anterior a restauração.

IRI BR-392/RS - LE/TRI
previsões x medições



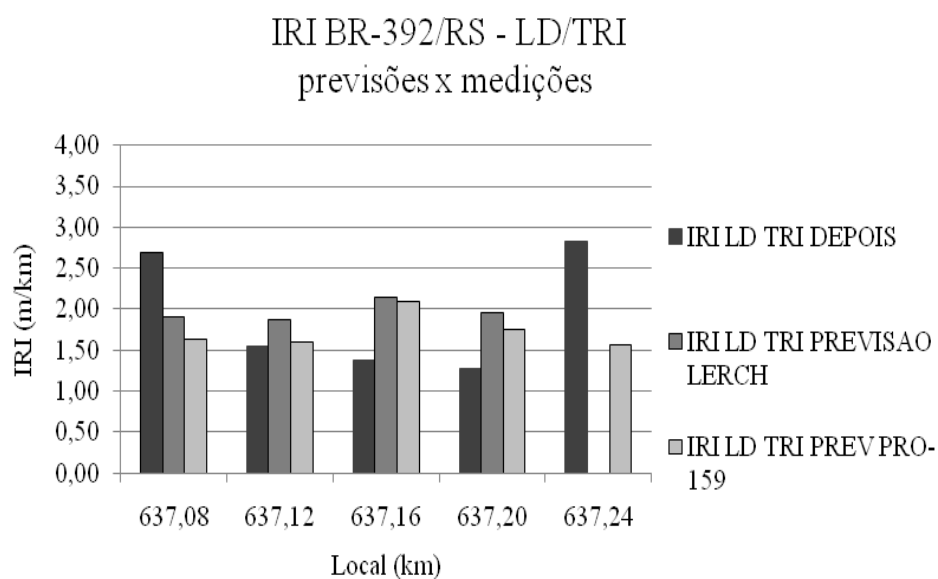
(a)

IRI BR-392/RS - LE/TRE
previsões x medições

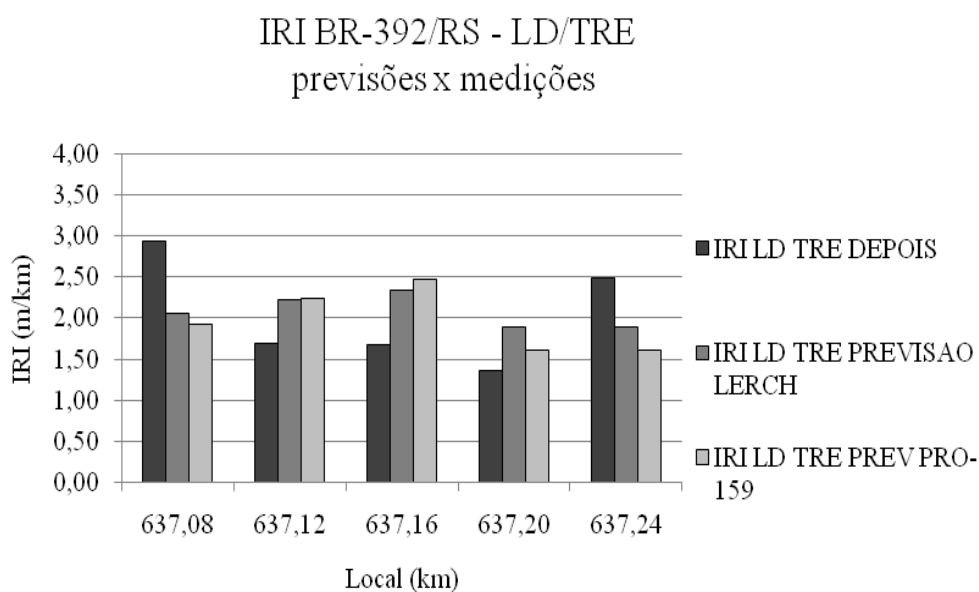


(b)

Figura 58: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-392/RS. (a) LE/TRI; (b) LE/TRE.



