

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**AVALIAÇÕES FUNCIONAL E ESTRUTURAL DE TRECHOS DE
RODOVIAS NO DISTRITO FEDERAL CONSTRUÍDOS COM
DIFERENTES MATERIAIS**

FRANCISCO HÉLIO CAITANO PESSOA

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO:G.TD – 78/2012

BRASÍLIA / DF: 31 JULHO/2012

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

AVALIAÇÕES FUNCIONAL E ESTRUTURAL DE TRECHOS DE
RODOVIAS NO DISTRITO FEDERAL CONSTRUÍDOS COM
DIFERENTES MATERIAIS

FRANCISCO HÉLIO CAITANO PESSOA

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)

GREGÓRIO LUÍS SILVA ARAUJO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

LUIS FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)

LÍLIAN RIBEIRO DE REZENDE, DSc (UFG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

JOEL CARLOS MOIZINHO, DSc (UFRR)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 31 DE JULHO DE 2012.

FICHA CATALOGRÁFICA

PESSOA, FRANCISCO HELIO CAITANO

Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais.

xxiii, 210 p., 210 mm x 297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2012)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Pavimentação

2. Avaliação Funcional

3. Avaliação Estrutural

4. Ensaios

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

PESSOA, F.H.C.(2012). Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais. Tese de Doutorado, Publicação G.DM-078/2012, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 210 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Francisco Hélio Caitano Pessoa

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Avaliações Funcional e Estrutural de Trechos de Rodovias no Distrito Federal Construídos com Diferentes Materiais.

GRAU / ANO: Doutor / 2012

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Francisco Hélio Caitano Pessoa
SHCES Quadra 909, Bloco E, Apartamento 201, Cruzeiro Novo.
CEP 70655-095 - Brasília/DF – Brasil.

A minha família (esposa, pais e irmãos), por entender que os momentos ausentes do convívio dedicados a esta pesquisa foram necessários. Especialmente, a minha filha Beatriz, imaginando um futuro melhor para ela.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo o dom da vida, pela misericórdia para comigo e pelo privilégio de ter chegado a este momento (defesa da tese).

Ao professor José Camapum de Carvalho, pela orientação, pelos ensinamentos, pela atenção dispensada, pela amizade e pelos conselhos.

A minha esposa Elisa, pelo companheirismo, paciência e incentivo.

Aos meus pais, irmãos, sobrinhos e sogros, pelo bom convívio familiar.

Ao Programa de Pós-graduação em Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos. Em especial ao professor Luís Fernando, pela atenção e sensibilidade ao meu problema, naquele momento decisório de minha vida, quando do ingresso neste Programa de pós-graduação.

Ao prof. André, pela liderança que representa no Programa de Pós-graduação em Geotecnia e revisão da parte de estatística.

A secretária Aparecida (Cida), pela boa vontade em ajudar sempre que precisei de informações.

Ao IFRR e à UnB, pela possibilidade de realização deste trabalho.

Ao DER-DF e a todos os funcionários do laboratório, pelo apoio na realização dos ensaios de campo, sendo representados pelo técnico Hamilton, que sempre atendeu com muita boa vontade e coragem.

À professora Lílian Rezende, da UFG, pela boa vontade e disponibilidade de me enviar os resultados dos seus ensaios sempre que solicitei e pelas sugestões dadas neste trabalho.

À professora Edi, do laboratório de Geoquímica da UnB, pelas análises mineralógicas realizadas e pelas respostas de algumas dúvidas.

Ao senhor Artur, do Laboratório de Engenharia Mecânica da UnB, pela presteza na confecção e nas adaptações dos equipamentos utilizados na pesquisa.

Aos meus grandes amigos Bernardo, Petrônio e Gislaine, pela boa convivência e pelas ajudas sempre que precisei. Vocês serão inesquecíveis.

Aos colegas de doutorado Luís Abel, Josy, Lorena, Marcus Vinicius e Elmagno, pelos momentos juntos e pela a boa convivência ao longo destes anos.

Aos laboratoristas Tiago e Ricardo, pelo esforço na realização de diversos ensaios.

A minha filha Beatriz, pela inspiração e o motivo de enfrentar essa pós-graduação, com o objetivo de lhe proporcionar um futuro menos difícil.

Ao colega Luís Anselmo e ao prof. Welitom da Geofísica.

Ao amigo Martin, pelo apoio na minha chegada em Brasília e a amizade.

À professora Cristiane, pela revisão desta tese.

Por fim, agradeço a todos aqueles que, por acaso, deixei de citar mais que, de alguma forma, contribuíram com esta pesquisa.

Meu muito obrigado!

RESUMO

Os pavimentos rodoviários sofrem degradação com a passagem dos veículos e pela ação dos fatores climáticos. Nesta pesquisa, fez-se avaliações funcional e estrutural de dois trechos de rodovias pertencentes à malha viária do Distrito Federal. O Trecho 1 executado há cerca de 14 anos, tem 440 m de extensão, subdividido em 7 (sete) subtrechos construídos com a camada de base de diferentes materiais e o subleito com uma parte em corte e outra, em aterro, o revestimento com tratamento superficial duplo com capa selante e com espessura de projeto de 3cm. Neste trecho há acostamento e drenagem superficial parcial, ambos com deficiência. Já o Trecho 2, executado há cerca de 12 anos, tem 260 m de extensão, subdividido em 3 (três) subtrechos construído com as camadas de sub-base e de base de diferentes materiais, o subleito de toda a extensão do trecho é em aterro e o revestimento em concreto asfáltico (CA) e com espessura de projeto de 5 cm. Neste trecho há acostamento e drenagem superficial bem conservados e em boas condições. Realizou-se em laboratório, ensaios de caracterização física, química e mineralógica. No campo, executaram-se os ensaios de identificação dos defeitos superficiais, de medição dos afundamentos das trilhas de rodas, de determinação da resistência com o PANDA, de umidade e dos perfis longitudinais e transversais com GPR, das deflexões com a viga Benkelman. Ainda, a análise estatística descritiva e inferencial (análise de variância, os testes de comparação múltiplas de médias e correlações) dos dados de laboratório e campo obtidos por Rezende (1999, 2003) e nesta pesquisa. As conclusões desta pesquisa mostram que é importante conhecer as características físicas, química e mineralógica dos solos tropicais finos, tanto na fase de projeto, quanto na de execução e fazer um estudo cuidadoso da caracterização e do comportamento mecânico dos solos tropicais compactados. Também, entender o efeito dos parâmetros meteorológicos atuantes na estrutura de pavimento e avaliar a condição superficial e o desempenho do pavimento associados a estudos de tráfego, de clima, às próprias condições estruturais da via e a existência ou não de drenagem superficial e de acostamento. E ainda, compreender a necessidade de correlacionar os resultados dos ensaios de GPR e de PANDA com outros ensaios, tais como, de umidades e de densidade, de medidas de deflexões, pois permitem caracterizar a estrutura de pavimento e ainda fornecem informações valiosas sobre a capacidade estrutural das camadas. Assim como, empregar a análise estatística inferencial para inferir hipótese sobre os parâmetros de laboratório e de campo. Bem como, entender que as correlações entre as medidas de deflexões determinadas com a Viga Benkelman e o FWD não podem ser aplicadas de maneira geral, sendo recomendado apenas para os trechos executados com materiais semelhantes. Para os trechos analisados na pesquisa, destaca-se que o Trecho 1 apresenta quase todos os tipos de defeitos superficiais, com variado grau de severidade e todos os seus subtrechos já sofreram correção do revestimento, observou-se nesse trecho que as deflexões variaram com o tipo de base e com a época de medição, sendo maiores na estação chuvosa e ainda, os perfis longitudinais e transversais obtidos com o GPR mostram que o revestimento está bastante deteriorado e a base apresenta espessura irregular, apontando para problemas de execução. Já no Trecho 2 a superfície de rolamento e a umidade encontram diferenciadas nos subtrechos, os valores das deflexões determinadas ao longo do período estudado variaram pouco em relação ao mês ou ao ano de análise e os resultados dos perfis obtidos com o GPR apontam, também, para irregularidade na camada de base.

ABSTRACT

The passage of vehicles and the action of weather-related factors gradually degrade highway surfaces. This research conducted structural and functional assessments of two stretches of highway in the road network of the Federal District. Stretch 1 was built 14 years ago, is 440 meters long and divided into 7 (seven) sub-stretches each built on a base of different materials. In part of the stretch the sub-base is in a cutting and in part it is on an embankment. The pavement consists of a double application of a seal coat with a project-specified thickness of 3 cm. The entire stretch is provided with a hard shoulder and a partial system for surface water drainage, both deficient. Stretch 2 was constructed about 12 years ago, is 260 meters long, divided into 3 sub-stretches with their bases and sub-bases made up of a variety of materials. The entire sub-base is on an embankment and the pavement material is asphaltic concrete 5 cm thick. The stretch is provided with a hard shoulder and a surface water drainage system, both in good condition. Laboratory testing determined physical, chemical and mineralogical properties of the materials. In the field, testing identified surface defects, the depth of ruts caused by traffic, resistance using a Panda penetrometer, humidity, longitudinal and transverse GPR profiles, and Benkelman beam deflections. A statistical and inferential analysis was made (variance analysis, multiple comparison of means and correlations) of the data obtained by Rezende (1999, 2003) and those obtained by this research. It was found that in both project and execution stages it is important to gain sound knowledge of the physical chemical and mineralogical properties of fine tropical soils and to conduct a careful study of their properties and mechanical behavior when compacted; as well as to investigate the effects of meteorological factors the pavement is exposed to and to evaluate the surface condition and performance of the pavement in the light of traffic studies, weather information and the structural conditions of the highway itself, including the existence or non existence of surface water drainage systems and hard shoulders. Furthermore, the results obtained from the GPR and Panda tests need to be correlated with those of other tests such as humidity, density, and deflection measurements, in order to characterize the structure of the pavement and provide precious information on the structural capacity of the various courses. The use of inferential statistical analysis enables the formulation of hypotheses concerning both field and laboratory parameters. It must be understood that the FWD and Benkelman beam deflection measurements are only applicable to stretches of roadway constructed with similar materials and cannot be generalized. In the stretches analyzed in this research work, stretch 1 presented every kind of surface defect in varying degrees of severity and all of the sub-stretches had had their pavements repaired at some time. Deflections values varied according to the type of material composing the base and to the time of year the measurements were made, with measurements being greater in the rainy season. The transversal and longitudinal profiles obtained using GPR showed that the paving surface is highly deteriorated and the road base shows variations in thickness corresponding to problems present in the execution of the original works. In stretch 2, the road surface and humidity values vary among the sub-stretches but deflection values measured over the period of duration of the study varied very little with the month or year of analysis. The GPR profile results also indicate the existence of irregularities in the base layer.

SUMÁRIO

Capítulo	Página
1- INTRODUÇÃO	1
1.1- IMPORTÂNCIA DO TEMA.....	1
1.2- OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS.....	5
1.2.1- OBJETIVO GERAL	5
1.2.2- OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	5
1.2.3- JUSTIFICATIVA.....	6
1.3- ESCOPO DA TESE	6
2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	8
2.1- AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS	8
2.2- AVALIAÇÃO FUNCIONAL.....	10
2.2.1- DEFEITOS DE SUPERFÍCIE	12
2.3- AVALIAÇÃO ESTRUTURAL.....	16
2.4- RETROANÁLISE	20
2.4.1- MÉTODOS ITERATIVOS.....	23
2.5- MATERIAIS UTILIZADOS PARA BASES EM PAVIMENTOS	25
2.5.1- BASES DE SOLO-BRITA	26
2.5.2- BASES DE EXPURGO	26
2.5.3- BASES DE SOLO FINO LATERÍTICO.....	26
2.5.4- BASES DE SOLO-CAL	27
2.5.5- BASES COM O USO DE GEOSSINTÉTICOS.....	28
2.6- NOÇÕES DE ANÁLISE DE VARIÂNCIA	28
2.6.1- ANOVA - FATOR ÚNICO	30
2.6.2- ANOVA – FATOR DUPLO.....	33
2.6.3- TESTES DE COMPARAÇÕES MÚLTIPLAS DE MÉDIAS	36
2.6.4- TESTE DE TUCKEY	36
2.6.5- TESTE DE SCHEFFÉ	37
2.7- CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS	39
2.7.1- CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS.....	39
2.7.2- GRUPO CANASTRA.....	40
2.7.3- GRUPO PARANOÁ.....	40
2.7.4- CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS	42
2.7.5- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS	43
2.7.6- CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS	44
2.7.7- CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS	45
2.8- CONTAGEM DE TRÁFEGO	47

2.8.1- NÚMERO DE VEÍCULOS DO DISTRITO FEDERAL	51
3- MATERIAIS E MÉTODOS	53
3.1- INTRODUÇÃO	53
3.2- CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E TOPOGRÁFICA DOS TRECHOS	53
3.3- CONTAGEM VOLUMÉTRICA E CLASSIFICATÓRIA DO TRÁFEGO	56
3.4- ENSAIOS DE LABORATÓRIO	56
3.4.1- ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	57
3.4.2- UMIDADE NATURAL.....	57
3.4.3- GRANULOMETRIA	58
3.4.4- LIMITES DE ATTERBERG	58
3.4.5- SUCÇÃO	59
3.4.6- CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	60
3.4.7- CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	60
3.4.8- ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO	60
3.4.9- ENSAIOS DE RESISTÊNCIA MECÂNICA.....	62
3.4.10- ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	63
3.5- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA DOS TRECHOS	64
3.6- AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DOS TRECHOS.....	64
3.6.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO - PANDA.....	65
3.6.2- GROUND PENETRATION RADAR – GPR	67
3.6.3- VIGA BENKELMAN.....	70
3.7- ANÁLISE ESTATÍSTICA	70
3.8- RETROANÁLISE DAS BACIAS DE DEFLEXÃO	71
4- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	73
4.1- ENSAIOS DE LABORATÓRIO	73
4.1.1- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	73
4.1.2- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	75
4.1.3- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA.....	81
4.1.4- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	85
4.1.5- CURVA CARACTERÍSTICA	85
4.1.6- MÓDULO DE RESILIÊNCIA	86
4.2- RESULTADOS DO MODELO REDUZIDO	87
4.3- DADOS METEOROLÓGICOS.....	88
4.4- CONTAGEM VOLUMÉTRICA E CLASSIFICATÓRIA DO TRÁFEGO	91
4.5- ENSAIOS DE CAMPO NO TRECHO 1	96
4.5.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO – PANDA	96
4.5.2- GROUND PENETRATING RADAR – GPR	99
4.5.3- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA.....	112

4.5.4- AFUNDAMENTOS DE TRILHAS DE RODAS	117
4.5.5- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO DO TRECHO 1.....	119
4.5.6- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO DO TRECHO 1	125
4.5.7- ENSAIOS DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA.....	125
4.5.8- ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN	129
4.5.9- INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NOS VALORES DAS DEFLEXÕES MEDIDAS COM A VIGA BENKELMAN.....	143
4.5.10- CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN E FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER.....	144
4.5.11- RETROANÁLISE	150
4.6- ENSAIOS DE CAMPO TRECHO 2	152
4.6.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO – PANDA	152
4.6.2- GROUND PENETRATING RADAR – GPR	155
4.6.3- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA.....	160
4.6.4- AFUNDAMENTOS DE TRILHAS DE RODAS	163
4.6.5- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO DO TRECHO 2.....	165
4.6.6- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO DO TRECHO 2.....	169
4.6.7- ENSAIOS DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA.....	169
4.6.8- ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN	170
4.6.9- INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NOS VALORES DAS DEFLEXÕES MEDIDAS COM A VIGA BENKELMAN.....	175
4.6.10- CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN E FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER.....	176
4.6.11- RETROANÁLISE	182
5- CONCLUSÕES	186
5.1- CONCLUSÕES GERAIS	186
5.2- CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	188
5.2.1- TRECHO 1.....	188
5.2.2- TRECHO 2.....	189
5.3- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	190
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	192

LISTA DE TABELAS

Tabela	Página
Tabela 2.1 – Categorias de defeitos gerais em pavimentos (DNIT, 1998).	12
Tabela 2.2 – Resumo das causas e tipos de deformação permanentes (DNIT, 1998).	13
Tabela 2.3 – Tipos e classes de defeitos superficiais em revestimentos asfálticos flexíveis (DNIT, 1998).	14
Tabela 2.4 – Codificação e classificação dos defeitos (DNIT 005/2003-TER).	15
Tabela 2.5 – Limites dos índices de classificação dos pavimentos.	16
Tabela 2.6 – Disposição de dados para ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).	31
Tabela 2.7 – Resumo da ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).	32
Tabela 2.8 – Disposição de dados para ANOVA fator duplo (Guerra & Donaire, 1986).	34
Tabela 2.9 – Resumo da ANOVA - fator duplo sem repetição (Guerra & Donaire, 1986).	35
Tabela 2.10 – Resumo da ANOVA - fator duplo com repetição (Guerra & Donaire, 1986).	35
Tabela 2.11 – Características gerais dos trechos (modificado Rezende, 2003).	44
Tabela 2.12 – Fatores de Equivalências (Figueiredo & Costa, 2001).	48
Tabela 2.13 – Equações para projeção do tráfego futuro (DNIT, 2010).	51
Tabela 3.1 – Características gerais dos trechos.	54
Tabela 3.2 – Estacas de coleta de umidade.	57
Tabela 3.3 – Localização dos furos realizados no revestimento no Trecho 2.	62
Tabela 3.4 – Anos de realização de avaliação superficial.	64
Tabela 3.5 – Tipos de ensaios de avaliação estrutural e meses que ocorreram medições.	65
Tabela 3.6 – Equipamentos e parâmetros utilizados em campo.	65
Tabela 3.7 – Identificação dos ensaios PANDA nos Trechos 1 e 2.	67
Tabela 3.8 – Tolerâncias entre as deflexões medidas e retroanalisadas (Fernandes & Trichês, 2000).	71
Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados nas retroanálises.	72
Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização física (Rezende, 2003).	73
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização física.	74
Tabela 4.3 – Caracterização química do solo natural e do solo-cal do Trecho 1.	76
Tabela 4.4 – Caracterização química do solo natural e do solo-cal do Trecho 2.	78
Tabela 4.5 – Intensidade dos picos dos principais minerais presentes nas amostras analisadas.	81
Tabela 4.6 – Anos e meses em que ocorreram medições de deflexões.	89
Tabela 4.7 – Contagem classificatória média de tráfego/faixa (fevereiro/2010).	91
Tabela 4.8 – Contagem classificatória média de tráfego/faixa no Trecho 2 (abril/2011).	91

Tabela 4.9 – Contagem classificatória média de tráfego/dia para o Trecho 2 (DF-440, abril/2011).	92
Tabela 4.10 – Volume Diário Médio.....	93
Tabela 4.11 – Conceitos da avaliação dos subtrechos do Trecho 1.	113
Tabela 4.12 – Índices de avaliação dos subtrechos do Trecho 1.....	114
Tabela 4.13 – Resumo dos parâmetros do subleito e da base com o frasco de areia.	120
Tabela 4.14 – Resumo da ANOVA fator único - diversos parâmetros (Rezende, 1999).	120
Tabela 4.15 – Peso específico pelo densímetro nuclear para a base (Rezende, 1999).....	121
Tabela 4.16 – Resumo ANOVA fator duplo com repetição - peso específico aparente seco.122	
Tabela 4.17 – Diferença de média dos pesos específicos.....	122
Tabela 4.18 – Valores do CBR “in situ” (Rezende, 1999).....	124
Tabela 4.19 – Resumo da ANOVA fator duplo com repetição do CBR “in situ”.	124
Tabela 4.20 – Diferença de média dos CBRs “in situ”.	124
Tabela 4.21 – Deslocamento medido com prova de carga sobre placa (Rezende, 2003).	126
Tabela 4.22 – Deslocamento no revestimento medido nas bases (Rezende, 2003).	126
Tabela 4.23 – Resultado da ANOVA fator duplo sem repetição.	127
Tabela 4.24 – Diferenças de médias.....	127
Tabela 4.25 – Resumo da ANOVA fator único - deflexões máximas.	133
Tabela 4.26 – Resumo das diferenças de médias para as deflexões máximas.	134
Tabela 4.27 – Série histórica das deflexões máximas médias (Rezende, 2003 - modificada).	136
Tabela 4.28 – Resumo da ANOVA fator duplo sem repetição.	136
Tabela 4.29 – Diferença de médias das deflexões quanto ao tipo de base.	136
Tabela 4.30 – Diferença de médias das deflexões quanto ao mês de medição.	138
Tabela 4.31 – Bacias médias de deflexões para o Trecho 1 (outubro/2000).....	147
Tabela 4.32 – Resultado da ANOVA (outubro/2000).....	147
Tabela 4.33 – Bacias médias medidas em agosto/2001.	148
Tabela 4.34 – Resultado da ANOVA para as bacias médias (agosto/2001).	148
Tabela 4.35 – Resumo dos parâmetros retroanalizados do Trecho 1.	152
Tabela 4.36 – Conceitos da avaliação dos subtrechos.....	161
Tabela 4.37 – Índices de avaliação dos subtrechos.	162
Tabela 4.38 – Resumo dos resultados obtidos com o Frasco de Areia (Rezende, 1999).....	165
Tabela 4.39 – Resumo da ANOVA fator duplo com repetição.....	165
Tabela 4.40 – Diferença de médias das umidades.....	166
Tabela 4.41 – Resultados dos pesos específicos com o Densímetro Nuclear.	166
Tabela 4.42 – Resultado da ANOVA fator duplo com repetição - pesos específicos.....	167

Tabela 4.43 – Diferença de médias dos pesos específicos.	167
Tabela 4.44 – Resultados dos ensaios de carga sobre placa (Rezende, 2003).	169
Tabela 4.45 – Resumo da ANOVA fator único - revestimento.	172
Tabela 4.46 – Diferenças de médias para o revestimento.	173
Tabela 4.47 – Bacias médias de deflexão no subtrecho de solo-cal.....	174
Tabela 4.48 – Bacias médias de deflexão no subtrecho de solo fino sem retração.....	174
Tabela 4.49 – Bacias médias de deflexão do subtrecho em solo fino com retração.	174
Tabela 4.50 – Bacias média do Trecho Experimental 2 (agosto/2001).....	177
Tabela 4.51 – Resultado da ANOVA (agosto/2001).....	178
Tabela 4.52 – Resumo dos parâmetros retroanalizados do Trecho 2.	184

LISTA DE FIGURAS

Figura	Página
Figura 1.1 – Série histórica da avaliação dos pavimentos nas rodovias federais (CNT, 2011).	2
Figura 1.2 – Série histórica da avaliação do pavimento nas rodovias federais – DF (CNT, 2011).....	3
Figura 1.3 – Valor da Serventia Atual (VSA) das rodovias distritais (Fernandes, 2011).....	3
Figura 2.1 – Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via (Bernucci <i>et al.</i> , 2008).....	11
Figura 2.2 – (a)Tensões verticais gerada na estrutura de pavimento (b) e Bacias de deflexão de pavimento flexível e rígido (Balbo, 1997).	17
Figura 2.3 – Esquema dos dados necessários para fazer uma retroanálise de pavimento (Bernucci <i>et al.</i> , 2008).....	21
Figura 2.4 – Ocorrência de solos de comportamento laterítico no território brasileiro (Villibor, 2002).....	27
Figura 2.5 – Região de aceitação para ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).	31
Figura 2.6 – Região de aceitação para ANOVA fator duplo (Guerra & Donaire, 1986).....	34
Figura 2.7 – Visão geologia da área de estudo (Silva & Campos, 1998).....	41
Figura 2.8 – Conformação topográfica da rodovia DF-205 Oeste (Trecho 1).....	42
Figura 2.9 – Localização dos Trechos (Rezende, 2003).	43
Figura 3.1 – Planta de situação do Trecho 1: Rodovia DF-205 Oeste.	53
Figura 3.2 – Perfil longitudinal da Rodovia DF-205 Oeste.	53
Figura 3.3 – Planta de situação do Trecho 2: Rodovia DF-441.	54
Figura 3.4 – Perfil longitudinal da Rodovia DF-441.....	54
Figura 3.5 – Subtrechos do Trecho 1 (Rezende, 2003).....	55
Figura 3.6 – Subtrechos do Trecho 2 (Rezende, 2003).....	55
Figura 3.7 – Estrutura do pavimento do Trecho 1 (Rezende, 2003).	55
Figura 3.8 – Estrutura do pavimento do Trecho 2 (Rezende, 2003).	55
Figura 3.9 – Posicionamento do geossintético nos subtrechos 5, 6 e 7 (Rezende, 2003).	56
Figura 3.10 – Coleta de umidade natural nas camadas de pavimento (Trecho 2).....	57
Figura 3.11 – Granulômetro e acessórios.	58
Figura 3.12 – Procedimento de compactação do solo.	61
Figura 3.13 – Instrumentação de medidas das deformações.	62
Figura 3.14 –Ensaio de Módulo de Resiliência no CBUQ (Trecho 2).....	63
Figura 3.15 – Equipamentode Ensaio de Resistência à Tração no CBUQ (Trecho 2).....	64
Figura 3.16 – Equipamento PANDA (Batista, 2011).....	66

Figura 3.17 – Ensaio de PANDA no Trecho 2.....	66
Figura 4.1 – Comparação das curvas granulométricas do solo-brita e do expurgo com a ES-303 (1997) - DNIT.	74
Figura 4.2 – Comparação das curvas granulométricas do solo-brita e do expurgo com a ET (2006) - DER/SP.	75
Figura 4.3 – Análises químicas no Trecho 1: a) solo fino; b) solo-cal; c) solo fino x solo-cal.	77
Figura 4.4 – Análises químicas no Trecho 2: a) solos finos; b) solo-cal e c) solo fino x solo-cal.	79
Figura 4.5 – Análises químicas no Trecho 2: a) solos finos; b) solos finos x solo-cal.	80
Figura 4.6 – Difratoograma do subleito do Trecho 1.	83
Figura 4.7 – Difratoograma da base do Trecho 1.	83
Figura 4.8 – Difratoograma da base de solo-cal 6 % do Trecho 2.	84
Figura 4.9 – Difratoograma da sub-base de solo-cal 3 % do Trecho 2.	84
Figura 4.10 – Difratoograma do subleito do Trecho 2.	85
Figura 4.11 – Curva característica do solo compactado (a) pF x w e (b) expF x w.	86
Figura 4.12 – Resultados do ensaio do módulo de resiliência para o CBUQ do Trecho 2.	86
Figura 4.13 – Resultados do ensaio de resistência à tração.....	87
Figura 4.14 – Deslocamento do solo compactado sem e com GS.	88
Figura 4.15 – Dados meteorológicos médios (a) pluviometria, (b) umidade relativa e (c) temperatura.	90
Figura 4.16 – Resultados da contagem: a) Número de veículos leves e b) número de veículos pesados.	93
Figura 4.17 – Trecho 1: (a) Linear (b) Exponencial.....	94
Figura 4.18 – Trecho 1: (a) Linear (b) Exponencial.....	94
Figura 4.19 – Trecho 2: (a) Linear (b) Exponencial.....	94
Figura 4.20 – Trecho 2 : (a) Linear (b) Exponencial.....	95
Figura 4.21 – Frota de veículos do DF: (a) Evolução da frota (b) crescimento anual (c) veículos pesados.	96
Figura 4.22 – Perfis dos subtrechos de expurgo e solo fino (a) e (b) resistências (c) e (d) umidades naturais.	97
Figura 4.23 – Perfis de resistências dos subtrechos (a) solo-cal (b) GS (c) GI (d) GE.....	98
Figura 4.24 – Perfis a) umidades dos subtrechos de solo-cal, GS, GI e GE b) resistência do solo-brita.....	98
Figura 4.25 –Perfil longitudinal do subtrecho de solo-brita - faixa direita.	99
Figura 4.26 –Perfil longitudinal do subtrecho de solo-brita - faixa esquerda.	99
Figura 4.27 – Subtrecho de solo-brita: comparação de perfis radargrama e resistência.	100
Figura 4.28 – Subtrecho de solo-brita: comparação de perfis radargrama e resistência.	101
Figura 4.29 –Perfil longitudinal do subtrecho de expurgo - faixa direita.	101

Figura 4.30 – Perfil transversal do subtrecho de expurgo estaca.	102
Figura 4.31 – Subtrecho de expurgo: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.	103
Figura 4.32 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino - faixa direita.	103
Figura 4.33 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino.	104
Figura 4.34 – Subtrecho de solo fino: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.	105
Figura 4.35 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo-cal - faixa direita.	106
Figura 4.36 – Perfil transversal do subtrecho de solo-cal.	106
Figura 4.37 – Subtrecho de solo-cal: comparação de perfis radargrama e resistência.	107
Figura 4.38 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil superior - faixa direita.	108
Figura 4.39 – Perfil transversal do subtrecho com geotêxtil superior - faixa direita.	108
Figura 4.40 – Subtrecho com geotêxtil superior: comparação de perfis radargrama, resistência.	109
Figura 4.41 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil inferior - faixa direita.	110
Figura 4.42 – Subtrecho com geotêxtil inferior: comparação de perfis radargrama, resistência.	110
Figura 4.43 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil envelopando - faixa direita. ..	111
Figura 4.44 – Perfil transversal do subtrecho com geotêxtil envelopando.	111
Figura 4.45 – Subtrecho com geotêxtil envelopando: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.	112
Figura 4.46 – Efeito da sazonalidade na avaliação funcional dos defeitos superficiais.	115
Figura 4.47 – Vista geral do acostamento da via.	117
Figura 4.48 – Vista geral da drenagem da via.	117
Figura 4.49 – Perfil das medidas de trilhas de roda interna.	118
Figura 4.50 – Perfil das medidas de trilhas de roda externa.	119
Figura 4.51 – Peso específico aparente seco e umidades de campo e de laboratório.	123
Figura 4.52 – Massa específica aparente seca máxima <i>versus</i> umidade.	123
Figura 4.53 – Comparação de parâmetros: (a) CBR e (b) umidades.	125
Figura 4.54 – Deslocamento x mês.	127
Figura 4.55 – Deslocamento x tipo de base.	128
Figura 4.56 – Deslocamento diferentes no revestimento.	128
Figura 4.57 – Correlações entre os deslocamentos medidos com placas diferentes.	129
Figura 4.58 – Medidas de deflexão realizadas em agosto de 1998 (Rezende, 1999).	130
Figura 4.59 – Parâmetros x estacas: (a) peso específico seco, (b) umidades e (c) umidades em outubro/2011.	130
Figura 4.60 – Série de medidas de deflexão (Rezende, 2003 - modificada).	131

Figura 4.61 – Série limitada de medidas de deflexão (Rezende, 2003 - modificada).....	131
Figura 4.62 – Medidas de deflexão nos anos de 2000 e 2010.....	132
Figura 4.63 – Medidas de deflexão nos anos de 1998 e 2008.....	132
Figura 4.64 – Medidas de deflexão nos meses de outubro dos anos: 2000, 2001 e 2008.....	133
Figura 4.65 – Medidas de deflexão nos anos de 1998, 1999 e 2002 (Rezende, 2003).	133
Figura 4.66 – Deflexões diferentes nos anos de 2010 e 2011.	134
Figura 4.67 – Deflexões diferentes nos anos de 1998, 2001, 2002, 2008 a 2010.	135
Figura 4.68 – Deflexões diferentes nos anos de 1999 a 2002.	135
Figura 4.69 – Deflexões máximas médias diferentes.....	137
Figura 4.70 – Deflexões médias diferentes ao longo do período.	137
Figura 4.71 – Deflexões médias diferentes quanto ao tipo de base.	138
Figura 4.72 – Deflexões médias diferentes quanto ao mês.	139
Figura 4.73 – Deflexões médias diferentes para os solos sem e com geotêxtil quanto ao mês.	139
Figura 4.74 – Comparação entre as deflexões máximas a) solo-cal x solo-geotêxtil; b) solo fino x solo cal; c) solo fino x solo geotêxtil; d) deflexões a 100 cm do solo fino x solo-geotêxtil; e) solo-brita x solo-cal; f) expurgo x solo fino.	140
Figura 4.75 – Deflexões médias diferentes para os solos sem e com geotêxtil quanto ao ano.	141
Figura 4.76 – Deflexões máximas x tempo de execução.	142
Figura 4.77 – Deflexões na faixa da esquerda (março/2010).....	144
Figura 4.78 – Deflexões na faixa da direita (março/2010).....	144
Figura 4.79 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo-brita; b) expurgo.	145
Figura 4.80 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo fino; b) solo-cal.....	146
Figura 4.81 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo fino com geotêxtil superior; b) solo fino com geotêxtil inferior.	146
Figura 4.82 – Correlação entre as bacias de deflexões médias do solo fino com geotêxtil envelopado.....	146
Figura 4.83 – Trecho 1, solo-brita, expurgo, solo fino e solo-cal: a) 2000; b) 2001.....	149
Figura 4.84 – Similaridade entre os ensaios com viga e FWD e as fases do ensaio de adensamento.	150
Figura 4.85 – Comparação entre as bacias de diversos subtrechos.....	151
Figura 4.86 – Bacias do subtrecho de solo fino com geotêxtil envelopado.	151
Figura 4.87 – Perfis do subtrecho de solo-cal (a) resistência (b) umidade.	152
Figura 4.88 – Perfis do subtrecho de solo fino sem retração (a) resistência (b) umidade.....	153
Figura 4.89 – Perfis do subtrecho de solo fino com retração (a) resistência (b) umidade.	153
Figura 4.90 – Perfis médios de resistências: (a) bases e (b) sub-bases.	154

Figura 4.91 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo-cal.	155
Figura 4.92 – Perfil transversal do subtrecho de solo-cal.	156
Figura 4.93 – Subtrecho de solo-cal: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.	156
Figura 4.94 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino sem retração.....	157
Figura 4.95 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino sem retração.....	157
Figura 4.96 – Subtrecho de solo fino sem retração: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.....	158
Figura 4.97 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino com retração.	159
Figura 4.98 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino com retração.	159
Figura 4.99 – Subtrecho de solo fino com retração: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.....	160
Figura 4.100 – Efeito da sazonalidade na avaliação funcional dos defeitos superficiais.....	163
Figura 4.101 – Drenagem e acostamento.	163
Figura 4.102 – Perfil das medidas de trilhas de roda interna.	164
Figura 4.103 – Perfil das medidas de trilhas de roda externa.....	164
Figura 4.104 – Peso específico aparente seco e umidades de campo e de laboratório.	168
Figura 4.105 – Peso específico aparente seco <i>versus</i> umidades de campo e de laboratório. .	168
Figura 4.106 – Recalques x umidades dos subleitos, sub-base e bases.....	169
Figura 4.107 – Medidas de deflexão nas camadas de subleito, de sub-base e de base.	170
Figura 4.108 – Parâmetros x estacas: (a) peso específico seco, (b) umidades e (c) umidades em outubro/2011.....	171
Figura 4.109 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.....	172
Figura 4.110 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.....	173
Figura 4.111 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.....	173
Figura 4.112 – Evolução das deflexões ao longo do período de análise.....	175
Figura 4.113 – Deflexões na faixa da esquerda (março/2010).....	176
Figura 4.114 – Deflexões na faixa da direita (março/2010).....	176
Figura 4.115 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo-cal; b) solo fino sem retração; c) solo fino com retração.	177
Figura 4.116 – Deflexões máximas medidas com o FWD e a VB.....	178
Figura 4.117 – Deflexões medidas a 20 e 25 com o FWD e a VB.....	178
Figura 4.118 – Correlação entre as bacias de deflexões.....	179
Figura 4.119 – Correlação entre os subtrechos trechos.....	179
Figura 4.120 – Correlação entre resultados de Rezende (2003) x equações do DNIT.....	182
Figura 4.121 – Bacias do subtrecho de solo-cal.	182
Figura 4.122 – Bacias do subtrecho de solo fino sem retração.	183

Figura 4.123 – Bacias do subtrecho de solo fino com retração.....	183
Figura 4.124 – Comparação entre bacias dos subtrechos de solo fino sem e com retração...	184

LISTA DE ABREVIACOES, NOMENCLATURAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANOVA	Análise de Variância
ASTM	American Society for Testing Materials
CP	Corpo - de - Prova
CNT	Confederação Nacional dos Transportes
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CEFTRU	Centro de Formação de Recursos em Transportes
CODEPLAN	Companhia de Desenvolvimento do Planalto Central
CTC	Capacidade de Troca Catinica
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DF	Distrito Federal
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EM	Emissão eletromagnética
ET	Especificação Técnica
ES	Especificação de Serviço
EXP	Expurgo
FC	Fenda Classe
FC-1	Fenda Classe Tipo 1
FC-2	Fenda Classe Tipo 2
FI	Fissura
FWD	Falling Weight Deflectometer
GE	Geotêxtil Envelopado
GI	Geotêxtil Inferior
GE	Geotêxtil Superior
GPR	Ground Penetrating Radar
Ho	Hipótese Nula
H1	Hipótese Alternativa
ICCD	Internacional Centre for Diffraction Data
IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo
IGG	ndice de Gravidade Global
IGI	ndice de Gravidade Individual
IP	Instrução de Projeto
ISC	Indice de Suporte California
LA	Laterítico Areias
LA´	Laterítico Arenoso
LG´	Laterítico Argiloso
LVDT	Linear Variable Differential Transducer
LVC	Levantamento Visual Contínuo
ME	Método de Ensaio
MCT	Miniatura Compactado Tropical
MQ	Média dos Quadrados
PRO	Procedimento

PSI	Índice de Serventia Atual
QMR	Quadrado Médio do Resíduo
QAV	Quadro de Análise de Variância
SAFL	Solo Arenoso Fino Laterítico
SB	Solo-Brita
SC	Solo-Cal
SF	Solo Fino
SFSR	Solo Fino Sem Retração
SFCR	Solo Fino Com Retração
SENAT	Serviço Nacional de Aprendizagem em Transportes
TER	Terminologia
TSD	Tratamento Superficial Duplo
UTM	Unidades de Tráfego Misto
UCP	Unidades de Carro de Passeio
VDM	Volume Médio Diário
VSA	Valor da Serventia Atual
C	Constante
D ₀	Deflexão Máxima
D ₁₅	Deformação a 15 cm do ponto de aplicação
D ₂₅	Deflexão a 25cm do ponto de aplicação
D ₃₀	Deformação a 30 cm do ponto de aplicação
D ₄₅	Deformação a 45 cm do ponto de aplicação
D ₅₀	Deflexão a 50cm do ponto de aplicação
D _{FWD}	Deflexão característica obtida por viga FWD
DVB	Deflexão característica obtida por viga VB
\bar{D}	Deflexão média dos valores do trecho
D	Deflexão
F	Fator de Fisher
F _{cal}	Fator de Fisher calculado
F _{crit}	Fator crítico
F _{tab}	Fator tabelado
F ^C _{cal}	Fator calculado entre Colunas
F ^L _{cal}	Fator calculado entre Linhas
F ^I _{cal}	Fator calculado de Interação
gl	Grau de liberdade
k	Número de colunas
kv	Quilo-volt
M	Módulo de resiliencia
mA	Mili-ampere
n	Número total de elementos
pH	Potencial hidroeônico
p	Número de anos
P	Período de projeto
q	Amplitude studentizada

R^2	Coeficiente de correlação estatística
r	Número de elementos da amostra
t	Taxa de crescimento anual do tráfego
V_o	Volume inicial
V_t	Volume total de veículos
w	Umidade
w_L	Limite de liquidez
w_P	Limite de plasticidade
X_{ij}	Elemento observado da amostra
α	Nível de significância
α_i	Efeito específico devido à coluna
β_i	Efeito específico devido à linha
Δ	Diferença mínima significativa
ε_{ij}	Efeito aleatório devido a causas específicas
σ	Desvio-padrão
ν	Coeficiente de Poisson
μ	Média estatística

1- INTRODUÇÃO

Neste trabalho, por meio de ensaios de campo e de laboratório, avalia-se funcional e estruturalmente, dois trechos experimentais de rodovias pertencentes à malha viária do Distrito Federal (DF), construídas há cerca de 12 anos.

1.1- IMPORTÂNCIA DO TEMA

Devido ao rápido crescimento da frota de veículos, principalmente em países em desenvolvimento, é crescente a necessidade de manutenção ou reabilitação das rodovias, pois, muitas vezes, elas passam a suportar um tráfego não previsto em seu projeto inicial. Para agravar a situação, geralmente não são adotadas políticas de manutenção preventiva. Essas políticas possibilitam a efetivação de medidas adequadas à conservação dos pavimentos e também o suprimento dos recursos necessários à restauração desses pavimentos.

Os termos degradação, dano e deterioração são utilizados para descrever o processo de perda de qualidade funcional ou estrutural dos pavimentos rodoviários. Balbo (2007) comenta ainda não existir um consenso no meio acadêmico quanto aos modos ou mecanismos de ruptura ou de densificação. Estes mecanismos podem ocorrer devido às diferentes condições climáticas, morfológicas, geológicas e pedológicas, e também, devido aos limites das cargas para os diferentes veículos comerciais e à utilização de materiais peculiares de cada região.

A Confederação Nacional dos Transportes (CNT), o Serviço Social do Transporte (SEST) e o Serviço Nacional de Aprendizagem em Transportes (SENAT) realizaram pesquisas nas rodovias federais pavimentadas brasileiras entre 1997 e 2011 objetivando avaliar, dentre outros quesitos, a condição de trafegabilidade, quanto aos aspectos do pavimento, da sinalização e da geometria. A Figura 1.1 mostra a série histórica da condição do pavimento das rodovias federais. Pode-se observar que, em geral, ocorreu uma melhora na avaliação do pavimento ao longo do período analisado, pois os conceitos ruim e péssimo diminuíram, principalmente, nos últimos anos.

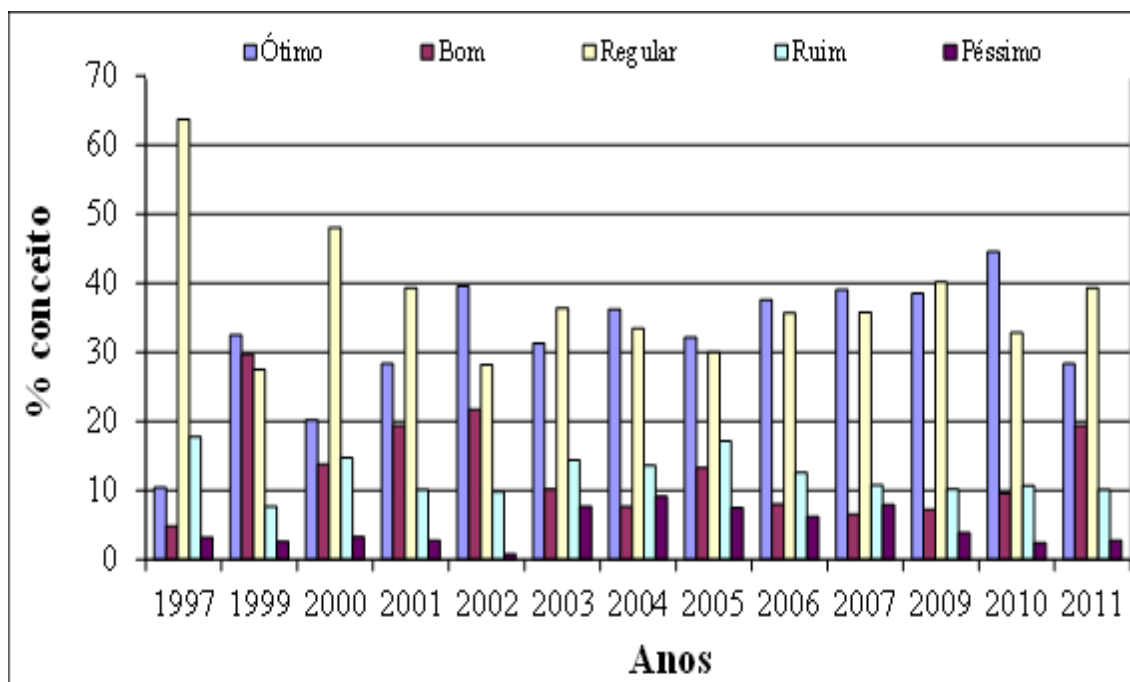


Figura 1.1 – Série histórica da avaliação dos pavimentos nas rodovias federais (CNT, 2011).

A Figura 1.2 mostra a série histórica e a evolução do conceito do pavimento nas rodovias federais que cortam o Distrito Federal. Observa-se na Figura 1.2 – Série histórica da avaliação do pavimento nas rodovias federais – DF (CNT, 2011). que a soma dos conceitos ótimo e bom é superior a 70% e não se constata o conceito péssimo em nenhum ano de realização da pesquisa. E ainda, nos últimos anos da pesquisa ocorreu melhorias na pavimentação das vias, visto que os conceitos ruim e péssimo diminuíram.