(a)



(b)

Figura 59: gráfico comparativo do valor de IRI após a restauração e a previsão pelos modelos de desempenho de LERCH (2002) e PRO-159/DNER. BR-392/RS. (a) LD/TRI; (b) LD/TRE.

5.3.2 Previsões defletométricas

Conforme citado no item 4.2.6, foram aplicados dois modelos de previsão de deflexão aos dados de levantamento defletométrico realizados antes da restauração para comparação com os valores obtidos em campo, após a restauração.

Os resultados da aplicação dos modelos de previsão de deflexão máxima relatados no item 2.4.2 (DNER-PRO 011/79 e 159/85) são apresentados nas Figuras 60 a 63 e nas Tabelas 39 a 42 a seguir. Ambos os modelos de previsão levam em consideração a deflexão anterior a restauração e a espessura do reforço em concreto asfáltico.

Segmento A

Os resultados apresentados na Tabela 39 e graficados na Figura 60 são referentes a Pista da Direita do segmento e mostram os valores dos levantamentos defletométricos, antes e após a restauração, e as respectivas previsões estaca a estaca. Para o LD do segmento tem-se que a deflexão média é de 65×10^{-2} mm e após a restauração este valor passou para 54×10^{-2} mm, apresentando uma redução de aproximadamente 17%. Os modelos apresentam resultados de previsão média de 57 e 58×10^{-2} mm para o PRO-159 e PRO-11, respectivamente. Ainda, os valores de deflexão característica tanto para os valores de campo quanto para as previsões estão próximos. Os coeficientes de variação para as previsões e para o levantamento depois da restauração apresentam valores com certa homogeneidade dos dados individuais.

Os dados de defletometria média da Pista da Esquerda (LE) são basicamente iguais aos da Pista da Direita, com diferença nos valores médios dos levantamentos que não ultrapassam 1×10^{-2} mm, e nos valores médios das previsões, 2×10^{-2} mm. Também os valores de deflexões características são próximos nos LE e LD. Os coeficientes de variação do LE são menores, possibilitando inferir que os dados sejam homogêneos.

Desta forma para o Segmento A (BR-158/RS), os modelos de previsão defletométrica pós-restaurações com concreto asfáltico mostraram-se adequados, apresentando valores próximos aos medidos em campo, sempre que se trabalhou com valores médios ou característicos para o segmento.

Segmento B

Os resultados deste segmento são apresentados nas Tabelas 41 e 42 e graficamente nas Figuras 62 e 63.

Para a Pista do lado direito do segmento a deflexão média era de 64×10^{-2} mm, e após a restauração este valor diminuiu para 62×10^{-2} mm, apresentando uma redução de apenas 3%. Os modelos apresentam resultados de previsão média de 56 e 57×10^{-2} mm para o PRO-159 e PRO-11, respectivamente. O valor de deflexão característica antes da restauração era de

88×10^{-2} mm, valor elevado em relação ao valor médio da pista do lado direito, devido ao elevado valor do desvio padrão 24 e coeficiente de variação (CV) de 0,37.

Na Pista Esquerda o valor da deflexão média era de 71×10^{-2} mm e o resultado após a restauração diminuiu para 64×10^{-2} mm, em torno de 10% de redução. As previsões da deflexão média apresentadas pelos modelos são de 61 e 62×10^{-2} mm, valores semelhantes aos obtidos em campo. Os valores de deflexão individuais do LE (CV=0,28) antes da restauração eram mais homogêneos que os do LD.

Ao analisar os coeficientes de variação para o Segmento B observa-se que em ambos os lados houve uma significativa diminuição destes valores e também dos valores do desvio-padrão para os dois lados da pista, demonstrando que a restauração tornou os resultados mais homogêneos e menos dispersos. Diferentemente do Segmento A, que possui resultados, antes e após a restauração, relativamente homogêneos.

Tendo em vista que para os dois segmentos a maior diferença percentual entre os valores obtidos em campo e os resultantes dos modelos de previsão foi de aproximadamente 10%, pode-se entender que os modelos de previsão apresentaram valores semelhantes aos de campo. Desta forma os modelos de previsão representaram coerentemente os resultados de campo para estes dois segmentos com restauração de fresagem e recapeamento com 5 cm de concreto asfáltico.

Tabela 39: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Direita do Segmento A.

BR-158 - Deflexões (D0) LD (0,01mm)	206,200	206,220	206,240	206,260	206,280	206,300	206,320	206,340	206,360	206,380	206,400	Média	Desvio Padrão	Deflexão caract	Coefficiente de variação
Antes da restauração	56	60	48	50	64	80	60	64	88	74	74	65	12	78	0,19
Depois da restauração	58	52	60	52	52	56	44	62	50	44	64	54	7	61	0,12
Previsão PRO-159	48	52	42	43	55	69	52	55	76	64	64	57	11	67	0,19
Previsão PRO-11	49	53	42	44	56	71	53	56	78	65	65	58	11	69	0,19

Deflexão Viga Benkelman BR-158 LD
antes e depois fresagem+recape 5cm

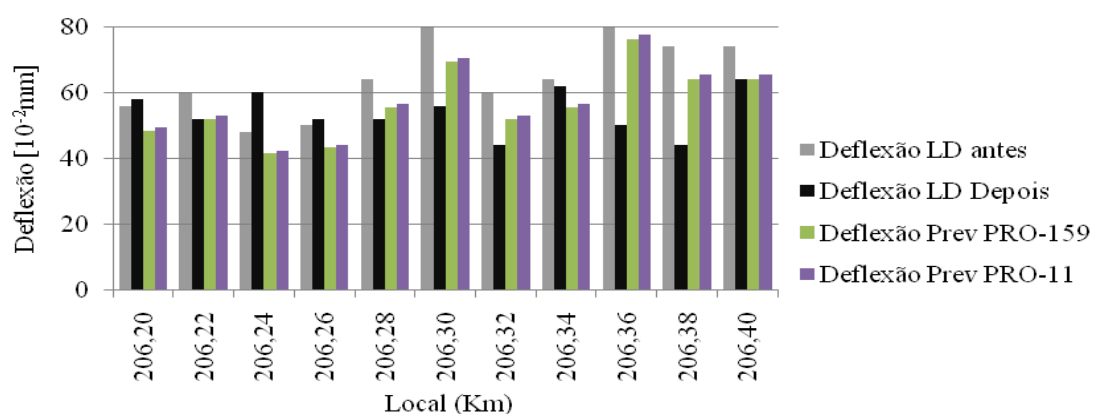


Figura 60: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Direita do Segmento A.

Tabela 40: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Esquerda do Segmento A.

BR-158 - Deflexões (D0) LE (0,01mm)	206,200	206,220	206,240	206,260	206,280	206,300	206,320	206,340	206,360	206,380	206,400	Média	Desvio Padrão	Deflexão caract	Coefficiente de variação
Antes da restauração	62	68	52	62	58	76	58	62	60	72	74	64	8	72	0,12
Depois da restauração	60	58	56	46	50	60	44	60	60	48	58	55	6	61	0,11
Previsão PRO-159	54	59	45	54	50	66	50	54	52	62	64	55	7	62	0,12
Previsão PRO-11	55	60	46	55	51	67	51	55	53	64	65	56	7	63	0,12

Deflexão Viga Benkelman BR-158 LE
antes e depois fresagem + recape 5cm

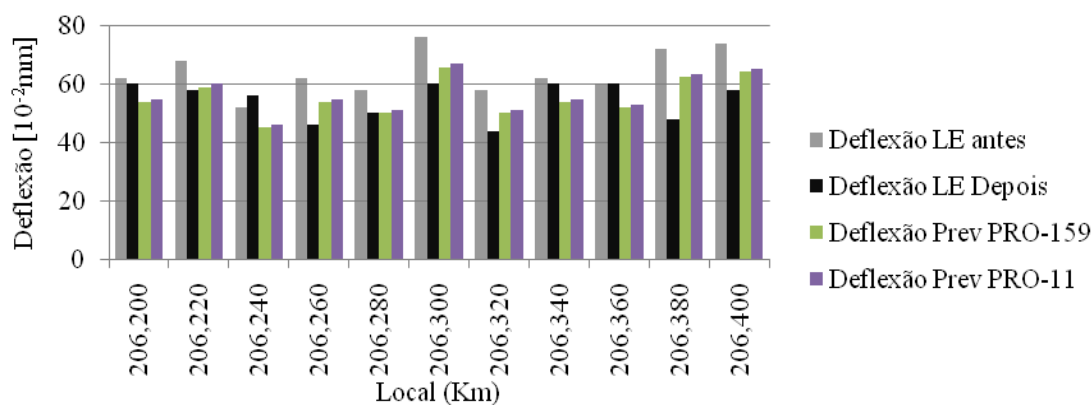


Figura 61: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Esquerda do Segmento A.