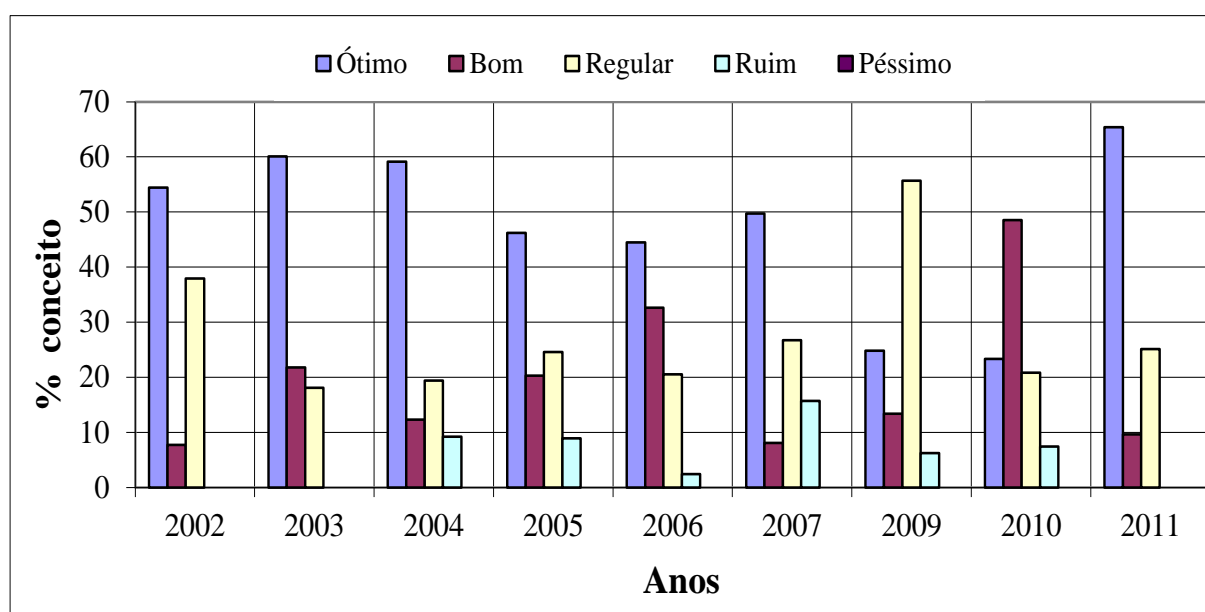


Figura 1.2 – Série histórica da avaliação do pavimento nas rodovias federais – DF (CNT, 2011).

Balbo (2007) comenta que a perda de serventia está associada aos processos de degradação estrutural dos pavimentos, os quais ocorrem de maneira progressiva em função da infiltração de água, bombeamento dos finos, perda de resistência, desenvolvimento de fissuras, degradação do revestimento asfáltico, perda de material ou deformação plástica excessiva.

Fernandes (2011) realizou estudo de avaliação subjetiva em 11 trechos de rodovias pavimentada pertencentes a malha viária distrital, sob jurisdição do Departamento de Estrada de Rodagem do Distrito Federal (DER-DF). As conclusões de seu estudo são mostradas na Figura 1.3. Observa-se que a soma dos conceitos ótimo e bom é superior a 75% das vias pesquisadas, revelando, ainda, que o conceito péssimo não foi atribuído às rodovias.

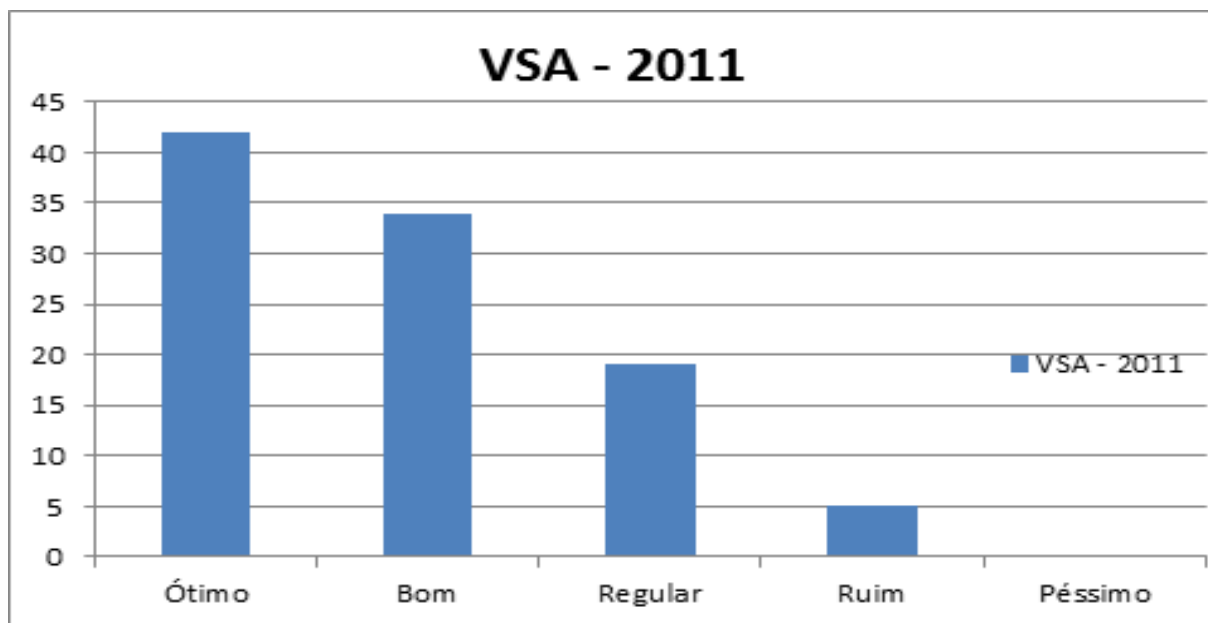


Figura 1.3 – Valor da Serventia Atual (VSA) das rodovias distritais (Fernandes, 2011).

Fazendo-se uma análise conjunta das duas pesquisas, CNT-SEST-SENAT (2011) e Fernandes (2011), constata-se que suas avaliações encontraram os mesmos resultados quanto à conservação das vias que compõem a malha viária do Distrito Federal. Portanto, pode-se então inferir que as vias que cortam o Distrito Federal estão em boas condições de trafegabilidade, quanto à superfície pavimentada.

Os defeitos superficiais apresentam-se em todos os tipos de revestimentos, seja nos construídos com materiais tradicionais, seja nos construídos com materiais não convencionais. Os trechos de rodovias estudados nesta pesquisa foram construídos com a camada de base de diferentes materiais: tradicionais (solo-cal, solo fino e solo-brita) e não convencionais (expurgo de pedreiras e a interposição de geotêxtil entre camadas).

A busca por materiais alternativos para uso na construção de estruturas de pavimentos rodoviários justifica-se pela escassez de materiais que satisfaçam às normas dos órgãos rodoviários e pelas restrições ambientais à exploração de novas áreas de empréstimo. Estas constatações abrem um amplo campo para a pesquisa de materiais não convencionais ambientalmente corretos, de custo otimizado para a construção de pavimentos rodoviários.

Dentre muitas soluções tecnológicas, a utilização de aditivos químicos, a aplicação de resíduos industriais e a modificação da composição granulométrica de materiais naturais para melhorar suas características geotécnicas são algumas das opções disponíveis aos pesquisadores, tendo em vista proposição de alternativas de construção rodoviária em muitas regiões brasileiras, principalmente em regiões cujo solo não tem o comportamento mecânico apropriado. Tais procedimentos possibilitam a retirada e o emprego dos resíduos industriais, muitas vezes poluentes, do meio ambiente, confinando-os sob condições controladas nas estruturas de pavimento. É evidente que, no tocante a esse aspecto, faz-se necessário avaliar os riscos que a eventual mistura desses produtos aos solos e agregados naturais poderá causar ao meio ambiente.

Segundo Carvalho & Szabo (2000), transformar solos em materiais de construção rodoviária de baixo custo com a incorporação de algum agente estabilizante é um grande desafio. Diversos produtos já foram testados: cal, cimento, betume, manta de poliéster, brita, expurgo de pedreiras e outros, porém nenhuma alternativa se mostrou definitiva e nem poderia ser, pois cada caso apresenta sua particularidade.

Viera (2002) realizou avaliações funcional e estrutural na pista experimental da Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e observou os efeitos da temperatura e da carga por eixos do simulador no aumento da deformabilidade do revestimento. Verificou, também, a eficiência do geotêxtil na redução da reflexão das trincas e na fluência do revestimento asfáltico.

A velocidade da deterioração varia em função de diversos fatores, tais como, as condições ambientais, a capacidade de suporte, a qualidade dos materiais utilizados e dos processos construtivos, o volume de tráfego e a carga por eixo.

A avaliação e o diagnóstico dos pavimentos necessitam de informações sobre a condição do revestimento da pista de rolamento, do projeto de dimensionamento, da condição do acostamento e da drenagem, das propriedades dos materiais, dos fatores climáticos atuantes, da geometria, dos volumes e cargas de tráfego, histórico de conservação e outros (Manual de Reabilitação de Pavimentos, 1998).

1.2- OBJETIVOS E JUSTIFICATIVAS

1.2.1- OBJETIVO GERAL

O objetivo geral desta pesquisa é estudar materiais alternativos para executar estruturas de pavimentos em regiões com carência de materiais naturais adequados à aplicação em pavimentação com custo aceitável e com características recomendadas pelas normas dos órgãos rodoviários, bem como complementar os estudos realizados por Rezende (1999 e 2003) em dois trechos experimentais de rodovias do Distrito Federal.

A pesquisa avalia o comportamento de pavimentos flexíveis submetidos ao tráfego ao longo de um período de aproximadamente 12 anos, em trechos experimentais, construídos com diversos materiais.

1.2.2- OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Avaliar funcional e estruturalmente dois trechos experimentais de rodovias já existentes, executados com bases de diversos materiais (solo fino, solo-cal, solo-brita, expurgo e solo-geotêxtil em diversas configurações);
- Caracterizar os materiais utilizados nos trechos experimentais por meio de ensaios de laboratório e de campo;
- Inferir, a partir de análise estatística utilizando-se Análise de Variância (ANOVA) e testes de comparação de médias, conclusões dos ensaios de campo e de laboratório.

1.2.3- JUSTIFICATIVA

A escassez de materiais naturais com características adequadas para utilização nas obras de construção rodoviária, os custos de aquisição e transporte, a maior preocupação com a degradação do ambiente natural e a possibilidade de utilização de resíduos dos processos industriais são algumas das razões para se aproveitar os materiais locais geotecnica-mente menos nobres nas obras de engenharia rodoviária.

Alguns solos finos locais podem ser aplicados “in natura” como base e sub-base de pavimentos asfálticos, porém outros requerem o uso de melhoria de seu comportamento por meio de intervenções em suas propriedades físicas, químicas ou físico-químicas.

Os refugos de pedreiras, o entulho da construção civil, os materiais asfálticos fresados, os resíduos sólidos da produção industrial (escórias), as fibras naturais residuárias (cabelo, pena) poderão ser alternativas de utilização em estruturas de pavimentos, necessitando-se da realização de estudos das propriedades desses materiais e das misturas destes com solos finos locais com comportamento geotécnico inapropriado.

Com o avanço tecnológico têm surgido produtos industrializados derivados de petróleo que apresentam larga aplicação nas obras civis e rodoviárias, os geossintéticos.

Neste contexto, é significativo o estudo destes materiais na execução das estruturas de pavimentos asfálticos.

1.3- ESCOPO DA TESE

A tese está dividida em 5 capítulos, conforme descrito a seguir:

O Capítulo 1 expõe a importância da pesquisa, o objetivo e a justificativa, bem como a divisão dos capítulos da tese;

O Capítulo 2 apresenta a fundamentação teórica sobre o tema, descrevendo os tipos de avaliação e os defeitos mais comuns nos pavimentos flexíveis; as principais normas utilizadas pelos órgãos rodoviários para avaliar os pavimentos e realizar levantamentos dos defeitos; uma introdução à retroanálise de pavimentos rodoviários; as noções básicas de estatística – análise de variância e comparação de médias; a caracterização da região de estudo;

O Capítulo 3 trata da metodologia utilizada e detalhamento dos ensaios realizados;

O Capítulo 4 apresenta a análise e correlações dos resultados;

O Capítulo 5 apresenta as conclusões e sugestões para pesquisas futuras.

2- REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1- AVALIAÇÃO DE PAVIMENTOS

O pavimento é uma estrutura de múltiplas camadas com espessuras finitas, nas quais, tradicionalmente, a qualidade (resistência) do material de construção que as compõe decresce com a profundidade.

Os pavimentos são estruturas complexas, cujo comportamento / desempenho envolve muitas variáveis: cargas de tráfego, solicitações ambientais, técnicas construtivas, práticas de manutenção e reabilitação, tipo e qualidade dos materiais e outras (Yoshizane, 2006). São estruturas que, em geral, não apresentam ruptura súbita, mas sim deterioração funcional e estrutural, acumuladas a partir de sua abertura ao tráfego. A parcela estrutural é associada aos danos ligados à capacidade de carga do pavimento (Bernucci *et al.*, 2008).

Assim, as causas da deterioração dos pavimentos podem ser agrupadas em:

- Solicitações do tráfego: associadas, principalmente, à carga por eixo, ao tipo de eixo, ao tipo de rodagem, à pressão de enchimento dos pneus e ao tipo de suspensão;
- Solicitações climáticas, principalmente variações de temperatura e de umidade.

Os tipos de defeitos encontrados nos pavimentos sempre têm uma relação direta ou indireta com os modos de ruptura dos materiais de pavimentação, originando as patologias que se manifestam no tempo com características peculiares. Balbo (2007) classifica as rupturas de pavimentos asfálticos da seguinte forma:

- Ruptura por resistência: o material rompe por esforço aplicado igual ou superior à sua resistência específica;
- Ruptura por fadiga: o material é solicitado a níveis de tensão inferiores àqueles de ruptura, para um dado modo de solicitação. Gradativamente vão sendo desenvolvidas alterações em sua estrutura interna, gerando um processo de micro-fissuração o qual resulta no desenvolvimento de fraturas, passando a haver um rompimento do material;
- Ruptura por deformação plástica ou permanente: é a capacidade do material em manter deformações residuais depois de cessado o estado dos esforços aplicados;

- Ruptura por retração hidráulica: é o resultado de variações volumétricas na massa, acabando por ocasionar o surgimento de fissuras em sua estrutura interna. Analogamente, os materiais de pavimentação estão sujeitos também a outros mecanismos de retração, devendo-se dar destaque, ainda, à retração térmica;
- Ruptura por retração térmica: é consequência das alterações volumétricas dos materiais, em razão de variações de temperatura nas misturas, seja para as cimentadas, como para as asfálticas;
- Ruptura por propagação de trinca: ocorre a chamada reflexão de trincas de uma camada inferior trincada em sua superfície, para a camada superior;
- Ruptura funcional: caracteriza-se pelo não atendimento das condições relativas de rolamento confortável, seguro e econômico.

A deterioração do pavimento pode manifestar-se sob diferentes formas, entre elas: trincas, remendos, painéis, deformações, defeitos na superfície, desnível entre pista e acostamento e bombeamento.

A detecção dos defeitos nos estágios iniciais é uma das tarefas mais importantes da manutenção. Trincas e outras fraturas no pavimento, que inicialmente quase não são percebidas pelos usuários, podem evoluir rapidamente e causar sérios problemas se não forem prontamente seladas.

O conjunto de atividades que permite conhecer a condição dos pavimentos denomina-se avaliação de pavimentos. A avaliação dos pavimentos inclui medições periódicas da capacidade estrutural, da irregularidade, dos defeitos, da resistência à derrapagem e do tráfego. A análise dos dados coletados sobre esses parâmetros geralmente é feita imediatamente após a execução dos serviços.

Os principais aspectos práticos da avaliação de pavimentos são:

- Fornecer dados para verificação e aperfeiçoamento de métodos de projeto;
- Programar atividades de manutenção;
- Fornecer dados para melhorar as técnicas de construção e manutenção;

- Fornecer informações sobre as condições gerais da rede, indicando deficiências;
- Fornecer dados para o desenvolvimento de modelos de previsão do desempenho de pavimentos.

A avaliação de pavimentos é constituída por um conjunto de atividades que visam descrever qualitativa ou quantitativamente a condição do pavimento. Existem dois tipos de avaliações em estruturas de pavimentos: a avaliação funcional e a avaliação estrutural.

2.2- AVALIAÇÃO FUNCIONAL

A avaliação funcional é importante porque visa caracterizar o desempenho do pavimento sob o ponto de vista do usuário, especialmente quanto ao conforto e ao rolamento, que usualmente é aferido por meio da medição dos defeitos superficiais, da irregularidade longitudinal e da macro e da microtextura. O desempenho funcional refere-se à capacidade do pavimento de satisfazer sua função principal, que é fornecer superfície com serventia adequada quanto à qualidade de rolamento.

A avaliação funcional pode ser:

- i) Subjetiva quando se baseia em conceitos qualitativos na definição do estado de degradação em que o pavimento se encontra. Neste caso são atribuídas notas ao pavimento, conforme procedimentos estabelecidos pelo DNIT – PRO 008/2003 e DNIT – PRO 009/2003.

O Valor da Serventia Atual (VSA) após o término da construção do pavimento depende muito da qualidade executiva e das alternativas de pavimentação selecionadas. Com o passar do tempo, o VSA diminui com a intensidade do tráfego e as intempéries (Bernucci *et al.*, 2008). A Figura 2.1 mostra a curva de serventia com o tempo decorrido de utilização da via.

Valor de Serventia Atual é uma atribuição numérica subjetiva compreendida em uma escala de 0 a 5. É definida pela média das notas de avaliadores para o conforto ao rolamento de um veículo trafegando em um determinado trecho, em um dado momento da vida do pavimento. Este parâmetro leva em conta características físicas que traduzem os defeitos acumulados (irregularidades superficiais, trincas, afundamentos de trilhas de roda, remendos e textura superficial) e medidas na superfície do pavimento. Se for medido de forma objetiva passa a ser chamado de Índice de Serventia Atual (ISA).

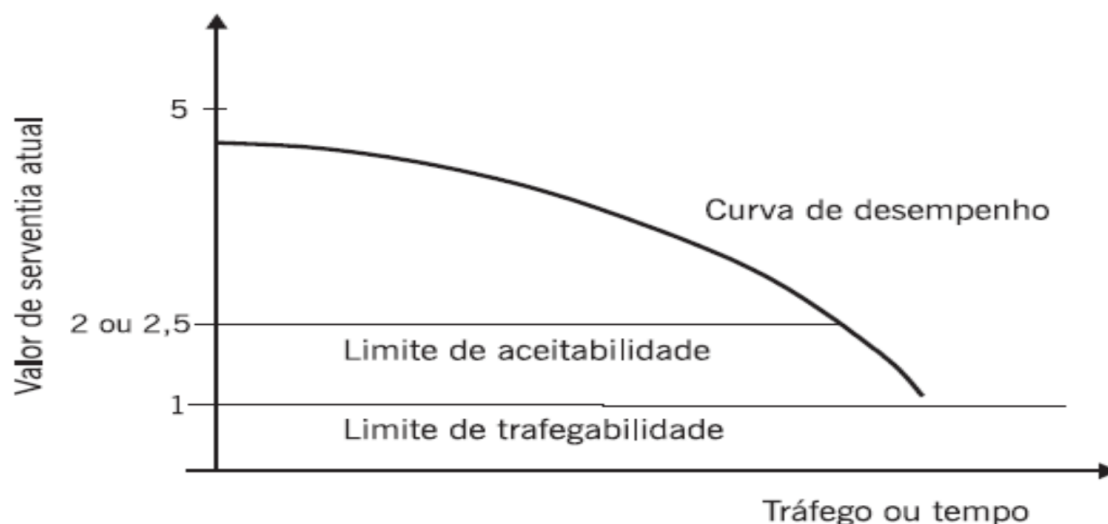


Figura 2.1 – Variação da serventia com o tráfego ou com o tempo decorrido de utilização da via (Bernucci *et al.*, 2008).

ii) Objetiva quando feita mediante a quantificação numérica em determinados locais onde estão distribuídos os defeitos, os quais possuem diversos níveis de severidade, conforme disposto no procedimento DNIT – PRO 006/2003.

Segundo a Norma DER/SP – PRO 003/2006, a avaliação funcional de pavimentos flexíveis e semirrígidos é realizada por meio dos seguintes serviços:

- Avaliação de defeitos da superfície por meio de levantamento visual contínuo (LVC);
- Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos;
- Irregularidade longitudinal de pavimentos;
- Cadastro contínuo de reparos superficiais e profundos.

Compreendem os levantamentos e estudos necessários à caracterização de falhas correntes no pavimento, detectáveis por inspeção visual da sua superfície. Inclui também a medida das deformações permanentes nas trilhas de roda. As normas, procedimentos e especificações utilizadas para avaliação do estado da superfície são: DNIT – PRO 006/2003; DNIT – PRO 007/2003; DNER – ES 169/86; DNER – PRO 182/94; DNER – ES 173/86; DNER – PRO 164/94; DNER – PRO 229/94.

2.2.1- DEFEITOS DE SUPERFÍCIE

Medina (1997) cita o engenheiro Armando Martins Pereira como o precursor da sistematização do levantamento dos defeitos de pavimentos flexíveis e semirrígidos e sua quantificação num índice de severidade ou de gravidade. O procedimento foi adotado pelo DNIT sob a designação de PRO – 08/78.

Os principais defeitos de superfície dos pavimentos com revestimento asfáltico e os mecanismos de ocorrência ajudam no diagnóstico da patologia e são úteis na programação da reabilitação. O conhecimento das possibilidades de localização de cada defeito auxilia na distinção entre defeitos semelhantes (Preussler & Pinto, 2002).

Nas Tabela 2.1 e Tabela 2.2 constam as causas gerais e específicas dos principais defeitos nos revestimentos asfálticos (DNIT, 1998).

Tabela 2.1 – Categorias de defeitos gerais em pavimentos (DNIT, 1998).

Categoria de Defeitos	Causa Genérica	Causa Específica
Trincamento	Associação com tráfego	Cargas repetidas (fadiga) Carga excessiva Escorregamento da capa
	Não associada com tráfego	Mudanças de umidade Mudanças térmicas Retração
Deformação	Associação com tráfego	Cargas repetidas (cisalhamento) Fluência plástica Densificação (compactação)
	Não associada com tráfego	Expansão Consolidação de substratos
Desagregação	Associação com tráfego	Degradação do agregado
	Não associada com tráfego	Baixa de qualidade dos materiais

Segundo consta no Manual de Reabilitação de Pavimentos Rodoviários (DNIT, 1998), a velocidade de deterioração do revestimento pode variar em função de diversos fatores, tais como as condições ambientais, a capacidade de suporte das camadas estruturais da via, o processo construtivo, a qualidade dos materiais utilizados, o volume de tráfego, a carga por eixo.

Tabela 2.2 – Resumo das causas e tipos de deformação permanentes (DNIT, 1998).

Categoria de Defeitos	Causa Específica	Exemplo de Defeitos
Associadas com o tráfego	Carregamento concentrado ou em excesso	Fluência plástica (ruptura por cisalhamento)
	Carregamento de longa duração ou estático	Deformações ao longo do tempo (<i>creep</i>)
	Grande número de repetições de carga	Afundamento nas trilhas de rodas
Não associada com o tráfego	Subleito constituído de solo expansivo	Inchamento ou empolamento
	Solos compressíveis na fundação do pavimento	Recalque diferencial

Os defeitos de superfície são os danos ou deteriorações na superfície dos pavimentos asfálticos que podem ser identificados a olho nu e classificados segundo uma terminologia normatizada (DNIT – TER 005/2003). O levantamento dos defeitos de superfície tem por finalidade avaliar o estado de conservação dos pavimentos asfálticos e embasar o diagnóstico da situação funcional para subsidiar a definição de uma solução tecnicamente adequada e, em caso de necessidade, indicar a melhor ou melhores alternativas de restauração do pavimento. Na gerência de pavimentos ou de manutenção, o conjunto de defeitos de um dado trecho pode ser resumido por índices que auxiliem na hierarquização de necessidades e alternativas de intervenção (Bernucci *et al.*, 2008).

Os defeitos de superfície podem aparecer precocemente, devido a erros ou inadequações. A médio ou longo prazo eles são devidos à utilização pelo tráfego e aos efeitos das intempéries (Bernucci *et al.*, 2008).

Entre os erros ou inadequações que levam à redução da vida de projeto, destacam-se os seguintes fatores, agindo separado ou conjuntamente: erros de projeto; erros ou inadequações na seleção, na dosagem ou na produção de materiais; erros ou inadequações construtivas; erros ou inadequações nas alternativas de conservação e manutenção (Bernucci *et al.*, 2008).

Domingues (1993) identifica os defeitos nos pavimentos asfálticos em duas classes: os funcionais e os estruturais. Os defeitos funcionais estão associados às qualidades do rolamento e da segurança do pavimento. Já os defeitos estruturais estão associados à capacidade do pavimento de suportar as cargas de projeto ou impostas. A Tabela 2.3 apresenta os defeitos mais correntes em revestimentos asfálticos.

Tabela 2.3 – Tipos e classes de defeitos superficiais em revestimentos asfálticos flexíveis (DNIT, 1998).

Tipo de Defeito	Classe de Defeito	
	Funcional	Estrutural
Trincamento por fadiga	sim	depende
Trincamento em bloco	sim	depende
Trincamento longitudinal	sim	depende
Trincamento transversal	sim	depende
Trincamento na borda	sim	depende
Trincamento parabólico	sim	depende
Depressão	não	depende
Afundamento nas trilhas de rodas	depende	sim
Corrugação	não	sim
Escorregamento	depende	sim
Desgaste	depende	sim
Exsudação	não	sim
Agregados polidos	não	sim
Remendos	sim	sim
Panelas	sim	sim
Desnível entre pista e acostamento	não	sim
Separação entre pista e acostamento	não	sim
Bombeamento	sim	sim

A Tabela 2.4 apresenta os principais defeitos funcionais nos pavimentos asfálticos, bem como o nível de severidade (progressão do defeito), segundo a Terminologia do DNIT – 05/2003.

As fendas isoladas são classificadas em:

- FC-1 quando as trincas possuem abertura superior à das fissuras e menores que 1,0 mm;
- FC-2 quando as trincas possuem abertura superior a 1,0 mm e sem erosão nas bordas;
- FC-3 quando as trincas possuem abertura superior a 1,0 mm e com erosão nas bordas.

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

Tabela 2.4 – Codificação e classificação dos defeitos (DNIT 005/2003-TER).

FENDAS				CODIFICAÇÃO	CLASSE DAS FENDAS		
Fissuras				FI	-	-	-
Trincas no revestimento geradas por deformação permanente excessiva e/ou decorrentes do fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Transversais	Curtas	TTC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TTL	FC-1	FC-2	FC-3
		Longitudinais	Curtas	TLC	FC-1	FC-2	FC-3
			Longas	TLL	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	"Jacaré"	Sem erosão acentuada nas bordas das trincas	J	-	FC-2	-
			Com erosão acentuada nas bordas das trincas	JE	-	-	FC-3
Trincas no revestimento não atribuídas ao fenômeno de fadiga	Trincas Isoladas	Devido à retração térmica ou dissecação da base (solo-cimento) ou do revestimento		TRR	FC-1	FC-2	FC-3
	Trincas Interligadas	"Bloco"	Sem erosão acentuada nas bordas das trincas	TB	-	FC-2	-
			Com erosão acentuada nas bordas das trincas	TBE	-	-	FC-3
	OUTROS DEFEITOS					CODIFICAÇÃO	
Afundamento	Plástico	Local	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ALP			
		da Trilha	Devido à fluência plástica de uma ou mais camadas do pavimento ou do subleito	ATP			
	De Consolidação	Local	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ALC			
		da Trilha	Devido à consolidação diferencial ocorrente em camadas do pavimento ou do subleito	ATC			
Ondulação/Corrugação - Ondulações transversais causadas por instabilidade da mistura betuminosa constituinte do revestimento ou da base					O		
Escorregamento (do revestimento betuminoso)					E		
Exsudação do ligante betuminoso no revestimento					EX		
Desgaste acentuado na superfície do revestimento					D		
"Painéis" ou buracos decorrentes da desagregação do revestimento e às vezes de camadas inferiores					P		
Remendos				Remendo Superficial	RS		
				Remendo Profundo	RP		

Preussler & Pinto (2002) apresentam algumas correlações entre os índices de avaliação superficial de pavimentos: Índice de Gravidade Global (IGG), Valor da Serventia Atual (VSA) e Índice de Serventia Atual (PSI ou ISA), conforme as equações 2.1, 2.2 e 2.3:

$$IGG = \sum IGI \quad (2.1)$$

$$VSA = \frac{474,48 - 1,462IGG}{94,876 + IGG} \quad (2.2)$$

$$PSI = \frac{309,22 - 0,616IGG}{61,844 + IGG} \quad (2.3)$$

Na Tabela 2.5 constam os valores limites para os índices descritos nas normas do DNIT (2003) – PRO 06 e 07. Observa-se que os índices VSA e PSI são idênticos.

Tabela 2.5 – Limites dos índices de classificação dos pavimentos.

Conceitos	IGG	VSA	PSI
Ótimo	$0 < IGG \leq 20$	$4 < VSA \leq 5$	$4,5 < PSI \leq 5$
Bom	$20 < IGG \leq 40$	$3 < VSA \leq 4$	$3,5 < PSI \leq 4,5$
Regular	$40 < IGG \leq 80$	$2 < VSA \leq 3$	$2,5 < PSI \leq 3,5$
Ruim	$80 < IGG \leq 160$	$1 < VSA \leq 2$	$1 < PSI \leq 2,5$
Péssimo	$IGG > 160$	$0 < VSA \leq 1$	$0 < PSI \leq 1$

Na avaliação superficial são considerados ainda a irregularidade superficial longitudinal e transversal e a aderência pneu-pavimento.

2.3- AVALIAÇÃO ESTRUTURAL

O pavimento é uma estrutura projetada e construída para suportar a ação das cargas dos veículos, que provocam tensões verticais em toda a estrutura. A magnitude dessas tensões depende da espessura das camadas e do módulo de elasticidade dos materiais que compõem a estrutura. Embora a estrutura do pavimento seja projetada para resistir às solicitações de cargas dentro do período de projeto, esta estrutura sofre ruptura ou deformação excessiva quando as tensões tornam-se incompatíveis com a sua resistência, conforme mostrado esquematicamente na Figura 2.2.

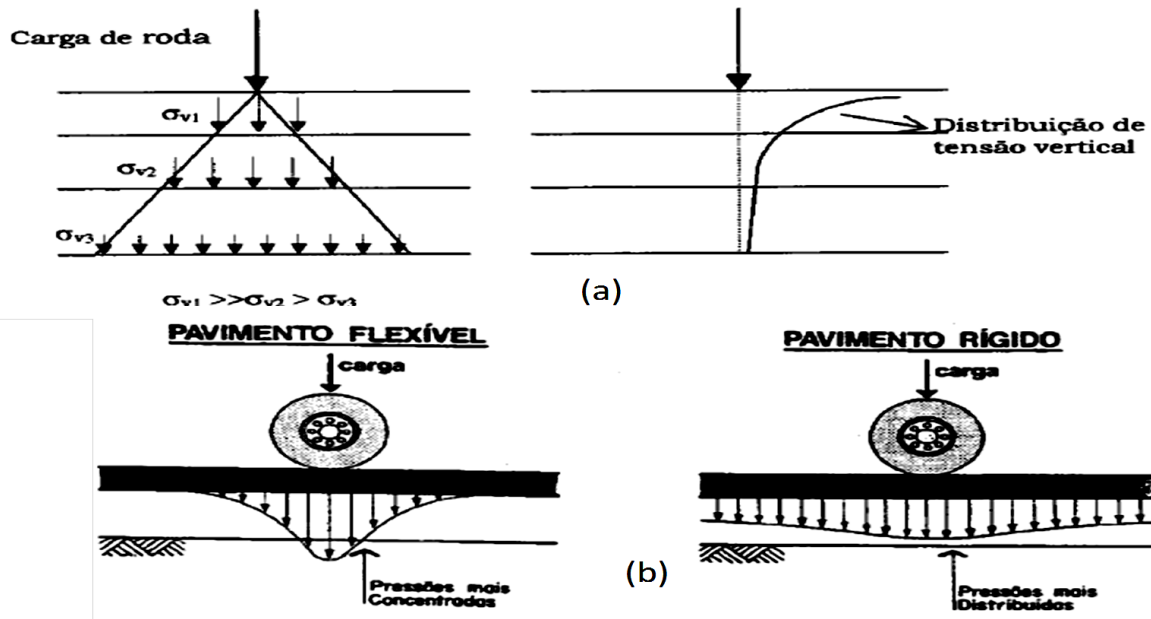


Figura 2.2 – (a) Tensões verticais gerada na estrutura de pavimento (b) e Bacias de deflexão de pavimento flexível e rígido (Balbo, 1997).

A avaliação da deterioração estrutural do pavimento existente tem por objetivo conhecer com precisão os elementos necessários à elaboração de um projeto de reforço adequado. É melhor que a restauração ou recuperação do pavimento seja feita numa fase de sua vida na qual os danos ainda não tenham atingido a camada de base e até mesmo as camadas subjacentes. Procedimento correto é fazer oportunamente intervenções mais simples como serviços de tapa-buracos, remendos, aplicação de lama asfáltica para preenchimento de trincas e somente depois vir a colocar uma camada de mistura asfáltica sobreposta (*overlay*), aplicando antes uma pintura de ligação.

As normas, procedimentos e especificações utilizadas para avaliação estrutural dos pavimentos são: DNIT – PRO 10/79, DNIT – PRO 11/79, DNER – PRO 159/85, DNER – ME 024/94, DNER – ME 061/94, DNER – ME 039/94, DNER – ME 175/94, DNER – PRO 269/94, DNER – PRO 273/96 e DER / SP – IP 003.

A avaliação estrutural abrange a caracterização completa de elementos e variáveis estruturais do pavimento. Possibilita realizar uma descrição objetiva de seu comportamento em função das cargas de tráfego e dos fatores ambientais. Possibilita a realização de julgamento sobre a capacidade portante em face da demanda do tráfego; a realização de conclusões sobre a integridade das camadas de materiais subjacentes ao revestimento; a determinação dos

indicadores de qualidade do revestimento; a inferência de parâmetros mais complexos para retroanálise e ainda permite a subdivisão da via em estudo em trechos homogêneos (Balbo, 2007).

Bernucci *et al.* (2008) comentam que a avaliação estrutural está associada ao conceito de capacidade de carga, que pode ser vinculado diretamente ao projeto do pavimento e ao seu dimensionamento. Os defeitos estruturais resultam, especialmente, da repetição das cargas e vinculam-se às deformações elásticas ou recuperáveis e plásticas ou permanentes. As deformações elásticas são avaliadas por equipamentos próprios chamados, genericamente, de defletômetros. Eles medem os deslocamentos verticais, denominados “deflexão” do pavimento. Elas são responsáveis pelo surgimento da maioria dos trincamentos ao longo da vida do pavimento cuja persistência pode levar à fadiga do revestimento. As deformações plásticas são acumulativas durante os anos de vida de um pavimento e resultam em defeitos do tipo afundamento localizado ou nas trilhas de roda (Bernucci *et al.*, 2008).

A avaliação estrutural de um pavimento pode ser feita pelos métodos: destrutivo, semidestruutivo ou não destrutivo.

Um método destrutivo é aquele que investiga a condição estrutural de cada camada que compõe o pavimento por abertura de trincheiras ou poços de sondagem. Caracteriza-se pela retirada de amostras para ensaios em laboratório. Possibilita uma completa caracterização física da estrutura do pavimento: determinação das camadas existentes, definição dos materiais que as compõem e suas espessuras, indicação do estado de degradação presente nas camadas. Este método tem como deficiência a inutilização do local.

O método semidestruutivo é aquele que se vale de aberturas menores no pavimento que permitam utilizar um instrumento portátil de pequenas dimensões para avaliar a capacidade de carga de um pavimento, tal como o uso de cones dinâmicos de penetração e o PANDA (Bernucci *et al.*, 2008). A aplicação destes ensaios só permite, em geral, correlação com o Índice de Suporte Califórnia (ISC) dos materiais, com certa precisão.

O método não destrutivo em pavimentos emprega equipamentos de alta tecnologia para identificação de espessura de camadas e tipos de materiais existentes no pavimento. Os equipamentos utilizados em avaliações não destrutivas podem ser divididos em carregamento

quase estático (ensaio de placa e Viga Benkelman), carregamento vibratório (*Dynaflect*) e carregamento por impacto (*Falling Weight Deflectometer* – FWD).

O Manual do DNIT (1998) assinala as seguintes utilizações para os ensaios não destrutivos:

- Auxiliar no projeto de reforço estrutural;
- Determinar as causas dos defeitos e indicar os locais com falta de suporte;
- Distinguir os diferentes segmentos para efeito de projeto, em função dos valores de deflexão encontrados;
- Diferenciar os períodos críticos de deterioração do pavimento, em função das variações sazonais nas deflexões;
- Indicar a capacidade das estruturas em suportar o tráfego atual e futuro;
- Avaliar os módulos de resiliência por retroanálise.

Há bastante diferença entre os valores numéricos da avaliação estrutural realizada utilizando-se cada um desses tipos de equipamentos. Eles podem ser usados para levantamento da condição de pavimentos para sistema de gerência em nível de rede, para análises de rotina ou para projeto de reabilitação. Todos os equipamentos devem ser constantemente calibrados por processos específicos e seguem rotinas de aplicação determinadas pelo tipo de carregamento (Bernucci *et al.*, 2008).

Os dois tipos de equipamentos mais empregados no país para avaliação estrutural de pavimentos são a Viga Benkelman (VB) e o *Falling Weight Deflectometer* (FWD). Com esses equipamentos são determinados os seguintes parâmetros:

- Deflexão máxima: deslocamento sob o centro da carga (FWD) ou sob o centro das rodas duplas de um eixo simples (VB), sendo a deflexão normalmente expressa em 0,01 mm (D_0);
- Raio de curvatura: círculo ou arco de parábola que passa por dois pontos da deformada (VB), normalmente sob a carga e a 25 cm do centro da mesma (D_0 e D_{25});

- Deformada, bacia de deformação ou bacia deflectométrica: medidas dos deslocamentos elásticos ou recuperáveis em vários pontos a partir do centro do carregamento (D_0 , D_{25} , D_{50} e outros).

Como complemento à avaliação estrutural não destrutiva de pavimento, podem ser usados equipamentos como o georadar, que se baseia em processos geofísicos, por meio de uma antena emissora de ondas e outra antena receptora munido de radar para estimar as espessuras das camadas ao longo da via, pela alteração nos padrões de reflexão de ondas detectadas.

2.4- RETROANÁLISE

Os métodos usuais de dimensionamento de pavimentos foram desenvolvidos de forma empírica, tendo como principal desvantagem a limitação do seu uso, podendo ser utilizados só em casos similares ao do seu desenvolvimento. Com o surgimento dos programas computacionais, o dimensionamento passou a ser baseado na teoria da elasticidade, onde os principais parâmetros necessários ao cálculo são o módulo de resiliência e o coeficiente de Poisson (Medina, 1997).

O módulo de resiliência define a relação entre as tensões e as deformações nas camadas do pavimento. Ele pode ser determinado de duas formas:

- Em laboratório, a partir do ensaio triaxial dinâmico (solos) e do ensaio de compressão diametral (misturas asfálticas, materiais cimentados).
- Analiticamente, pela retroanálise dos módulos de resiliência, a partir das bacias de deflexões, medidas na superfície do pavimento.

O coeficiente de Poisson define a relação entre as deformações específicas radiais (horizontais) e axiais (verticais) dos materiais. Sua influência nos valores das tensões e deformações calculadas é pequena, salvo no caso das deformações radiais, as quais lhe são proporcionais. Na maioria das vezes, este valor é adotado para cada material quando são usados programas de cálculo de tensões e deformações em pavimentos.

Bernucci *et al.* (2008) definem retroanálise como um método que permite inferir os módulos de elasticidade das camadas do pavimento e do subleito por interpretação das bacias de deformação.

A Figura 2.3 a seguir, indica os elementos necessários para entender o conceito do método de retroanálise de pavimentos. Conhecendo-se a carga externa aplicada, para a qual foi obtida a bacia deflectométrica, e, também as características básicas dos tipos de materiais presentes em cada camada, assim como suas espessuras, é possível inferir os módulos de elasticidade, a partir das deflexões obtidas. Esta especificação é feita considerando-se uma determinada combinação de módulos das camadas, de modo a fazer coincidirem a bacia teórica calculada e a bacia de campo determinada (Bernuci *et al.*, 2008).

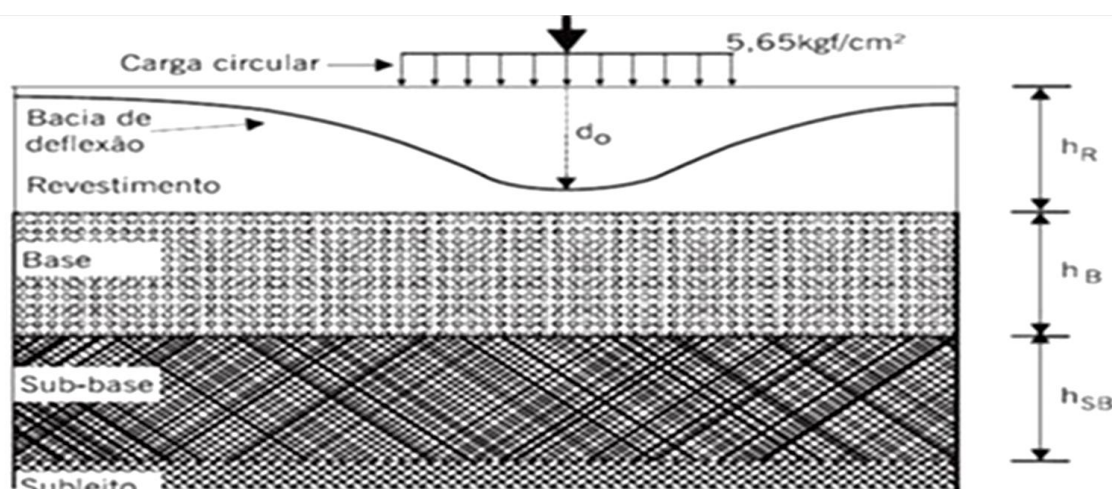


Figura 2.3 – Esquema dos dados necessários para fazer uma retroanálise de pavimento (Bernucci *et al.*, 2008).

A retroanálise consiste na representação teórica da bacia de deflexões obtidas em campo. Para se realizar essa tarefa, normalmente, são empregados os seguintes critérios:

- Conhecer as espessuras das camadas do pavimento em análise;
- Abrir poços de inspeção para avaliar subjetivamente a existência de contaminação em bases granulares;
- Avaliar os defeitos na superfície do pavimento para detectar a ocorrência de fadiga e trincas de reflexão;
- Conhecer a carga aplicada sobre rodas (geralmente o eixo-padrão com 80 kN e a pressão dos pneus durante o teste).

De forma geral, a retroanálise é realizada com os seguintes objetivos (Bernucci *et al.*, 2008):

- Inferir os módulos de elasticidade dos materiais nas condições semelhantes às de campo;
- Eliminar ou minimizar o número de coleta de amostras;
- Caracterizar com rapidez as camadas em termos de elasticidade;
- Verificar a condição estrutural de cada camada e subleito.

Os dados de entrada do processo de retroanálise, de acordo com Bernucci *et al.*(2008) são:

- A configuração do carregamento;
- A bacia deflectométrica;
- A seção-tipo do pavimento;
- Os coeficientes de Poisson;
- As faixas de valores modulares para cada camada da estrutura.

Bernucci *et al.* (2008) comenta que, em relação aos procedimentos de avaliação estrutural e ao projeto de reforço de pavimentos flexíveis adotados pelo DNER (PRO 10/79a – A, PRO-11/79b – B, PRO – 159/85 e PRO – 269/94), a retroanálise dos módulos de elasticidade de um pavimento apresenta as seguintes vantagens:

- Possibilita a obtenção dos módulos nas condições de campo;
- Minimiza o número de sondagens para determinação das espessuras e coletas de amostras para determinação dos parâmetros desejados, que são de difícil reprodução em laboratório, além de serem onerosas, perigosas e demoradas;
- Ensaios não destrutivos são menos onerosos e menos demorados do que os ensaios destrutivos;
- Possibilita o uso pleno da bacia deflectométrica, não só a deflexão máxima (d_0) como nas técnicas de avaliação estrutural preconizadas pelo DNIT.

Bernucci *et al.*(2008) enumeram as seguintes desvantagens de obtenção dos módulos de elasticidade por retroanálise:

- A sensibilidade do cálculo dos valores dos módulos de elasticidade aos valores das bacias deflectométricas que possuem uma imprecisão inerente aos levantamentos de campo;
- A confiabilidade dos instrumentos e dos procedimentos operacionais de medição das deflexões deve ser continuamente verificada;
- Os módulos de elasticidade retroanalizados não representam necessariamente os módulos reais dos materiais das camadas e sim “módulos equivalentes” (igualdade depende de diversos fatores, como por exemplo, número de camadas, grau de trincamento, homogeneidade de material e regularidade de espessura);
- O conjunto de módulos retroanalizados não é único, depende do programa utilizado para obtê-los, das hipóteses simplificadoras, dos níveis de ajustes atingidos.

Os ensaios de cargas repetidas realizados em laboratório são de fundamental importância para balizar os programas de retroanálise, utilizados com dados resultantes de ensaios não destrutivos de pavimentos (Medina, 1997).

Basicamente, os métodos de retroanálise são classificados em dois grupos: iterativos e simplificados. Neste trabalho não são apresentados os métodos simplificados, pois Rezende (2003) já os utilizou em suas análises com uma grande parte dos dados desta tese.