Tabela 41: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Direita do Segmento B.

BR-392 - Deflexões (D0) LD (0,01mm)	637,060	637,080	637,100	637,120	637,140	637,160	637,180	637,200	637,220	637,240	637,260	Média	Desvio Padrão	Deflexão caract	Coefficiente de variação
Antes da restauração	44		46	62	34	96	92		60	94	50	64	24	88	0,37
Depois da restauração	57	59	63	53	71	67	67	71	55	61	63	62	6	69	0,10
Previsão PRO-159	38		40	54	29	83	80		52	81	43	56	21	76	0,37
Previsão PRO-11	39		41	55	30	85	81		53	83	44	57	21	78	0,37

Deflexão Viga Benkelman BR-392 LD antes e depois fresagem+recape 5cm

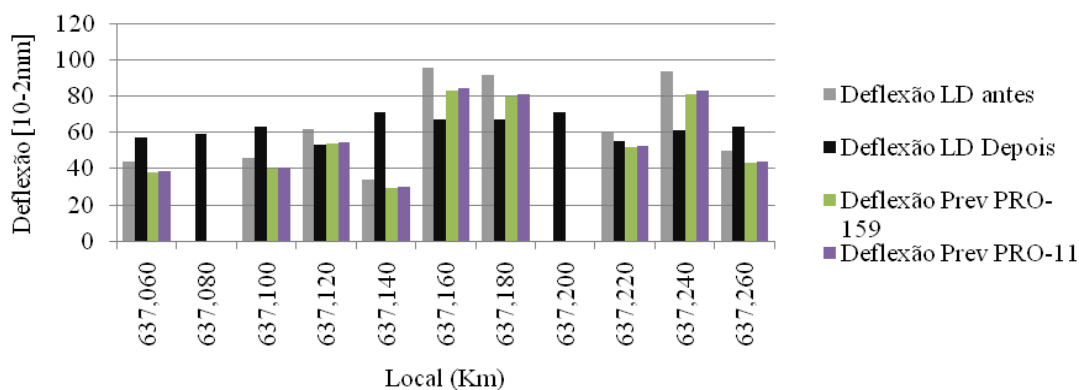


Figura 62: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Direita do Segmento B.

Tabela 42: resultados de defletometria com viga Benkelman e previsões, antes e após a restauração na Pista Esquerda do Segmento B.

BR-392 - Deflexões (D0) LE (0,01mm)	637,060	637,080	637,100	637,120	637,140	637,160	637,180	637,200	637,220	637,240	637,260	Média	Desvio Padrão	Deflexão caract	Coefficiente de variação
Antes da restauração	38	60	74	56	84	94	54	70	68	70	110	71	20	91	0,28
Depois da restauração	45	61	71	57	65	59	61	81	71	63	65	64	9	73	0,14
Previsão PRO-159	33	52	64	48	73	81	47	61	59	61	95	61	17	78	0,28
Previsão PRO-11	34	53	65	49	74	83	48	62	60	62	97	62	18	80	0,28

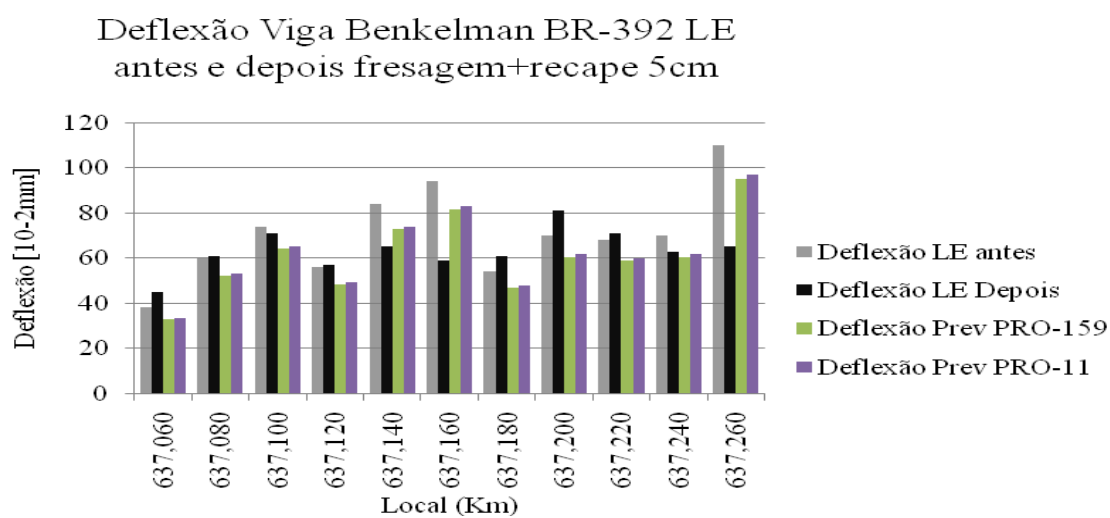


Figura 63: gráfico comparativo das previsões de deflexões e medições, antes e após a restauração na Pista da Esquerda do Segmento B.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A pesquisa relatada nesta dissertação teve como objetivo principal verificar alguns parâmetros relativos às condições funcionais e estruturais em rodovias de tráfego médio, antes e após restauração, constituída por fresagem e recomposição do revestimento com 5cm de concreto asfáltico. São apresentadas neste capítulo algumas conclusões oriundas das análises e comparações realizadas e também são sugeridos temas para pesquisas futuras.

6.1 CONCLUSÕES

O tipo de solução implementada melhorou os pavimentos, mostrando-se adequada para períodos de projetos curtos (como por exemplo, os praticados em programas funcionais – 2 anos).

O pavimento da BR-158/RS tinha suas condições estruturais e funcionais antes da restauração, seriamente afetados pelo baixo Grau de Compactação das camadas de base e sub-base. O tráfego intenso atuante na rodovia aliado a falta de um programa de conservação sistemático do pavimento devem ter acelerado a evolução das degradações.

O pavimento da BR-392/RS, mais novo, e submetido a um tráfego menos intenso não apresentava degradações muito significativas, com exceção dos ATR. Talvez neste caso, pudesse se pensar em outro tipo de restauração.

A técnica de restauração com fresagem e recomposição com concreto asfáltico não apresentou reduções significativas na Irregularidade para valores existentes baixos ($IRI < 3,0m/km$). As reduções de Irregularidade Longitudinal do pavimento utilizando restaurações do tipo fresagem e recomposição com concreto asfáltico, são maiores quanto maior o valor da Irregularidade inicial.

As categorias da condição superficial do pavimento em função do IGG podem não estar representando adequadamente a diferenciação do estado superficial dos pavimentos,

refletindo um critério de avaliação muito severo, representando condições de degradação muito mais graves do que as observadas no campo.

Nos levantamentos para obtenção do IGG, os resultados médios e máximos da profundidade da trilha de roda para um determinado trecho diferem em função do equipamento utilizado, por exemplo, treliça metálica e perfilômetro laser, isso se deve por um ser recomendado para medidas pontuais e o outro para avaliação em nível de rede.

Nos dois segmentos estudados as avaliações de macrotextura foram praticamente iguais ($HS \sim 0,6\text{mm}$), sendo classificados segundo o DNIT (2006) como revestimento com textura média.

Para pavimentos classificados como Regulares em função da Irregularidade ($2,7\text{m/km} \leq \text{IRI} \leq 3,5\text{m/km}$), os modelos de previsão de desempenho considerados se mostraram adequados para prever a redução de IRI. Já se o pavimento é classificado como Péssimo ($\text{IRI} \geq 4,6\text{m/km}$) os modelos de previsão subestimam as reduções da Irregularidade, decorrentes da restauração.