2.4.1- MÉTODOS ITERATIVOS

Os métodos iterativos consistem numa comparação entre a bacia de deflexão teórica com a obtida em campo. Esta comparação é feita através de tentativas, até a obtenção de um determinado critério de convergência, que tem como objetivo a minimização das diferenças (Pinto & Preussler, 2002). Dentre os programas considerados iterativos mais conhecidos podem ser citados os seguintes: FEPAVE, ELSYM, KENLAYER, REPAV. Neste trabalho será estudado apenas o KENLAYER.

O programa KENLAYER faz a avaliação de estruturas de pavimento com camadas múltiplas. Foi desenvolvido pelo professor Yang Hsien Huang da Universidade de Kentucky entre as décadas de 1970 e 1980.

O programa se fundamenta nos modelos teóricos generalizados em 1943 por Burmister, possibilitando o cálculo de estruturas flexíveis e semirrígidas de até dezenove camadas

superpostas e permite o cálculo das tensões, deslocamentos e deformações para um sistema tridimensional de camadas elásticas. Fornece as tensões horizontais, verticais e de cisalhamento máximo, assim como as tensões principais em qualquer ponto do sistema. As camadas são consideradas horizontalmente infinitas, possuindo espessuras uniformes e finitas com exceção da última que possui espessura infinita. Os módulos de resiliência e coeficientes de Poisson podem ou não ser constantes, dependendo do modelo adotado no projeto. As possibilidades relativas às configurações de carregamento estabelecem como limite até 24 cargas, cuja aplicação é distribuída uniformemente sobre uma área circular na superfície do sistema.

Os modelos que utilizam a solução de Burmister resolvem problemas de elasticidade linear em sistemas de multicamadas e contínuos, com carga distribuída numa área circular, considerando, ainda, as seguintes hipóteses (Medina, 1997):

- Os materiais são elásticos lineares, isotrópicos e homogêneos;
- A lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é semelhante ao módulo de tração;
- As camadas não têm peso; as camadas são ilimitadas na direção horizontal;
- Todas as camadas possuem uma espessura finita, à exceção da camada inferior que é considerada semi-infinita;
- A superfície da camada superior não está sujeita a tensões fora da área carregada; na área carregada ocorrem apenas tensões normais;
- A carga aplicada é considerada estática, uniformemente distribuída em toda a área circular de contato;
- A grandes profundidades as tensões e deformações são nulas;
- As condições de aderência na interface das camadas podem variar de totalmente aderida para lisa ou sem aderência.

São utilizadas as coordenadas retangulares cartesianas XYZ, sendo a parte superior do sistema o plano XY com $Z=0$, local onde são aplicadas as cargas. O eixo Z se estende verticalmente

da superfície do sistema (plano XY) para baixo. As camadas são numeradas a partir do revestimento.

Huang (1993) comenta que, independentemente do ponto de carregamento no plano horizontal escolhido para a determinação das tensões principais que influenciarão o comportamento resiliente não linear dos materiais, os resultados finais das tensões verticais são pouco afetados. Entretanto, os deslocamentos verticais sofrem variação com o posicionamento da carga.

O programa apresenta “menus” com dados de entrada e de saída, permitindo uma fácil navegação até a conclusão final (verificação das tensões e das deformações com os valores preestabelecidos nos critérios).

Os dados de entrada são:

- As cargas: quantidade, coordenada (x, y) e pressão dos pneus;
- As camadas e seus materiais constituintes: quantidade, espessura, densidades, coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade;
- Os pontos de análise: coordenadas (x, y) e profundidade z.

Os dados de saída do programa se constituem, para cada ponto solicitado de análise, nos seguintes elementos ocorrentes para o carregamento considerado:

- Tensões normais, cisalhantes e principais atuantes;
- Deslocamentos normais;
- Deformações normais, cisalhantes e principais.

2.5- MATERIAIS UTILIZADOS PARA BASES EM PAVIMENTOS

Os materiais para execução de bases de estruturas de pavimentos estão cada vez mais escassos. Então, atualmente há a necessidade de se pesquisar a utilização de novos materiais ou a composição dos existentes com outros para serem aplicados na execução de estruturas de pavimentos. A seguir são apresentados os tipos de materiais utilizados na execução das camadas de base e sub-base dos trechos estudados.

2.5.1- BASES DE SOLO-BRITA

A sub-base e a base de solo-brita são camadas constituídas de mistura artificial em usina ou na pista de solo com agregado pétreo britado que apresenta grande estabilidade e durabilidade, para resistir às cargas do tráfego e ação dos agentes climáticos, quando adequadamente compactadas.

Alguns órgãos rodoviários estaduais já possuem especificações para a execução de sub-base ou base de solo-brita. Os Departamentos de Estradas de Rodagem dos Estados de São Paulo e do Paraná e o Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte estabeleceram as normas especificadas a seguir: DER/SP – ES 006/2006, DER/PR – ES 10/2005, DER/PR – ES 09/2005, DER/SP – ES 003/2006 e DNER – PRO 257/99.

2.5.2- BASES DE EXPURGO

Para este material não existem especificações na literatura técnica dos órgãos rodoviários, visto que o expurgo ainda está sendo pouco aproveitado. No geral, é considerado bota-fora no processo de exploração das pedreiras. No entanto, poderia ser utilizado na execução de bases em rodovias de tráfego leve. O Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal executou um trecho experimental utilizando expurgo de pedreira (Rezende, 1999 e 2003).

2.5.3- BASES DE SOLO FINO LATERÍTICO

Os solos arenosos finos lateríticos ocorrem em extensas áreas em vários estados brasileiros. São solos de comportamento laterítico de acordo com a classificação Miniatura Compactado Tropical (LA, LA' ou LG') e possui percentagem superior a 50% retida na peneira de abertura 0,075mm (# 200), sendo a fração areia constituída de grãos de quartzo e quando compactados adequadamente, apresentam grande estabilidade (DER/SP- ET 015, 2006).

Segundo Villibor *et al.* (2007), a condição para o uso de solo fino laterítico como material para base “in natura” ou com mistura com agregados é a proximidade de ocorrência às obras e as condições ambientais adequadas. A Figura 2.4 mostra a ocorrência de solos de comportamento laterítico no Brasil.



Figura 2.4 – Ocorrência de solos de comportamento laterítico no território brasileiro (Villibor, 2002).

O Departamento de Estradas de Rodagem nos estados de São Paulo e do Paraná tem especificação técnica e de serviços para a utilização de solo arenoso fino laterítico (SAFL) como base ou sub-base em rodovias. Elencam-se as seguintes: DER/SP – ET 015/2006, DER/PR – ES 08/2005 e DNIT – ES 098/2007:

2.5.4- BASES DE SOLO-CAL

A sub-base e base de solo-cal são camadas constituídas de mistura artificial de solo com cal em proporções estabelecidas por dosagem experimental, que apresentam grande estabilidade e durabilidade quando adequadamente compactadas.

Os solos empregados devem ser os provenientes de ocorrências de materiais das áreas de empréstimo e jazidas. Devem ser argilosos e pertencer ao grupo LG' da classificação MCT, ou a grupo especificado no projeto de pavimento.

Nos estados de São Paulo e do Paraná, o Departamento de Estradas de Rodagem possui especificações técnicas de uso de solo-cal, por exemplo, o DER/SP – ET 005/2006.

2.5.5- BASES COM O USO DE GEOSSINTÉTICOS

Os geossintéticos têm várias aplicações na Engenharia. Na Engenharia Rodoviária, os geossintéticos podem ser efetivamente utilizados para: reduzir ou evitar a reflexão das trincas; funcionar como uma barreira evitando o bombeamento dos finos; reduzir a espessura da capa asfáltica ou da estrutura do pavimento; aumentar a vida útil do pavimento (Maroni & Montez, 1995; Pimentel, 2007).

O Departamento Nacional de Infraestrutura e Transporte recomenda o procedimento DNER – PRO 380/98: Utilização de geossintéticos em obras rodoviárias.

2.6- NOÇÕES DE ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Comumente, os pesquisadores se defrontam com o problema de comparar médias. Para isso eles dispõem de recursos estatísticos baseados em várias distribuições de probabilidades: a Normal, a t de Student e a F de Snedecor e outras.

Análises de variância são técnicas de estatísticas utilizadas para descobrir fatores que produzam mudanças sistemáticas em alguma variável de interesse (Fonseca & Martins, 1995; Guerra & Donaire, 1986).

O objetivo da análise de variância é avaliar se as diferenças observadas entre as médias das amostras são estatisticamente significantes. A variação de médias das amostras pode ser consequência da variação amostral ou de uma boa evidência da diferença entre as médias das populações (Laponi, 2005).

Para Fonseca & Martins, (1995), Guerra & Donaire, (1986), Farias *et al.*(1991) as hipóteses básicas para se aplicar a análise de variância são:

- As amostras devem ser aleatórias e independentes;
- As amostras devem ser extraídas de populações normais;
- As populações devem ter variâncias iguais.

Laponi (2005) distingue a variabilidade total das amostras em:

- Variabilidade entre: devido às populações serem diferentes. Quanto maior, mais forte é a evidência de as médias das populações serem diferentes;

- Variabilidade dentro: causada pelas diferenças dentro de cada amostra. Quanto maior, maior será a dificuldade para concluir se as médias das amostras são diferentes.

A análise de variância analisa as variações dentro da amostra (variações aleatórias) e as variações entre amostras (variações explicadas).

A resposta da análise de variância é obtida com o teste de hipótese. Hipótese é uma conjectura, uma resposta provisória a qual, de acordo com certos critérios, será rejeitada ou não. A prova de hipótese é um recurso lógico-probabilístico. Em estatística há dois tipos de hipóteses:

- A Hipótese Nula (H_0): é a que vai ser testada. É a hipótese sobre a qual devem ser obtidas evidências para rejeitá-la. É o valor correntemente aceito até que se tenha evidência de que esse valor é o mais correto. É uma afirmação ou ponto de partida do teste de hipóteses. Afirma que as k populações têm a mesma média.

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 = \mu_3 = \dots = \mu_k \quad (2.4)$$

Aceitação de H_0 : indica que o fator considerado não acarretará mudanças significativas na variável de estudo. Também indicará, com risco, que o fator considerado exerce influência sobre a variável de estudo.

- A Hipótese Alternativa (H_1): a que ficará no lugar de H_0 . É a hipótese sobre a qual devem ser obtidas evidências para aceitá-la. Será somente aceita se surgirem evidências de que o valor da hipótese nula não será mais aceito. Afirma que nem todas as médias das k populações são iguais. H_1 : nem todas as populações têm a mesma média.

O teste de hipótese pode ser realizado também pelo “p-value”.

O “p-value” é definido como a probabilidade de qualquer média da amostra ser mais extrema do que a média da amostra (α) extraída para o teste, sem rejeitar a hipótese nula. Da definição de “p-value” tem-se:

- O “p-value” é o nível de significância observado;

- Se o “p-value” for maior ou igual a, então a hipótese nula será aceita;
- Se o “p-value” for menor que, então a hipótese nula será rejeitada. Quanto menor for o “p-value”, mais forte será a evidência para rejeitar a hipótese nula.

A classificação dos testes de análise de variância é feita de acordo com o número de fatores de interesse que influem na variável dependente, podendo ser fator único e fator duplo com e sem repetição.

2.6.1- ANOVA - FATOR ÚNICO

É avaliado apenas um fator de interesse ou que influi na variável dependente. Testa a hipótese sobre a igualdade da média de três ou mais populações.

Pode-se representar a análise de variância fator único pela Equação 2.5:

$$X_{ij} = \mu + \alpha_i + \varepsilon_{ij} \quad (2.5)$$

Sendo:

X_{ij} elemento observado da amostra;

μ é o efeito médio devido a população a que pertence o elemento de observação;

α_i é o efeito específico devido a coluna a que pertence o elemento de observação;

ε_{ij} é o efeito aleatório devido a causas específicas do elemento de observação (erro residual);

O ε_{ij} (erro) possui distribuição normal com média 0 e variância σ^2 : $\varepsilon_{ij} \stackrel{d}{=} N(0, \sigma^2)$.

O procedimento para o Teste de Hipótese para análise do fator único é o seguinte:

1º - Dispor os elementos segundo a Tabela 2.6, obtendo-se as somas das colunas e as suas respectivas médias.

Sendo:

i é o número de amostras ou grupos = 1, 2, ..., k (linhas);

j é o número de elementos de cada grupo = 1, 2, ..., n_i (colunas).

Tabela 2.6 – Disposição de dados para ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).

Grupos Elementos	Grupos			
	1	2	3	k
1	X_{11}	X_{21}	..	X_{k1}
2	X_{12}	X_{22}	..	X_{k2}
.
n_i	X_{1n1}	X_{2n2}	..	X_{knk}
Σ			..	Total
\bar{x}	\bar{x}_1	\bar{x}_2	..	\bar{x}_k $\bar{\bar{X}}$

2º - Verificar as hipóteses:

$$H_0: \mu_1 = \mu_2 \dots \mu_k = \mu$$

H_1 : pelo menos uma $\mu_i \neq \mu$

3º - Fixa-se α e escolhe-se a variável:

$$F(k - 1; n - k)$$

Onde k é o número de tratamentos e n é o número total de elementos.

4º - Determinar a região crítica, conforme mostra a Figura 2.5:

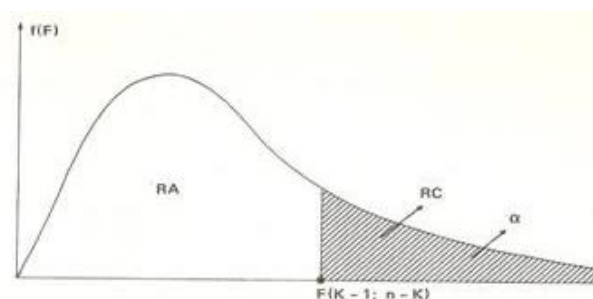


Figura 2.5 – Região de aceitação para ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).

5º - Calcular o valor da variável, a partir da Tabela 2.7.

6º - Conclusão: se $F_{cal} > F_{tab}$, então rejeitar H_0 .

Tabela 2.7 – Resumo da ANOVA fator único (Guerra & Donaire, 1986).

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F
Entre Amostras	$S_e = \sum_i \left[\frac{\left(\sum_j ij \right)^2}{ni} \right] - C$	k- 1	$\frac{S_e}{k-1}$	$F_{cal} = \frac{\frac{S_e}{k-1}}{\frac{S_r}{n-k}}$
Dentro da Amostra	$S_r = S_t - S_e$	n- k	$\frac{S_r}{n-k}$	
Total	$S_t = \sum_i \sum_j x_{ij}^2 - C$	n-1		

onde
$$C = \frac{\left(\sum_i \sum_j x_{ij} \right)^2}{kn_1}$$

A estatística F (equação 2.6) é utilizada para testar o efeito conjunto das variáveis explicativas sobre a dependente, ou seja, serve para verificar se, pelo menos um dos x explica a variação de y.

$$F_{k,n-k-1} = \frac{\text{Variância explicada}}{\text{Variância residual}} \quad (2.6)$$

Sendo:

k é o grau de liberdade do numerador

n-k-1 é o grau de liberdade do denominador

Se $F_{cal} < F_{tab}$: aceita-se H_0 e conclui-se com risco que o fator considerado não causa efeito sobre a variável em estudo.

Se $F_{cal} > F_{tab}$: rejeita-se H_0 , conclui-se pelas diferenças das médias e a consequente influência do fator sobre a variável analisada.

2.6.2- ANOVA – FATOR DUPLO

Serão avaliados dois fatores de interesse que influem em uma variável dependente, seja de forma isolada, seja de maneira simultânea. Neste caso os elementos observados são classificados segundo dois critérios, constituindo duas classificações cruzadas. Os elementos são dispostos em k colunas e j linhas. Este tipo de análise de variância quanto aos fatores pode ser sem repetição e com repetição. Dessa forma, a observação admite a influência dos seguintes elementos representados pela Equação 2.7:

$$X_{ij} = \mu + \alpha_i + \beta_j + \varepsilon_{ij} \quad (2.7)$$

X_{ij} elemento observado da amostra;

μ é o efeito médio devido a população a que pertence o elemento de observação;

α_i é o efeito específico devido a coluna a que pertence o elemento de observação;

β_j é o efeito específico devido a linha a que pertence o elemento de observação;

ε_{ij} é o efeito aleatório devido a causas específicas do elemento de observação.

O procedimento para o Teste de Hipótese para análise de fator duplo sem e com repetição é o seguinte:

1º - Dispor os elementos segundo a Tabela 2.8, obtendo-se as somas das colunas e linhas, bem como as suas respectivas médias.

Sendo:

k é o número total de colunas (fator 1) = 1, 2, ..., k;

n_i é o número total de linhas (fator 2) = 1, 2, ..., n_i ;

l é a repetição de ordem = 1, 2, ... r.

2º - Verificar as hipóteses:

$$H_0: \mu_i = \mu_j = \mu_k = \mu$$

H_1 : pelo menos uma das μ_i ou $\mu_j \neq \mu$

Tabela 2.8 – Disposição de dados para ANOVA fator duplo (Guerra & Donaire, 1986).

Fator 1 (i) \ Fator 2(j)	1	2	..	k	Σ	\bar{x}_j
1	X_{11}	X_{21}	..	X_{k1}		
2	X_{12}	X_{22}	..	X_{k2}		
.	.	.				
n_i	X_{1i}	X_{2i}	..	X_{ki}		
Σ			..			
\bar{x}_i	\bar{x}_1	\bar{x}_2	..	\bar{x}_k		

3º - Fixa-se α e escolhem-se as variáveis:

$F [k - 1; (k - 1)(n-1)]$ e $F [n - 1; (k - 1)(n-1)]$

Onde k é o número de tratamentos e n é o número total de elementos, sendo $n = k.n_i$.

4º - Determinar a região crítica (Figura 2.6) para analisar as diferenças entre linhas e entre colunas:

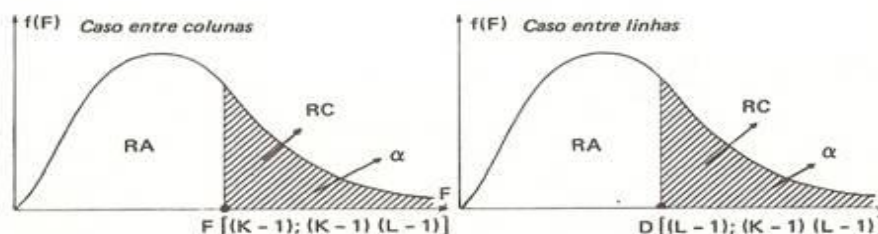


Figura 2.6 – Região de aceitação para ANOVA fator duplo (Guerra & Donaire, 1986).

5º - Calcular o valor das variáveis, a partir das Tabelas 2.9 e 2.10.

6º - Conclusão:

Se $F_{cal}^C < F_{tab}^C$: aceita-se H_0 e conclui-se com risco α que o fator (coluna) não causa efeito na variável dependente;

Se $F_{cal}^C > F_{tab}^C$: rejeita-se H_0 , concluindo-se pela diferença das médias das colunas e, conseqüentemente, pela influencia do fator sobre a variável.

Se $F_{cal}^L < F_{tab}^L$: aceita-se H_0 e conclui-se com risco que o fator (linhas) não causa efeito na variável dependente.

Se $F_{cal}^L > F_{tab}^L$: rejeita-se H_0 , concluindo-se pela diferença das médias das linhas e, conseqüentemente, pela influência do fator sobre a variável em estudo.

Tabela 2.9 – Resumo da ANOVA - fator duplo sem repetição (Guerra & Donaire, 1986).

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F
Entre Linhas	$S_j = \sum_j \left[\frac{\left(\sum_i ij \right)^2}{k} \right] - C$	$n - 1$	$\frac{S_j}{n_i - 1}$	$F_{cal}^L = \frac{\frac{S_j}{n_i - 1}}{\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}}$
Entre Colunas	$S_e = \sum_i \left[\frac{\left(\sum_j ij \right)^2}{ni} \right] - C$	$k - 1$	$\frac{S_e}{k - 1}$	$F_{cal}^C = \frac{\frac{S_e}{k-1}}{\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}}$
Residual (dentro)	$S_r = S_t - S_j - S_e$	$(k-1)(n_i - 1)$	$\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}$	
Total	$S_t = \sum_i \sum_j x_{ij}^2 - C$	$kn_i - 1$		

Tabela 2.10 – Resumo da ANOVA - fator duplo com repetição (Guerra & Donaire, 1986).

Fonte de Variação	Soma dos Quadrados	Graus de Liberdade	Quadrado Médio	Teste F
Entre Linhas	$S_j = \sum_j \left[\frac{\left(\sum_i \sum_l x_{ijl} \right)^2}{rk} \right] - C$	$n_i - 1$	$\frac{S_j}{n_i - 1}$	$F_{cal}^L = \frac{\frac{S_j}{n_i - 1}}{\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}}$
Entre Colunas	$S_e = \sum_j \left[\frac{\left(\sum_i \sum_l x_{ijl} \right)^2}{m_i} \right] - C$	$k - 1$	$\frac{S_e}{k - 1}$	$F_{cal}^C = \frac{\frac{S_e}{k-1}}{\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}}$
Devido à interação	$S_i = \sum_i \sum_j \sum_k (\bar{x}_{ijl} - \bar{x}_{ij})^2$	$(k-1)(n_i - 1)$	$\frac{S_i}{(k-1)(n_i - 1)}$	$F_{cal}^I = \frac{\frac{S_i}{(k-1)(n_i - 1)}}{\frac{S_r}{(k-1)(n_i - 1)}}$
Residual (dentro)	$S_r = \sum_i \sum_j \sum_k (\bar{x}_{ijl} - \bar{x}_i - \bar{x}_j + \bar{x})^2$	$kn_i (r-1)$	$\frac{S_r}{kn_i (r-1)}$	
Total	$S_t = \sum_i \sum_j \sum_l x_{ijl}^2 - C$	$kn_i r - 1$		

A Análise de Variância (ANOVA) serve para verificar se existe diferença significativa entre colunas (fator único), e entre linhas e entre colunas (fator duplo); porém, se houver diferença não se sabe quais as linhas ou colunas que diferem entre si. Então, para saber quais fatores são realmente diferentes, existem alguns testes de comparações múltiplas de médias, a saber, o de Tuckey, o de Scheffé, o de Dunnett, o de Bonferroni dentre outros.

2.6.3- TESTES DE COMPARAÇÕES MÚLTIPLAS DE MÉDIAS

Os testes de comparações múltiplas de médias permitem investigar onde se encontram as diferenças possíveis entre k médias populacionais. Existem muitos testes deste tipo, no entanto, aqui se vai abordar apenas dois: o teste de Tuckey e o teste de Scheffé.

Esses testes permitem examinar simultaneamente pares de médias amostrais para identificar quais os pares onde se registram diferenças significativas.

2.6.4- TESTE DE TUCKEY

Inicialmente, calcula-se a diferença mínima que deve haver entre duas médias para que elas possam ser consideradas diferentes a determinado nível de significância. O autor do teste chamou esse valor de diferença honestamente significante (honestly signifant difference) ou diferença mínima significante. Levine *et al.* (2008), Fonseca & Martins (1995) e Writte & Writte (2005) apresentam as equações 2.8 e 2.9, respectivamente, para amostras com iguais e diferentes números de elementos. Este teste é o mais adequado quando se tem amostras de mesmo tamanho (Vieira, 2006). Levine *et al.*(2008).

$$\Delta = q \sqrt{\frac{QMR}{r}} \quad (2.8)$$

$$\Delta = q \cdot \sqrt{\frac{QMR}{2} \cdot \left(\frac{1}{r_i} + \frac{1}{r_j} \right)} \quad (2.9)$$

Para ANOVA fator duplo sem repetição, as equações 2.10 e 2.11 são, respectivamente, para linhas e colunas:

$$\Delta^L = q \sqrt{\frac{QMR}{\text{número de colunas}}} \quad (2.10)$$

$$\Delta^C = q \sqrt{\frac{QMR}{\text{número de linhas}}} \quad (2.11)$$

Onde:

Q é a amplitude studentizada (valor tabelado);

QMR é o quadrado médio do resíduo;

r é o número de elementos de cada tratamento.

2.6.5- TESTE DE SCHEFFÉ

Este teste pode usado quando se tem amostras com tamanhos iguais ou diferentes. É o que fornece resultados mais exatos. Pode ser utilizado para determinar a diferença significativa considerando-se fator único ou duplo.

Para amostras com o mesmo número de elementos, a equação 2.12 é usada para identificar a diferença de médias.

$$\Delta = \frac{\sqrt{QMR \cdot 2 \cdot (k-1) F_{\alpha} [(k-1); (n-k)]}}{r} \quad (2.12)$$

QMR: quadrado médio do resíduo;

k é o número de tratamento (colunas);

l é o número de linhas;

n é o número total de elementos;

r é o número de elementos de cada tratamento;

F é o fator de Fisher (valor tabelado);

Fonseca & Martins (1995), Guerra & Donaire (1986) e Costa Neto (1977) apresentam as equações 2.13, 2.14, 2.15, 2.16 e 2.17 para verificar a diferença de média entre amostras, considerando o fator único e fator duplo sem e com repetição.

a) Para ANOVA fator único com diferentes elementos:

$$\Delta = \sqrt{QMR \cdot (k-1) \left(\frac{1}{r_i} + \frac{1}{r_j} \right) F_{\alpha} [(k-1); (n-k)]} \quad (2.13)$$

b) Para ANOVA fator duplo sem repetição:

- Entre as colunas:

$$\Delta = \sqrt{QMR \cdot 2 \left(\frac{(k-1)}{l} \right) F_{\alpha} [(k-1); (k-1)(l-1)]} \quad (2.14)$$

- Entre as linhas:

$$\Delta = \sqrt{QMR \cdot 2 \left(\frac{(l-1)}{k} \right) F_{\alpha} [(l-1); (k-1)(l-1)]} \quad (2.15)$$

c) Para ANOVA fator duplo com repetição:

- Entre as colunas:

$$\Delta = \sqrt{QMR \cdot 2 \left(\frac{(k-1)}{rl} \right) F_{\alpha} [(k-1); (kl)(r-1)]} \quad (2.16)$$

- Entre as linhas:

$$\Delta = \sqrt{QMR \cdot 2 \left(\frac{(l-1)}{rk} \right) F_{\alpha} [(l-1); (kl)(r-1)]} \quad (2.17)$$

Em todos os testes de verificação de comparação de médias: duas amostras são diferentes quando a diferença entre as médias comparadas duas a duas é maior que a diferença mínima significativa (Δ).

2.7- CARACTERIZAÇÃO DOS TRECHOS

Os trechos de rodovias, objeto da presente pesquisa, apresentam características fisiográficas que os distinguem entre si. Desta forma será feita uma abordagem sumária dessas características, visando apresentar as principais características do quadro geral no qual eles se situam.

2.7.1- CARACTERÍSTICAS GEOLÓGICAS

Os dados e informações apresentados pelos famosos relatórios Belcher (Codeplan, 1995) e Cruls (Codeplan, 1995) constituem importantes pontos de apoio à análise das características fisiográficas da área sob apreciação.

Apesar deste fato, tais informações careciam de uma sistematização, visando situá-las no contexto fisiográfico geral do Brasil. Depois destas primeiras abordagens sistemáticas, muitos outros pesquisadores se ocuparam do estudo geológico da região que viria mais tarde acolher o território do Distrito Federal.

Um grupo de pesquisadores (Barbosa *et al.* 1966) produziu dados e informações particularmente importantes, porquanto, sintetizadoras da geologia, da estratigrafia e das características estruturais de uma extensa região à qual pertence a área sob investigação.

A criação e consolidação da área de Geociências da Universidade de Brasília podem e devem ser consideradas como uma espécie de marco na evolução do conhecimento sobre o arcabouço físico do Distrito Federal. Desta forma, o estado da arte das características físicas do Distrito Federal já apresenta um notável grau de evolução.

Sob o ponto de vista geológico, a quase totalidade dos autores, segundo (Dardenne, 1978), considera o território do Distrito Federal como pertencente à Faixa Brasília, unidade geológica de evolução complexa, auto-organizada, fundamentalmente, entre o Mesoproterozóico (1,3 a 1,1 Ga) e o Neoproterozóico (950 a 750 Ma).

O processo evolutivo desses terrenos permitiu que os domínios do Distrito Federal sofressem deformações em diversas fases, resultando daí um conjunto de formas e estruturas complexo e variado. Entre estas formas e estruturas deve-se salientar o padrão estrutural na forma de

domos e bacias. Tais feições expressam a interferência de duas fases de deformação com eixos aproximadamente ortogonais, orientados segundo NE-SW e SW-NE, aproximadamente.

O quadro litoestratigráfico, de interesse fundamental à geotecnia, tem sido progressivamente sistematizado e já apresenta um notável grau de conhecimento.

As pesquisas indicam que o retângulo no qual estão situados os dois trechos estudados (Figura 2.7), apresenta termos litológicos dos grupos Canastra (Barbosa, 1955) e Paranoá (Dardenne, 1978), além de extensos depósitos eluvio-coluviais e aluviais relacionados aos processos morfogenéticos que vêm atuando na área, a partir do Paleogeno. Deve-se considerar, entretanto, que os depósitos elúvio-coluviais e aluviais não foram representados no mapa geológico apresentado aqui.

2.7.2- GRUPO CANASTRA

Esta unidade litoestratigráfica situa-se no extremo noroeste do retângulo sob apreciação, correspondendo à terminação Sul do Sinclinal do Maranhão. Ocorre numa faixa extensa a qual se prolonga para noroeste e em uma pequena área de forma grosseiramente anelar, posicionadas tectonicamente aos sedimentos do Grupo Paranoá (Figura 2.7). É composta por dois tipos litológicos principais, da base para o topo: clorita-filitos, sericita-clorita-filitos, calcifilitos, raras lentes de mármore cinza. Presença de camadas delgadas e lentes de extensões decamétricas de quartzitos. Estas litologias passam superiormente a sericita-filitos e quartzo-sericita-filitos, além de ocasionais níveis de filito cinza escuro, rico em matéria orgânica. Apresentam-se dobradas e falhadas, sobrepondo-se, desta forma, às litologias mais novas do Grupo Paranoá.

2.7.3- GRUPO PARANOÁ

O ordenamento litoestratigráfico desta unidade geológica proposto por Faria (1995) vem sendo ratificado pelos diversos pesquisadores que o sucederam. O grupo é composto por onze conjuntos litoestratigráficos codificados com caracteres alfanuméricos. Estes conjuntos têm status de formações e, na área de interesse da presente pesquisa, ocorrem as seguintes unidades: Fácies Ardósia (A), Fácies Metarritmito Arenoso (M3), Fácies Quartzito Médio (Q3), Fácies Metarritmito Argiloso e Fácies Pelito-Carbonatada (PC), conforme a Figura 2.7.

As exposições dessas unidades resultam, basicamente, do condicionamento estrutural da área devido à existência dos domos estruturais de Brasília e de Sobradinho.

A primeira unidade a ser depositada nos domínios da área desta pesquisa, Fácies Ardósia é constituída por um conjunto de ardósias de cores cinza esverdeadas que se tornam roxas em razão do intemperismo. O conjunto contém raras intercalações de quartzito.

A fácies seguinte, Metarritmito Arenoso é formada por intercalações de bancos centimétricos a métricos de quartzitos com níveis mais delgados de metassiltitos e metargilitos.

A fácies Quartzito Médio cinza a branco, bem selecionado e frequentemente silicificado, com estratos cruzados de tipos variados e intercalações de metarritmitos próximos à base.

A unidade Metarritmito argiloso apresenta notável extensão geográfica, sendo constituída por intercalações regulares de delgadas camadas de quartzitos finos, metassiltitos argilosos e metargilitos.

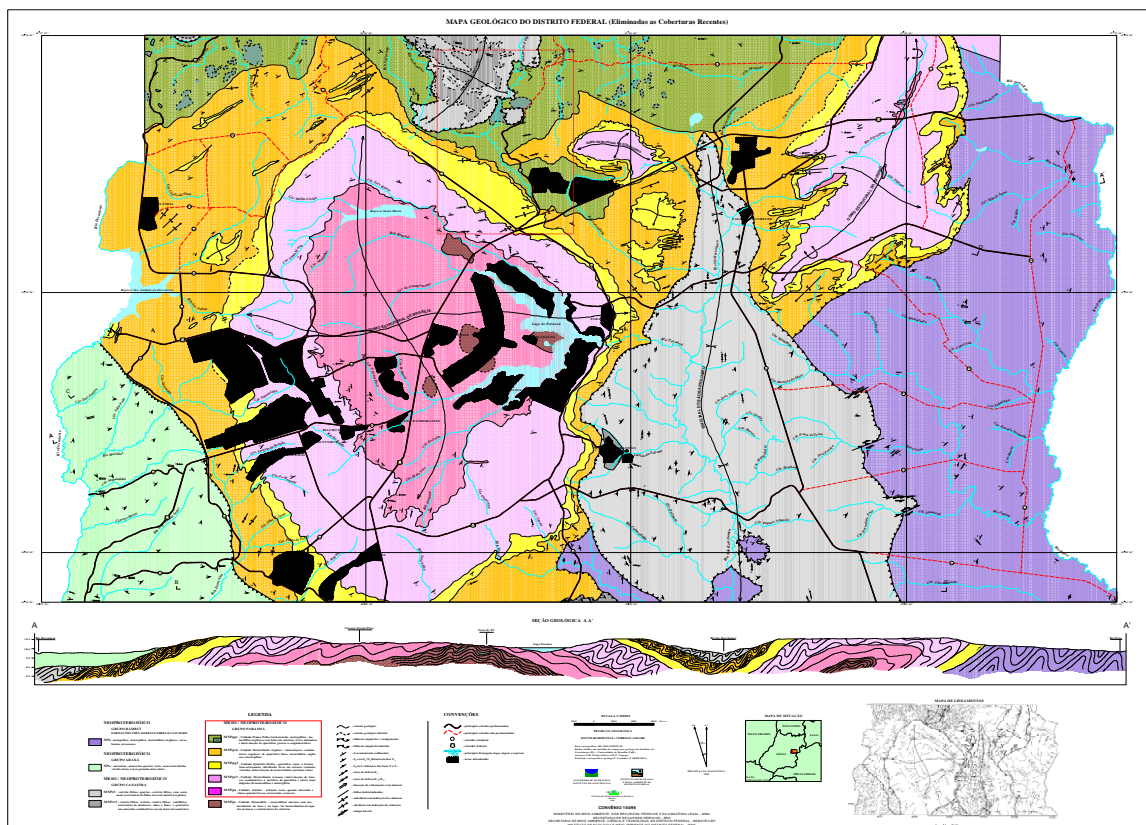


Figura 2.7 – Visão geologia da área de estudo (Silva & Campos, 1998).

O topo do Grupo Paranoá é representado pela Unidade Psamo-Pelito Carbonatada. Consta de metargilitos, metassiltitos argilosos com lentes de calcário e dolomitos e intercalações de quartzitos grosseiros e conglomeráticos. É nesta unidade litoestratigráfica que se relacionam os extensos depósitos de calcário da região. Estes calcários vêm sendo extraídos por várias empresas, situadas na região denominada de Fercal, pertencente à região administrativa de Sobradinho no Distrito Federal. A faixa, grosseiramente orientada segundo SW-NE, segue para o estado de Goiás e daí para Minas Gerais, constituindo um extenso cinturão de rochas carbonatadas. A Figura 2.8 mostra a conformação topográfica onde está situada a rodovia DF-205 Oeste (Trecho 1).

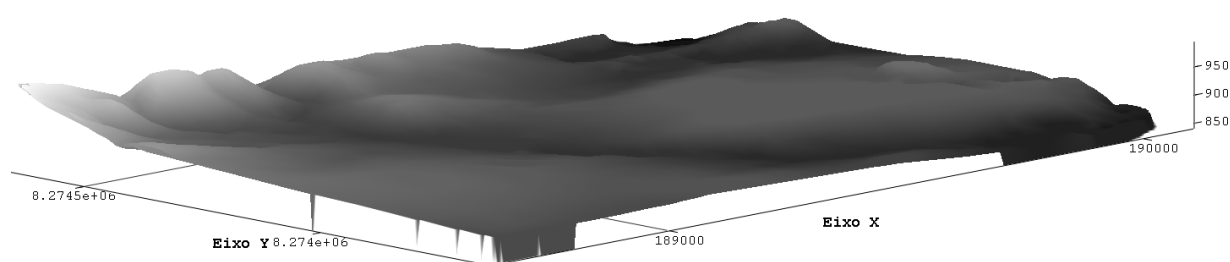


Figura 2.8 – Conformação topográfica da rodovia DF-205 Oeste (Trecho 1).

2.7.4- CARACTERÍSTICAS GEOMORFOLÓGICAS

Conquanto os estudos geomorfológicos no Distrito Federal tenham se iniciado ao mesmo tempo que os estudos geológicos, aqueles parecem situar-se em um patamar de conhecimento inferior a estes. Verifica-se que o quadro geológico do Distrito Federal está integrado ao contexto da Geologia do Brasil. No caso da Geomorfologia esta integração não ocorre. Verifica-se que as abordagens geomorfológicas feitas pelos diversos autores voltam-se, fundamentalmente, aos limites administrativos do Distrito Federal e isto dificulta a evolução deste tema. O esforço de síntese realizado pelo Projeto Radambrasil não alterou o processo. Muitas análises estão baseadas ainda no modelo de organização da paisagem proposto por King (1956), o qual considerou a esculturação do relevo brasileiro segundo três superfícies fundamentais: Sul-Americana, Velhas e Paraguaçu.

A hipsometria do Distrito Federal possibilita organizar as diversas superfícies de aplanamento da região em três patamares distintos. Um teto regional disposto acima da cota topográfica de 1200 m. Entre 1200 a 1100 m ocorre outro patamar topográfico que, desta forma, resulta embutido no primeiro. Entre 1100 e 1000 m situa-se grande parte do relevo do Distrito

Federal. Abaixo de 1000 m ocorrem áreas onde as declividades se acentuam localmente, embora as declividades médias sejam, em geral, de valor reduzido, não ultrapassando 18% (Baptista, 2003).

A regionalização da paisagem do Distrito Federal proposta por Pinto (1987) considera três regiões distintas, cada qual composta por diversas feições locais. As três são: Região das Chapadas, Região de Dissecação Intermediária e Região Corrugada de Vale. Em conformidade com esta proposta, a área que interessa aos trechos de estradas sob investigação, apresenta tratos da Região de Chapadas e da Região Corrugada de Vale. A área do Trecho 1 (Fercal), pertence à Região Corrugada do Rio Maranhão, enquanto a área do Trecho 2 (DER) pertence à Região da Chapada da Contagem.

A área do Trecho 1 (Fercal) assenta-se sobre rochas pelito-carbonatadas pertencentes ao topo do Grupo Paranoá. Tais rochas ricas em materiais argilosos produzem solos plásticos.

A área do Trecho 2 relaciona-se com rochas quartzíticas da Fácias Quartzito Médio do Grupo Paranoá. Os solos produtos do intemperismo destas rochas são arenoargilosos, guardando diferenças marcantes com as argilas porosas de Brasília.

2.7.5- CARACTERÍSTICAS FÍSICAS

A pesquisa foi realizada em dois Trechos das Rodovias DF-205 e DF-441 executados pelo DER/DF e estudados por Rezende (1999; 2003). Atualmente, com mais de 14 e 12 anos de vida útil, respectivamente. Os trechos de estradas estudados pertencem à malha viária do Distrito Federal e suas localizações são mostradas, na Figura 2.9.



Figura 2.9 – Localização dos Trechos (Rezende, 2003).

As características gerais dos trechos estudados encontram-se na Tabela 2.11.

Tabela 2.11 – Características gerais dos trechos (modificado Rezende, 2003).

Características	Trechos	
	1 (DF-205,Oeste)	2 (DF-441)
Extensão(m)	440	260
Idade(anos)	14	12
Número da faixas de tráfego	2	2
Largura da faixas de tráfego	3,5	3,5
Largura do acostamento	1,5	1,5
Número de operações do eixo-padrão - projeto	$2,0 \times 10^5$	$1,9 \times 10^6$
Tipo de revestimento	TSD + capa selante	CBUQ

Observando a Tabela 2.11 percebe-se que o Trecho 1 possui um número N baixo, que caracteriza uma via de tráfego leve. Já o Trecho 2, o N é característico de uma via de tráfego médio.

2.7.6- CARACTERÍSTICAS QUÍMICAS

A análise química do solo pode ser de grande importância na engenharia geotécnica. O conhecimento da composição química da argila embora indispensável para o perfeito diagnóstico da sua natureza mineralógica, por si só, mostra-se em geral insuficiente, em virtude do solo ser, como regra geral uma mistura de minerais e não um mineral puro (Costa, 1973). Por meio dela pode-se verificar o potencial de reação de um solo a produtos químicos, em função dos elementos químicos nele presentes.

A caracterização química dos solos tem muita importância para a agronomia. Ela distingue os minerais do solo em micronutrientes: carbono (C), oxigênio (O), hidrogênio (H), nitrogênio (N), potássio (K), fósforo (P), cálcio (Ca), magnésio (Mg) e enxofre (S) e os micronutrientes: ferro (Fe), manganês (Mn), zinco (Zn), cobre (Cu), molibdênio (Mo), boro (B) e cloro (Cl). Do ponto de vista geotécnico são especialmente importantes a capacidade de troca catiônica (CTC) e o teor de matéria orgânica, dos cátions trocáveis e a acidez.

O cálcio do solo provém das rochas e minerais de que o solo foi formado. Os íons de Ca^{++} na solução de solo podem: ser perdidos na água de percolação; ser absorvidos pelas plantas e microorganismos e ser adsorvidos ao redor das partículas que constituem o complexo coloidal

do solo ou tornar-se insolúveis como um composto secundário de cálcio (Coelho & Verlegência, 1973).

Costa (1973) comenta que o cálcio trocável é o adsorvido no complexo coloidal do solo e é influenciado principalmente, pelos seguintes fatores: textura do solo (os solos de textura fina são mais ricos em quantidades de cálcio), matéria orgânica e lixiviação (maior percolação, maior o empobrecimento deste em cálcio).

Coelho & Verlegência (1973) afirmam que em condições de $\text{pH} < 5,5$ os íons de hidrogênio deslocam o cálcio e o magnésio dos colóides do solo que, uma vez transferidos para a solução do solo em formas solúveis são perdidos por lixiviação.

Costa (1973) comenta que o pH mais elevado facilita a dispersão dos minerais de argila e o mais baixo facilita a floculação.

2.7.7- CARACTERÍSTICAS MINERALÓGICAS

Costa (1973) relaciona os principais minerais primários que podem ocorrer nos solos: quartzo, feldspato, feldspatóides, micas, piroxenas, anfíbios, olivinas, apatite, magnetita, turmalina, rutílio, ilmenita, zircão, calcita, granadas, etc. Os mais frequentes são o quartzo e os feldspatos. O conhecimento qualitativo e quantitativo dos minerais primários fornece a indicação do grau de evolução do solo e da reserva de mineral. Os minerais secundários de ocorrência mais frequentes são os minerais de argilas (silicatos de alumínio no estado cristalino), silicatos não cristalinos, óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio e carbonatos de cálcio e de magnésio.

Dentre os minerais presentes no solo, os denominados argilominerais, oferecem, muitas vezes, uma maior dificuldade de estudo, porque suas dimensões submicroscópicas exibem propriedades cujas características só podem ser determinadas por meio de procedimentos analíticos muito específicos. O Comité International l'Etude des Argiles, citado por Santos (1975) conceitua argilominerais com os seguintes termos: "Argilominerais cristalinos são silicatos hidratados de reticulado ou rede cristalina em camadas (lamelar) ou de estrutura fibrosa, constituídos por folhas, planos ou camadas contínuas de tetraedro SiO_4 , ordenados em forma hexagonal, condensados com folhas ou camadas octaédricas; os argilominerais são essencialmente constituídos por partículas de pequenas dimensões". Um sumário dos intervalos granulométrico dos depósitos sedimentares é apresentado, dentre outros, por Santos

(1975). Nesses estudos pode ser verificado que a maioria dos autores situa o limite superior do intervalo granulométrico das argilas entre 0,002 e 0,005mm. As dimensões submicroscópicas, possibilitam o aumento significativo da superfície específica desses minerais e, desta forma, a possibilidade de alterações físico-químicas. As alterações químicas causadas por isomorfismo mineral constituem exemplos clássicos. Neste caso a substituição iônica dos elementos na estrutura cristalina pode alterar a composição mineral, sem que a estrutura seja substancialmente alterada.

Skempton (1953), citado por Vermatti (1995) comenta que as propriedades de uma argila são determinadas fundamentalmente pelas características físico-químicas de seus vários minerais constituintes, assim como pela proporção relativa na qual esses minerais se apresentam no solo. No caso dos solos tropicais, é de fundamental importância que se acrescente como fator determinante o grau de intemperização pelo qual o solo passou. A intemperização intensa implica em transformações estruturais, químicas e mineralógicas profundas as quais interferem nas propriedades, no comportamento hidráulico e no comportamento mecânico dos argilominerais.

Segundo Costa (1973), os principais minerais primários presentes nos solos são os seguintes: quartzo, feldspato, feldspatóides, micas, piroxênios anfibólios, olivinas, apatita, magnetita, turmalina, rutílio, ilmenita, zircão, calcita, granadas, etc. Dentre estes os mais frequentes são o quartzo e os feldspatos, sendo o primeiro o mais resistente ao intemperismo de origem climática. Os minerais secundários de ocorrência mais frequentes são os minerais de argilas ou argilominerais (silicatos de alumínio no estado cristalino), silicatos não cristalinos, óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio e carbonatos de cálcio e de magnésio.