A aplicação para os modelos de previsão de redução da deflexão com a restauração resultou em valores muito próximos as calculadas a partir das deflexões medidas antes e após a restauração. A partir do levantamento realizado nos dois pavimentos foi deduzida uma tendência, que pode ser empregada na estimativa de redução da deflexão em pavimentos semelhantes no noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Esta linha de tendência poderá ser refinada com a incorporação de dados obtidos na implantação de restaurações semelhantes na mesma região.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Dentro do escopo desta pesquisa, ainda existem temas que podem ser abordados em novas pesquisas. Dessa forma, como complementos desta linha de pesquisa são sugeridos os seguintes aspectos:

- realizar monitoração durante um intervalo maior de tempo (3 anos ou mais) e em outras rodovias da região, de modo a monitorar o desempenho com o passar de tempo;
- monitorar segmentos com outras soluções de restauração para comparação com os modelos de previsão utilizados e as linhas de tendências sugeridas nesta pesquisa;
- utilizar FWD ou viga Benkelman eletrônica para obtenção da bacia defletométrica e, por retroanálise, determinar os módulos das camadas constituintes do pavimento;
- utilizar também a classificação MCT para caracterização dos materiais de subleito das rodovias da região noroeste do Estado do Rio Grande do Sul; e
- verificar e controlar as características técnicas das camadas asfálticas aplicadas nos segmentos.

REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **Guide for mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures**. Washington, USA, 2004

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM E 965-96 (reapproved 2001)**: standard test method for measuring pavement macrotexture depth using a volumetric technique. West Conshohocken, US: ASTM, 2001. 3 p.

ABPv – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO. Informativo técnico sobre avaliação da resistência à derrapagem através de aparelhagem portátil. Boletim Técnico, Rio de Janeiro, n. 18, 1999.

BALBO, J.T. **Pavimentos asfálticos patologias e manutenção**. São Paulo: Plêiade, 1997. 103p.

BALBO, J.T. **Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração**. São Paulo: Oficina de Textos, 2007. 558p.

BARELLA, R. M. **Contribuição para a avaliação da irregularidade longitudinal de pavimentos com perfilômetros inerciais**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 2008. 362p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. **Pavimentação asfáltica. Formação básica para engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: ABEDA, 2006. 504p.

BORGES, C. B. S. **Estudo comparativo entre medidas de deflexão com viga Benkelman e FWD em pavimentos da malha rodoviária Estadual de Santa Catarina**. 2001. Dissertação (Mestrado- Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis. 197p.

BOTTURA, E. J. **Contribuição para o estudo da calibração e controle de sistemas de medidores de irregularidade rodoviária tipo resposta**. Tese (Doutorado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, 1998.

BRASIL. CPRM - Serviço Geológico do Brasil. Ministério de Minas e Energia (Org.). **Carta Geológica do Brasil ao Milionésimo: Folha Uruguaiana (SH 21)**. Rio de Janeiro, 2008.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Informações sobre Geografia física**. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 03 jun. 2009.

BROSSEAUD, Y. **Propriedades das superfícies dos pavimentos em relação à segurança e a conforto dos usuários.** In: 18º Encontro do asfalto. Rio de Janeiro, 2006.

BROWN, S. F. **Achievements and challenges in asphalt pavement engineering.** 1997. 8th International Conference on Asphalt Pavements. ISAP. Seattle, EUA

CAMPOS, A. C. R. **Métodos de previsão de desempenho de irregularidade longitudinal para pavimentos asfálticos: aplicação e critérios de ajuste.** 2004. Dissertação (Mestrado-Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Estadual de Campinas. 211p.

COELHO, P. S. M.; QUEIROZ, C. A. V. **Experimental models for the performance of asphalt concrete overlays.** Rio de Janeiro: Brazilian Road Institute, 1985.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DOS TRANSPORTES (CNT). **Pesquisa CNT de rodovias 2009.** Disponível em <http://www.cnt.org.br/informacoes/pesquisas/rodoviaria/2009/> (acessado em maio/2010).