Cavaleri (1998) argumenta que a composição mineralógica da fração argila avalia quais são as estruturas predominantes e a possibilidade de uso da cal como agente estabilizante do solo argiloso.

O quartzo, predominante na fração areia do solo é também, na maioria das vezes, principal o constituinte da fração grosseira. O pico do quartzo serve de referência qualitativa do tamanho de partículas ou cristalinidade, sendo utilizado, também, para a correção dos picos dos demais minerais (Resende *et al.*, 2005).

A caulinita é um dos argilominerais de ampla ocorrência em solos, sobretudo nos solos do domínio tropical. A sua formação se dá a partir de uma grande variedade de materiais de origem. É produto do intemperismo sob condições de pH ácido devido à retirada de sílica e das bases do mineral primário. A estrutura básica da caulinita é definida pelo arranjo interlaminado de lâminas ou folhas formadas por tetraedro de sílica (SiO_4) alternadas com lâminas ou folhas formadas por octaedros de alumina [$\text{Al}_2(\text{OH})_6$]. Tal arranjo forma uma camada a qual define a estrutura 1:1, características deste mineral (Grim,1966; Santos, 1989; Bigarella, 1996).

A goethita é um dos principais óxidos de ferro hidratados [$\text{FeO}(\text{OH})_2$] encontrado nos solos e geralmente responsável por sua coloração amarelada. No entanto, essa coloração pode ser diferente conforme a intensidade da substituição isomórfica do ferro pelo alumínio (Resende *et al.*,2005).

Solos de alta capacidade de troca catiônica (CTC) geralmente, são argilosos e contém, praticamente, todos os tipos de minerais que se encontravam na rocha de origem. Na fração argila dos solos tropicais, principalmente os profundamente intemperizados, ocorre com frequência à presença de caulinita, gibbsita, goethita e hematita.

2.8- CONTAGEM DE TRÁFEGO

Define-se Volume de Tráfego (ou Fluxo de Tráfego) como o número de veículos que passam por uma seção de uma via, ou de uma determinada faixa, durante uma unidade de tempo (ano, mês, dia e hora). É expresso normalmente em veículos/dia (vpd) ou veículos/hora (vph).

Volume Médio Diário (VDM) é a razão do número médio de veículos pelo número de faixas de tráfego num mesmo sentido de tráfego. Poderá ser anual, mensal, semanal e horário e tem como unidade, veículos/dia (vpd).

A corrente de tráfego é composta por veículos que diferem entre si quanto ao tamanho, peso e velocidade. O conhecimento da composição dos volumes é essencial pelas seguintes razões:

- Os efeitos que exercem os veículos entre si dependem de suas características;
- A composição da corrente de veículos que passa por uma via influi em sua capacidade;

- As percentagens de veículos de grandes dimensões determinam as características geométricas que devem ter as vias, e os seus pesos, as características estruturais;
- Os recursos que podem ser obtidos dos usuários de uma via, dependem entre outros fatores, da composição do seu tráfego.

O volume de tráfego inclui todos os veículos que circulam pela via em um só sentido ou em ambos, ou ainda, os que circulam por uma só faixa. Quando o volume for representado pela soma dos veículos, independentemente de suas categorias, será expresso em “Unidades de Tráfego Misto”, abreviado pela sigla UTM. Por outro lado, se os veículos componentes daquela soma forem convertidos em números equivalentes de carros de passeio, o volume será então expresso em “Unidades de Carro de Passeio”, abreviado por UCP. Essa conversão é feita através de fatores de equivalência, mostrados na Tabela 2.12.

Tabela 2.12 – Fatores de Equivalências (Figueiredo & Costa, 2001).

Classe	Equivalência
Automóvel	1
Ônibus	2,25
Caminhão	1,75
Moto	0,33
Bicicleta	0,2

Uma das características mais importantes do fluxo de tráfego é sua variação generalizada: varia dentro da hora, do dia, da semana, do mês e do ano, além de, no mesmo local, variar segundo a faixa de tráfego analisada.

O período de análise é fixado tendo em vista os fins a que se destina: fornecer elementos para o dimensionamento do projeto e para sua análise econômica. Para o dimensionamento do projeto seria desejável considerar o seu período de vida útil. Entretanto, isso não é possível, seja por causa da perda de precisão das projeções feitas para períodos muito longos, seja pela diferença de vida útil apresentada por cada um dos componentes do projeto (obras-de-arte, pavimentos, drenagem e outros). Nestas condições, a solução usual consiste em adotar o período de 15 anos, que, correspondendo ao tempo de duração média do pavimento – elemento de menor vida útil do projeto – e às modificações que podem se verificar no sistema viário da região do projeto, é compatível com as necessidades da análise econômica. Como o período de 15 anos é contado a partir do ano de abertura ao tráfego, e considerando o tempo

que decorre desde o estudo de viabilidade até o término da obra, costuma-se adotar para o período de análise naqueles estudos o prazo de 20 anos.

O tráfego crescerá durante a vida do pavimento, segundo leis de certa complexidade que precisam ser estabelecidas a partir do volume diário médio (VDM), que é o número médio de veículos num mesmo sentido de tráfego / número de faixas de tráfego num mesmo sentido, é possível fazer a projeção do tráfego futuro.

O tráfego atual é estimado a partir de dados obtidos no Plano Nacional de Contagem de Tráfego e nos Planos Diretores. Já a estimativa de tráfego futuro ou projeção do tráfego tem como base as taxas de crescimento obtidas em dados históricos de contagens ou dados de postos de pesagens de balanças ou contagem em campo dos veículos por dois dias consecutivos ou correlações com outros indicadores.

Senso (2008) afirma que o crescimento do tráfego em uma via é resultante do aumento da frota de veículos, das pessoas com autorização para dirigir, do aumento populacional das regiões circunvizinhas a via e outros fatores.

O Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006) informa que a projeção dos volumes de tráfego é feita com dois objetivos:

- Fornecer elementos para o dimensionamento do projeto;
- Fornecer os elementos para a análise da viabilidade econômica do investimento.

Ainda, o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006) cita os aspectos fundamentais que devem ser considerados na projeção do tráfego são:

- Capacidade de produção e atração de viagens das diversas zonas de tráfego;
- Distribuição das viagens geradas entre as zonas;
- Variações na geração (produção e atração) e distribuição de viagens devido às mudanças demográficas, econômicas, dos meios de transporte da região, e outros.

O conhecimento dos dados de volume de tráfego se traduz em importante ferramenta para o planejamento estratégico das ações a serem empreendidas pelo órgão rodoviário. As informações de tendências de crescimento da frota que utiliza estas vias podem indicar a

necessidade de melhorias (conservação, manutenção, operação, restauração e/ou ampliação), bem como subsidiar a definição de estudos e concepção de projetos com maior grau de precisão.

O Manual de Implantação Básica de Rodovia (DNIT, 2010) recomenda fazer a análise do tráfego para os estudos de viabilidade e projetos de implantação ou de melhoramentos de rodovias existentes, a fim de fornecer todos os dados necessários para:

- Avaliar a suficiência do sistema de transportes existente;
- Servir de subsídio, em conjunto com os estudos topográficos, para definição do traçado e padrão da rodovia;
- Definir a classe de rodovia a ser implantada ou reabilitada e dimensionar as características técnicas;
- Determinar as características operacionais da rodovia, como esta se adaptará às demandas no(s) ano(s) estabelecido(s) como horizonte do projeto;
- Servir de insumo para a análise de viabilidade econômica.

Ainda, segundo o Manual de Estudos de Tráfego (DNIT, 2006) descreve que os modelos baseados no fator de crescimento são úteis devidos:

- A simplicidade e rápida interação para balancear os fluxos com destino ou origem nas zonas;
- A não produção de viagens futuras para um par de zonas onde atualmente não existem viagens;
- A não consideração das mudanças na estrutura espacial (uso do solo).

A projeção através da análise das séries históricas se baseia em extrapolação de tendências e apresenta como principal limitação o fato de isolar a evolução do tráfego, não considerando a influência de outras variáveis intervenientes. Os procedimentos mais comuns utilizam de progressão aritmética (variação linear) ou progressão geométrica (variação exponencial). Normalmente, utiliza-se a variação exponencial, por ser a mais provável para períodos curtos ou de média duração.

A projeção linear admite que o volume de tráfego cresça segundo uma progressão aritmética, em que o primeiro termo é o volume inicial e a razão é o número de veículos que cresce por ano. Enquanto a projeção geométrica ou exponencial considera que o volume de tráfego cresce segundo uma progressão geométrica, em que o primeiro termo é o volume inicial e a razão é o fator de crescimento anual. A Tabela 2.13 apresenta as fórmulas usadas nas projeções linear e geométrica.

Tabela 2.13 – Equações para projeção do tráfego futuro (DNIT, 2010).

Linear	Exponencial
$V_1 = V_o(1 + p.t)$	$V_1 = V_o(1 + t)^p$
$V_t = 365.V_1.P$	$V_t = 365.V_1 \left[\frac{(1+t)^p - 1}{t} \right]$

V_o é tráfego no sentido mais solicitado no primeiro ano de operação do pavimento;

p é o número de anos necessários para a execução das obras de pavimentação para se atingir o primeiro ano de operação, que é o primeiro ano do período de projeto, ou seja, número de anos de execução do pavimento;

t é a taxa de crescimento anual do tráfego(%)

P é o período de projeto (anos);

V_t é o número total de veículos.

2.8.1- NÚMERO DE VEÍCULOS DO DISTRITO FEDERAL

A frota, em 2011, aumentou 6,9% em relação ao ano de 2010, o que significa 84721 novos veículos em circulação, atingindo a marca de 1.317.721 veículos registrados no Distrito Federal. O crescimento é mais expressivo no número de motos, com aproximadamente 9,4% a mais que em 2010, totalizando 148.535 motos na atual frota. O crescimento acumulado no ano de 2011 alcançou 250,2% em relação ao ano de 2002. Os automóveis sofreram um aumento de 5,9% em relação ao ano anterior, chegando a 967.345 automóveis registrados (DETRAN/DF, Boletim Técnico 2011).

A falta de investimento em transporte público, o inchaço populacional das cidades ao redor de Brasília, a concentração de empregos no Plano Piloto e a renda do brasiliense têm relação direta com o crescimento da frota. No DF, existe um veículo para cada 2,3 habitantes (Correioweb, 12/10/2010).

Balbo *et al.*, (2006) comenta que um dos fatores que tem levado a redução dos índices de qualidade dos pavimentos urbanos é a sobreposição de fluxos de características tipicamente rodoviárias com o fluxo do tráfego urbano. E ainda, a baixa durabilidade dos pavimentos urbanos é decorrente do excesso de cargas nos eixos dos veículos.

3- MATERIAIS E MÉTODOS

3.1- INTRODUÇÃO

Neste capítulo serão apresentadas as informações gerais dos trechos, tais como: localização, características físicas, topográficas e geométricas, tipos e materiais componentes das estruturas de pavimentos.

Em seguida, será apresentada a metodologia dos ensaios realizados em laboratório e no campo para caracterização dos materiais, a avaliação do comportamento estrutural ao longo do período de observação e o procedimento de retroanálise.

3.2- CARACTERIZAÇÃO FÍSICA E TOPOGRÁFICA DOS TRECHOS

As Figuras 3.1 e 3.2 mostram, respectivamente, a situação e o perfil topográficos do Trecho 1 (DF-205 Oeste). Observando as percebe-se que a região apresenta uma topografia relativamente acidentada. O greide da via atravessa a região ora em corte (estacas 126 a 130 e 154 a 163) ora em aterro (estaca 145 a 153). A via possui uma declividade máxima de 12,5%.

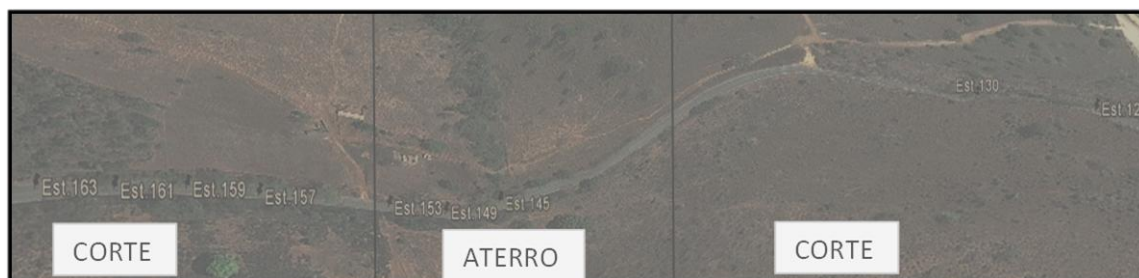


Figura 3.1 – Planta de situação do Trecho 1: Rodovia DF-205 Oeste.

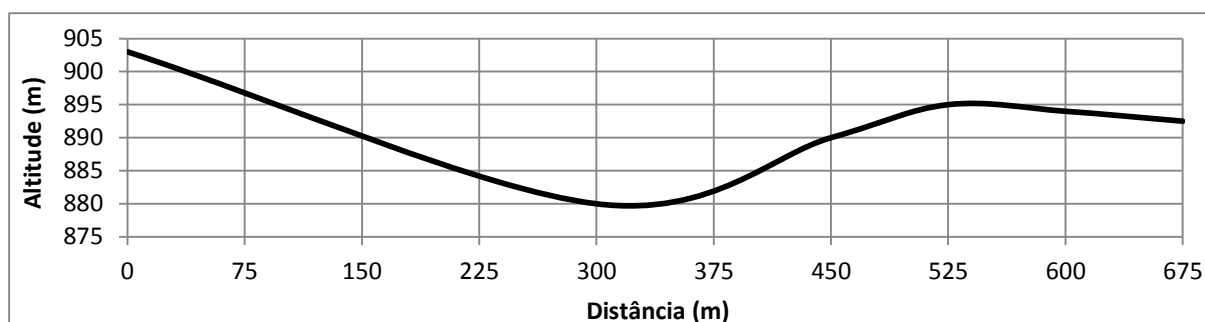


Figura 3.2 – Perfil longitudinal da Rodovia DF-205 Oeste.

As Figuras 3.3 e 3.4 mostram, respectivamente, a situação e o perfil do Trecho 2 (DF-441). Observando-as percebe-se que o relevo topográfico da região é bastante suave. A via

apresenta uma declividade longitudinal média de 4,7% sem ocorrência de dobra como no caso anterior.



Figura 3.3 – Planta de situação do Trecho 2: Rodovia DF-441.

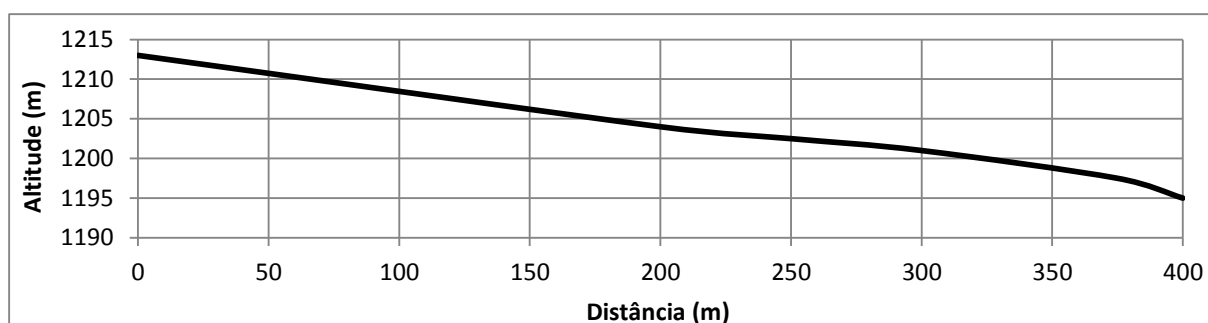


Figura 3.4 – Perfil longitudinal da Rodovia DF-441.

A estrutura de pavimento dos trechos foi dividida em subtrechos e as características estão na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Características gerais dos trechos.

Trechos	Subtrechos	Extensão (m)	Estrutura			
			Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
1	1	80	TSD	solo-brita	-	corte
	2	80	TSD	expurgo	-	aterro
	3	80	TSD	solo fino	-	aterro
	4	80	TSD	solo-cal 2%	-	corte
	5	40	TSD	geotêxtil superior	-	corte
	6	40	TSD	geotêxtil inferior	-	corte
	7	40	TSD	geotêxtil envelopando	-	corte
2	1	60	CBUQ	solo-cal 6%	solo-cal 3%	aterro
	2	100	CBUQ	solo fino sem retração	solo fino	aterro
	3	100	CBUQ	solo fino com retração	solo fino	aterro

As Figuras 3.5 e 3.6 mostram o estaqueamento e a composição da estrutura dos dois trechos.

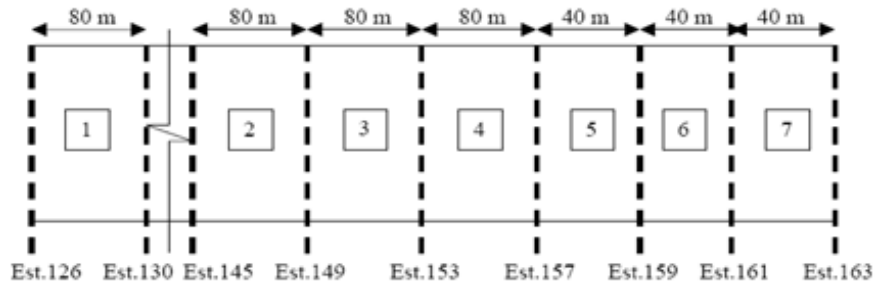


Figura 3.5 – Subtrechos do Trecho 1 (Rezende, 2003).

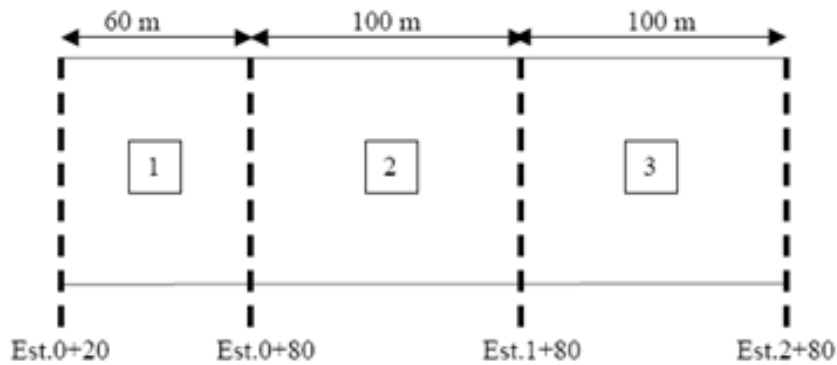


Figura 3.6 – Subtrechos do Trecho 2 (Rezende, 2003).

As estruturas do pavimento para os Trechos 1 e 2 são mostradas nas Figuras 3.5 e 3.6, respectivamente.



Figura 3.7 – Estrutura do pavimento do Trecho 1 (Rezende, 2003).



Figura 3.8 – Estrutura do pavimento do Trecho 2 (Rezende, 2003).

A Figura 3.9 apresenta as estruturas de base em que se utilizaram geossintéticos. Observa-se que se variou a posição do mesmo na estrutura, sendo colocado: acima, abaixo e envolvendo a base.

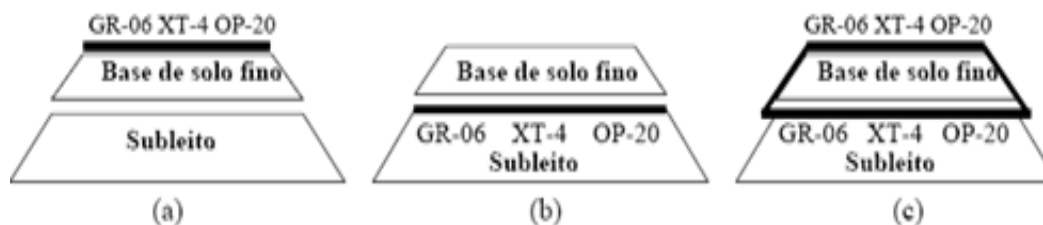


Figura 3.9 – Posicionamento do geossintético nos subtrechos 5, 6 e 7 (Rezende, 2003).

3.3- CONTAGEM VOLUMÉTRICA E CLASSIFICATÓRIA DO TRÁFEGO

Para o Trecho 1, o DER/DF forneceu dados de contagem a partir de expansão, coletados no final de 2009, por uma empresa de consultoria. Já no Trecho 2, foram realizadas duas contagens volumétrica e classificatória do tráfego. Iniciando-se às 6 h e terminando às 19 h. A primeira contagem foi feita apenas em 2 dias, terça-feira e quinta-feira, em março / 2010. A segunda, durante 5 dias, de segunda a sexta-feira, em fevereiro / 2011.

Tabularam-se os dados de contagem e, a seguir, fez-se uma expansão anual, considerando-se o volume diário médio (VDM) inicial de veículos, nos anos de 1998 e 2000, respectivamente, para os Trechos 1 e 2 - conforme Rezende (2003).

3.4- ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Todos os ensaios de laboratório foram realizados de acordo com as normas e especificações da ABNT e de órgãos rodoviários. Para fazer as caracterizações foram feitos furos com trado, nos subtrechos de solo-cal e solo fino da estrutura do pavimento, até o subleito e coleta de amostras deformadas.

Rezende (1999; 2003) realizou vários ensaios em laboratório nos materiais componentes dos trechos para determinação da granulometria, limites de Atterberg e massa específica dos sólidos. Foram feitos ainda ensaios da metodologia MCT, compactação, módulo resiliente, e determinação da curva característica de retenção de água. Pessoa (2009) realizou os ensaios de caracterização física (granulometria, limites de Atterberg), química e mineralógica (difratometria de raios-X) em amostras retiradas dos subtrechos. Já os ensaios de

compactação, massa específica com a balança hidrostática (feitos em torrões e amostras deformadas, após o rompimento) e sucção foram obtidos de amostras compactadas de solo coletadas na mesma jazida dos materiais utilizados no Trecho 1.

3.4.1- ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Segundo Vargas (1978), as propriedades físicas de maior interesse do ponto de vista geotécnico no estudo de um solo são: textura, plasticidade e estrutura. A partir dessas propriedades físicas, é possível realizar uma identificação satisfatória dos solos.

3.4.2- UMIDADE NATURAL

Foram feitos 21 furos com um tubo metálico de 3 cm de diâmetro interno, nas estacas indicadas na Tabela 3.2. O tubo foi cravado na estrutura de pavimento com golpes de marreta (Figura 3.10). As profundidades de cravação foram 56 cm e 46 cm, respectivamente, para os Trechos 1 e 2. Para o Trecho 1, o material foi coletado a cada 10 cm de profundidade, enquanto para o Trecho 2, foi a cada 7,5 cm.

Tabela 3.2 – Estacas de coleta de umidade.

Trecho 1							Trecho 2		
SB	EXP	SF	SC	GS	GI	GE	SC	SFSR	SFCR
Estacas									
126+00	145+00	149+5	153+00	157+10	159+05	161+05	0+35	0+91	2+05
126+15	146+10	150+00	154+05	158+15	160+10	162+00	0+40	0+94	2+20
127+05	147+15	150+15	156+00				0+50	1+26	2+30
129+00	148+10	152+00	156+15				0+78	1+63 1+80	2+35



Figura 3.10 – Coleta de umidade natural nas camadas de pavimento (Trecho 2).

3.4.3- GRANULOMETRIA

A granulometria do solo fino e do solo-cal foi determinada utilizando-se o granulômetro a laser. Foram realizados ensaios com e sem o uso de ultra-som como agente defloculador, com objetivo de mostrar a influência da ação química da cal na estabilidade dos agregados existentes e/ou formados.

O granulômetro a laser utilizado foi o modelo MASTERSIZER Standard BENCH. Este equipamento é constituído de três peças: a unidade óptica, a unidade de preparação da amostra e o computador, conforme mostra a Figura 3.11.



Figura 3.11 – Granulômetro e acessórios.

3.4.4- LIMITES DE ATTERBERG

Os limites de Atterberg fornecem indicativos dos solos quanto as suas características de plasticidade sendo, muitas vezes também associados à permeabilidade e a resistência. Os ensaios foram realizados de acordo com as normas NBR 6459 e NBR 7180 (ABNT, 1984).

A maior ou menor intensidade da manifestação das diversas formas de consistência depende essencialmente da textura do solo, da natureza dos colóides minerais, do teor de matéria orgânica e do estado disperso ou flocoado dos colóides, e está intimamente relacionada com a estrutura do solo (Costa, 1973).

3.4.5- SUCCÃO

A curva característica também chamada de retenção ou de sucção é a expressão gráfica que relaciona a sucção com o teor de umidade, podendo ser expressa ainda em função da umidade volumétrica e do grau de saturação.

Nesta pesquisa, adotou-se um procedimento diferente do convencionalmente usado para a obtenção da curva característica. Ele consistiu em submeter, a partir da umidade de compactação, alguns corpos-de-prova à secagem e outros ao umedecimento, conforme o grau de saturação desejado. Tal procedimento visou simular melhor a condição de campo. Para a determinação da curva característica foram moldados entre 10 e 12 corpos-de-prova com o mesmo teor de umidade e peso específico e, a seguir, fez-se variar a umidade de modo a se atingir graus de saturação entre 10% e 90%. Atingida a umidade desejada, procedeu-se à determinação da sucção pela técnica do papel filtro adotando-se, em média, 14 dias como tempo de equilíbrio.

Para a execução da pesquisa utilizou-se a técnica do papel filtro, que segue o seguinte princípio: “um material poroso, quando colocado em contato com uma amostra de solo, dentro de algum tempo, entrará em equilíbrio hidráulico” (Lima, 2003). Os dois se encontram então com a mesma sucção. Para a determinação da sucção, tomou-se por base o trabalho de Marinho (1995) com modificação. Utilizou-se o papel Whatman nº 42, que é um papel especial com espessura considerável e pequeno tamanho dos poros. Calculada a umidade do papel filtro e utilizando-se a curva de calibração do papel Whatman nº 42, encontrada na literatura, determina-se à sucção do papel filtro que se supõe ser a mesma do solo. Seguindo as recomendações de Marinho (1995) utilizou-se a curva de calibração obtida por Chandler *et al.* (1992).

Para determinar a sucção, considerando-se a umidade do papel filtro $(w) > 47\%$ e $(w) \leq 47\%$, utilizam-se, respectivamente as equações 3.1 e 3.2:

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(6,05-2,48 \log w)} \quad (3.1)$$

$$\text{Sucção (kPa)} = 10^{(4,84-0,0622w)} \quad (3.2)$$

3.4.6- CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

A análise química das amostras do solo natural e estabilizada quimicamente com cal foi realizada pelo laboratório SOLOQUÍMICA. As amostras analisadas foram o solo natural (subleito), o solo fino laterítico (base e sub-base) e o solo-cal (sub-base e base).

Nesta pesquisa, foram determinados o pH em H₂O e KCl, os macronutrientes e a matéria orgânica.

3.4.7- CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Resende *et al.* (2005) comentam que a difratometria de raios-X é uma ferramenta muito importante para o estudo de minerais do solo, particularmente, os presentes na fração argila. É possível fazer a caracterização (quantificação, identificação, tamanho e grau de cristalinidade dos minerais e substituintes isomórficos) dos compostos cristalinos orgânicos ou inorgânicos do solo, fazer a previsão dos aspectos de adsorção e dessorção de fosfatos (aplicação útil na agricultura), sobre o comportamento físico-mecânico do solo e também, nos estudos de metamorfismo dos solos.

A análise mineralógica foi realizada na amostra total do material da base, sub-base e do subleito nos dois trechos experimentais.

Para a realização do ensaio de raios X, utilizou-se o equipamento RIGAKU D/MAX – 2/C operando com tubo de cobre, sob voltagem de 35 kv e 15 mA de corrente, velocidade de varredura de 2°/minuto, no intervalo de 2° a 70° considerando-se 2 θ . A identificação e interpretação dos difratogramas foram feitas com auxílio do software JADE 3.0, com banco de dados ICDD 1996.

3.4.8- ENSAIOS EM MODELO REDUZIDO

Para simular as bases construídas com solo fino laterítico, foi realizado ensaio sobre modelo físico em laboratório e utilizados os seguintes equipamentos:

- Uma caixa metálica com o comprimento de 900 mm, largura de 400 mm, altura de 300 mm e espessura das faces de 5 mm;

- A compactação foi realizada por meio de um martelo rompedor adaptado a uma placa quadrada de 15 cm e espessura de 1,27 cm (1/2”);
- Uma bomba hidráulica de capacidade de 25 t, para gerar pressão;
- Uma célula de carga com capacidade de 20.000 kgf, para a medição da pressão aplicada;
- LVDTs, para medir as deformações;
- Um sistema de reação.

Para executar a compactação, a placa soldada à haste era inserida na ponta do martelo rompedor que passou diversas vezes no solo confinado na caixa até se chegar à massa específica aparente seca máxima correspondente à energia desejada. Após a compactação foram realizadas provas de carga sobre a estrutura construída e mediu-se a pressão e as deformações em 4 pontos ao longo da extensão da estrutura de base compactada. As Figura 3.12 e Figura 3.13 ilustram os equipamentos e o procedimento de compactação e medição das deformações.



Figura 3.12 – Procedimento de compactação do solo.



Figura 3.13 – Instrumentação de medidas das deformações.

3.4.9- ENSAIOS DE RESISTÊNCIA MECÂNICA

Foram extraídos corpos-de-prova do revestimento do Trecho 2 (em 12/08/2010), nos locais indicados na Tabela 3.3. No Trecho 1 não foi possível realizar este procedimento, devido a pequena espessura e ao desgaste acentuado do revestimento. Em seguida, realizaram-se os ensaios de módulo de resiliência e de resistência à tração, no Laboratório de Pavimentação do CEFTRU, na Universidade de Brasília.

A realização destes ensaios serviu como referência para o método utilizado na retroanálise de módulo de resiliência da pista de rolamento e para verificar a espessura da camada de revestimento.

Tabela 3.3 – Localização dos furos realizados no revestimento no Trecho 2.

CP	Estacas	Localização	Faixa	Diâmetro médio (mm)	Altura média(mm)
1	1+95	Eixo da faixa	Esquerda	100,50	52,77
2	0+55	Trilha de roda interna	Direita	100,42	40,12
3	2+35	Trilha de roda externa	Direita	100,31	33,88
4	1+45	Eixo da faixa	Esquerda	100,53	43,09
5	0+35	Eixo da pista	Centro da Pista	100,66	48,24

3.4.10- ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA E RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Para a realização do ensaio de módulo de resiliência de misturas asfálticas, foi utilizado um equipamento composto por uma estrutura metálica, um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante com auxílio de um dispositivo pneumático, acoplado a um regulador de tempo e frequência de 1 Hz. O equipamento funciona dentro de um ambiente com temperatura controlada, o que permite a realização do ensaio em diferentes temperaturas. A partir da aplicação do carregamento, com tempo de 0,1 s e 0,9 s de repouso, a amostra sofre deformações horizontais, que são medidas por meio de um LVDT, ligado a um microcomputador. O coeficiente de Poisson utilizado foi fixado em 0,3 para ensaios a 25°C, realizados conforme a Figura 3.14.

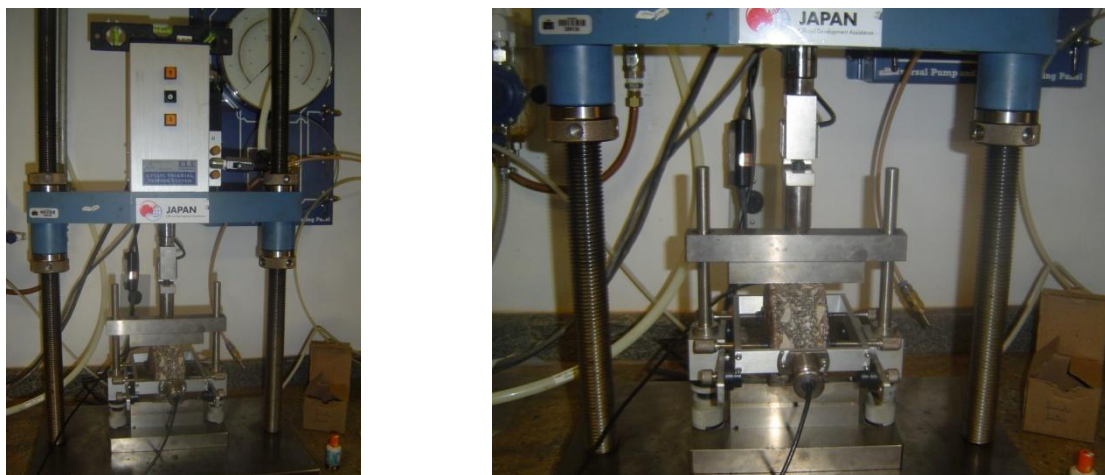


Figura 3.14 –Ensaio de Módulo de Resiliência no CBUQ (Trecho 2).

Conhecido como "Ensaio Brasileiro" o ensaio de compressão diametral ou tração indireta, foi desenvolvido para determinar a resistência à tração de corpos-de-prova, através de solicitação semi-estática e normatizado pelo DNIT ME138/94. Neste ensaio, a amostra cilíndrica foi submetida a um carregamento de compressão crescente, na velocidade de 0,8mm/s, em planos paralelos, diametralmente oposto, o que resulta num plano de tensões de tração, razoavelmente uniforme no plano perpendicular ao de aplicação da carga. O equipamento do ensaio de resistência à tração pode ser observado na Figura 3.15.



Figura 3.15 – Equipamentode Ensaio de Resistência à Tração no CBUQ (Trecho 2).

3.5- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA DOS TRECHOS

A avaliação superficial qualitativa do pavimento dos dois trechos experimentais foi realizada em todos os subtrechos com a identificação dos defeitos superficiais e a medição das trilhas de rodas interna e externa utilizando a treliça metálica, de acordo com as Normas do DNIT 006/2003 e 007/2003, com o equipamento do CEFTRU/UnB. Foram realizadas 4 avaliações funcionais nos trechos experimentais, de acordo com a Tabela 3.4.

Tabela 3.4 – Anos de realização de avaliação superficial.

Avaliações	1 ^a	2 ^a	3 ^a	4 ^a
Anos	jul/02	out/08	mar/10	mai/11

3.6- AVALIAÇÃO ESTRUTURAL DOS TRECHOS

A avaliação estrutural foi realizada pela medição das deflexões com a Viga Benkelman, de acordo com a norma DNIT-PRO 024/94, utilizando o equipamento do DER/DF.

Foram realizadas 10 campanhas de medição de deslocamento com a Viga Benkelman no revestimento, em meses e anos diferentes, conforme descrito nas Tabelas 3.5. Os dados das campanhas realizadas por Rezende (2003) foram incluídos nas análises desta pesquisa. E também, utilizaram-se outros equipamentos para complementar a avaliação estrutural, conforme apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.5 – Tipos de ensaios de avaliação estrutural e meses que ocorreram medições.

Data	Estação	Placa	Viga Benkelman	FWD
ago/98	na estação seca	x	x	-
dez/98	na estação chuvosa	x	x	
ago/99	na estação seca	x	x	
mar/00	na estação chuvosa	x	x	
out/00	final da estação seca	x	x	x
out/01	fim da estação seca	x	x	x
jul/02	na estação seca	x	x	-
out/08	final da estação seca	-	x	
mar/10	na estação úmida		x	
mai/11	início da estação seca		x	

Tabela 3.6 – Equipamentos e parâmetros utilizados em campo.

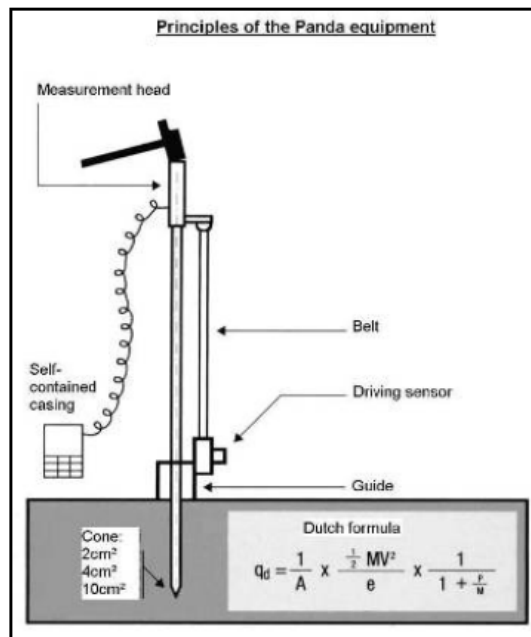
Equipamentos	Parâmetros determinados
Frasco de Areia	massa específica aparente
Densímetro Nuclear	umidade e massa específica aparente
CBR " in situ"	capacidade de suporte e módulo de reação
Cone de Penetração Dinâmica e Estático	resistência de penetração, espessura das camadas capacidade de suporte (sem e com correlação)
Placa, VB, FWD	deformação e módulo elástico por correlação ou análise numérica
GPR	espessura das camadas

3.6.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO - PANDA

O Penetrômetro Dinâmico Cônico é um tipo de penetrômetro portátil fabricado pela companhia francesa SOL SOLUTION, cujo o ensaio de penetração dinâmica foi desenvolvido pelo laboratório LERMES-CUST (Batista *et al.*, 2011). O equipamento é composto pelo o aquisitor de dados, o suporte-guia, o martelo, as hastes (de 50 cm de comprimento) e pontas cônicas (de áreas 2 cm², 4 cm² e 10 cm²).

O ensaio iniciou-se com o cadastramento do local e definição das características de entrada (tipo de ponta, profundidade estimada, tamanho das hastes). A seguir instalou-se o equipamento juntamente com o suporte-guia no ponto de ensaio, acoplaram-se as hastes e iniciaram-se os golpes com o martelo no capacete sob a ponta superior das hastes. A Figura

3.16 mostra o equipamento e os acessórios a Figura 3.17 mostra a execução do ensaio em campo.



Q é a resistência de ponta (MPa);
 A é a área do cone (cm²);
 M é a massa do martelo (kg);
 v é a velocidade de impacto (cm/s);
 e é a profundidade de penetração/golpe;
 p é a pressão (MPa);

**Fórmula
 Holandesa**

Figura 3.16 – Equipamento PANDA (Batista, 2011).



Figura 3.17 – Ensaio de PANDA no Trecho 2.

Batista *et al.* (2011) recomenda utilizar hastes com diâmetro menor que o da ponta cônica para reduzir o efeito do atrito lateral, ponta cônica de 2 cm² para estruturas de pavimentos e energia dos golpes correspondente a penetração entre 2 mm e 20 mm.

Os resultados do ensaio permitem avaliar o processo de compactação, bem como investigar os materiais que compõem o perfil de solo estudado. Os penetrogramas permitem identificar

diferentes camadas em um perfil, a partir da variação da resistência à penetração; o controle do processo de compactação, associado ao tipo de material e ao teor de umidade, comparado com penetrogramas padrões (fornecido pelo catálogo do equipamento) e o valor máximo de resistência para o material em um dado nível de compactação.

A Tabela 3.7 mostra os trechos, os subtrechos e as estacas onde foram realizados os ensaios PANDA. A quantidade de furos nos Trechos 1 e 2 foram, respectivamente, 22 e 13 e a profundidade média de execução dos mesmos foi de 154,10 cm.

Tabela 3.7 – Identificação dos ensaios PANDA nos Trechos 1 e 2.

Trecho 1							Trecho 2		
SB	EXP	SF	SC	GS	GI	GE	SC	SFSR	SFCR
Estacas									
126+00	145+00	149+5	153+0	157+10	159+5	161+5	0+35	0+91	2+05
126+15	146+10	150+00	154+5	158+15	160+10	162+00	0+40	0+94	2+20
127+5	147+15	150+15	156+0				0+50	1+26	2+30
129+00	148+10	152+00	156+15				0+78	1+63 1+80	2+35

3.6.2- GROUND PENETRATION RADAR – GPR

Com o objetivo de identificar as espessuras e a continuidade das camadas de pavimento, sem utilizar técnicas de amostragem invasivas, realizaram-se aquisições geofísicas com o método de radar de penetração do solo (*Ground Penetrating Radar – GPR*). Este método consiste na transmissão de ondas eletromagnéticas (EM), repetidamente radiadas para dentro do subsolo, por uma antena transmissora, colocada na superfície. A propagação por ondas eletromagnéticas depende da frequência do sinal transmitido e das propriedades elétricas dos materiais, as quais são principalmente dependentes do conteúdo de água presente no meio. As mudanças das propriedades elétricas, em subsuperfície, fazem com que parte do sinal seja refletido. As ondas de radar refletidas e difratadas são recebidas através de outra antena denominada de antena receptora, também colocada na superfície do solo. A energia refletida é então registrada em função do tempo de chegada, amplificada, digitalizada e gravada no disco rígido de um computador notebook (Daniels, 1989). Após o processamento dos dados, o resultado obtido é uma imagem de alta resolução da subsuperfície.

Os dados foram adquiridos com o equipamento GPR SIR3000, composto por um conjunto de antenas blindadas (frequência central de 900 MHz), uma unidade de controle/armazenamento, interligados por cabos coaxiais.

Os parâmetros de aquisição de dados foram: espaçamento entre os traços de 0,02 m, janela temporal de 50 ns, e intervalo de amostragem temporal de 0,25 ns.

Os dados foram processados no *software* REFLEXW 5.0 (Sandmeier, 2009). As etapas de processamento aplicadas a todas as seções GPR foram: correção estática ou ajuste do tempo zero; filtragem temporal do ruído de baixa frequência; aplicação de ganho de recuperação de amplitude perdida com o espalhamento geométrico do sinal eletromagnético (ganho de decaimento de energia – *energy decay*); conversão da seção de tempo para profundidade. A Figura 3.18 ilustra o esquema de propagação do sinal no pavimento.

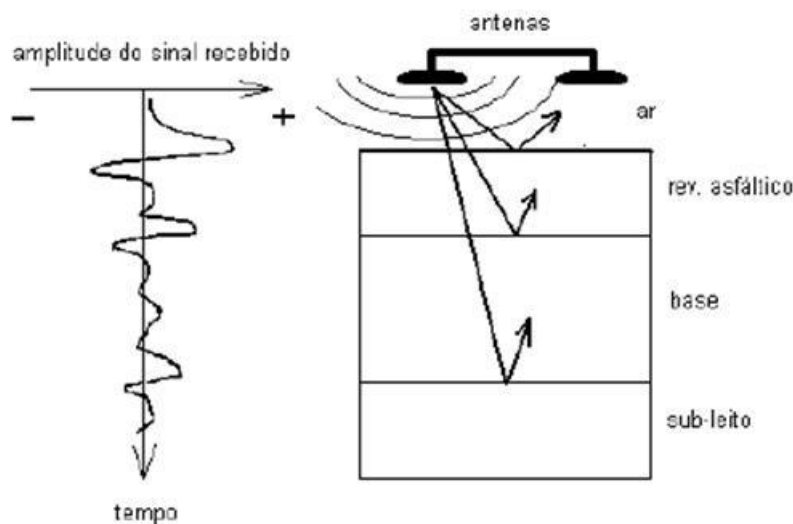


Figura 3.18 – Representação esquemática da propagação de frentes de onda EM em meios estratificados (pavimentos) e o seu registro em dispositivos tipo GPR (Stradieret al., 2002).

Para a obtenção da velocidade eletromagnética no meio, foram realizadas medidas de espessura de camadas do pavimento “in situ”. Essas medidas foram realizadas próximas dos perfis GPR, permitindo assim correlacionar refletores com interfaces geotécnicas e geológicas, pois sendo conhecida a profundidade real dos mesmos, bem como dos refletores relacionados, a velocidade de propagação da onda eletromagnética no meio (v) pode ser calculada pela equação 3.3:

$$v=2h/t \quad (3.3)$$

Sendo h a profundidade do alvo, e t o tempo duplo de trânsito da onda eletromagnética no meio. A velocidade obtida foi de 0,092 m/ns para o meio, utilizada na inversão dos dados (tempo para profundidade). Com a janela temporal de 50 ns foi possível investigar até a profundidade aproximada de 2,25 m. A Figura 3.19 mostra o procedimento de execução do ensaio.



Figura 3.19 – Ensaio de GPR (Trecho 1).

Strieder *et al.* (2002) aponta que a aplicação do GPR na investigação qualitativa e quantitativa de rodovias apresenta resultados consistentes e acurados em relação às estruturas investigadas e possui um potencial aplicativo elevado na investigação de estruturas de pavimentos.

As grandes vantagens da utilização do georadar em inspeção de pavimentos rodoviários residem em tratar-se de um método não destrutivo, não invasivo, que pode operar sem implicações para o tráfego, bem como disponibilizar informação relativa à espessura e inferir características referentes às camadas do pavimento. Permite ainda, assegurar uma amostragem contínua do pavimento segundo um alinhamento, obtendo um perfil bidimensional, assim como, ao associar diversos perfis paralelos rigorosamente posicionados, torna-se possível construir modelos tridimensionais (Strieder *et al.*, 2002; Dynatest, 2011).

Foram obtidos perfis longitudinais e transversais nos dois trechos com o objetivo de verificar a espessura e a diferenciação de materiais componentes dos subtrechos.

3.6.3- VIGA BENKELMAN

O ensaio de Viga Benkelman foi realizado com equipamento fornecido pelo DER-DF. O equipamento é composto de um caminhão com sobrecarga de 8,2 tf no eixo traseiro e rodas duplas com pneus calibrados com pressão de 0,56 MPa (80 lb/pol² ou 5,6 kgf/cm²) e a Viga Benkelman.

Foram medidas nos dois trechos experimentais, as leituras no ponto inicial (Do) e em distâncias intermediárias de 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 e 200 cm, permitindo gerar a bacia de deflexão nas estacas ensaiadas.

3.7- ANÁLISE ESTATÍSTICA

Os resultados dos ensaios foram analisados estatisticamente utilizando a Análise de Variância (ANOVA): fator único e fator duplo com e sem repetição. E ainda, verificação das ANOVAS, a partir de teste de múltiplas comparações de média: testes de Scheffé, de Tuckey.

Também, utilizou-se o modelo de distribuição Normal ou t de Student, com intervalo de confiança (IC) de 95%, e erro tolerável ou nível de significância (α) de 5%.

Os resultados das bacias de deflexão medidos em campo em todas as épocas do período de análise foram tratados utilizando-se a estatística descritiva e inferencial. Determinou-se a média, o desvio-padrão e o coeficiente de variação das deflexões das bacias por trechos.

A equação (3.4) usada para calcular os limites máximos e mínimos é:

$$D = \bar{D} \pm z \cdot \sigma \quad (3.4)$$

Onde:

\bar{D} é a deflexão média dos valores do trecho;

σ é o desvio-padrão;

z é o coeficiente, função de número de elementos da amostra (n).

3.8- RETROANÁLISE DAS BACIAS DE DEFLEXÃO

Com os resultados dos controles deflectométricos de campo foi possível avaliar o desempenho estrutural dos trechos. Para isso, utilizou-se o programa KENLAYER, para retroanalisar as bacias deflectométricas determinadas em campo por Rezende (2003) e as determinadas mais recentes.

Adotou-se como limites aceitáveis de valores das deflexões retroanalizadas, conforme a Tabela 3.8.

Tabela 3.8 – Tolerâncias entre as deflexões medidas e retroanalizadas (Fernandes & Trichês, 2000).

Deflexões	D0	D1	D2	D3	D4	D5	D6
Tolerâncias (%)	± 10		± 30			± 50	

Rodrigues (2002) cita como critérios de aceitação das bacias retroanalizadas as seguintes equações 3.5, 3.6, 4.7 e 3.8:

- Erro relativo;

$$\Delta (\%) = \left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) \quad (3.5)$$

- Soma dos valores absolutos das diferenças entre as deflexões medida e calculada;

$$\Delta (\%) = \sum \left[\left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) \times 100 \right] \quad (3.6)$$

- Soma das diferenças ao quadrado;

$$\Delta (\%) = \sum (d_m - d_c)^2 \quad (3.7)$$

- Raiz média quadrática, apresentada;

$$\Delta (\%) = \sqrt{\frac{\sum \left[\left(\frac{d_m - d_c}{d_m} \right) \times 100 \right]^2}{n}} \quad (3.8)$$

Onde:

D é a variação entre as deflexões;

d_m é a deflexão medida (0,01mm);

d_c é a deflexão calculada (0,01mm);

n é o número de pontos de deflexão utilizados na retroanálise.

Os dados de entrada do programa são: espessura, módulo de elasticidade (módulo resiliente) e coeficiente de Poisson dos materiais constituintes das camadas e configuração do carregamento aplicado na estrutura de pavimento. Os valores dos parâmetros utilizados estão na Tabela 3.9.

Tabela 3.9 – Parâmetros utilizados nas retroanálises.

Parâmetros	Trecho 1		Trecho 2			
	Revestimento	Base	Revestimento	Base	Sub-base	Subleito
Espessura (cm)	3	20	5	15	15	-
Módulos de Elasticidade (MPa)	3000	vários	3000	vários	vários	vários
Coeficiente de Poisson	0,30	Vários	0,30	0,25	0,30	0,45
				0,35	0,40	
Configuração da carga	Para uma roda dupla do semi-eixo padrão: 20,5 kN; pressão de contato: 0,56 MPa; raio: 10,8 cm e afastamento entre os centro das rodas: 28,8 cm					

4- APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS OBTIDOS

Este capítulo tem dois objetivos principais:

- i) apresentar todos os resultados dos ensaios de laboratório e de campo, da contagem volumétrica e classificatória do tráfego, das deflexões, da retroanálise e das análises estatísticas;
- ii) correlacionar as análises e propor conclusões iniciais, acerca dos dados de campo e de laboratório, quanto ao comportamento dos trechos, ao longo do período de análise.

4.1- ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.1.1- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

As Tabelas 4.1 e 4.2 apresentam os resultados dos ensaios de caracterização física do solo fino e das misturas solo-cal, para os dois trechos obtidos em épocas diferentes. Analisando-as, observa-se em algumas situação resultados semelhantes e em outros distintos o que aponta respectivamente para similaridade e distinção entre as amostras ensaiadas nas duas épocas. Um pequena diferença pode eventualmente ser atribuída ao operador. Cabe destacar a evolução das características físicas dos solos estabilizados com cal apontam para a ação cimentante desenvolvida ao longo do tempo.

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de caracterização física (Rezende, 2003).

Características	Ensaio realizados em 2002						
	Trecho 1				Trecho 2		
	solo-brita	expurgo	solo fino	solo-cal 2%	solo fino	solo-cal 3%	solo-cal 6%
w_L	29	32,9	57,6	52	52,3	52,1	53,6
w_P	18,1	24,5	38,6	37	40,9	38,4	40,9
I_p	10,9	8,5	19	15	11,4	13,7	12,7
Pedregulho(%)	54,3	65,9	0,6	0,3	0,2	0,2	0,2
Areia(%)	19,4	12	3,1	10,1	1,9	8,2	6,8
Silta+Argila(%)	26,2	22,1	96,3	89,6	97,7	91,6	92,9
ρ_s (g/cm ³)	2,72	3,00	2,78	2,74	2,76	2,73	2,71

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de caracterização física.

Características	Ensaio realizado em 2009				
	Trecho 1		Trecho 2		
	solofino	solo-cal 2%	solo fino	solo-cal 3%	solo-cal 6%
w_L	50,5	47,6	49,8	44,2	43
w_p	34,9	35,5	38,6	36,1	39,2
I_p	15,6	12,1	11,2	8,1	3,8
Pedregulho(%)	0,6	0,0	0,2	0,0	0,0
Areia(%)	3,1	28,3	1,8	22,6	18,2
Silte+Argila(%)	96,3	71,7	98	77,4	81,8
ρ_s (g/cm ³)	2,78	2,76	2,76	2,73	2,71

As Figuras 4.1 e 4.2 estão expostas as curvas granulométricas do solo-brita e do expurgo utilizadas no Trecho 1. Observa-se que a curva granulometria do solo-brita e do expurgo se enquadram na Faixa V da Especificação de Serviço do DNIT – ES 303 (1997) e Especificação Técnica do DER/SP - ET-003 (2006). Analisando ainda a mesma figura percebe-se que a granulometria do expurgo está bem semelhante a do solo-brita. Esta semelhança corrobora para justificar que algumas características dos dois materiais são bem aproximadas (massa específica seca, limites de Atterberg, classificação AASHO, CBR). Sendo assim, diferenças de comportamento em campo podem estar refletindo as condições de subleito e de execução.

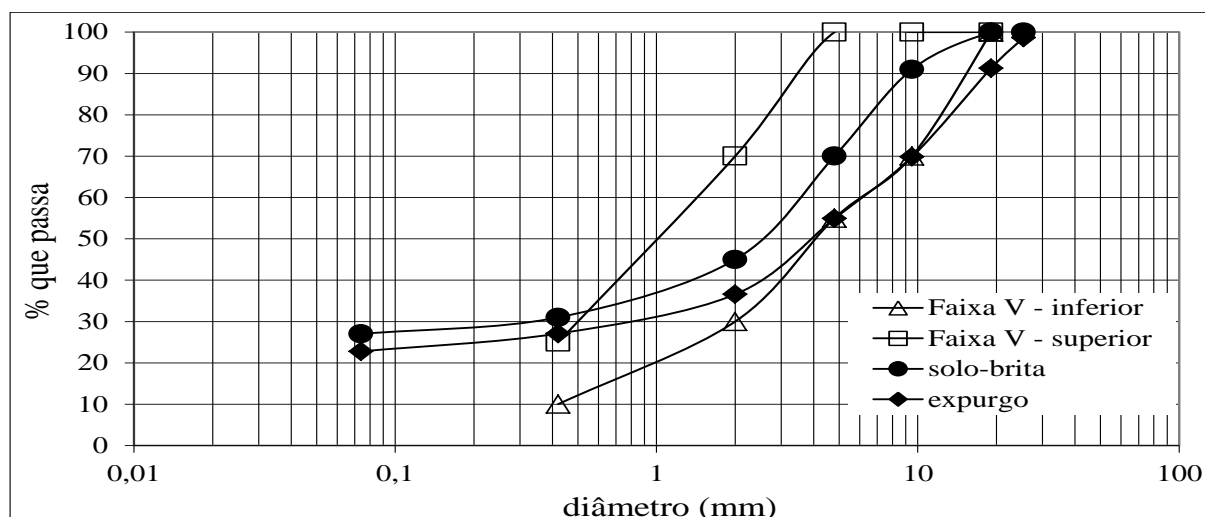


Figura 4.1 – Comparação das curvas granulométricas do solo-brita e do expurgo com a ES-303 (1997) - DNIT.

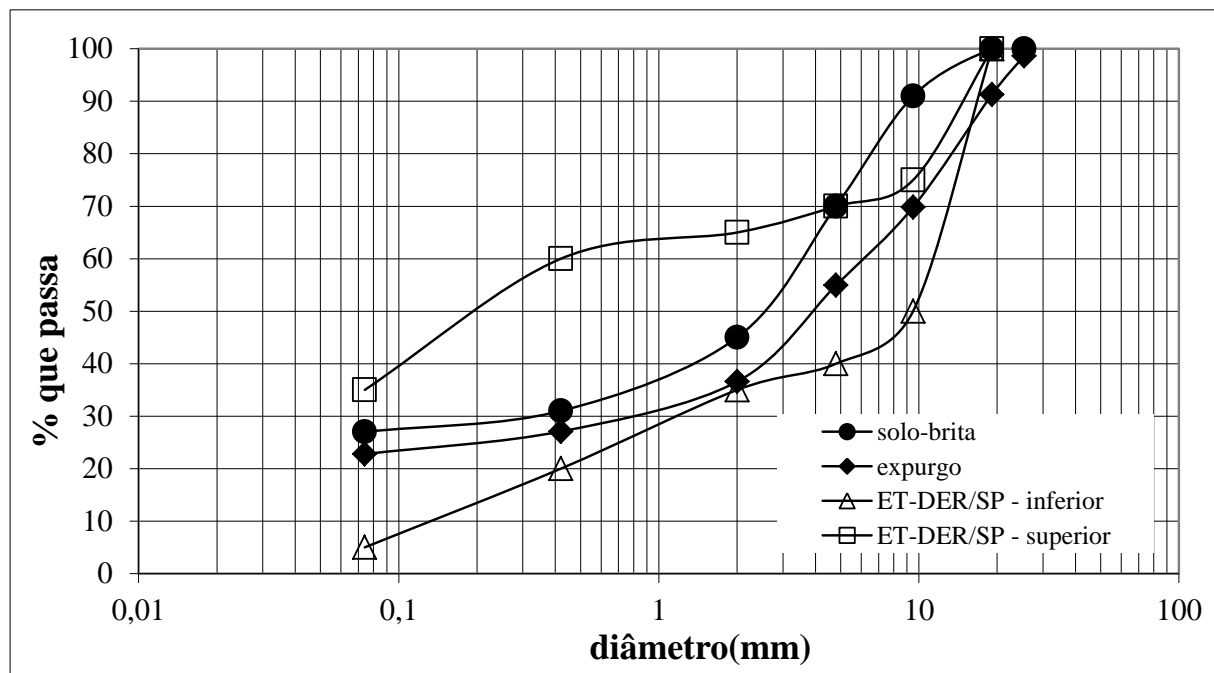


Figura 4.2 – Comparação das curvas granulométricas do solo-brita e do expurgo com a ET (2006) - DER/SP.

4.1.2- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Nas Tabelas 4.3 e 4.4 são apresentados os resultados das análises químicas do solo natural e das estabilizações solo-cal determinadas em épocas distintas. Os realizados em 2002 foram obtidos em amostras preparadas em laboratório. Já os resultados de 2009 e 2011, foram obtidos de amostras coletadas das rodovias em estudo. A Tabela 4.3 contém os resultados do Trecho 1.

Ao se comparar cada resultado da Tabela 4.3, é possível constatar a impossibilidade de configurar qualquer tendência de comportamento químico. Entretanto, é notável a influência da cal na elevação de pH com a neutralização da saturação por alumínio e consequentemente, aumento da saturação de bases. A elevação do pH do solo natural entre 2002 e 2009 deve ser vista como alguma diferença metodológica em sua determinação. Nas amostras de 2009 para 2011, a variação de pH ocorreu devido a estabilização reacional da cal com o solo em função do tempo.

Tabela 4.3 – Caracterização química do solo natural e do solo-cal do Trecho 1.

Características	Trecho 1					
	Ano de realização dos ensaios					
	2002		2009		2011	
	solo fino	solo-cal 2%	solo fino	solo-cal 2%	solo fino	solo-cal 2%
pH em água (1:2,5)	5,1	6,8	7,5	7,8	6,6	7,7
pH em kCl (1:1)	4,2	8,3	6,9	6,9	6,3	7,3
Δ pH	-0,9	1,5	-0,6	-0,9	-0,3	-0,4
Ca + Mg (mE/100ml)	2,2	3,4	2,0	9,9	2,9	2,6
Ca (mE/100ml)	1,8	3,2	1,9	9,8	2,4	2,0
Mg (mE/100ml)	0,4	0,2	0,1	0,1	0,5	0,6
K (mE/100ml)	0,11	0,12	0,08	0,1	0,12	0,18
Na (mE/100ml)	0,04	0,29	0,01	0,1	0,01	0,07
Al (mE/100ml)	1	0	0	0	0	0
S = Ca+Mg+K+Na	2,35	3,81	2,09	10,45	3,03	2,85
Acidez Total (mE/100ml)	5,0	1,1	1,9	1,7	2,4	1,9
CTC(mE/100ml)	7,4	4,9	4	12	5,0	5,0
Saturação por Alumínio (% Al)	30	0	0	0	0	0
Saturação por Bases (% V)	32	78	52	86	56	60
Carbono(g/kg)	3,0	3,0	2,2	16,2	2,0	4,6
Matéria Orgânica (g/kg)	5,2	5,2	3,8	27,9	3,4	7,9
Fósforo (ppm)	1	1	1,6	1,6	0,5	0,5

A Figura 4.3 obtida correlacionando-se todos os dados oriundos das diferentes campanhas de ensaios de caracterização química de solos do Trecho 1 mostra, em síntese, o seguinte:

- As correlações entre os resultados do solo natural (Figura 4.3a) apontam para a possibilidade de terem ocorrido alterações nas propriedades químicas do solo natural com o tempo, pois, observa-se coeficientes de multiplicação entre 2002 e 2009 e 2011 inferiores a 1 com constantes (coeficientes lineares) semelhantes nos dois casos e correlações R^2 idênticas. Por sua vez, a relação entre 2009 e 2011 indica que esse coeficiente foi apenas ligeiramente superior a 1 com constante próxima de zero. É evidente que não se pode descartar a possibilidade de serem os solos utilizados diferentes um do outro;
- Da análise das relações entre os resultados das análises químicas do solo-cal em diferentes datas de coleta de amostra verificam-se resultados destoantes para algumas propriedades químicas de 2009, pois os mesmos não persistem em 2011 (Figura 4.3b). Tem-se, portanto, que aparentemente não ocorreram alterações nas propriedades químicas do solo-

cal ao longo do tempo, sendo que o comportamento diferenciado obtido para 2009 pode ser atribuído à amostra distinta das demais;

c) Das relações entre o solo fino e o solo-cal (Figura 4.3c), verifica-se que não se percebe diferenças de composição química marcante entre o solo fino e o solo cal, exceto para 2009, conforme exposto no item anterior, provavelmente esta diferença deve-se ao material amostrado distinto dos demais, em função do processo homogeneização realizado em campo. Há que se destacar ainda que o teor de cal incorporado ao solo foi muito pequeno (aproximadamente 2% em peso) apresentou mudanças nos parâmetros químicos de fertilidade do solo, porém, não foi suficiente para apresentar comportamento físico satisfatório.

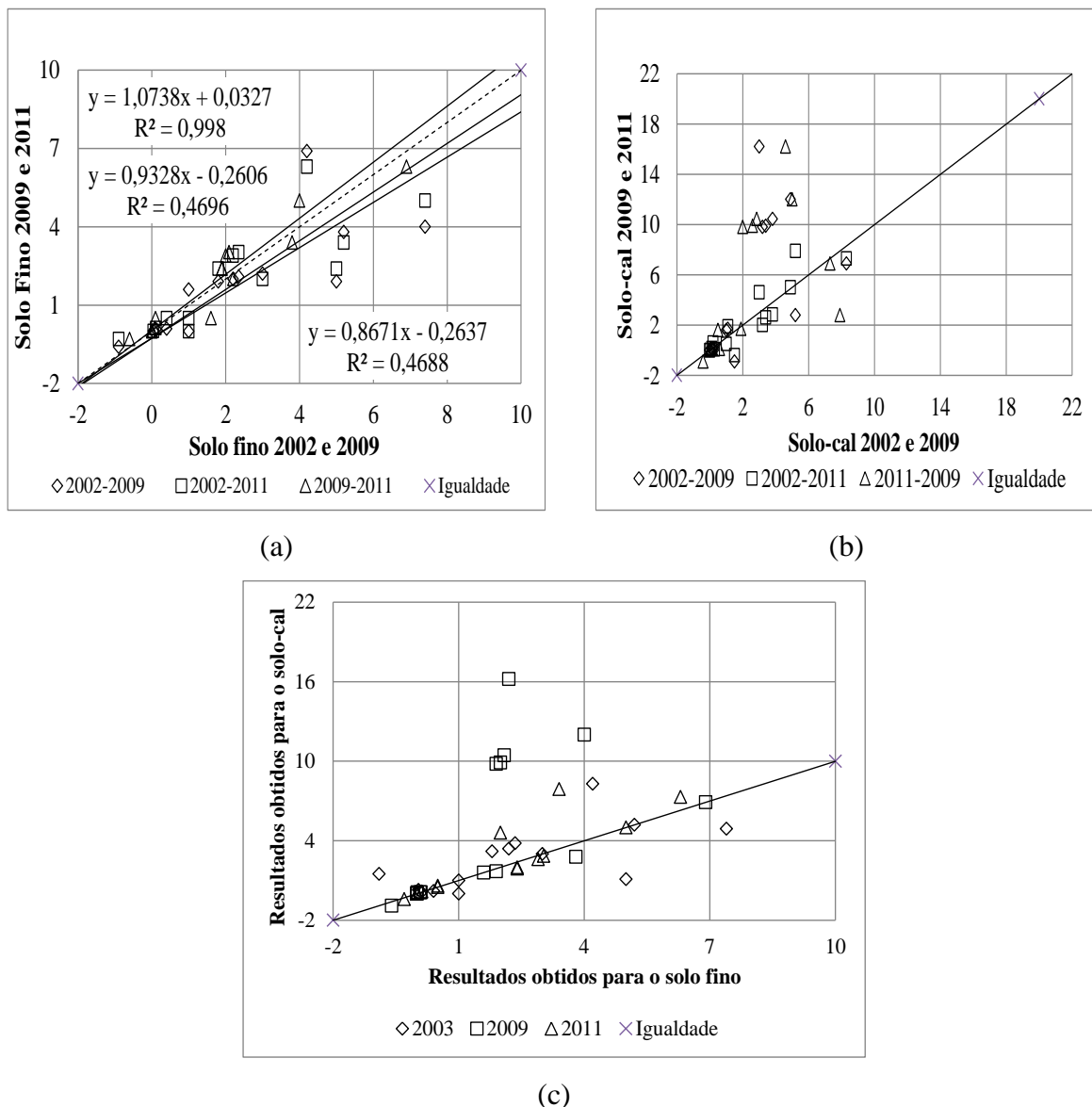


Figura 4.3 – Análises químicas no Trecho 1: a) solo fino; b) solo-cal; c) solo fino x solo-cal.

Portanto, sobressai da análise dos dados da Tabela 4.3 que o teor de cal por ser pequeno, praticamente não alterou as propriedades químicas das misturas ou o teor de cal não foi homogêneo distribuído na camada de base em campo. Por isso, fica difícil constatar estatisticamente sua influência, pois os resultados encontram-se aparentemente dentro da variabilidade das misturas. A Tabela 4.4 contém os resultados das análises químicas realizadas no solo fino e nas misturas solo-cal para o Trecho 2.

Analisando-se os dados da Tabela 4.4 percebe-se, considerando-se as informações obtidas em 2002 quando se utilizou um mesmo solo nas determinações químicas tanto do solo puro como com a adição da cal, que esta altera claramente as propriedades químicas do solo. No entanto, as comparações destes dados com os obtidos em 2009 e 2011 considerando-se o solo natural e mesmo os com aditivo coletados “in situ” mostram que as dispersões de campo são limitadoras nesta análise comparativa.

Tabela 4.4 – Caracterização química do solo natural e do solo-cal do Trecho 2.

Características	Trecho 2									
	Ano de realização dos ensaios									
	2002			2009			2011			
	solo fino	solo-cal 3%	solo-cal 6%	solo-cal 3%	solo-cal 6%	solo fino	solo-cal 3%	solo-cal 6%	solo fino sem retracção	solo fino com retracção
pH em água (1:2,5)	5,2	9,2	10,9	7,8	7,8	7,2	6,5	6,8	6,9	7,6
pH em kCl (1:1)	5,0	9,0	10,7	7,0	7,1	7,1	6,4	6,9	6,8	7,5
ΔpH	-0,2	-0,2	-0,2	-0,8	-0,7	-0,1	-0,1	0,1	-0,1	-0,1
Ca + Mg (mE/100ml)	0,6	7,9	9,9	3,9	2,1	4,9	1,6	1,3	1,3	3,4
Ca (mE/100ml)	0,4	6,8	8,7	3,8	2,0	3,9	1,3	1,2	1,0	2,2
Mg (mE/100ml)	0,2	1,1	1,2	0,1	0,1	1,0	0,3	0,1	0,3	1,2
K (mE/100ml)	0,03	0,05	0,48	0,05	0,05	0,11	0,07	0,11	0,04	0,22
Na (mE/100ml)	0,1	0,02	0,36	0,13	0,13	0,03	0,01	0,01	0,01	0,01
Al (mE/100ml)	0,1	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
S = Ca+Mg+K+Na	0,7	8,0	10,7	4,1	2,2	5,0	1,7	1,42	1,35	3,63
Acidez Total (mE/100ml)	1,1	1,1	1,1	1,8	1,8	2,2	2,9	2,4	2,4	1,8
CTC(mE/100ml)	5,33	9,07	11,84	6,00	4,00	7,00	4,67	4,00	4,00	5,00
Saturação por Alumínio (% Al)	12	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Saturação por Bases (% V)	14	88	91	64,5	55	70	37	37	36	67
Carbono(g/kg)	5,0	2,0	2,0	11,4	8,9	6,2	9,0	9,8	12,9	9,8
Matéria Orgânica (g/kg)	8,6	3,4	3,5	19,6	15,3	10,7	15,4	16,9	22,2	16,9
Fósforo (ppm)	1,0	1,0	1,0	3,5	0,6	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5

A Figura 4.4a mostra que a química do solo fino puro determinada em 2002 é distinta daquela registrada em 2009 e 2011. Observação semelhante foi registrada por meio da Figura 4.3a obtida para o Trecho 1. Isso pode levar a duas possibilidades: a) o solo usado em 2002 e coletado na jazida é ligeiramente distinto do presente na pista, o que é possível tendo em vista que no perfil de intemperismo o solo geralmente apresenta variações químico-mineralógicas ao longo de todo o perfil; b) as metodologias adotadas para realização dos ensaios foram distintas. Como o laboratório que realizou os ensaios foi o mesmo acredita-se ser mais viável

a primeira possibilidade e isso chama a atenção para a importância de se considerar o perfil de intemperismo no estudo do comportamento dos solos tropicais, em especial quando se trata de estabilização química.

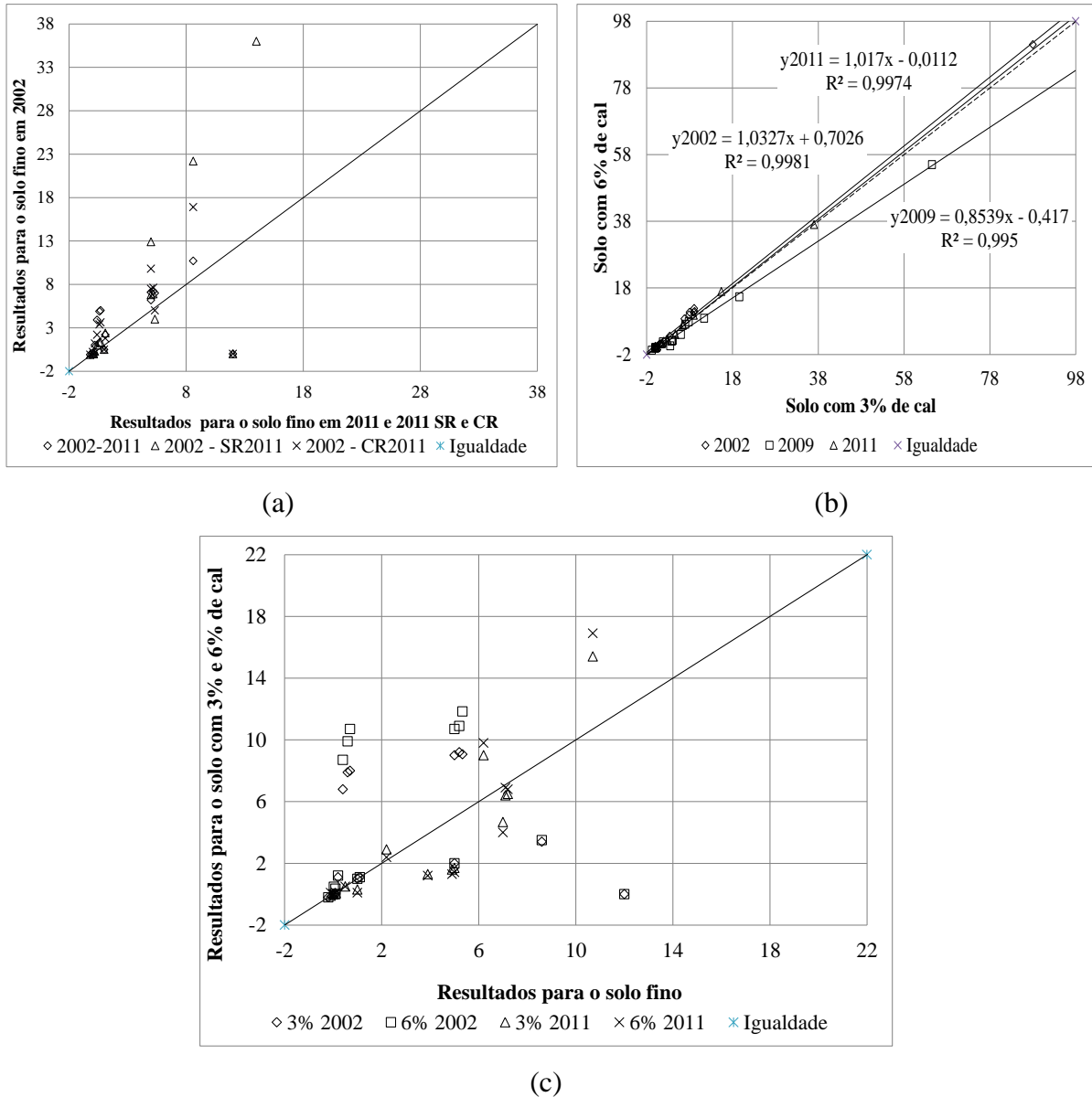


Figura 4.4 – Análises químicas no Trecho 2: a) solos finos; b) solo-cal e c) solo fino x solo-cal.

Ao analisar a Figura 4.4b e considerando-se a conclusão hipotética do parágrafo anterior torna-se relevante avaliar as condições climáticas e o período do ano em que foram coletadas as amostras em 2009 e 2011, pois eventualmente o comportamento diferente em 2009 em relação a 2011 pode estar atrelado a fluxos em meio não saturado. Lima (2003) mostrou que este tipo de fluxo muda as propriedades físico-químicas do solo na escala de tempo das obras

de engenharia. Segundo a Figura 4.4b ao se desconsiderar os dados obtidos em 2009, verifica-se que o aumento do teor de cal gerou alterações nas propriedades químicas no sentido esperado do aporte químico. Mas mesmo admitindo-se a questão da migração de elementos e compostos químicos por meio do fluxo em meio não saturado, ainda assim, o sentido de variação dos dados para 2009 aponta para materiais distintos confirmando o que foi colocado no parágrafo anterior acerca da importância de se considerar o perfil de intemperismo principalmente quando de estudos voltados para a estabilização química.

Predominantemente os resultados da Figura 4.4c mostram que a cal afeta, como esperado, as propriedades químicas do solo.

As Figuras 4.5a e 4.5b apontam para o acerto da possibilidade de migração de elementos e compostos químicos em consequência do fluxo em meio não saturado. Na Figura 4.5a apenas a matéria orgânica apontou para resultados aparentemente contrários ao esperado, mas chama-se a atenção para o fato de que o teor não é elevado, pois, encontra-se multiplicado em porcentagem por 10. A Figura 4.5b indica que a secagem aumentou claramente a presença dos elementos e compostos químicos. Repisa-se aqui na possibilidade de tudo não passar de heterogeneidade entre as amostras de solo utilizadas.

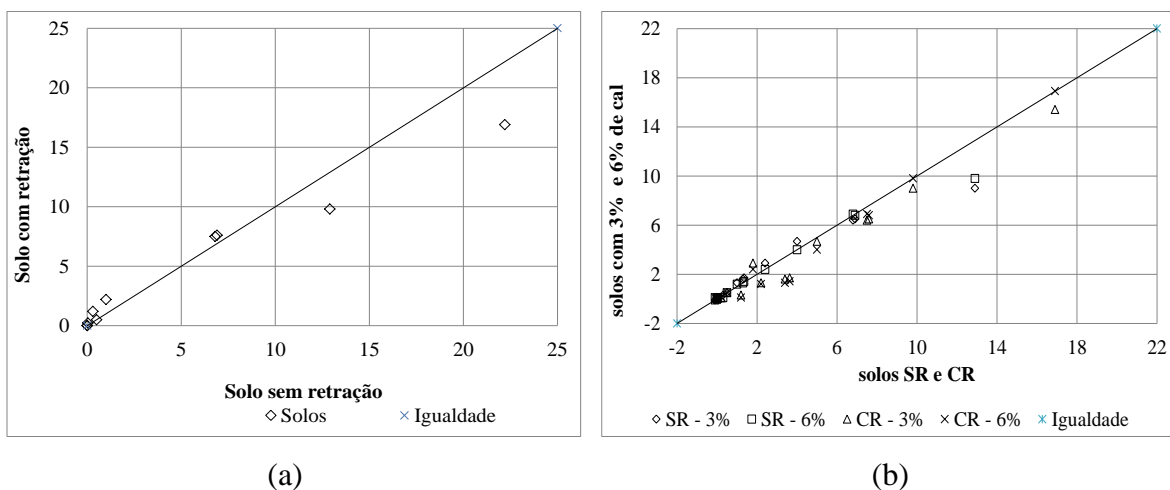


Figura 4.5 – Análises químicas no Trecho 2: a) solos finos; b) solos finos x solo-cal.

A partir da análise dos solos e das misturas solo-cal pode-se concluir que: os elementos químicos Ca, Mg, Na e K, após a adição da cal migraram para as camadas inferiores. Por isso, o solo em todas as análises apresentou aumento de saturação por bases e também uma elevação do pH. Este fato confirma a hipótese descrita por Coelho *et al.* (1973) e Costa (1973)

ao afirmarem que os íons de Ca^{+2} são carregados pela água de percolação, são absorvidos pelas plantas e microorganismos e ao aderidos envolta das partículas que constituem o complexo coloidal do solo ou tornarem-se insolúveis como um composto secundário de cálcio.

4.1.3- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Para correlacionar as propriedades físicas e químicas dos solos e avaliar o potencial de estabilização, a partir dos difratogramas, foram calculadas as intensidades dos picos de cada material presente no solo natural e nas misturas. Os valores das intensidades de picos dos minerais mais importantes foram determinados medindo-se a distância da base ao topo do pico em cada difratograma. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Intensidade dos picos dos principais minerais presentes nas amostras analisadas.

Minerais	Composição química	Trecho 1				Trecho 2					
		2002		2009		2002			2009		
		SN	SC 2%	SN	SC 2%	SN	SC 3%	SC 6%	SN	SC 3%	SC 6%
quartzo	SiO_2	210	210	1400	1250	40	25	80	470	250	260
Caulinita	$\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$	40	30	300	80	65	45	70	400	240	150
Ilita	$(\text{KH}_3\text{O})\text{Al}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$	45	15	1400	1170	45	-	-	-	-	-
Gibsita	$\text{Al}(\text{OH})_3$	60	30	-	-	60	45	50	140	340	350
portlandita	$\text{Ca}(\text{OH})_2$	-	-	200	135	-	-	-	150	160	150
hematita	Fe_2O_3	30	25	-	55	25	20	50	130	150	150
calcita	CaCO_3	-	30	-	-	-	10	40	-	120	110
Anatasio	TiO_2	-	-	-	-	-	-	30	-	-	-
Rutilo	TiO_2	-	-	-	-	-	-	15	-	-	-

Observando-se os dados da Tabela 4.5, verifica-se, para ambos os trechos, que, em todas as análises realizadas o argilomineral caulinita está presente. A ilita está presente no solo natural do Trecho 1. Sabe-se que a ela possui capacidade de troca catiônica situada entre 10 a 40 meE/100g. Sua estrutura permite a troca dos cátions Al^{3+} , Mg^{2+} e Fe^{3+} nas camadas octaédricas. Permite, ainda, a substituição do Si^{4+} pelo Al^{3+} , que, gerando uma valência livre, pode permitir a introdução do íon K^+ . Deste modo, ao se incorporar a cal ao solo, este íon é removido e substituído pelo Ca^{2+} ocasionando uma valência livre que pode agregar novas estruturas.

Quanto aos solos que contém caulinita, a tendência em melhorar as características físicas é pouca, pois devido à baixa capacidade de troca catiônica, possuem poucos íons trocáveis na superfície das camadas e nenhuma energia no interior das mesmas, já que possuem cargas elétricas em equilíbrio.

Desta forma, as possibilidades de transformações químicas ficam restritas a ligações quebradas nos bordos das folhas, expondo os íons Si^{2+} e Al^{3+} com valências a equilibrar.

Os minerais anatásio e rutilo têm a mesma composição química e estão presentes apenas nas estabilizações com 6% de cal, realizada em 2002. Entretanto, originam-se de rochas diferentes. O anatásio tem origem sedimentar e o rutilo, metamórfica (Seguio, 1998).

Analisando-se a Tabela 4.5, observa-se que apareceu a portlandita nos dois trechos experimentais, na análise de 2009, tanto no solo natural quanto nas estabilizações com a cal. Também ocorreu um acréscimo considerável dos picos de hematita. Já no Trecho 2 houve um aumento dos picos de hematita e calcita.

O pico do quartzo é o mais intenso em todas as jazidas, confirmando os resultados das análises granulométricas os quais mostraram a presença de grande quantidade de areia fina.

O material caulínítico apresenta variações quanto ao grau de cristalinidade ou ao tamanho das partículas entre os vários tipos de solo. Os solos com menores teores de Fe_2O_3 têm caulinita mais bem cristalizada. As análises permitem concluir que o grau de cristalinidade da caulinita tem relação inversa com a presença de Ti e Fe.

O maior teor de Fe_2O_3 favorece a formação de gibsita. Os solos com maior teor de ferro tendem a ter caulinitas de menor tamanho.

Nos solos ricos em Fe_2O_3 há facilidade de transformação da goethita em hematita por aquecimento.

As Figuras de 4.6 a 4.10 mostram os difratogramas dos materiais analisados. Segundo Resende *et al.* (2005), quanto mais largo é o pico do difratograma, menor o tamanho das partículas. A diferença entre a largura do pico à meia altura do mineral, menos a referente à do quartzo, dá uma ideia relativa do tamanho. Quanto maior for a diferença, menor será o tamanho das partículas do mineral.

A quantificação dos minerais é estimada a partir da área dos picos, podendo ser correlacionada com a análise química.

Observando-se os difratogramas obtidos das análises e, tomando-se como base as observações de Resende *et al.* (2005), pode-se inferir que:

- A caulinita é um dos argilominerais mais comum em solos, principalmente nos domínios tropicais. É produto do intemperismo ácido do solo, devido a retirada expressiva de sílica e bases;
- Os principais óxidos de ferro encontrados nos solos são a goethita (responsável pela coloração amarelada), a hematita (cores vermelhas), a lepidocrocita (coloração alaranjada), a ferrihidrita (cores bruno-avermelhadas) e a maghemita (cores vermelhas a bruno);
- Os óxidos de ferro pedogenéticos refletem as condições pedoambientais (temperatura, umidade, pH) sob as quais são formados e estão sujeitos a contínuas modificações em adequação às novas condições ambientais dominantes.

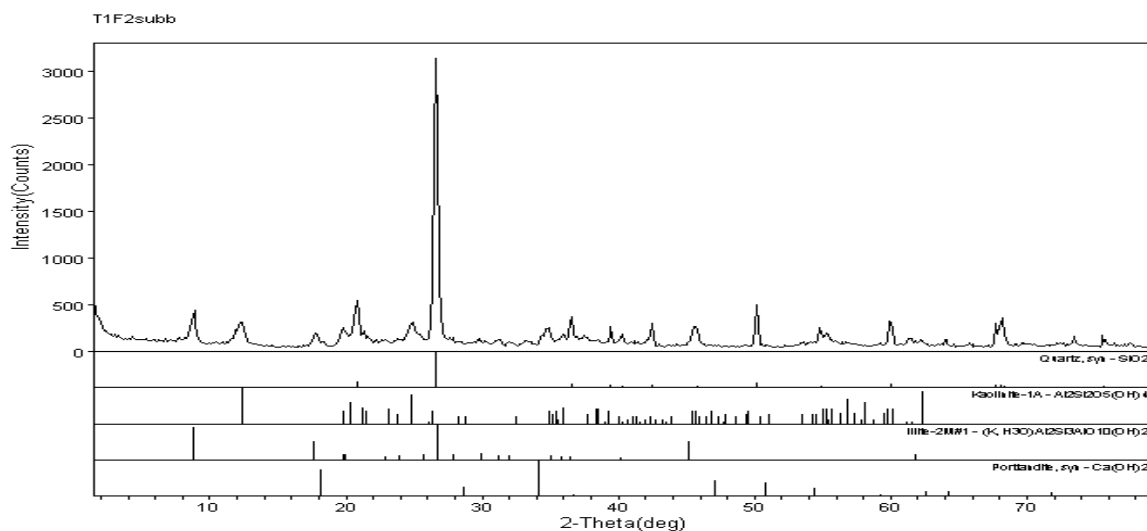


Figura 4.6 – Difratograma do subleito do Trecho 1.

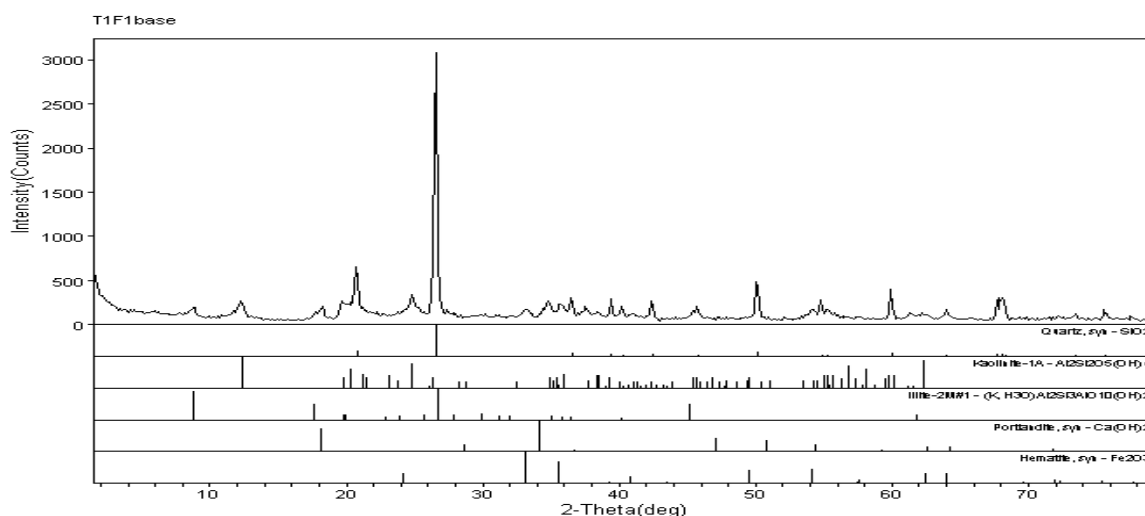


Figura 4.7 – Difratograma da base do Trecho 1.

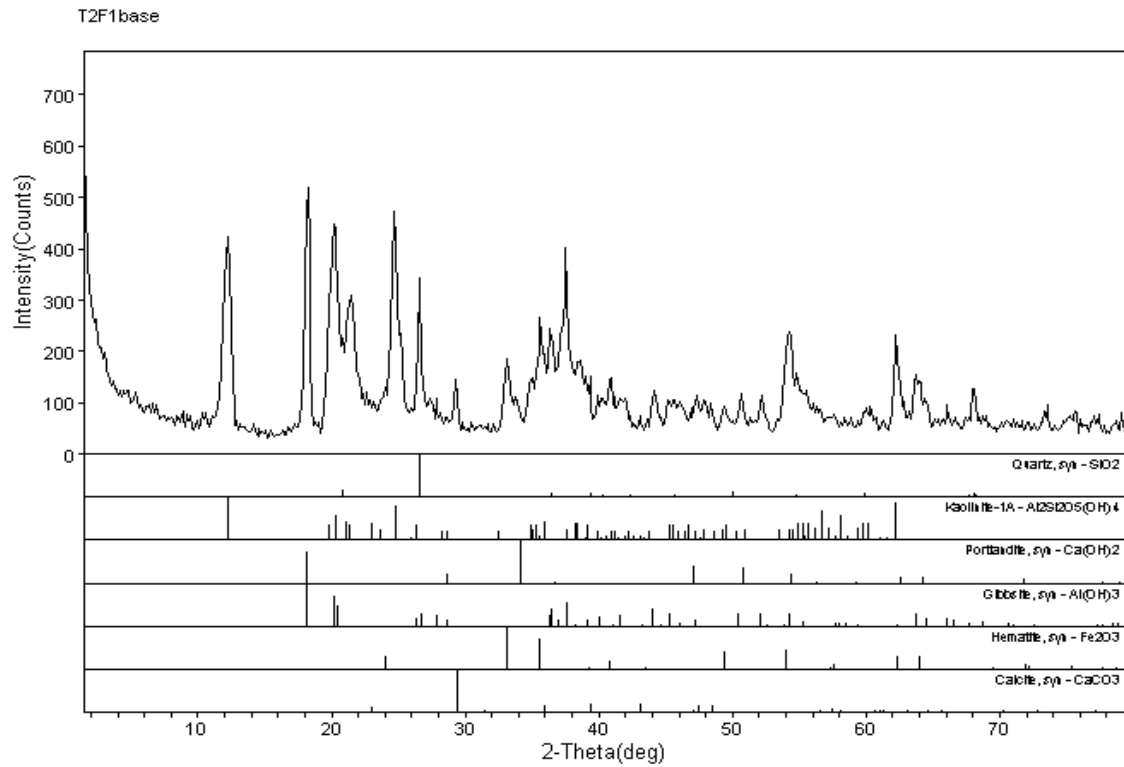


Figura 4.8 – Difratoograma da base de solo-cal 6 % do Trecho 2.