DER-SP – DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO. IP-DE-P00/003, REV A: **Avaliação funcional e estrutural de pavimento.** São Paulo: DER-SP, 2006. 29 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ES 141/2010: Pavimentação: base estabilizada granulometricamente.** Rio de Janeiro, 2010. 9p

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 024/94: Pavimento – determinação das deflexões pela viga Benkelman.** Rio de Janeiro, 1994. 6p

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – ME 061/94: Pavimento – delineamento da linha de influência longitudinal da bacia de deformação por intermédio da viga Benkelman.** Rio de Janeiro, 1994. 8p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – PRO 175/94: Aferição de viga Benkelman.** Rio de Janeiro, 1994. 11p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Informações sobre o Plano Nacional de Viação/2011.** (Disponível em www.dnit.gov.br/plano-nacional-viacao). Acesso em maio de 2011.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 031/2006 – ES: Pavimentos flexíveis – Concreto Asfáltico – Especificação de serviço.** Rio de Janeiro, 2006. 14p

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 006/2003 – PRO: Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2003. 10p

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 009/2003 - PRO: Avaliação subjetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos - Procedimento.** DNIT. Rio de Janeiro: IPR, 2003. 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – PRO 11/79: Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis. Procedimento B.** Rio de Janeiro, 1979. 16p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER – PRO 159/85: Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos.** Rio de Janeiro, 1985. 31p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **DNIT 005/2003 – TER: Defeitos nos pavimentos flexíveis e semi-rígidos – Terminologia.** Rio de Janeiro, 2003. 12p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de restauração de pavimentos asfálticos.** DNIT. Rio de Janeiro: IPR, 2006. 310 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação.** DNIT. Rio de Janeiro: IPR, 2006. 271p.

DOMINGUES, F.A.A. **Mirr equipamento para medição da irregularidade dos pavimentos.** São Paulo: O Autor, 1999. 70p.

ENECON – INGEROUTE. **Catálogo das deteriorações dos pavimentos.** Programa de Conservação Rodoviária do Estado do Rio Grande do Sul. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem - RS. Porto Alegre. 1978. 51p.

FERREIRA, P.N. **Avaliação da macrotextura de trechos pavimentados de rodovias estaduais situadas na região insular do município de Florianópolis.** 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis. 161p.

GONÇALVES, F. J. P. **Diagnóstico e manutenção de pavimentos: ferramentas auxiliares.** 2007. Passo Fundo: Editora Universidade de Passo Fundo. 208p.

HAAS, R.; HUDSON, W.R. (1978). **Pavement management systems.** 1994. McGraw-Hill, New York, 1978.

HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. **Modern pavement management.** 1994. Malabar, Florida: Krieger Publishing Company

HASSAN, R.; McMANUS, K.; HOLDEN, J. **Predicting pavement deterioration modes using waveband analysis.** Transportation Research Record 1652, TRB, National Research Council, Washington, DC., 1999.

LERCH, R. L. **Previsão de irregularidade pós-recape em rodovias do RS: ajuste do modelo HDM-4**. 2002. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 108p.

MARCON, A.F. **Contribuição ao desenvolvimento de um sistema de gerência de pavimentos para a malha estadual de Santa Catarina**. 1996. (Tese – Doutorado em Infra-Estrutura Aeronáutica), Instituto Tecnológico da Aeronáutica. São José dos Campos – SP, Brasil.

MATTOS, J. R. G. **Avaliação da aderência pneu-pavimento e tendência de desempenho para a rodovia BR-290/RS**. 2009. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 137p.

MEDINA, J.; MACÊDO, J. A. G.; MOTTA, L. M. G.; et al. 1994. **Utilização de ensaios defletométricos e de laboratório para avaliação estrutural de pavimentos**. 28ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1, Belo Horizonte, MG, Brasil.

MEDINA, J., MACÊDO, J.A.G., MOTTA, L.M.G., et. al. (1994). **Utilização de Ensaio Defletométricos e de Laboratório para a Avaliação Estrutural de Pavimentos**. In: 28ª Reunião Anual de Pavimentação. V. 1, pp. 595-625, Belo Horizonte, MG, Brasil.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro. 2ªed. 2005. 574p.

MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos: aspectos geotécnicos**. Solos e Rochas. Maio – Agosto, 2006. São Paulo.

MILLER, J. S.; BELLINGER, W. Y. **Distress identification manual for the long-term pavement performance program – Manual SHRP**. United States: Federal Highway Administration, 2003. 4ªed. 164p.

MOTTA, L.M.G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de carga repetida**. 1991. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro. 366p.

NAKAHARA, S. M. **Estudo do desempenho de reforços de pavimentos asfálticos em vias sujeita a tráfego comercial pesado**. 2005. Tese (Doutorado – Escola Politécnica). Universidade de São Paulo. São Paulo. 297p.

OLIDIS, C.; HEIN, D. **Guide for the mechanistic-empirical design of new and rehabilitated pavement structures. Materials characterization. Is your agency ready?** Annual Conference of the Transportation Association of Canada. 2004. Quebec City, Quebec.

PASQUET, A. **Campagne nationale de glissance 1967 en France.** In: Colloque international sur la glissance et la sécuritté de la circulation sur routes mouillées. Berlin, p. 717-732. 1968

PATERSON, W.D.O. **Road deterioration and maintenance effects – models for planning and management.** Baltimore: The Johns Hopkins University Press, 1987. (The Highway Design and Maintenance Standards Series).

PETERLINI, P. S. **Cargas por eixo e fatores de veículos obtidos em rodovias federais concessionadas do estado do Paraná.** 2006. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. 192p.

PINTO, S.; PREUSSLER, E. **Pavimentação Rodoviária – conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis.** Rio de Janeiro: Copiarte, 2002.269p

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos.** 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

QUEIROZ, C.A.V. **Modelos de previsão do desempenho para gerência de pavimentos no Brasil.** Brasília, GEIPOT, 1984. 366p

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG – Secretaria de Planejamento, Gestão e Participação Cidadã. RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. **Informações sobre Geografia Física.** <Disponível em www.seplag.rs.gov.br/atlas>. Acesso em: 07 de abril de 2011.

RODRIGUES, R. M. **Projeto e gerência de pavimentos.** Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos, 1996.

SAYERS, M. W.; GILLESPIE, T. D.; QUEIROZ, A. V. **The international road roughness experiment - establishing correlation and a calibration standard for measurements.** Technical Paper 45. The World Bank, Washington D. C., 1986.

SENÇO, W. de.; **Manual de técnicas de pavimentação.** São Paulo: PINI, 2001.

SILVA, M. C.; **Avaliação funcional e estrutural das vias asfaltadas do campus da UFV.** 2006. Dissertação (Mestrado – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa. 101p

SILVA, P. F. A.; **Manual de patologia e manutenção de pavimentos.** São Paulo: PINI, 2005.

SPECHT, L. P. **Avaliação de Misturas Asfálticas com Incorporação de Borracha Reciclada de Pneus,** Porto Alegre, 2004. (Tese de Doutorado em Engenharia Civil) – UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2004.

SPECHT, L. P.; ROZEK, T.; HIRSCH, F.; SANTOS, R. T. dos. **Avaliação da macrotextura de pavimentos através do ensaio de mancha de areia.** Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande, n. 10, p. 30-38, jul. 2007.

STRECK, E. V.; KÄMPF, N.; DALMOLIN, R. S. D.; KLAMT, E.; NASCIMENTO, P. C.; SCHNEIDER, P.; GIASSON, E.; PINTO, L. F. S. **Solos do Rio Grande do Sul.** Emater/RS, 2ªed. Porto Alegre, 2008.

WAYHS, C.A.S.P. **Estudo de materiais alternativos utilizados em pavimentação de baixo custo na região noroeste do Rio Grande do Sul.** 2004. Dissertação (Mestrado Profissionalizante - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 87p

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL. ESCOLA DE ENGENHARIA. PPGEC (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil). **Manual de formatação de teses e dissertações.** Porto Alegre, 2007. 27p.

YSHIBA, J.K. **Modelo de desempenho de pavimentos: estudo de rodovias do Estado do Paraná.** 2003. (Tese de Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo - SP