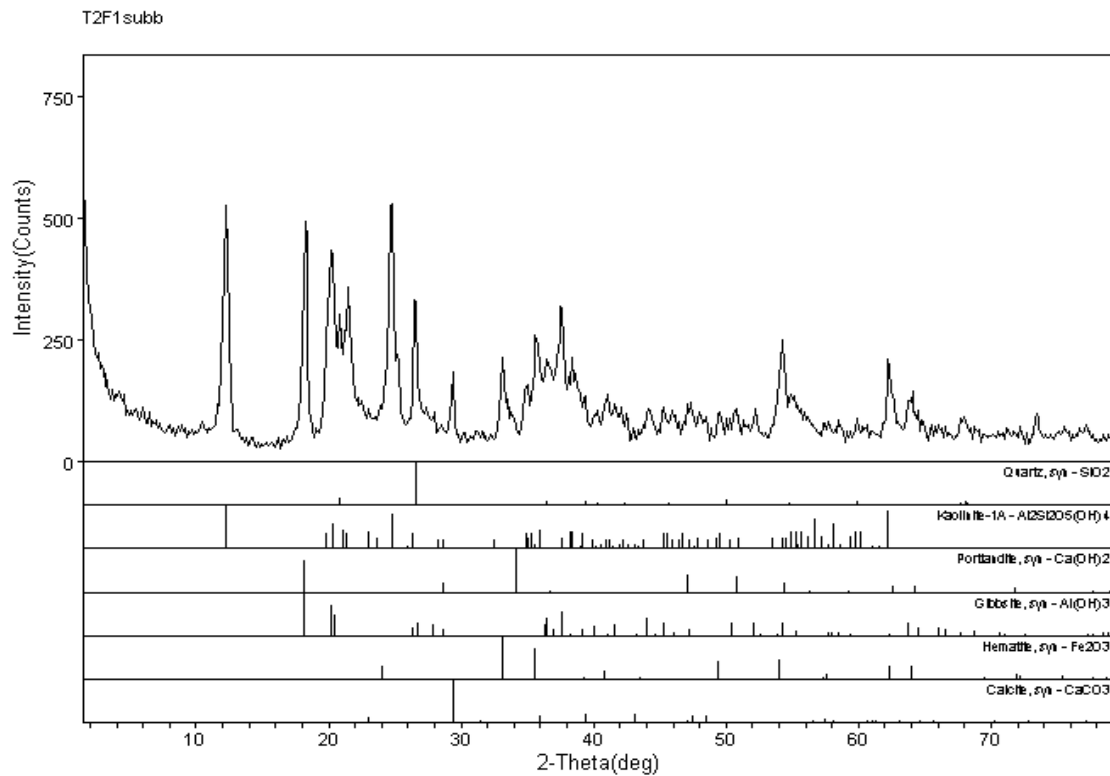


Figura 4.9 – Difratoograma da sub-base de solo-cal 3 % do Trecho 2.

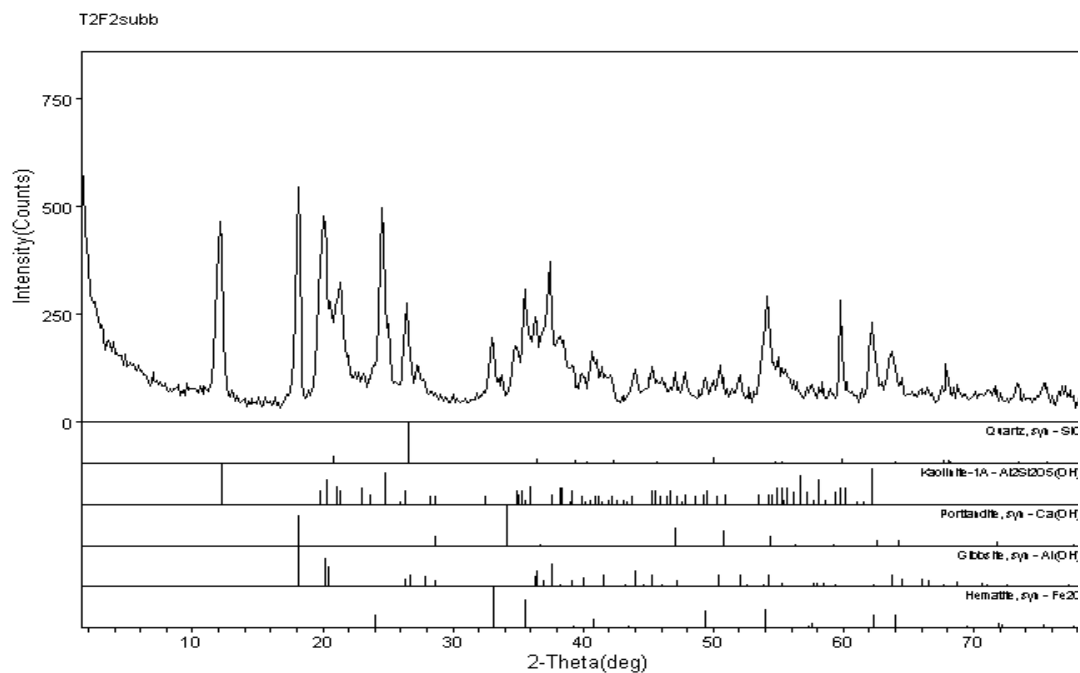


Figura 4.10 – Difratoograma do subleito do Trecho 2.

4.1.4- RESULTADOS DA CARACTERIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

4.1.5- CURVA CARACTERÍSTICA

Foi realizada o ensaio de sucção em amostra compactada em laboratório, do solo fino utilizado na execução da base do Trecho 1.

As Figuras 4.11a e 4.11b ilustram a sucção em função da umidade e do índice de vazios.

Na Figura 4.11b, considera-se além da sucção e da saturação, o índice de vazios, pois segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2000), com este tratamento, elimina-se a interferência do índice de vazios na sucção.

Os resultados mostrados nas Figuras 4.11a e 4.11b apontam para a existência de uma pequena faixa de umidade e grau de saturação em que as variações de sucção são muito relevantes e devem interferir diretamente no comportamento mecânico do solo. Umidades superiores a 28 % ou grau de saturação superior a 87 % situam a sucção no domínio dos macroporos fazendo com que aumentos reflitam pouco no comportamento mecânico. Já a diminuição da umidade

para valores inferiores a 28 % ou graus de saturação menores que 72 % terão pouca possibilidade de interferir no comportamento mecânico por situar a sucção no domínio dos microporos.

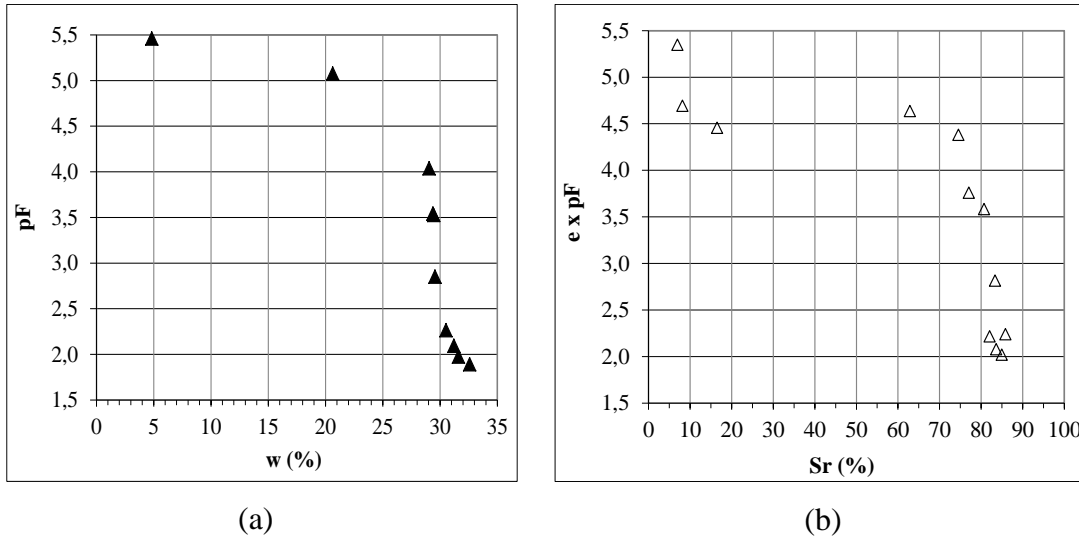


Figura 4.11 – Curva característica do solo compactado (a) pF x w e (b) expF x w.

4.1.6- MÓDULO DE RESILIÊNCIA

Realizou-se o ensaio de módulo de resiliência em corpo-de-prova retirado somente do revestimento do Trecho 2. No Trecho 1, não foi possível retirar amostras para fazer o ensaio porque o pavimento tem espessura (2 cm) menor que a recomendada pra realizar o ensaio.

A Figura 4.12 ilustra o resultado do ensaio de módulo resiliente. Observando-a percebe-se que o módulo resiliente varia com a carga aplicada e com a altura do corpo-de-prova. E também, a deformação apresenta maior variação com o aumento da força aplicada.

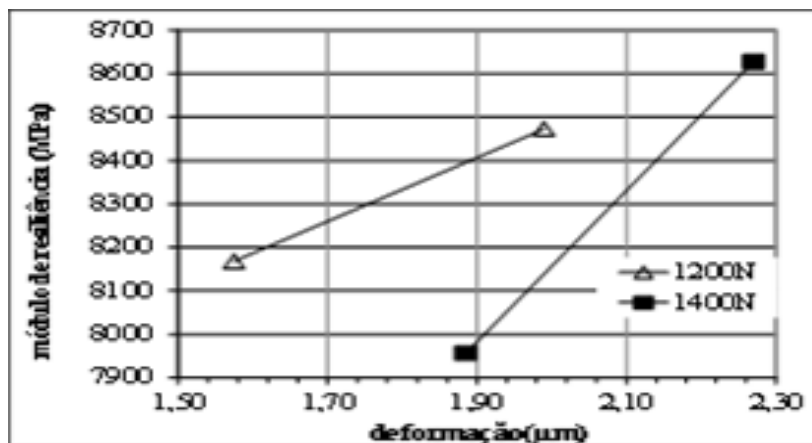


Figura 4.12 – Resultados do ensaio do módulo de resiliência para o CBUQ do Trecho 2.

A Figura 4.13 mostra os resultados do ensaio de resistência à tração obtidos em duas amostras retiradas do revestimento no Trecho 2 (DF-441). Analisando-a percebe-se que a resistência à tração máxima ocorreu com a deformação de 1,8 mm.

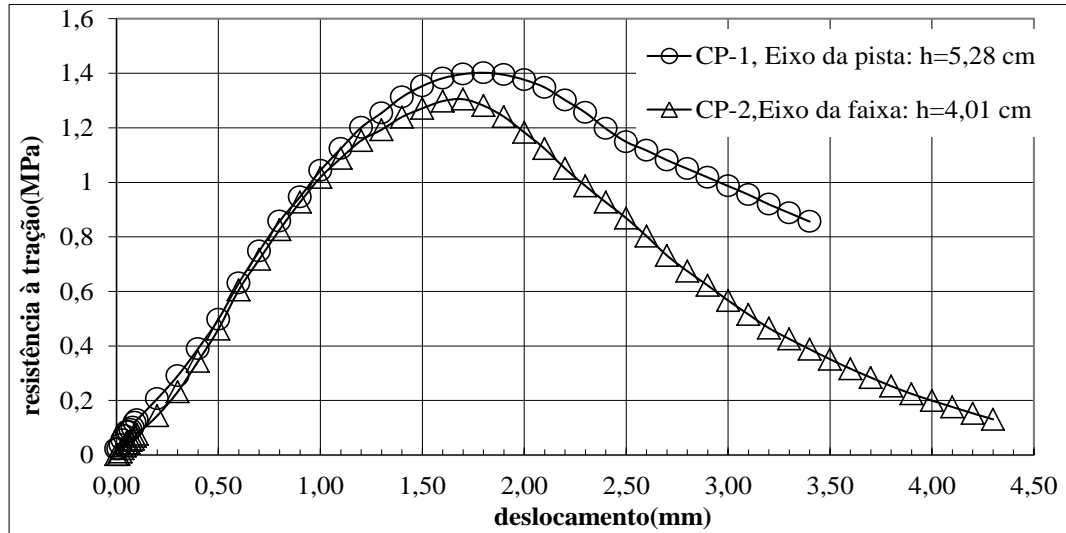
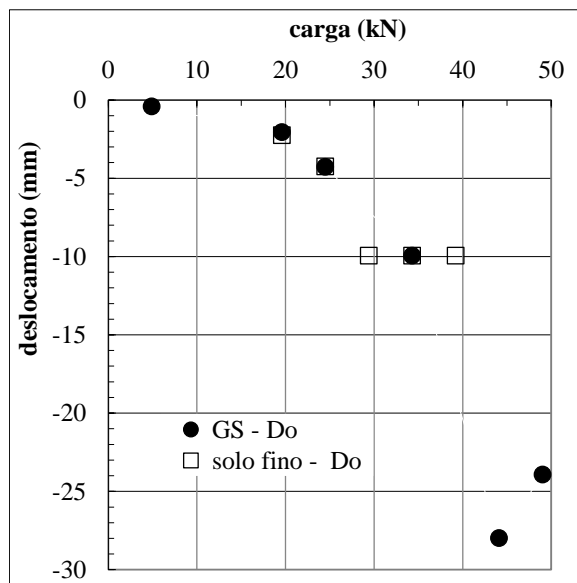


Figura 4.13 – Resultados do ensaio de resistência à tração.

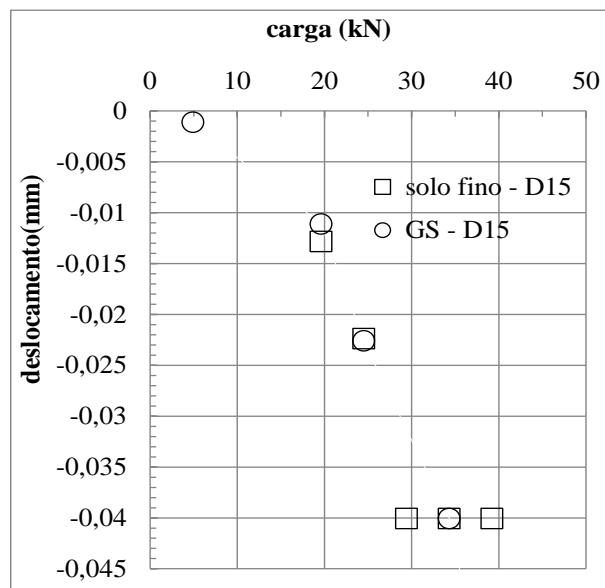
O módulo de resiliência das misturas asfálticas modifica-se com o tempo, devido ao envelhecimento do ligante asfáltico causando ao enrijecimento do ligante e conseqüentemente o aumento da rigidez do revestimento (Bernucci *et al.*, 2008). Fazendo-se a relação entre o módulo de resiliência (MR) e a resistência à tração (RT) para o revestimento do Trecho 2, encontra-se o valor da ordem de 6000, caracterizando um concreto asfáltico de consistência dura. A razão (MR/RT) é um indicador da vida de fadiga das misturas, sendo desejável um valor pequeno.

4.2- RESULTADOS DO MODELO REDUZIDO

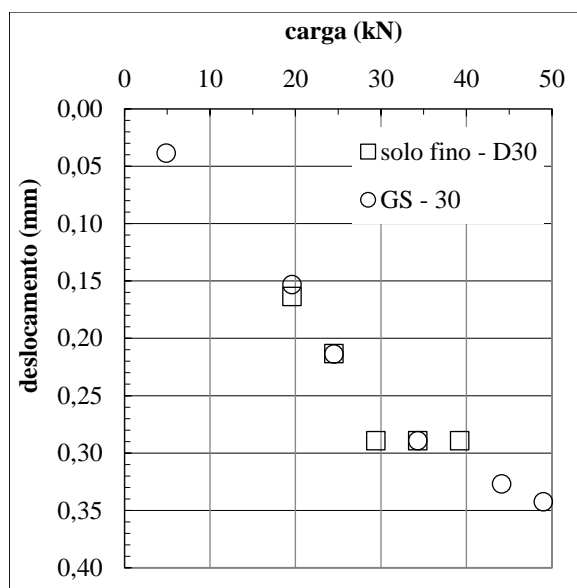
Objetivando-se verificar a variação da deformação com a posição de aplicação da carga, construiu-se um modelo para simular a bacia de deflexão. O solo fino utilizado foi oriundo da jazida que foi executada a base do Trecho 1. As Figuras 4.14a, 4.14b, 4.14c e 4.14d mostram os deslocamentos obtidos no solo fino e com o geotêxtil posicionado no topo da camada. Constata-se que o solo fino sem e com o geotêxtil apresentaram o mesmo nível de deformação até a carga de 25 kN. Observa-se ainda, que o solo fino sem o geotêxtil rompeu com a carga aproximada de 30 kN. Já o solo fino com o geotêxtil resistiu a maior carga. Indicando que o uso do geotêxtil permite maior nível de deformação, antes de ocorrer à ruptura.



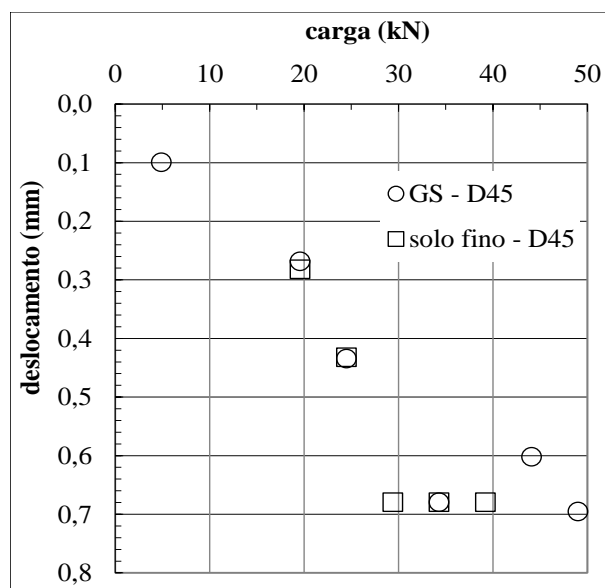
(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 4.14 – Deslocamento do solo compactado sem e com GS.

4.3- DADOS METEOROLÓGICOS

Medina (1997), Pell (1978) e Yoder (1975) apontam que os pavimentos estão sujeitos às ações das cargas do tráfego e do meio físico à sua volta. As ações do tráfego e do clima constituem os principais fatores que impõem uma vida útil limitada aos pavimentos.

Motta (1991) comenta que o clima, representado pela precipitação, temperatura e umidade relativa do ar, influencia os pavimentos por meio de diversos mecanismos, tais como: a intemperização dos materiais, a alteração dos módulos resilientes ou, ainda, a alteração das umidades de equilíbrio.

Franco (2000) comenta que a umidade das camadas do pavimento pode variar em função de diversos fatores, entre os quais a infiltração de água de chuva pelas trincas do pavimento ou pelos acostamentos sem revestimento; variação do nível do lençol freático ou por transferência de umidade entre as camadas devido às variações de temperatura.

Todos esses aspectos estão ligados a climatologia regional e para avaliar sua influência no desempenho dos trechos experimentais foram realizados ensaios em diferentes épocas do ano.

As deflexões foram medidas em meses e anos diferentes para os dois trechos experimentais. Na Tabela 4.6 constam os anos e meses em que se fizeram medições das deflexões nos dois trechos.

Tabela 4.6 – Anos e meses em que ocorreram medições de deflexões.

Trechos	Anos							
	1998	1999	2000	2001	2002	2008	2010	2011
1	março	agosto	março	outubro	julho	outubro	março	maio
	agosto		outubro					
	dezembro							
2			junho	maio				

A Figura 4.15 apresenta as variáveis climáticas regionais que caracterizam o período de estudo. Essas informações são relevantes, pois o comportamento dos solos tropicais, em especial, os solos finos, está diretamente ligado a interação solo-atmosfera.

Observa-se certa harmonia entre a variação desses elementos climáticos ao longo do ano, cabendo destacar que a umidade de equilíbrio dos solos superficiais como é o caso daqueles que compõem a estrutura de pavimento estão diretamente ligados a esses fatores o que realça a importância de considerá-los no entendimento do seu comportamento.

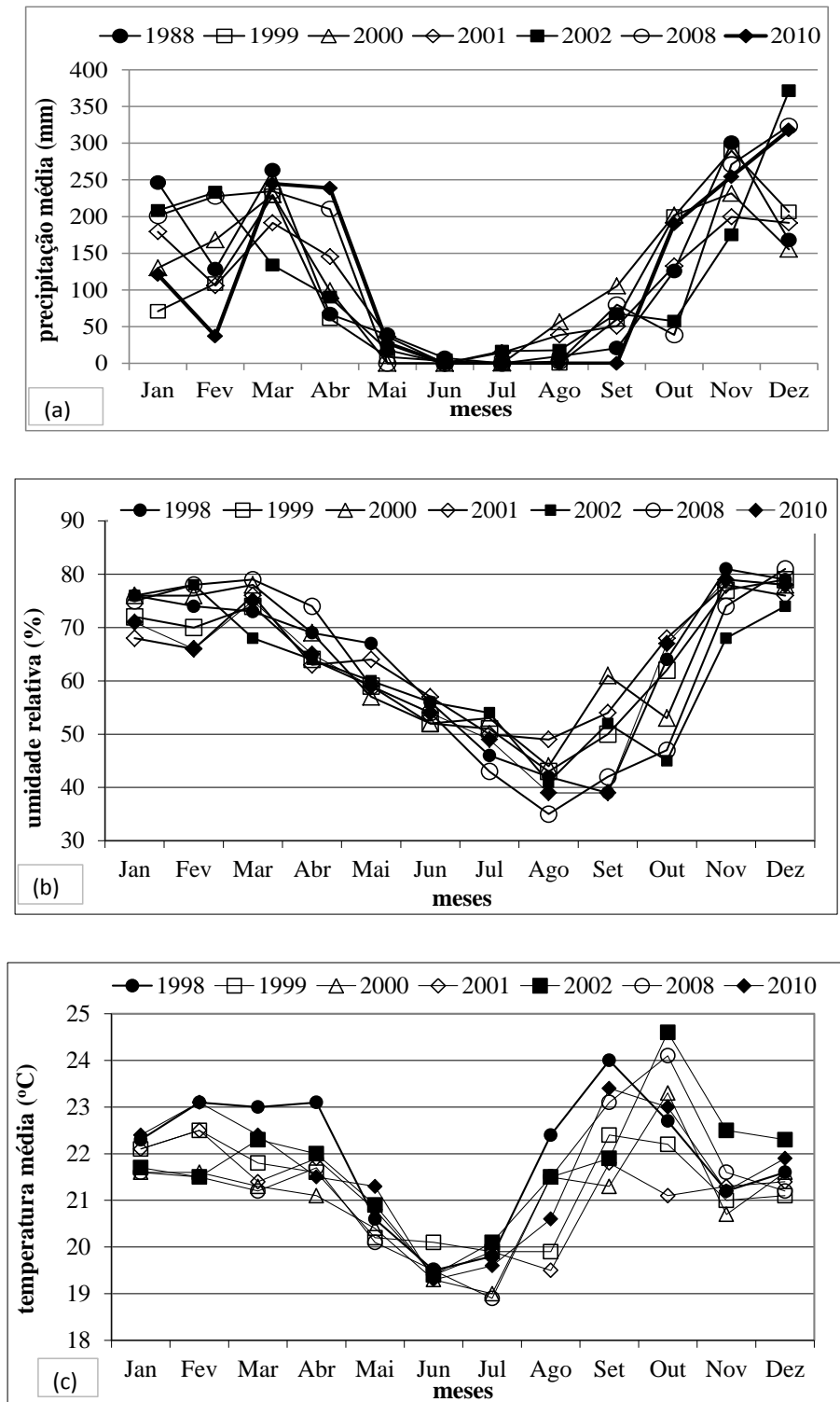


Figura 4.15 – Dados meteorológicos médios (a) pluviometria, (b) umidade relativa e (c) temperatura.

Os dados pluviométricos, de temperatura e de umidade relativa registrados para os meses em que foram realizados os ensaios estão apresentados no Anexo A. Eles permitem avaliar o histórico dos fatores climáticos em relação às datas dos ensaios de campo.

4.4- CONTAGEM VOLUMÉTRICA E CLASSIFICATÓRIA DO TRÁFEGO

A Tabela 4.7 apresenta os resultados da contagem volumétrica e classificatória de tráfego para os Trechos 1 (expansão) e 2 por faixa (contagem). Analisando-a, conclui-se que a faixa direita, para os dois trechos, possui maior fluxo de veículos. Essa diferença é devido à contagem não ter sido realizada nas 24 horas (em nenhum dos trechos). Especificamente, no Trecho 2, a diferença também é devido ao aumento de tráfego desviado, pois a rodovia principal estava sendo duplicada, quando da realização da pesquisa.

Tabela 4.7 – Contagem classificatória média de tráfego/faixa (fevereiro/2010).

Vias	Faixa	Leves	Médios (2C)	Pesados (3C)	Semi-reboque (SR)	Reboque (R)	Ônibus (O)	Motos
Trecho 1 DF - 205	Direita	365	26	5	3	0	60	57
	Esquerda	323	28	10	3	0	54	56
	Média	344	27	8	3	0	57	57
Trecho 2 DF - 441	Direita	3419	56	28	6	7	16	178
	Esquerda	2485	76	32	9	5	10	167
	Média	2952	66	30	8	6	13	172

Na Tabela 4.8 constam os resultados da contagem volumétrica e classificatória por faixa, para o Trecho 2, no período de uma semana.

Tabela 4.8 – Contagem classificatória média de tráfego/faixa no Trecho 2 (abril/2011).

Vias	Faixa	Leves	Médios (2C)	Pesados (3C)	Semi-reboque (SR)	Reboque (R)	Ônibus (O)	Motos
Segunda	Direita	5756	35	37	10	6	8	172
	Esquerda	2768	103	59	5	0	12	159
Terça	Direita	4394	46	24	6	2	7	157
	Esquerda	2657	94	19	3	5	10	154
Quarta	Direita	4099	56	26	9	8	8	204
	Esquerda	2534	91	25	14	9	13	151
Quinta	Direita	6127	74	32	5	11	24	244
	Esquerda	2923	122	31	9	11	12	208
Sexta	Direita	5515	96	34	1	23	53	260
	Esquerda	2840	82	30	1	23	7	199
Média	Direita	5178	61	31	6	10	20	207
	Esquerda	2744	98	33	6	10	11	174

Observando-a constata-se que na faixa direita, em todos os dias da semana, o fluxo de veículos é intenso. Observa-se ainda, que há uma diferença significativa de tráfego, principalmente, dos veículos leves nas faixas.

A Tabela 4.9 apresenta a contagem classificatória versus dias da semana e ano. Analisando-se os dias da semana, terça e quinta-feira, dias nos quais houve contagens nos dois anos, observa-se um aumento significativo do número de veículos leves no ano de 2011. Apesar de os veículos leves não serem levados em conta no dimensionamento estrutural do via, o aumento da quantidade deles termina refletindo na durabilidade da via, pois ao contribuir para a redução da velocidade do tráfego e possibilitar a ocorrência de congestionamentos, conseqüentemente solicita a estrutura do pavimento de modo distinto do previsto potencializando, assim, sua deterioração.

Tabela 4.9 – Contagem classificatória média de tráfego/dia para o Trecho 2 (DF-440, abril/2011).

Dias	Segunda	Terça		Quarta	Quinta		Sexta
Tipos	2011	2010	2011	2011	2010	2011	2011
Leves	8524	6159	7051	6633	6286	9050	8355
2C	138	129	140	147	137	196	178
3C	96	48	43	51	73	63	64
SR	15	24	9	23	7	14	2
R	6	6	7	17	17	22	46
O	20	27	17	21	26	36	60
Moto*	331	398	311	355	328	452	459
Total	8799	6393	7267	6892	6546	9381	8705
Media/faixa	4400	3197	3634	3446	3273	4691	4353

*não incluso no total

As Figuras 4.16a e 4.16b mostram o volume de veículos leves e pesados, respectivamente, nos anos de 2010 e 2011 para o Trecho 2, contados ao longo dos dias úteis. Observa-se que os dias com o maior fluxo de veículos leves e pesados são quinta e sexta-feira. A contagem dos veículos em 2010, foi realizada em apenas 2 dias (terça e quinta). Então, é possível afirmar que o número de veículos leves aumentou. Entretanto, quanto aos pesados não é possível inferir, pois, na terça-feira, ocorreu aumento, enquanto, na quinta diminuiu. O número de veículos dos demais dias foi calculado pela tendência observada em 2011.

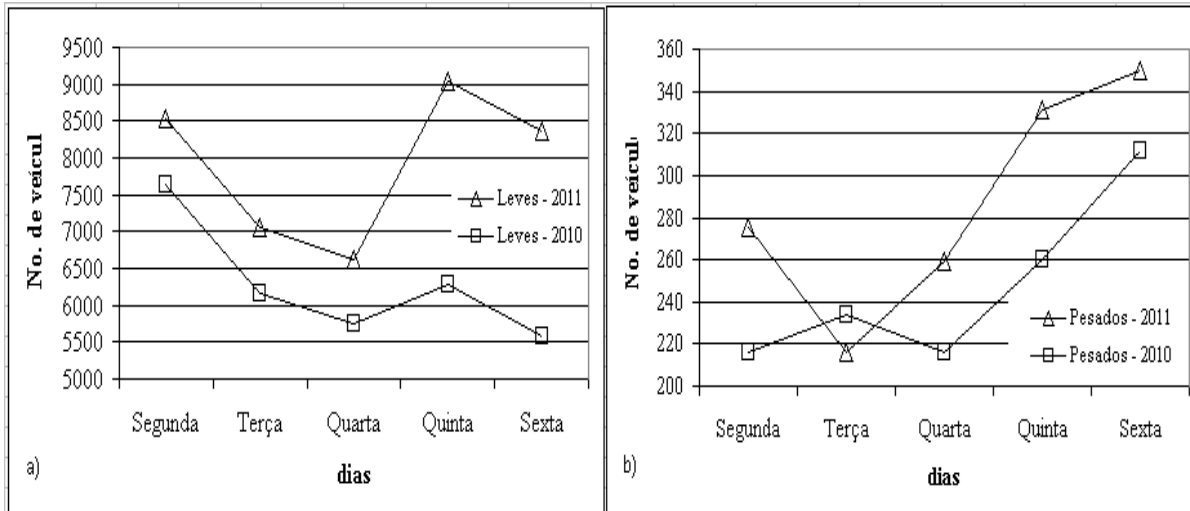


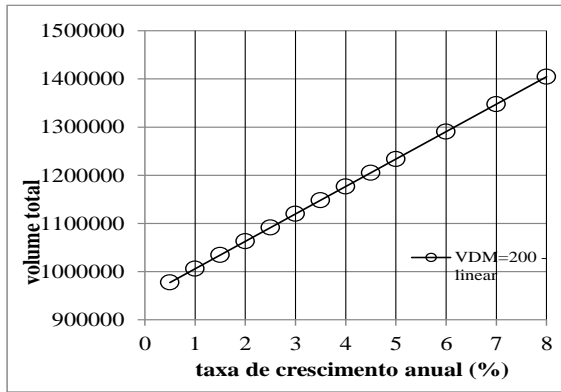
Figura 4.16 – Resultados da contagem: a) veículos leves e b) veículos pesados.

A Tabela 4.10 contém os volumes diários médios (VDMs) de tráfego para os dois trechos experimentais. Observa-se que houve um aumento do VDM para os dois trechos. Sendo mais significativo para o Trecho 2, porque faz a ligação entre regiões densamente povoadas e tem um tráfego gerado e atraído intensos. Estimando-se o número de operações do eixo-padrão para ambos os trechos, com base nos volumes diários médios atual encontra-se, respectivamente, $3,4 \times 10^5$ e $1,6 \times 10^6$.

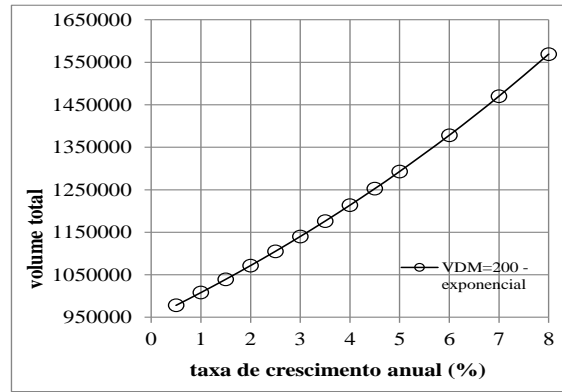
Tabela 4.10 – Volume Diário Médio.

Anos	VDM	
	Trecho 1	Trecho 1
ago/98	200	-
mai/00	-	1480
fev/10	495	3246
fev/11	510	4104

As Figuras 4.17 a 4.20 mostram o volume total de veículos estimados em função da taxa de crescimento anual e do volume diário médio (VDM) para os dois trechos utilizando-se a metodologia e os modelos de projeção linear e exponencial constantes no Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006). Observa-se que até a taxa de crescimento de 4,5%, os volumes totais dos modelos de projeção se aproximam.

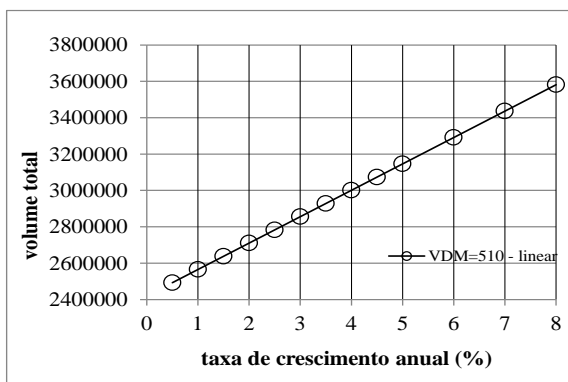


(a)

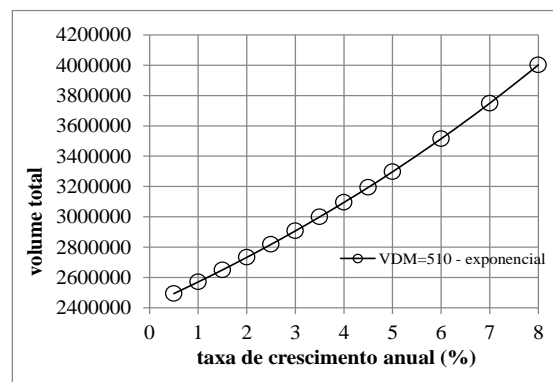


(b)

Figura 4.17 – Trecho 1: (a) Linear (b) Exponencial.

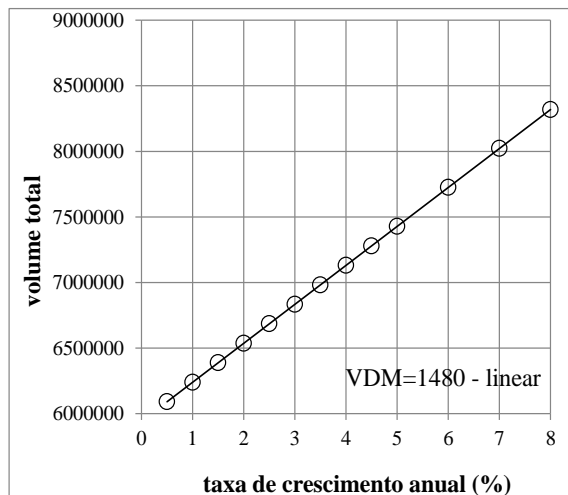


(a)

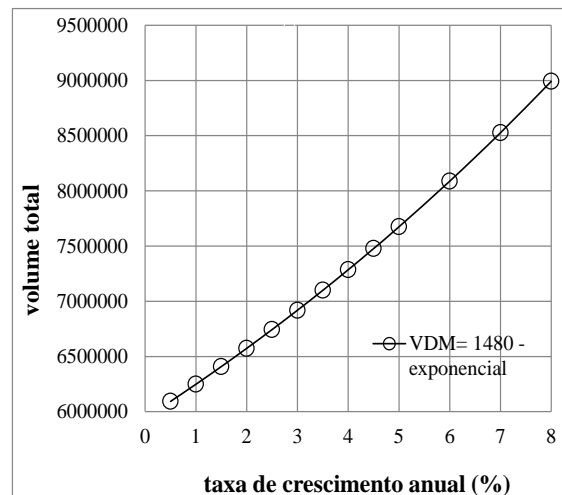


(b)

Figura 4.18 – Trecho 1: (a) Linear (b) Exponencial.

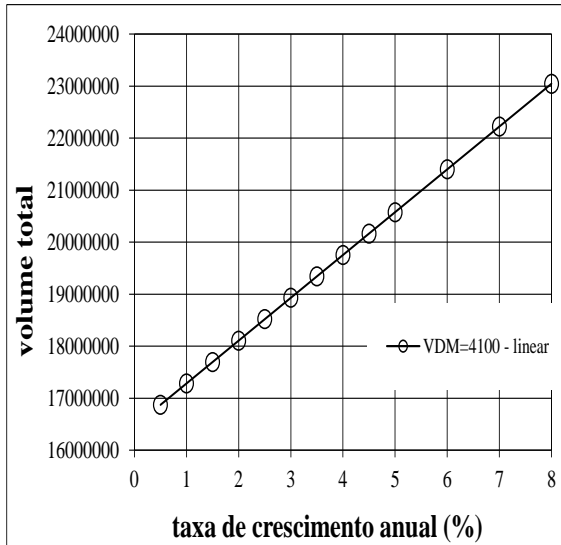


(a)

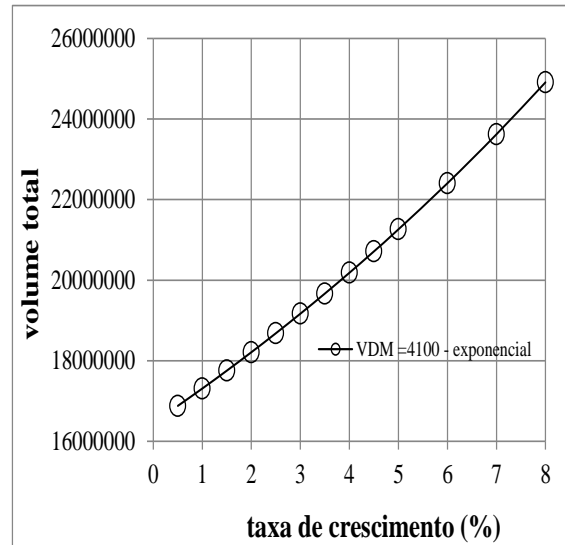


(b)

Figura 4.19 – Trecho 2: (a) Linear (b) Exponencial.



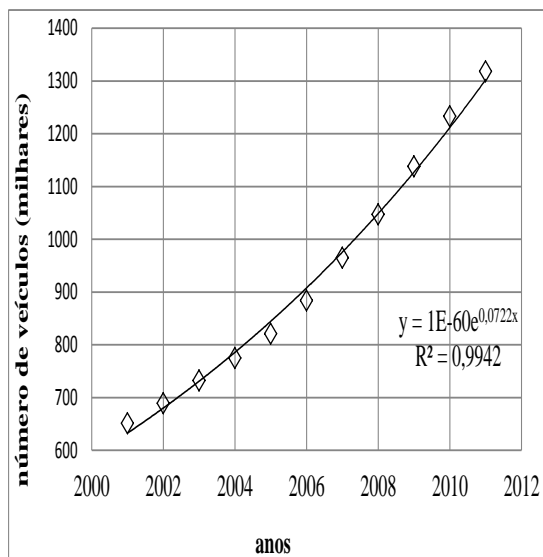
(a)



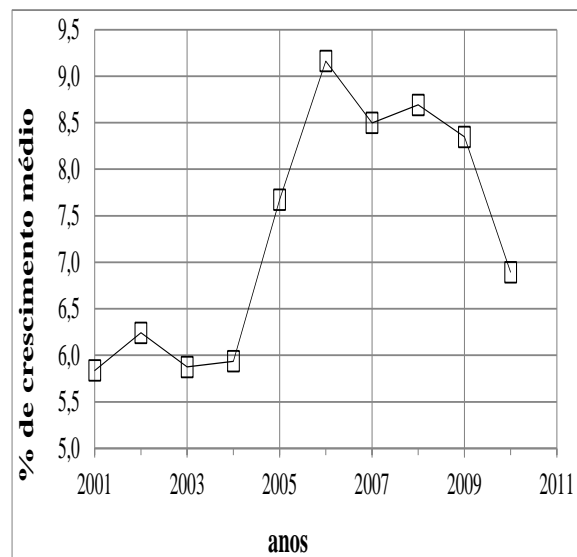
(b)

Figura 4.20 – Trecho 2 : (a) Linear (b) Exponencial.

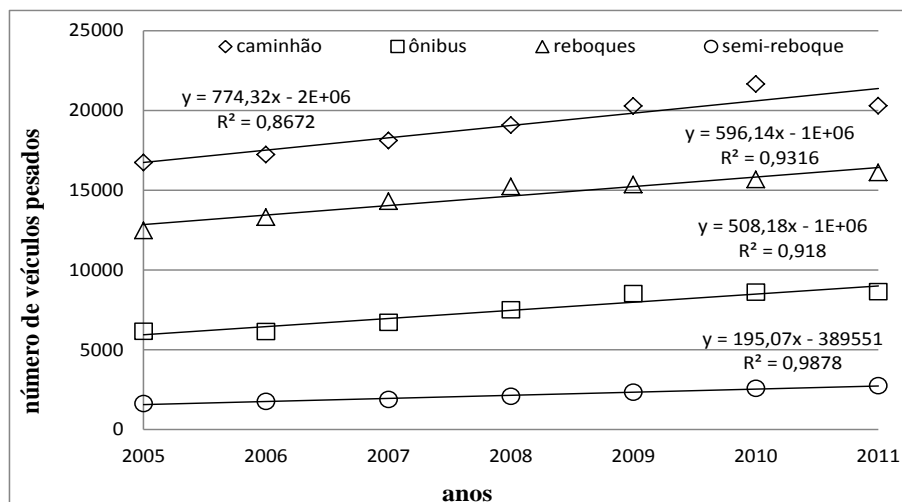
As Figuras 4.21a, 4.21b e 4.21c mostram a evolução da frota total de veículos no Distrito Federal e as percentagens de crescimento anual e mensal média, respectivamente. Observa-se que a frota tem uma evolução exponencial (Figura 4.21a). As percentagens de crescimentos anual e mensal médio ficaram constantes de 2001 a 2004, aumentaram a partir de 2004 até 2006, e a seguir mantêm tendência de decréscimo. Infere-se que ocorreu um crescimento em todos os tipos de veículos, entretanto, bem lento.



(a)



(b)



(c)

Figura 4.21 – Frota de veículos do DF: (a) Evolução da frota total (b) crescimento anual total e (c) crescimento anual dos veículos pesados.

4.5- ENSAIOS DE CAMPO NO TRECHO 1

4.5.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO – PANDA

As Figuras 4.22, 4.23 e 4.24 mostram os perfis de resistência e umidades naturais dos subtrechos do Trecho 1 obtidos com o PANDA.

A Figura 4.22 apresenta os perfis de resistência e umidades para os subtrechos executados com expurgo e solo fino. Nesse trecho as camadas de base foram construídas com aproximadamente 20 cm e não se dispõe de sub-base, no entanto, por tratar-se de via já existente antes da pavimentação é comum sobressair sob a base uma camada pré-existente com comportamento melhor que o subleito. Ambos os trechos foram construídos sobre aterro. No trecho referente ao expurgo verifica-se maior homogeneidade de comportamento no subleito que no caso do subleito da base em solo fino. Observa-se ainda coerência entre o perfil de umidade e de resistência obtidos para o subtrecho em expurgo, ou seja, enquanto a resistência tende a diminuir com a profundidade a umidade tende a aumentar. Embora com maior variação pode-se dizer que a mesma tendência é observada para o subtrecho em solo fino.

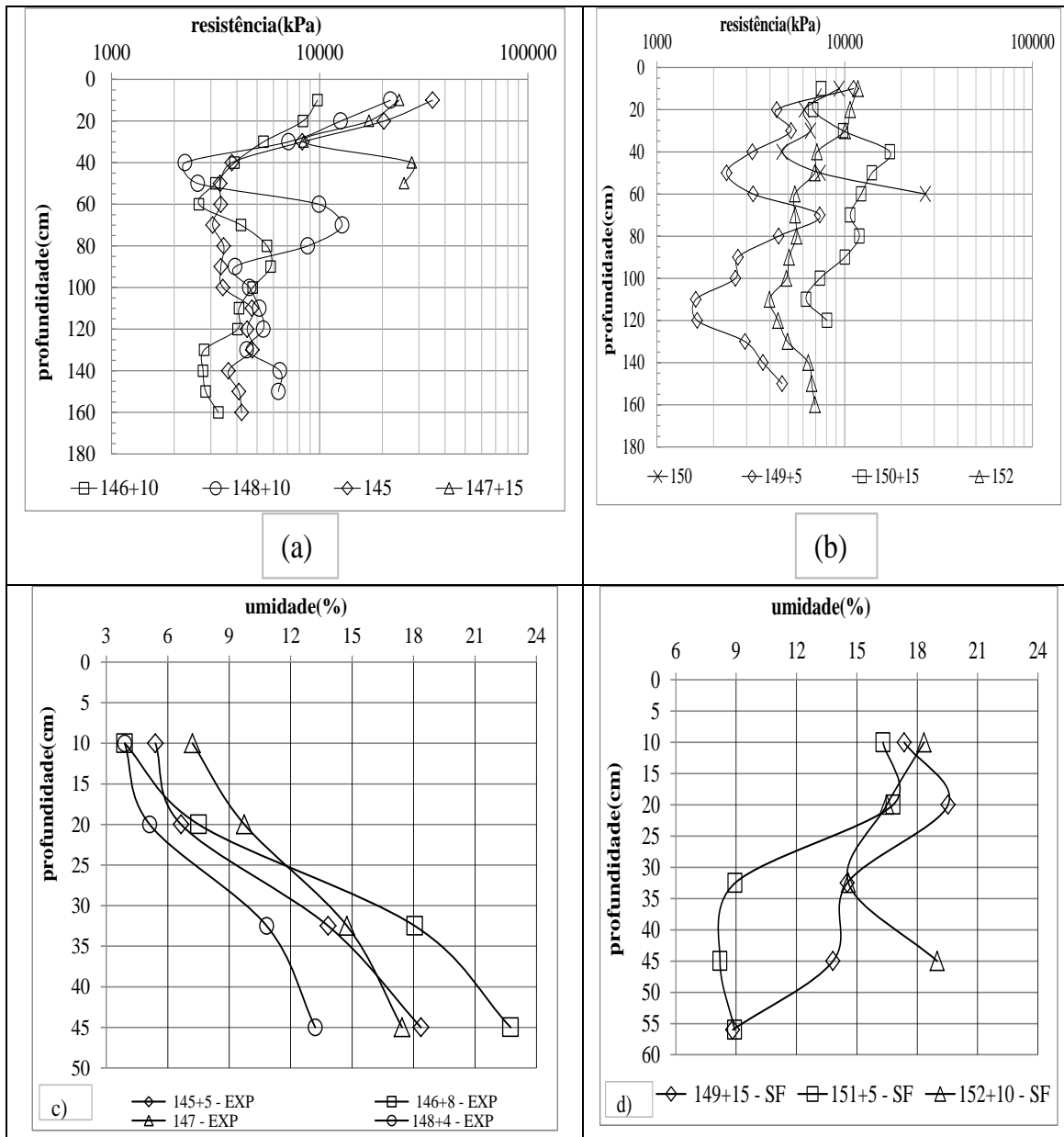


Figura 4.22 – Perfis dos subtrechos de expurgo e solo fino (a) e (b) resistências (c) e (d) umidades naturais.

As Figuras 4.23 e 4.24 mostram os perfis de resistência e de umidade dos subtrechos executado com solo-cal e com geotêxtil acima da base (superior), em baixo da base (inferior) e a base envelopada. Todos estes subtrechos se localizam em seção de corte, no entanto, a grande heterogeneidade do comportamento do subleito aponta para materiais com nível de intemperização distintos. Comparando-se a resistência das bases nos diversos subtrechos (Figura 4.23), observa-se que não ocorre tendência clara de distinção entre elas.

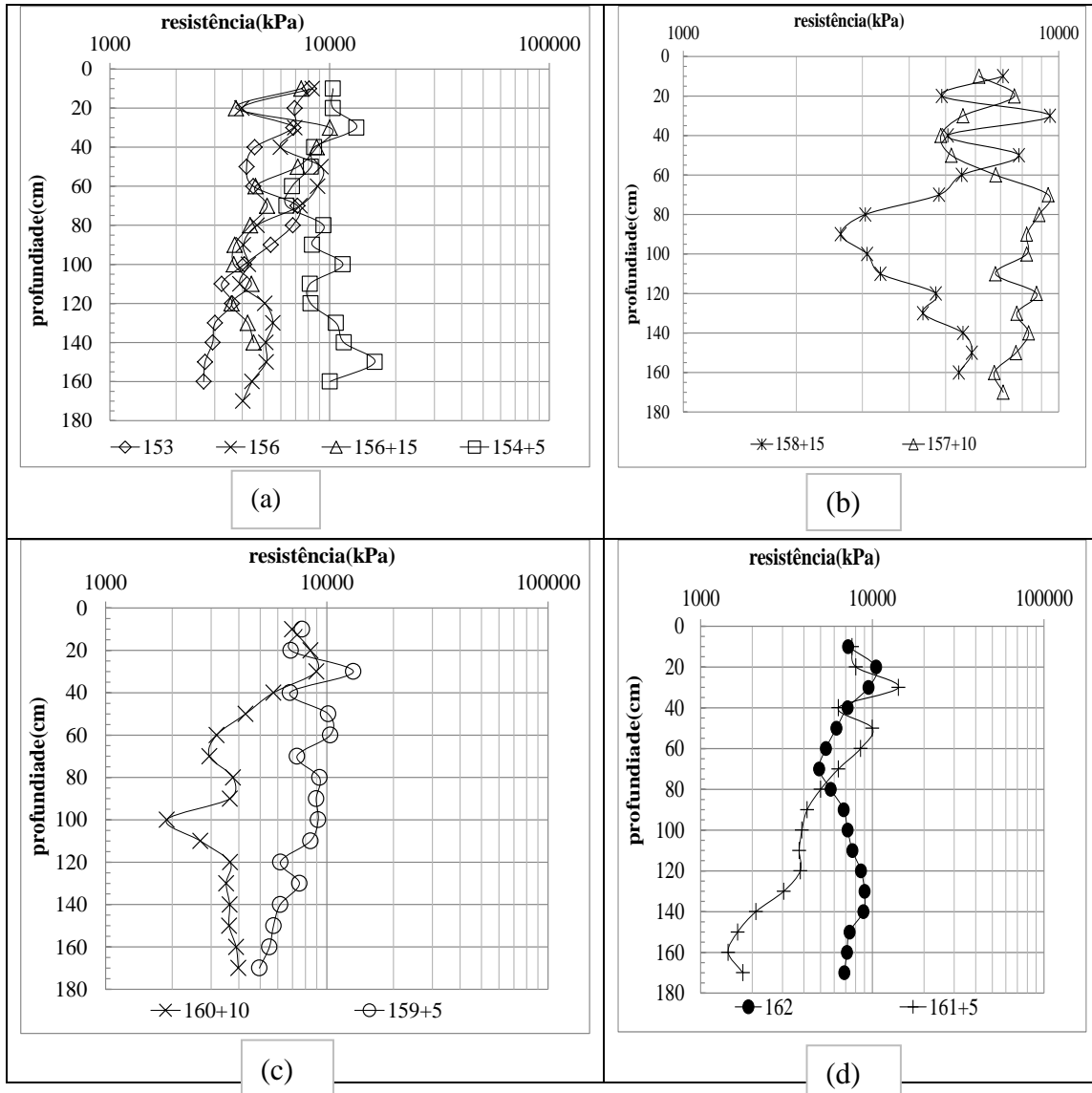


Figura 4.23 – Perfis de resistências dos subtrechos (a) solo-cal (b) GS (c) GI (d) GE.

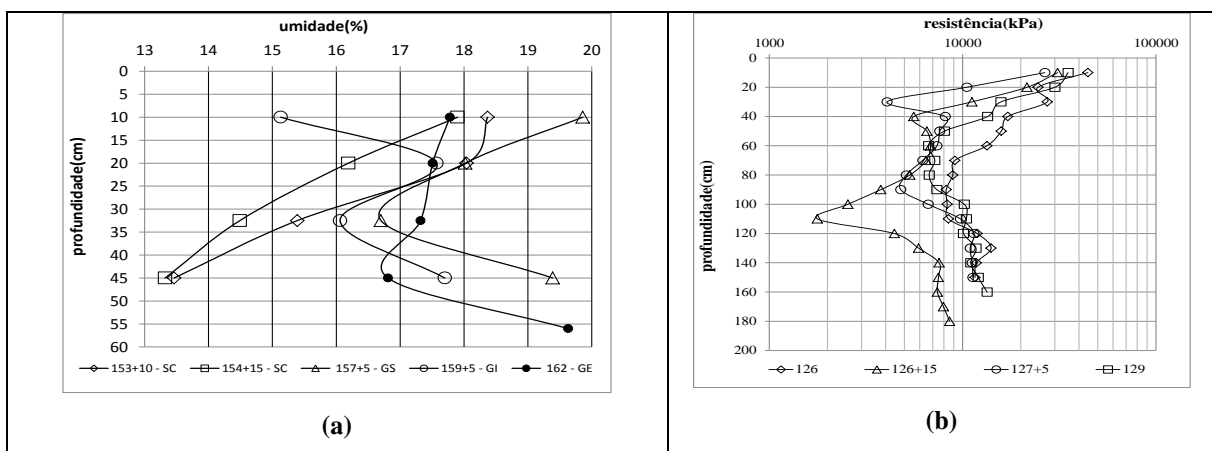


Figura 4.24 – Perfis a) umidades dos subtrechos de solo-cal, GS, GI e GE b) resistência do solo-brita.

4.5.2- GROUND PENETRATING RADAR – GPR

As Figuras de 4.25 a 4.28 mostram os radargramas das trilhas de rodas do subtrecho construído com solo-brita. Observando-se as Figuras 4.25 e 4.26, pode-se verificar que o revestimento está bastante deteriorado e que a base apresenta-se irregular e em alguns pontos com espessura menor e em outros, maior que 20 cm.

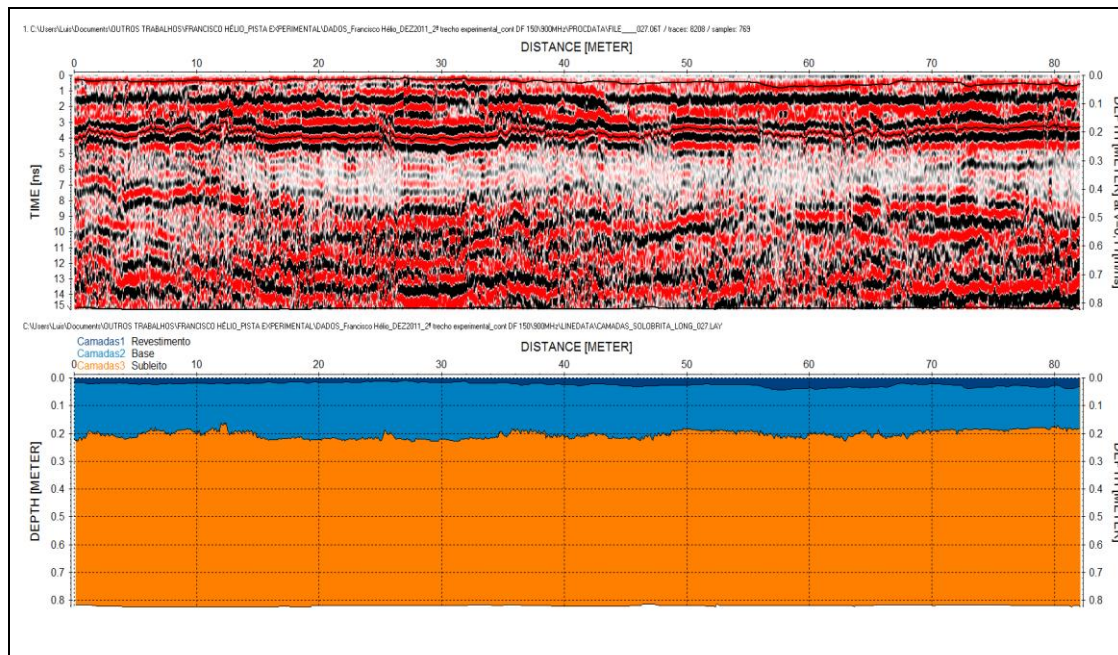


Figura 4.25 –Perfil longitudinal do subtrecho de solo-brita - faixa direita externa.

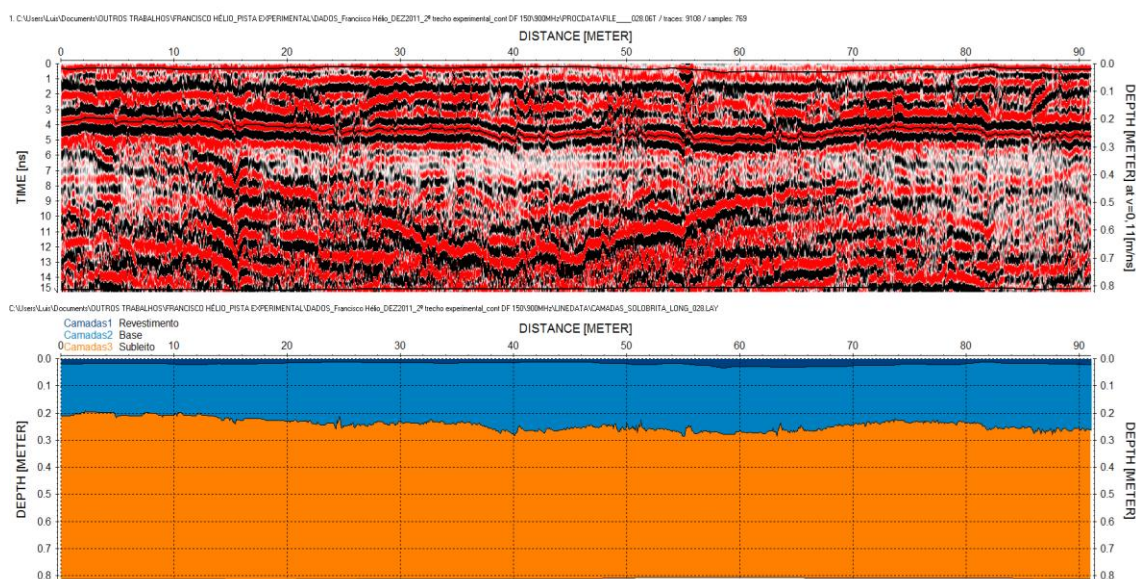


Figura 4.26 –Perfil longitudinal do subtrecho de solo-brita - faixa esquerda interna.

Analisando-se as Figuras 4.27 e 4.28 percebe-se que há concordância entre os perfis de resistência e do radargrama. Na Figura 4.27 observa-se que ao longo dos primeiros 20 cm de profundidade, espessura aproximada da base, há uma diminuição de resistência do material. De 20 cm a 30 cm, os valores são aproximadamente constantes aumentando a 30 cm e passando a sofrer variação gradual a partir desta profundidade até atingir 90 cm. De 90 cm a 120 cm ela volta a aumentar passando a condição estável a partir de 120 cm. Já na Figura 4.28 observa-se comportamento um pouco distinto, pois entre 20 e 30 cm, em lugar de valores menores tem-se picos com incremento de resistência. Observa-se ainda que, a partir desta profundidade, o comportamento se diferencia um pouco do registrado na outra estaca. No entanto, destes resultados de PANDA, talvez o mais relevante seja observar as espessuras das camadas e o significativo gradiente de resistência ao longo da camada de base em solo brita apontando para deficiência no método de compactação adotado. Destaca-se ainda, que o fato de a camada de base em solo-brita na estaca 127 + 5 ser aproximadamente 5 cm mais espessa que na estaca 126 aliado ao fato de aparentemente o solo a partir de 30 cm ser um pouco melhor na estaca 126 faz com que o solo apresente resistência igual a própria base.

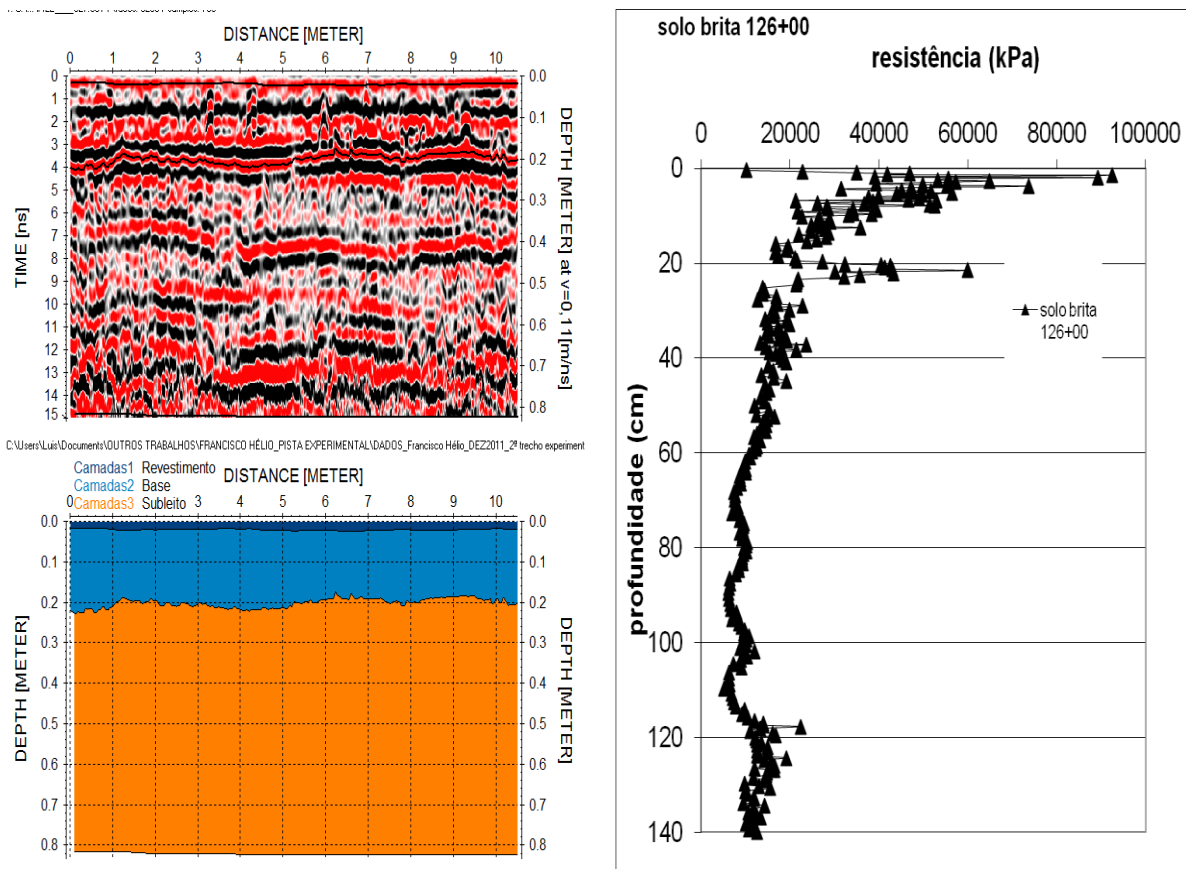


Figura 4.27 – Subtrecho de solo-brita: comparação de perfis radargrama e resistência.

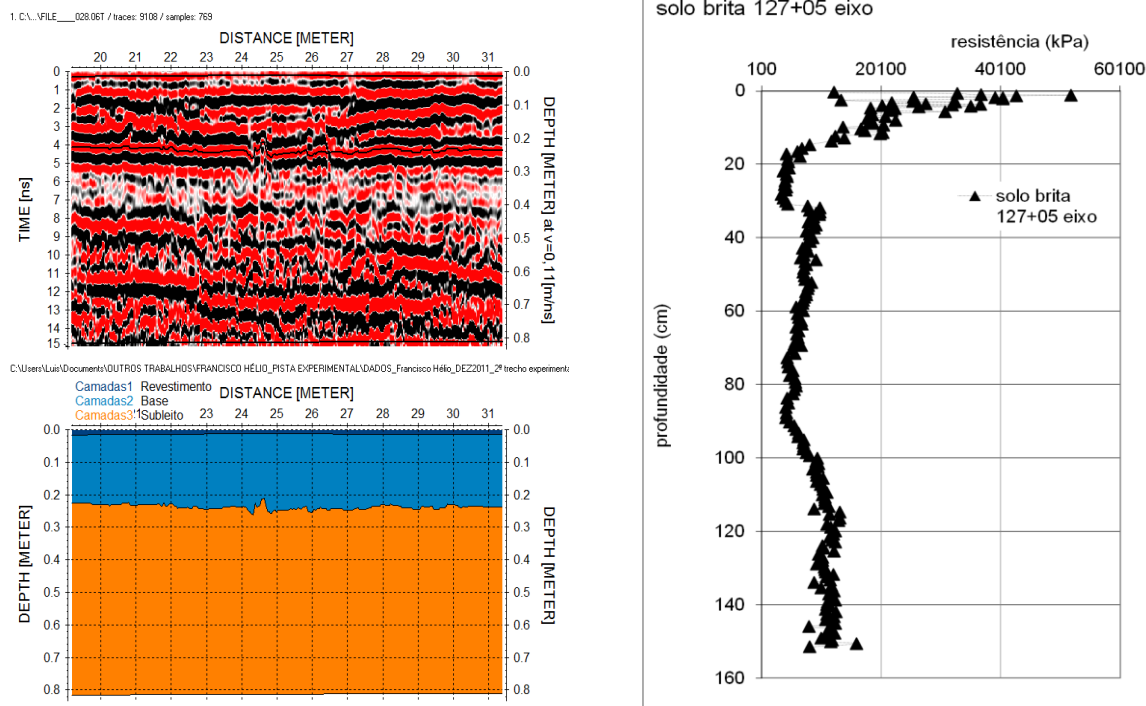


Figura 4.28 – Subtrecho de solo-brita: comparação de perfis radargrama e resistência.

As Figuras 4.29 a 4.31 mostram os radargramas do subtrecho executado com expurgo. Percebe-se nas Figuras 4.29 e 4.30 que o revestimento está com espessura pequena. A base apresenta-se irregular. Observa-se ainda, áreas de cor acinzentada indicando estar o solo com maior umidade.

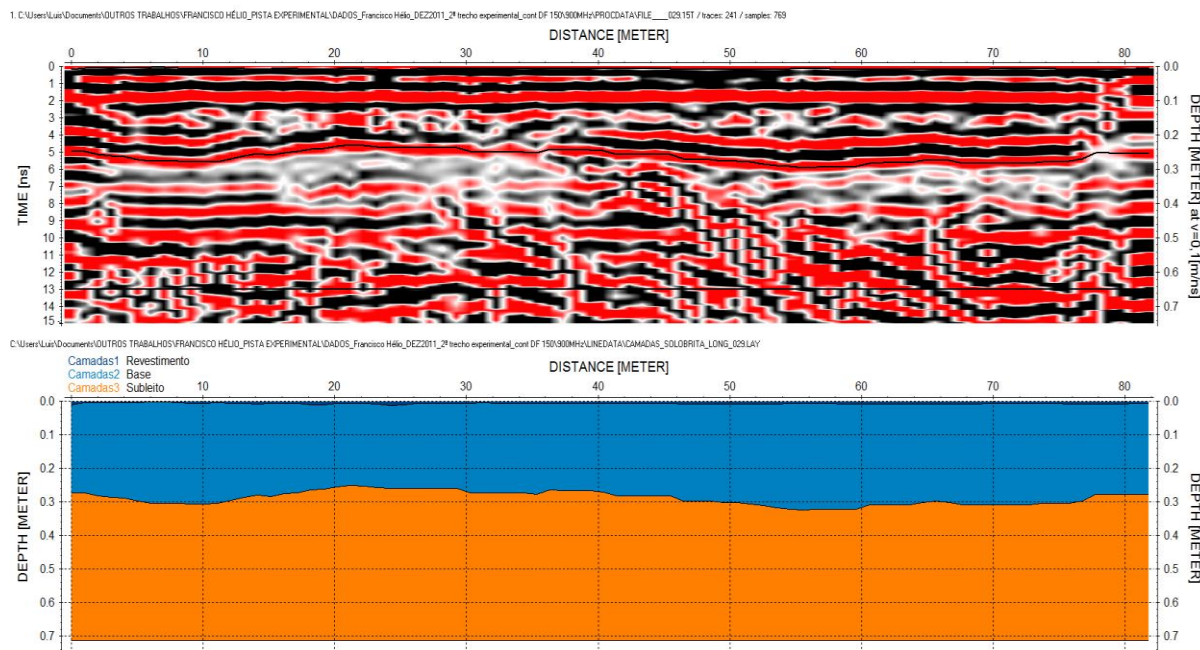


Figura 4.29 –Perfil longitudinal do subtrecho de expurgo - faixa direita externa.

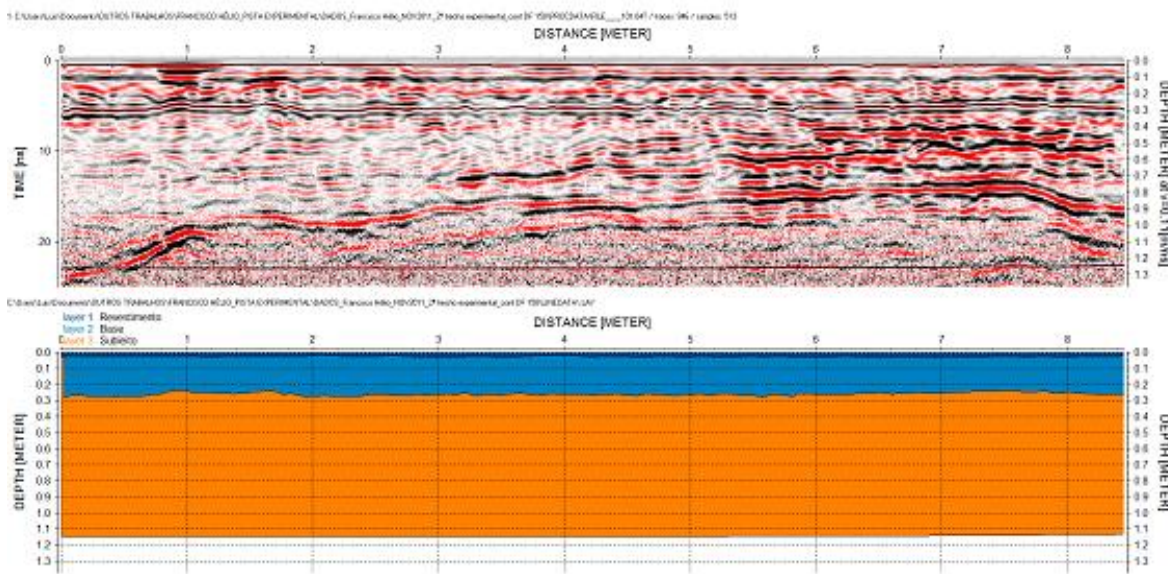
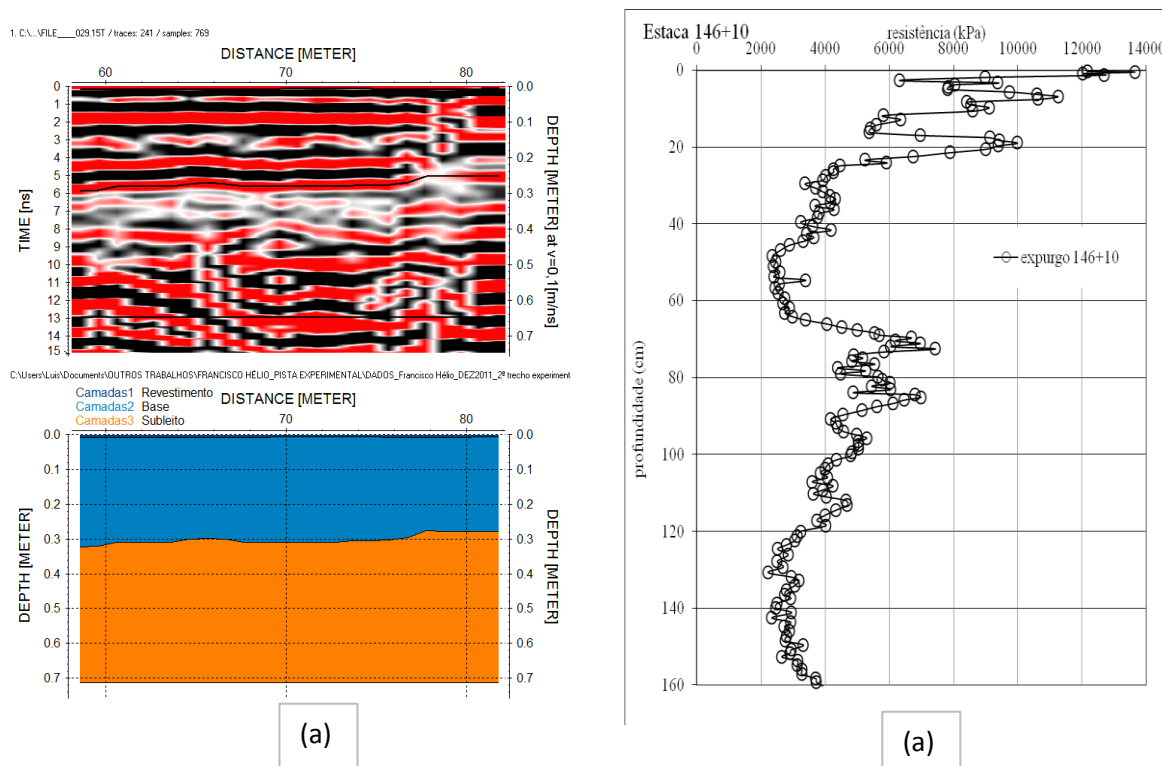


Figura 4.30 –Perfil transversal do subtrecho de expurgo estaca 147+00.

A Figura 4.31 apresenta os perfis de umidade, de resistência e o radargrama. Verifica-se que na profundidade entre 25 cm e 60 cm, a resistência diminui devido provavelmente ao aumento da umidade, como mostra a zona acinzentada do radargrama. Verifica-se que, neste material de base, a resistência à penetração PANDA é bem menor que no solo-brita e que o maior gradiente naquele material seda espaço para maior dispersão relativa de resistência neste.



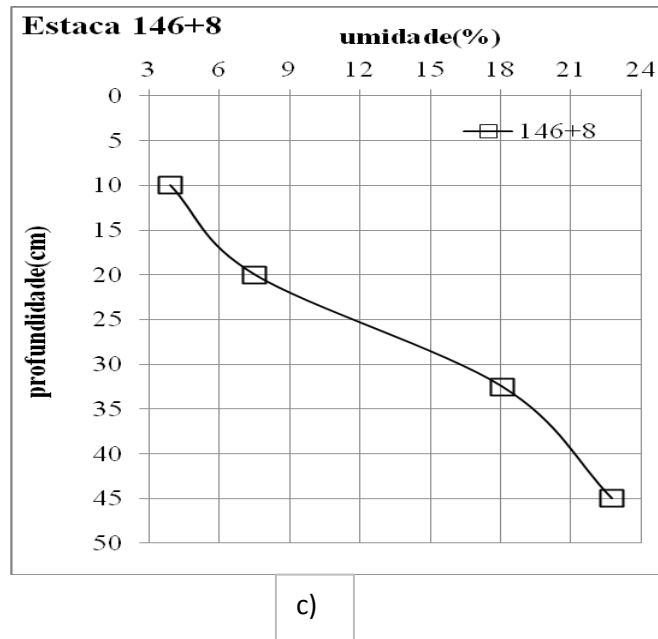


Figura 4.31 – Subtrecho de expurgo: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

Nas Figuras 4.32, 4.33 e 4.34 são mostrados os perfis da estrutura de pavimento do subtrecho construído com solo fino.

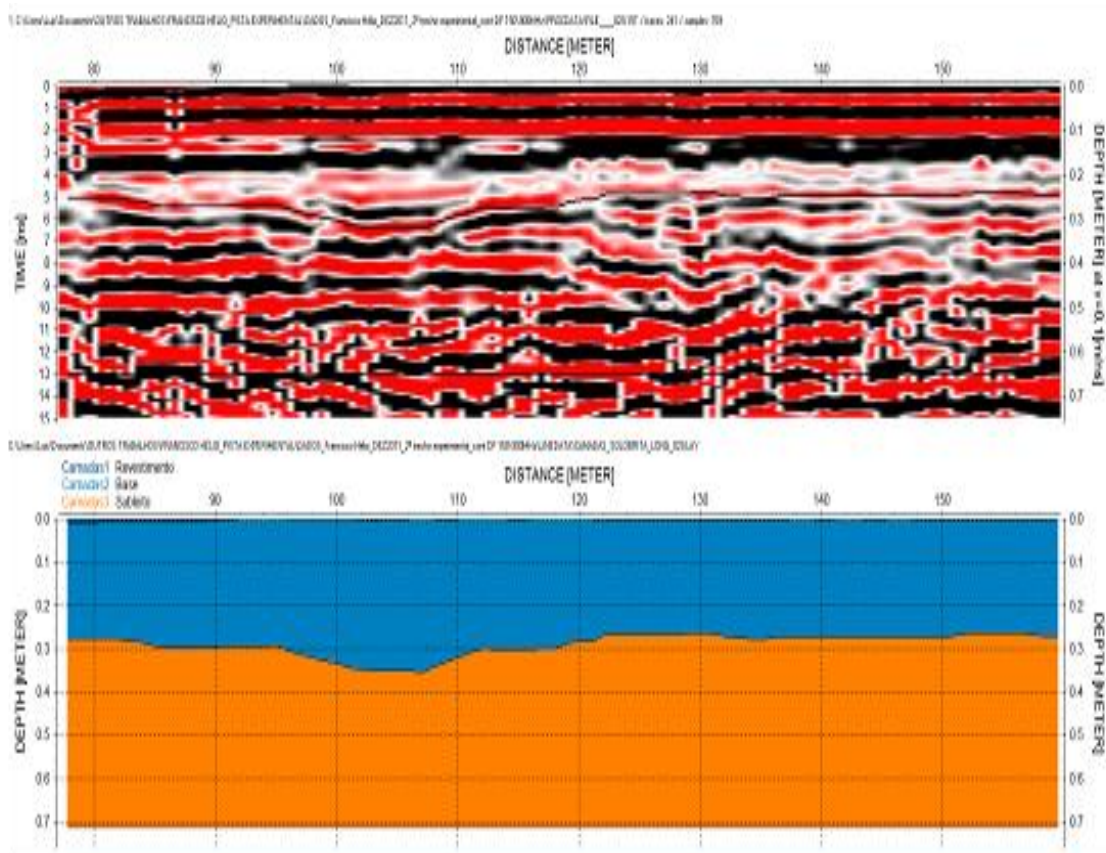


Figura 4.32 –Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino - faixa direita externa.

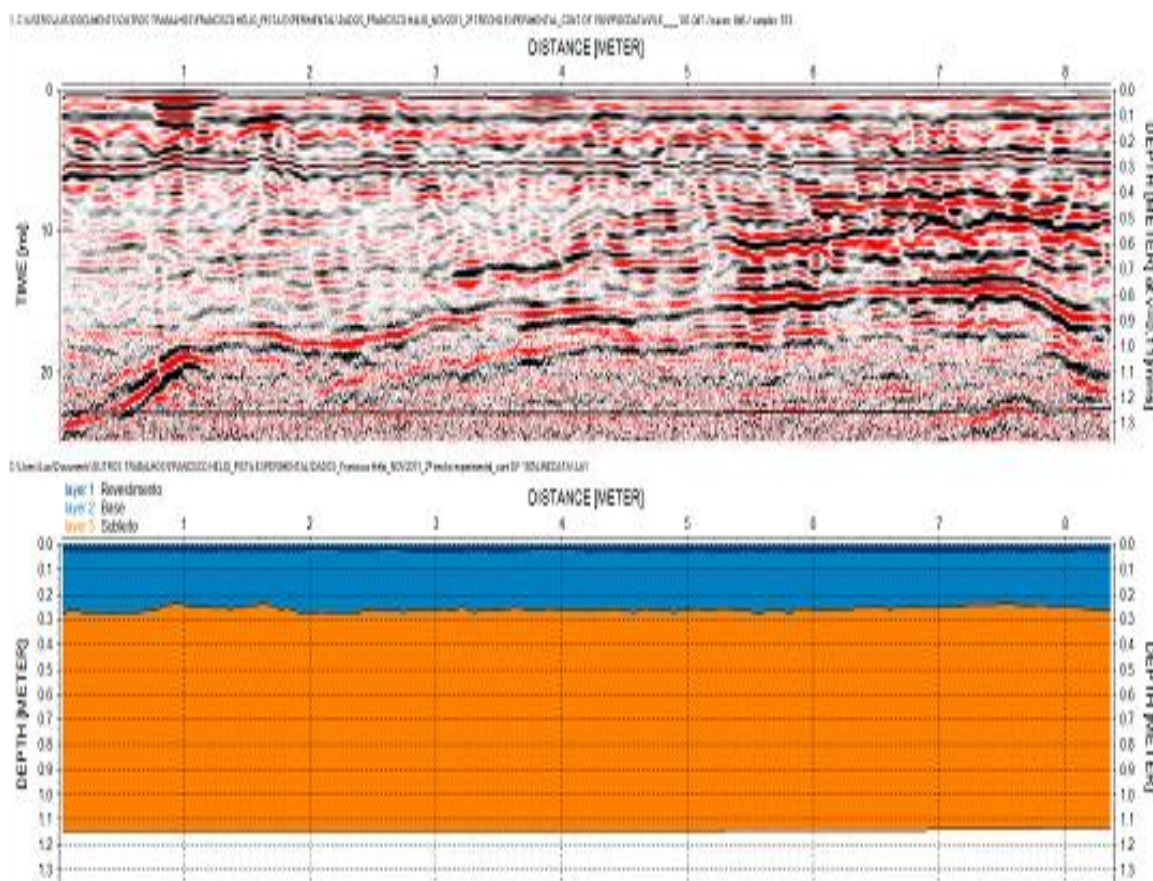


Figura 4.33 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino na estaca 151+00.

As Figuras 4.32 e 4.33 isoladamente apontam para uma camada de base de solo fino mais espessa e de maior irregularidade na face inferior que as de solo-brita e de expurgo. No entanto, os resultados de PANDA mostrados na Figura 4.34 indicam a existência de duas camadas de solo fino compactadas: cada uma com aproximadamente 15 cm de espessura. Destaca-se que a segunda camada (15 a 30 cm) pode ainda corresponder apenas à compactação da camada de regularização do subleito. Apesar da irregularidade longitudinal da espessura da camada (Figura 4.32), transversalmente, a Figura 4.33 aponta para certa regularidade da espessura da camada.

Os perfis de conformação das camadas, de resistência à penetração PANDA e de umidade são mostrados na Figura 4.34. Ainda que o perfil de umidade apresente valores maiores para o topo da camada de base e para profundidades, a partir da parte inferior da segunda camada de base, o radargrama (área cinzenta) indica presença de maior umidade apenas após esta segunda camada de base. A partir do topo da segunda camada até a profundidade de 110 cm a resistência PANDA diminui, voltando a aumentar a partir daí.

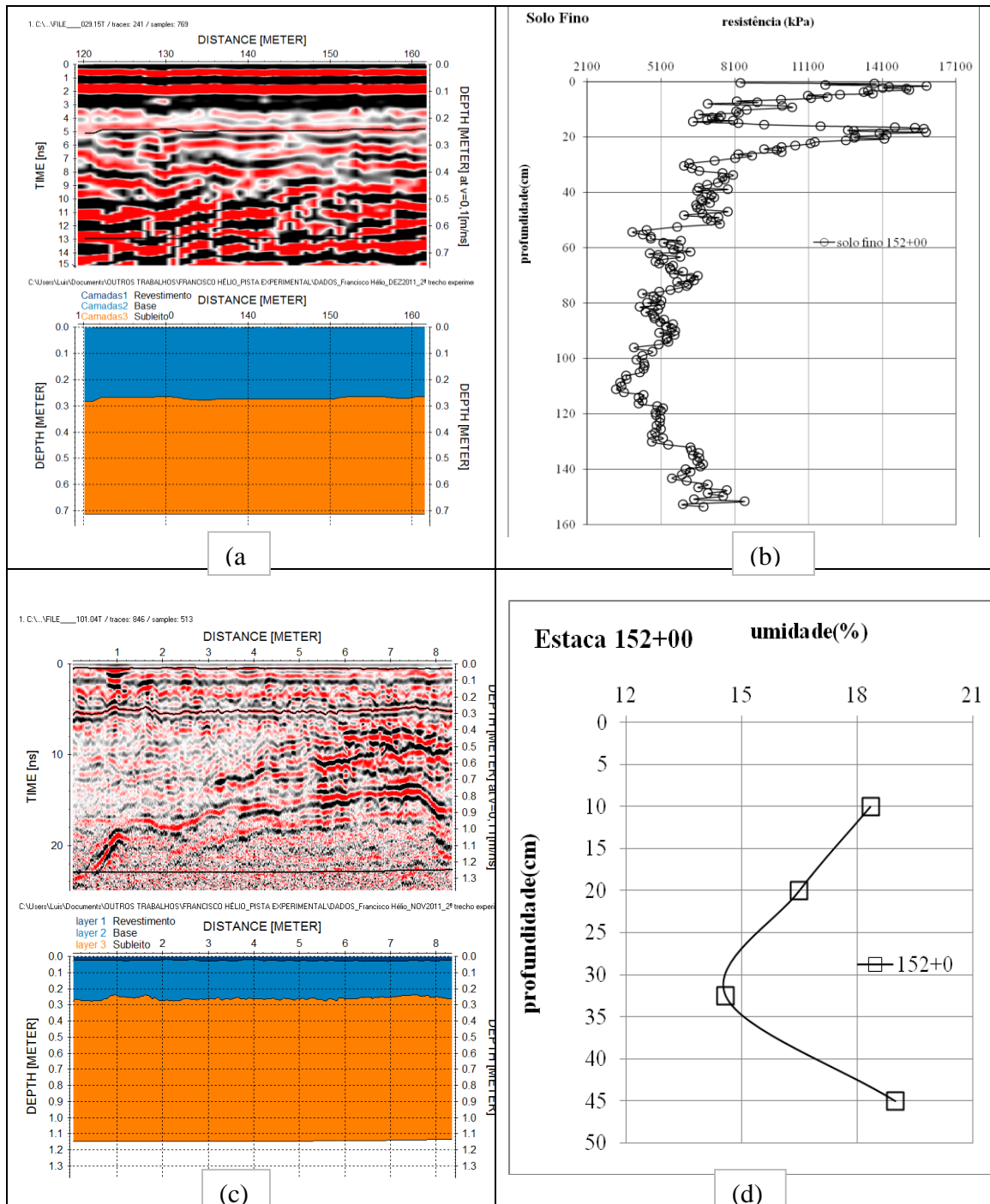


Figura 4.34 – Subtrecho de solo fino: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

Os perfis da estrutura de pavimento do subtrecho executado com solo-cal estão representado nas Figuras 4.35, 4.36 e 4.37. Observando-se a Figura 4.35 infere-se que a base mede mais de 20cm. Já na Figura 4.36 (perfil transversal), percebe-se que a espessura é menor que 20 cm. Em ambas as figuras, o revestimento aparece com pequena espessura, pois é resultado do nível de degradação e de recapeamento pouco espesso.

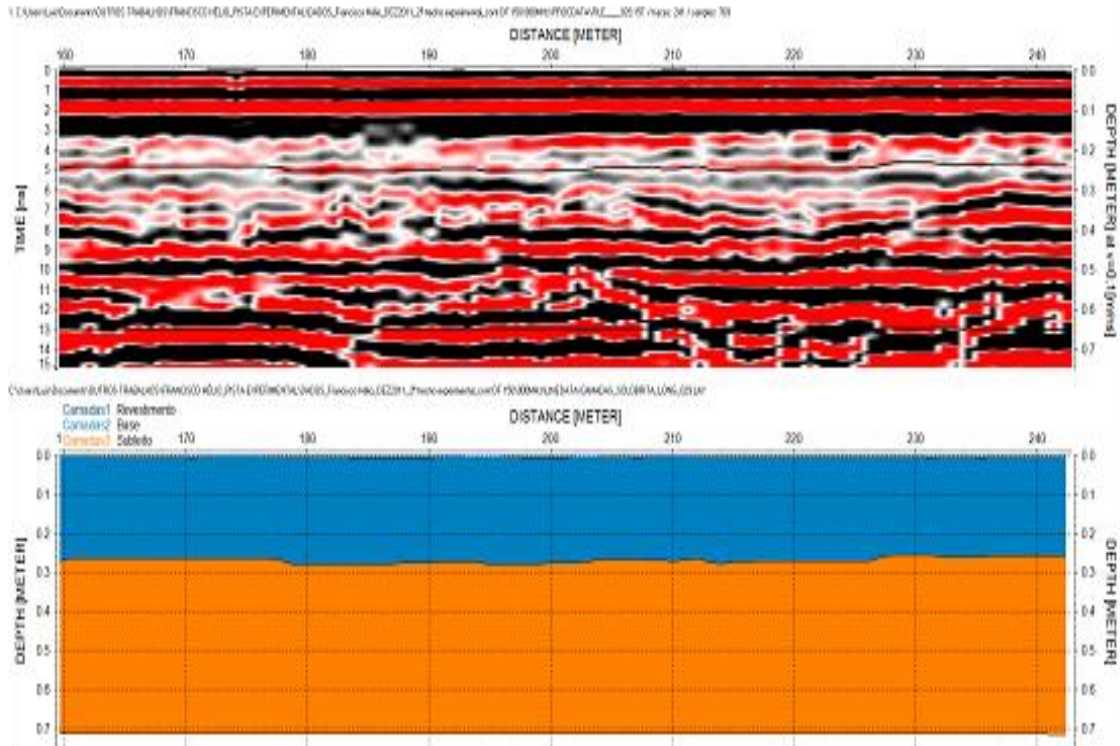


Figura 4.35 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo-cal - faixa direita externa.

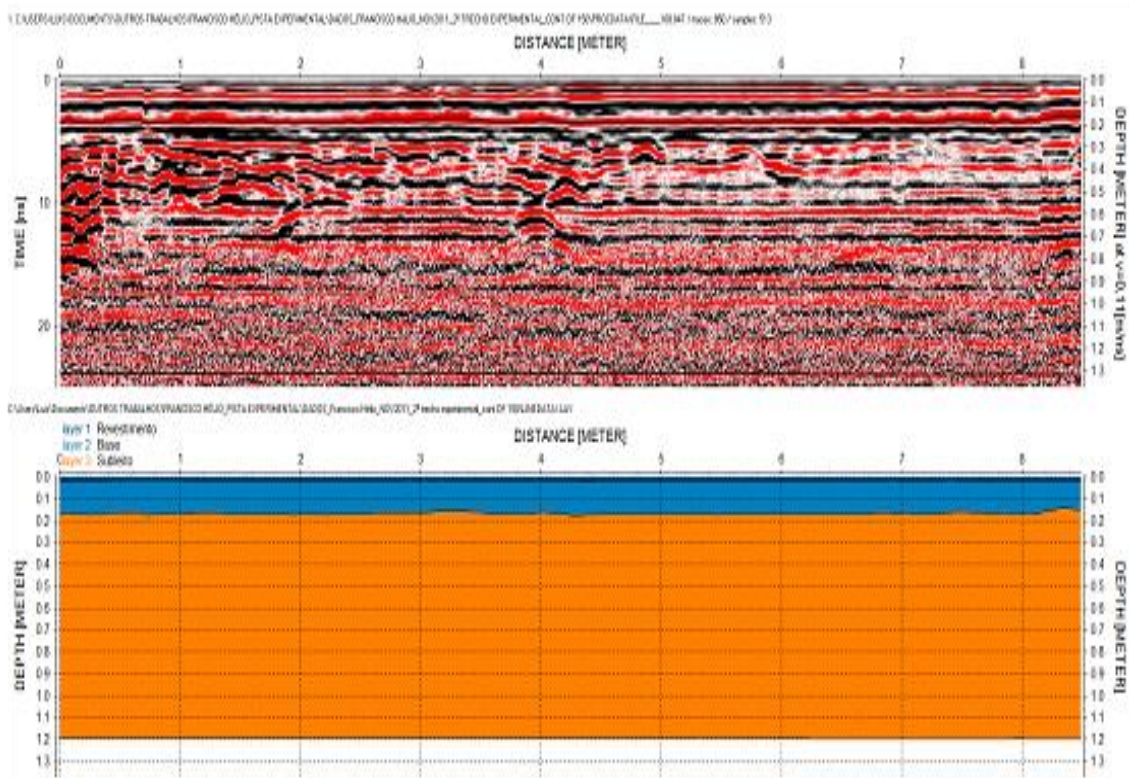


Figura 4.36 – Perfil transversal do subtrecho de solo-cal na estaca 155+00.

Analisando-se a Figura 4.37b percebe-se que o perfil de resistência coloca em destaque duas camadas seguidas com, aproximadamente, 15 cm cada sendo que a primeira corresponde a camada de solo-cal e a segunda, provavelmente, a uma camada de regularização de subleito.

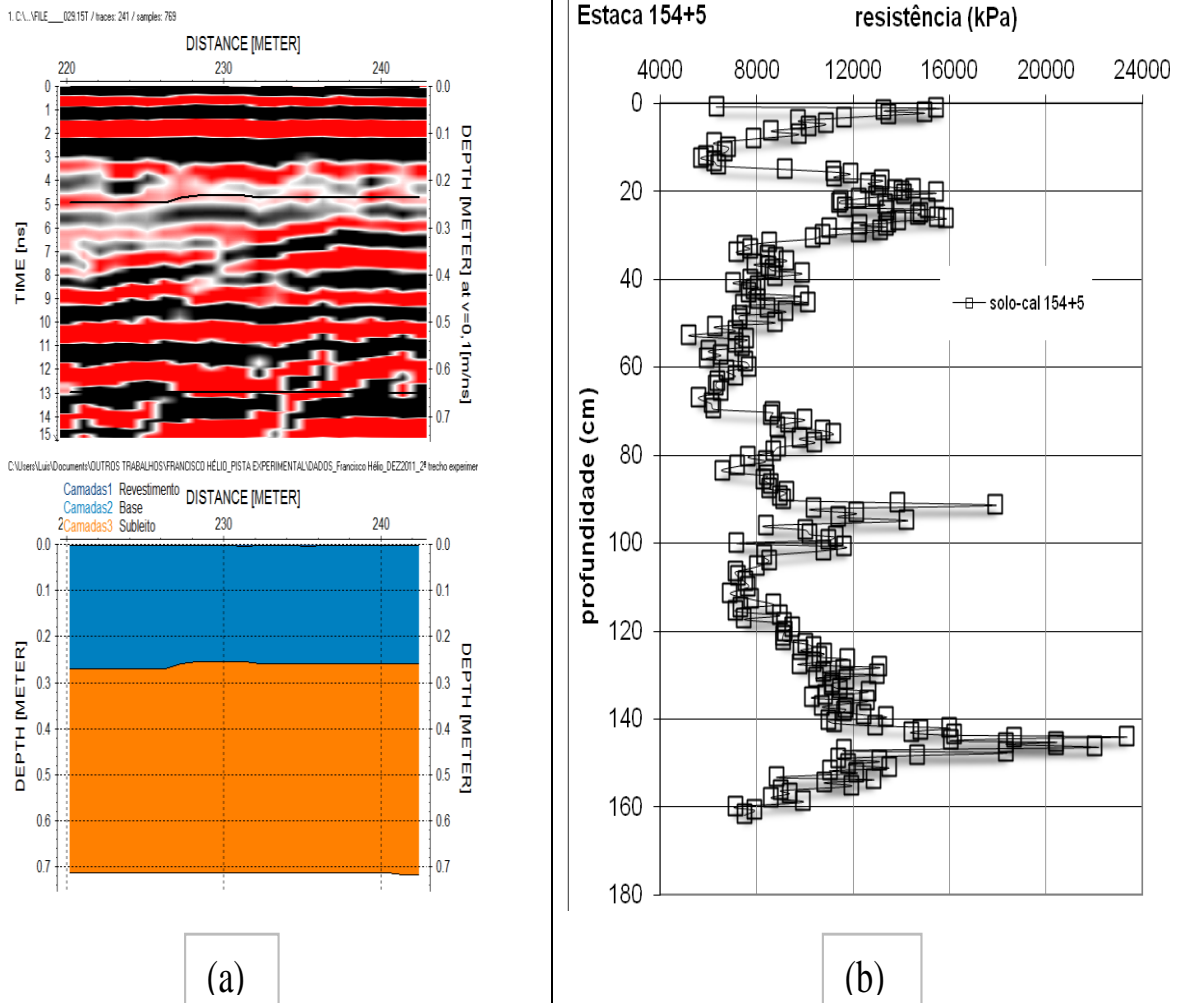


Figura 4.37 – Subtrecho de solo-cal: comparação de perfis radargrama e resistência.

As Figuras 4.38, 4.39 e 4.40 mostram os perfis de estrutura de pavimento no subtrecho executado com solo fino e geotêxtil entre a base e o revestimento (geotêxtil superior - GS). Observa-se na Figura 4.38 que o revestimento ainda aparece em toda a extensão do trecho somando com a base com espessura superior a 20 cm. No entanto, o perfil de resistência fornecido pelo PANDA (Figura 4.39) aponta para a existência de duas camadas com aproximadamente 15 cm cada. Estes resultados mostram ainda a presença de material mais resistente a partir de 60 cm de profundidade. A Figura 4.40 correspondente ao perfil do corte transversal indica camada mais delgada no eixo central da via sendo a diferença para os bordos de aproximadamente 5 cm.

Na Figura 4.39, observa-se que a espessura da base é irregular e no meio da pista está com dimensão menor. A diferença de espessura entre o meio da pista e as bordas é decorrente do processo executivo e do efeito da compactação pelo tráfego no centro.

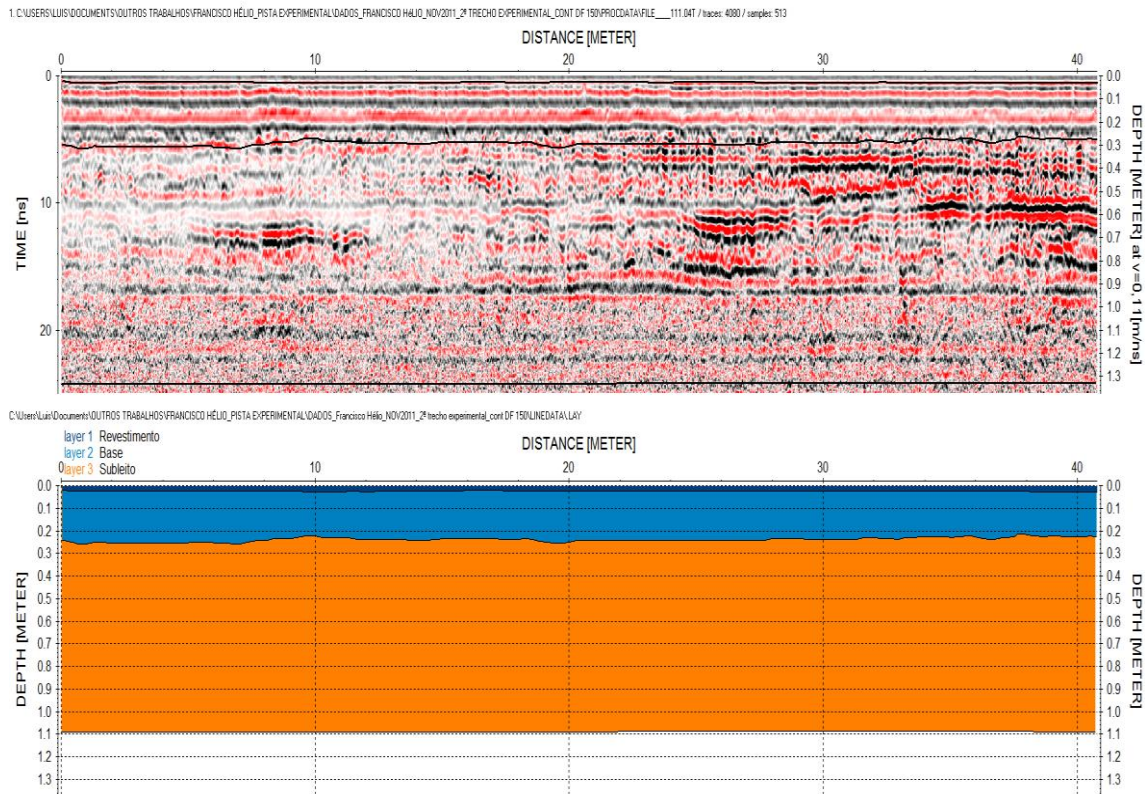


Figura 4.38 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil superior - faixa direita externa.

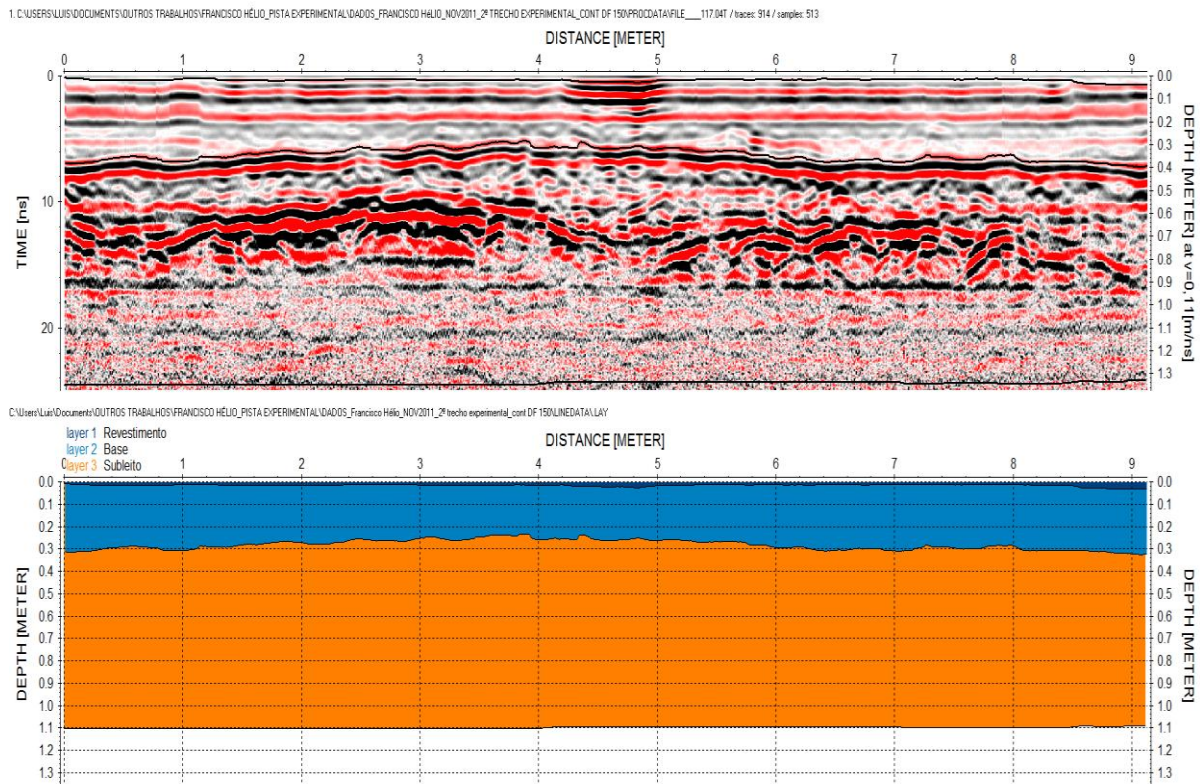


Figura 4.39 – Perfil transversal do subtrecho com geotêxtil superior - faixa direita na estaca 158+00.

A Figura 4.40 mostra os perfis das camadas, de resistência PANDA e de umidade. Analisando-a, infere-se que no perfil de resistência é visível o efeito do geotêxtil, pois há aumento de resistência na interface do revestimento/base.

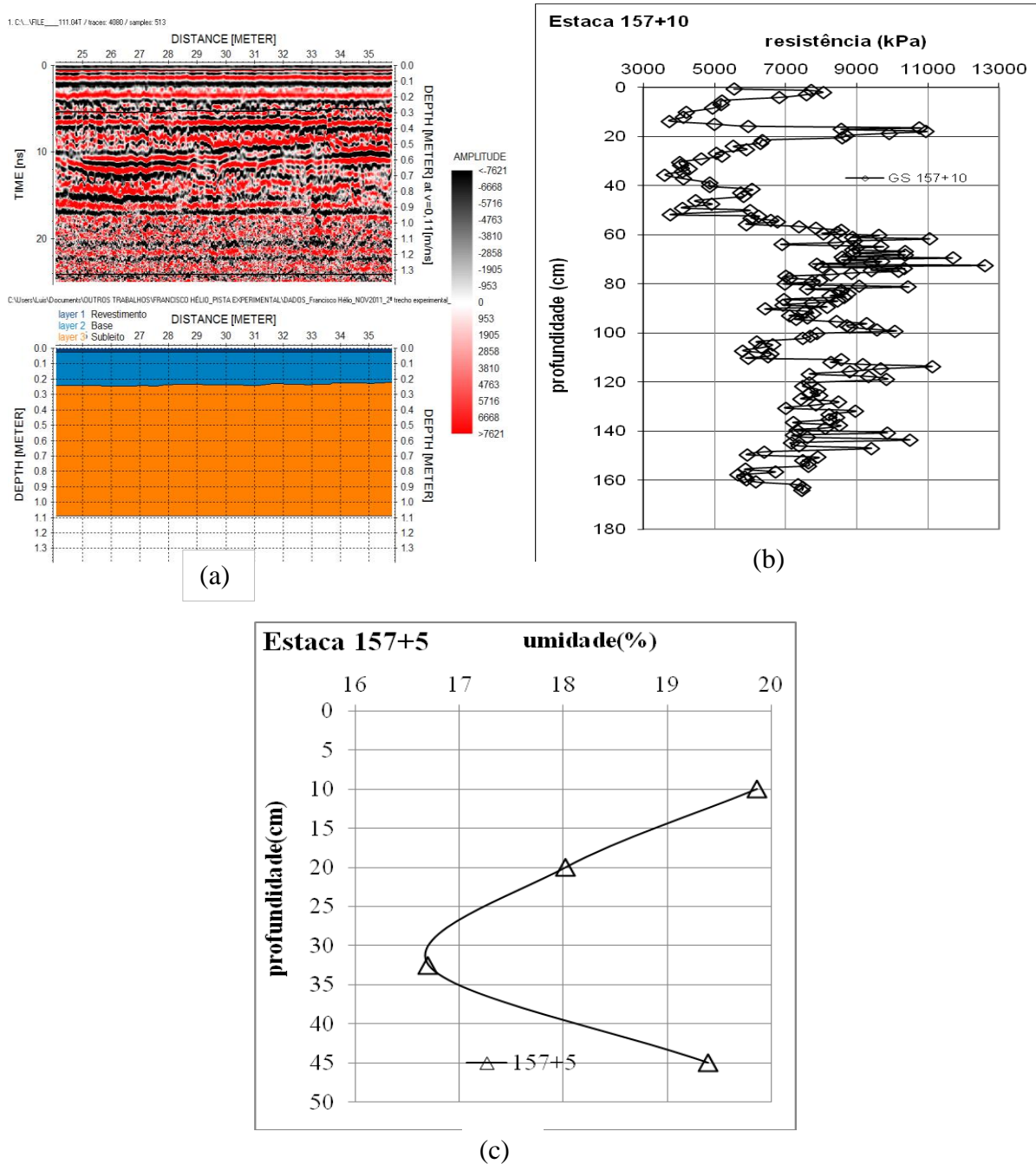


Figura 4.40 – Subtrecho com geotêxtil superior: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

As Figuras 4.41 e 4.42 apresentam os perfis obtidos para a estrutura de pavimento do subtrecho executado com solo fino e geotêxtil entre a base e o subleito (geotêxtil inferior –

GI). Analisando-se a Figura 4.41, percebe-se que o conjunto base e revestimento estão longitudinalmente com espessura irregular. Já a Figura 4.42, mostra que a resistência da camada de base dispõe de maior regularidade que nos demais casos, sendo provável a interferência do geotêxtil nessa regularidade. Sobressai ainda deste perfil de resistência, devido à presença de gradiente, a presença a partir da base de camadas aparentemente compactadas.

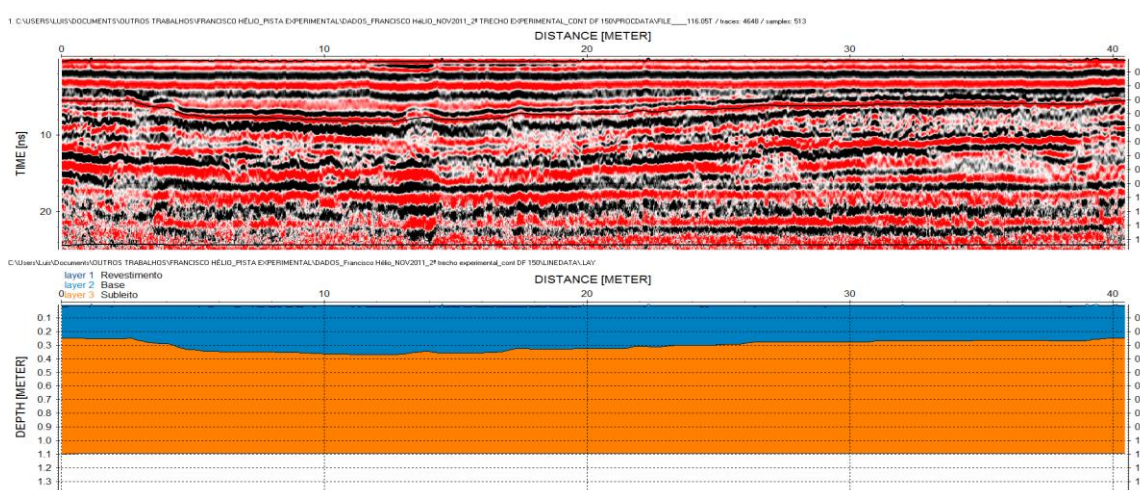


Figura 4.41 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil inferior - faixa direita externa.

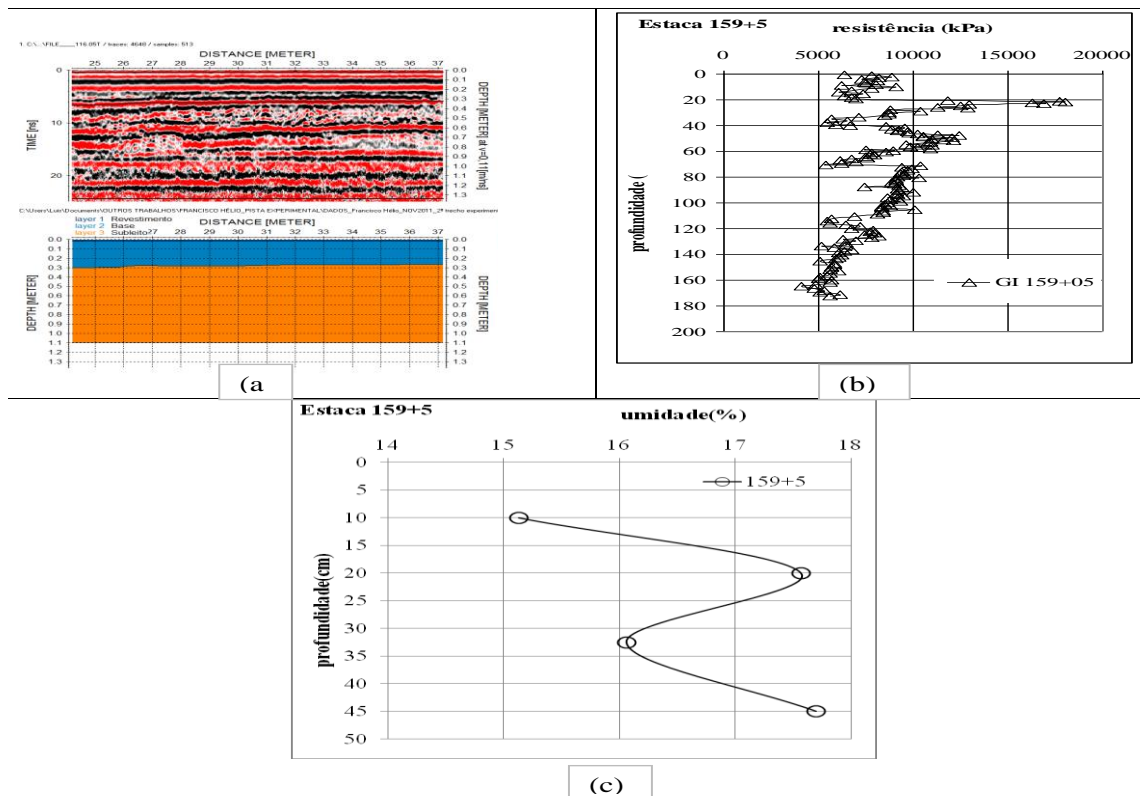


Figura 4.42 – Subtrecho com geotêxtil inferior: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

As Figuras 4.43, 4.44 e 4.45 mostram os perfis de base executada com solo fino e envelopada com geotêxtil (geotêxtil envelopando – GE). Analisando-se as Figuras 4.43 e 4.44 percebe-se que a base está com espessura irregular. O revestimento ainda é visível, apesar de sua pequena espessura. A Figura 4.45 mostra que também para esta situação ocorre uma aparente maior homogeneidade da resistência nesta camada de base. Abaixo da camada de base aparecem aparentemente duas outras camadas de solo compactado com 20 cm de espessura cada.

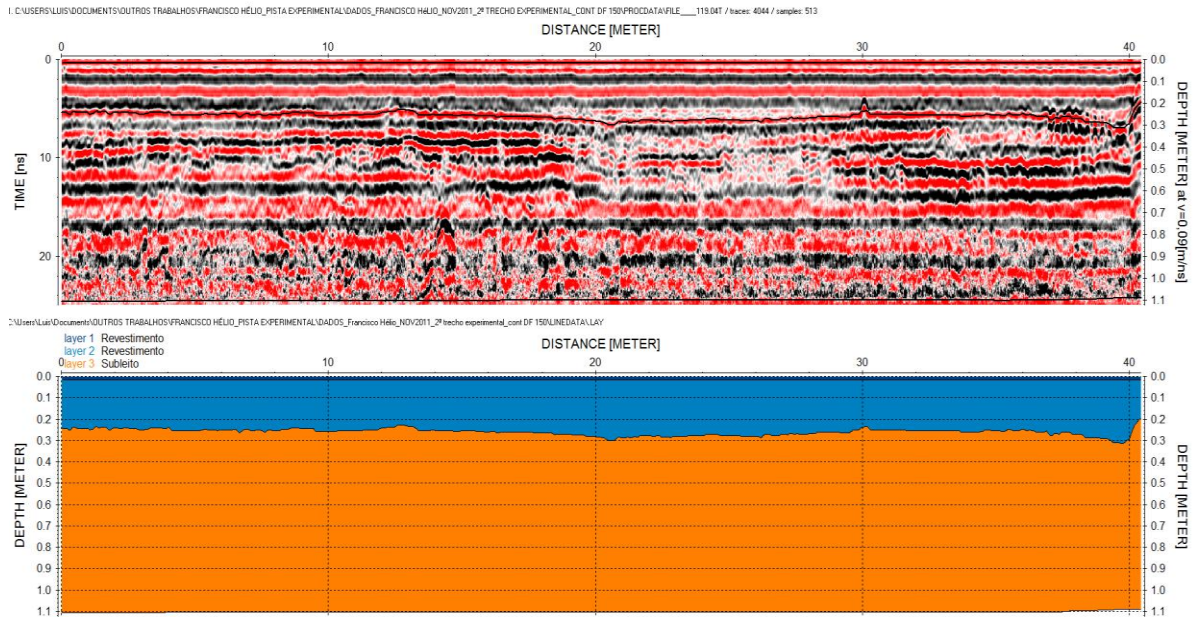


Figura 4.43 – Perfil longitudinal do subtrecho com geotêxtil envelopando - faixa direita externa.

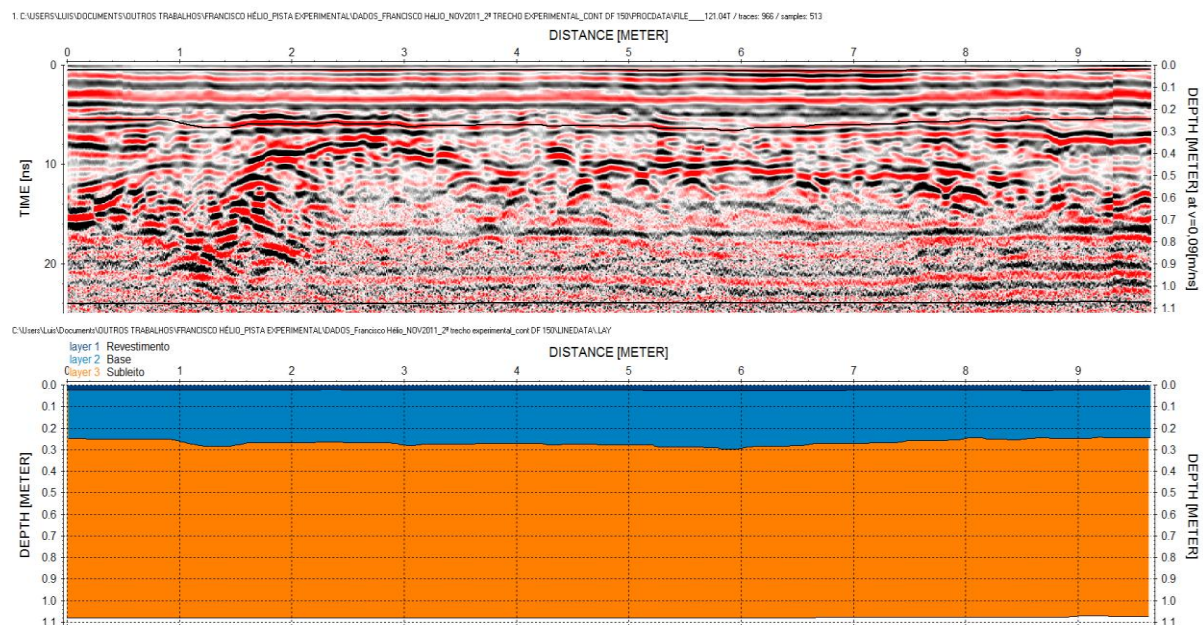


Figura 4.44 – Perfil transversal do subtrecho com geotêxtil envelopando na estca 162+00.

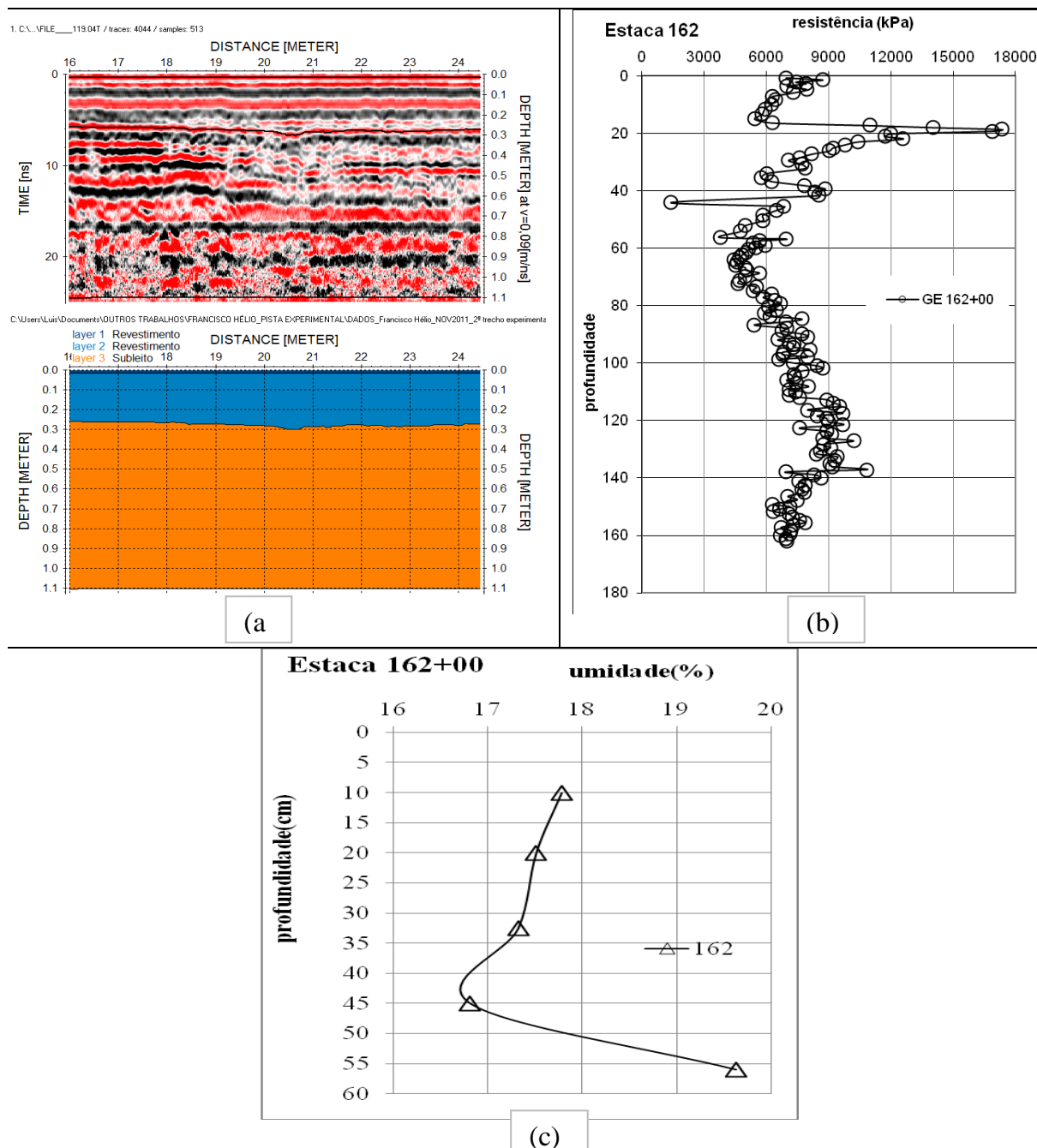


Figura 4.45 – Subtrecho com geotêxtil envolvendo: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

4.5.3- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA

A Tabela 4.11 apresenta o resultado da classificação funcional do Trecho 1 concernente aos defeitos apresentados. É possível constatar que houve uma evolução do estado de deterioração dos mesmos em alguns subtrechos. Noutros, ocorreram intervenções ao longo do período de avaliação, e por isso, o conceito melhorou (Pessoa *et al.*, 2010).

Tabela 4.11 – Conceitos da avaliação dos subtrechos do Trecho 1.

Avaliações	1 ^a .	2 ^a .	3 ^a .	4 ^a .
Ano	2002	2008	2010	2011
Mês	julho	outubro	março	maio
Solo-brita	bom	bom	regular	regular
Expurgo	ruim	ruim	ruim	ruim
Solo fino	péssimo	regular	ruim	péssimo
Solo-cal	regular	regular	ruim	ruim
GS	regular	regular	ruim	péssimo
GI	ruim	bom	ruim	péssimo
GE	regular	bom	regular	ruim

Analisando-se o Trecho 1 conclui-se que surgiram defeitos, e estes evoluíram, necessitando-se de interferências (executadas com remendos) para os subtrechos de base executada em expurgo, solo fino e solo-cal. Portanto, o IGG para estes subtrechos pouco mudou. Para os subtrechos de base em que se utilizou o geotêxtil não houve interferências, por isso, em geral, o IGG variou no sentido da deterioração continuada ao longo do tempo.

Através de uma análise comparativa entre os resultados das avaliações realizadas em 2002 e 2008 e considerando que existe certo grau de subjetividade nas avaliações - realizadas por avaliadores distintos - é de difícil valoração do efetivo grau de alteração sofrido pelas estruturas de pavimento, especificamente, nos subtrechos executados com geotêxtil.

Dos subtrechos analisados, o trecho em solo-brita foi o que se mostrou com melhor desempenho ao longo do tempo, mas é preciso que essa análise seja contextualizada em relação às condições de implantação dos subtrechos tendo sido constatado:

- Os subtrechos de expurgo, solo fino e solo-cal se encontram com drenagem superficial deficiente;
- Os subtrechos expurgo e solo fino foram executados sobre camada de terraplanagem em aterro com altura aproximadamente 3 m;
- Os subtrechos de solo-cal e solo fino com geotêxtil foram executados sobre corte;
- Os subtrechos de expurgo e solo fino foram executados sobre aterro.

Essas características distintas, com o subleito exerce grande influência sobre o desempenho dos pavimentos dificultando a análise comparativa entre subtrechos, embora não impeça a

análise de cada subtrecho separadamente ou entre subtrechos implantados em situação similar. Em condição de similaridade permitindo a comparação direta entre eles encontram-se os subtrechos de expurgo e solo fino, os subtrechos de solo-brita e solo-cal, os subtrechos de solo fino com geotêxtil.

A Tabela 4.12 a seguir, apresenta os índices de classificação objetiva dos pavimentos.

Tabela 4.12 – Índices de avaliação dos subtrechos do Trecho 1.

Anos	2002			2008			2010			2011		
Mês	julho			outubro			março			maio		
Bases	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI
SB	30	3,4	3,2	29	3,5	3,2	62	2,5	2,2	79	2,1	1,8
EXP	92	1,8	1,6	99	1,7	1,5	155	1,0	1,0	158	1,0	1,0
SF	247	0,3	0,5	68	2,3	2,1	116	1,5	1,3	220	0,5	0,6
SC	59	2,5	2,3	43	3	2,7	112	1,5	1,4	114	1,5	1,4
GS	75	2,1	1,9	45	2,9	2,6	85	1,9	1,7	206	0,6	0,7
GI	111	1,5	1,4	39	3,1	2,8	103	1,6	1,5	171	0,8	0,9
GE	51	2,7	2,5	24	3,7	3,4	72	2,2	2	98	1,7	1,6

Pinto & Preussler (1997) apresentam equações que correlacionam o índice de serventia atual (PSI) e o valor de serventia atual (VSA) com o índice de gravidade global (IGG). Eles comentam que o valor de $PSI \leq 1,5$ retrata um pavimento em péssimo estado funcional, requerendo a reconstrução total e $PSI = 2,5$ caracteriza o estado mínimo admissível de funcionalidade, necessitando de restauração para aproximar das condições iniciais. A avaliação objetiva apresenta componentes qualitativos e quantitativos. O componente qualitativo é resultado da identificação, da enumeração e do grau de severidade dos defeitos; que por sua vez, pode ser influenciado pela acuidade e experiência do avaliador. Já o componente quantitativo refere-se à medição das flechas nas trilhas de rodas; este sendo menos sujeito à interferência do avaliador. Então, isso pode levar a diferença de conceitos na avaliação. A Tabela 4.12 mostra que nas últimas avaliações todos os subtrechos apresentaram valores de PSI inferiores ou aproximados a 2,5. Faz-se necessário, no entanto, contextualizar os resultados obtidos em função da sazonalidade de modo a que se possa realizar a análise comparativa. A Figura 4.47 aponta para uma relação direta entre o mês de realização das avaliações e os resultados obtidos. Essa observação tem grande relevância prática, pois mostra que, em perfis de solo em clima tropical, a interação solo-atmosfera tem grande importância, apontando para a necessidade de melhor se levar em conta as questões relativas à umidade de

equilíbrio e variações sazonais da sucção atuante no solo. Segundo essa Figura 4.47 observa-se que os revestimentos em solo-brita, solo envelopado e solo-cal apresentaram nesta ordem em escala decrescente os melhores comportamentos ao longo do tempo. Em seguida, vieram com valores que podem ser considerados semelhantes o expurgo e as bases com geotêxtil na parte superior e na parte inferior da base. Finalmente, como pior comportamento está a base em solo fino. Embora se pudesse esperar que o geotêxtil afetaria o desempenho da estrutura de pavimento de modo distinto se posicionado na parte superior ou inferior da camada de base os resultados de PSI obtidos, são nos dois casos, muito semelhantes. O envelopamento aponta para a soma do efeito das duas posições, cabendo, no entanto, avaliar melhor o desempenho do geotêxtil enquanto elemento impermeabilizante uma vez que nos três casos, superior, inferior e envelopado, ele foi imprimado com asfalto restringindo o acesso de umidade.

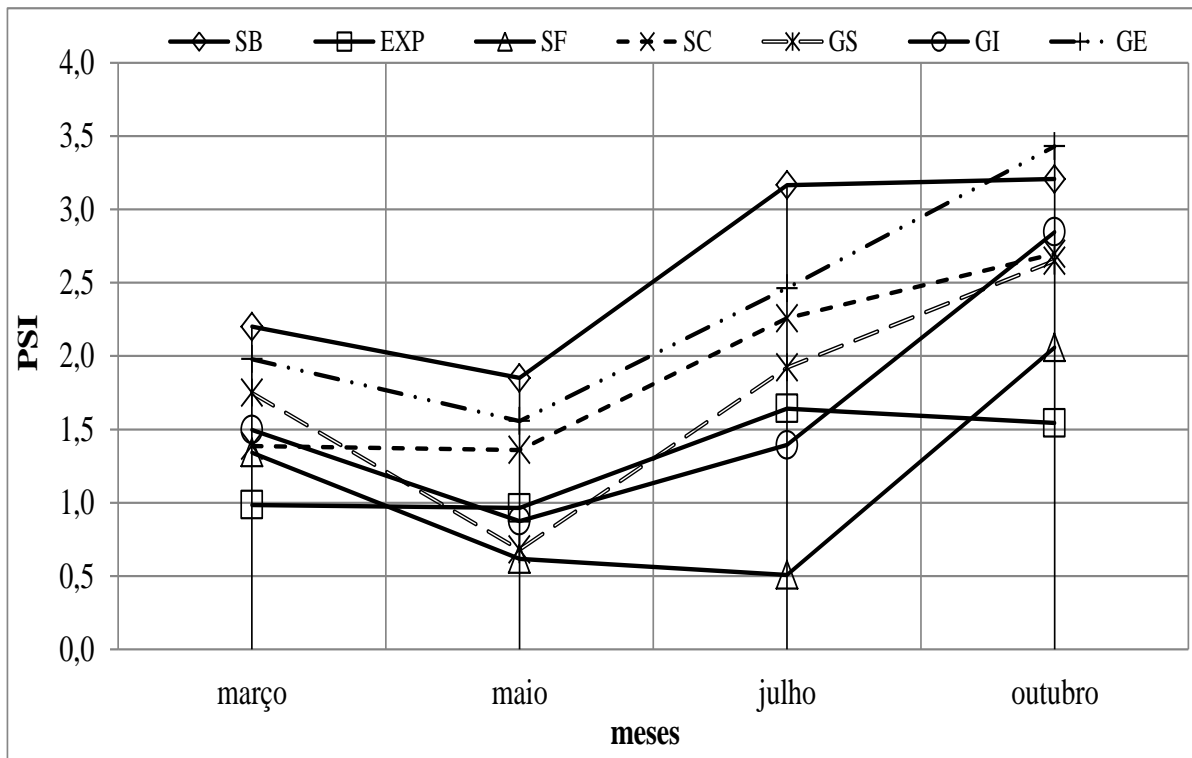


Figura 4.46 – Efeito da sazonalidade na avaliação funcional dos defeitos superficiais.

Para o subtrecho de solo-brita percebe-se que os defeitos apresentados atualmente são: o desgaste, o polimento e pequenas trincas interligadas sem erosão nos bordos.

Os subtrechos de base executados com expurgo de pedreira e solo fino, inicialmente, apresentaram vários defeitos que nas avaliações seguintes ainda predominaram e evoluíram.

Na primeira avaliação (2002) foram detectados fissuras, trincas isoladas, afundamento plástico local e escorregamento; nas avaliações seguintes (2008, 2010 e 2011), percebeu-se a evolução destes defeitos, tornar-os mais severos. Os afundamentos plásticos passaram a interferir no fluxo do tráfego e, então, realizaram-se remendos para evitar maiores danos à estrutura do pavimento. Ressalta-se que estes subtrechos foram construídos sobre aterro e que este, provavelmente, contribuiu para a mais rápida degradação do revestimento.

Analisando o subtrecho executado com solo-cal, quanto aos resultados das avaliações realizadas nos anos de 2002 e 2008, verifica-se que na primeira avaliação existiam trincas isoladas transversais e longitudinais, afundamento local plástico, exsudação e polimento. Já na segunda avaliação, as trincas isoladas tornaram-se trincas interligadas com erosão nos bordos; o polimento transformou-se em desgaste; enquanto os afundamentos plásticos evoluíram para panelas que foram sendo corrigidos ao longo do tempo por meio da execução de remendos.

Quanto aos subtrechos de base executadas com solo fino laterítico e geotêxtil utilizado em três posições distintas, os defeitos evoluíram moderadamente. Segundo (Rezende, 1999) o uso do geotêxtil reduz ou evita a reflexão das trincas e protege o solo contra a infiltração e contra a penetração dos agregados em consequência do tráfego. A Figura 4.48 mostra que o envelopamento completo da base a protege contra infiltrações, porém, o geotêxtil posicionado no topo da base, apesar de impedir a infiltração a partir da superfície do pavimento, pode propiciar o acúmulo de água sob ele. Isso se deve a fenômenos como o de ascensão capilar e condensação e o geotêxtil posicionado na parte inferior da camada de base que, apesar de proteger essa camada contra a ascensão capilar das camadas inferiores, pode permitir o acúmulo de água infiltrada a partir da superfície do pavimento.

As Figuras 4.47 e 4.48 mostram a condição do acostamento e da drenagem superficial no Trecho 1. Observa-se que, numa grande extensão da via correspondente aos subtrechos em expurgo, solo fino e uma parte do solo-cal não há acostamento ocorrendo inclusive avanço da vegetação lateral em alguns casos. Quanto à drenagem superficial, ela foi implantada nos subtrechos com geotêxtil e numa parte do subtrecho com solo-cal, restringindo-se ao lado direito da via, no sentido zona rural – Sobradinho. Cabe destacar que as drenagens implantadas favorecem o desempenho da estrutura de pavimento, que contenham geotêxtil ou que possua solo-cal como material de base.



Figura 4.47 – Vista geral do acostamento da via.



Figura 4.48 – Vista geral da drenagem da via.

4.5.4- AFUNDAMENTOS DE TRILHAS DE RODAS

O afundamento de trilha de roda é a depressão que surge ao longo do tempo nas trilhas de roda. Este tipo de defeito é percebido após as chuvas, quando o sulco gerado fica cheio d'água ou mesmo quando da circulação dos veículos em situações onde o afundamento no trecho é mais relevante. As causas prováveis podem ser a compactação inadequada de camadas da estrutura de pavimento durante a construção, a mistura asfáltica ruim aliada a temperaturas elevadas ou ainda, inexistência ou perda de suporte dos materiais abaixo do revestimento devido à infiltração de água. Embora não devesse ocorrer, uma outra causa é muitas vezes, o excesso de peso dos veículos de transporte de carga. Os mecanismos de ocorrência do afundamento das trilhas de roda aparecem com a circulação dos veículos que proporcionam a compactação do revestimento ou da estrutura de pavimento como um todo. No processo de formação da trilha de roda, é comum ainda, o deslocamento ou mesmo o soerguimento do material limítrofe a ela.

Domingues (1993) considerando o afundamento de trilhas de roda medido em milímetros classifica o defeito quanto ao grau de severidade em: baixo (6 mm a 12 mm), médio (12 mm a 25 mm) e alto (> 25 mm).

Os perfis das medidas das trilhas de roda obtidas em 2002, 2008, 2010 e 2011, na Rodovia DF-205 Oeste, Trecho 1, são mostrados nas Figuras 4.49 e 4.50 para as trilhas de roda interna e externa respectivamente. Analisando-os, constata-se que os afundamentos são diferentes nas trilhas externas em relação às internas.

Observando-se a Figura 4.49 percebe-se que na trilha interna ocorreu uma variação muito grande dos afundamentos ao longo de todo o trecho, principalmente, nas duas últimas medições. Os maiores valores foram registrados entre as estacas 150 e 159, que correspondem aos subtrechos executados com solo laterítico fino e solo-cal. Destaca-se, ainda, que estes subtrechos estão assentes na transição de aterro para corte.

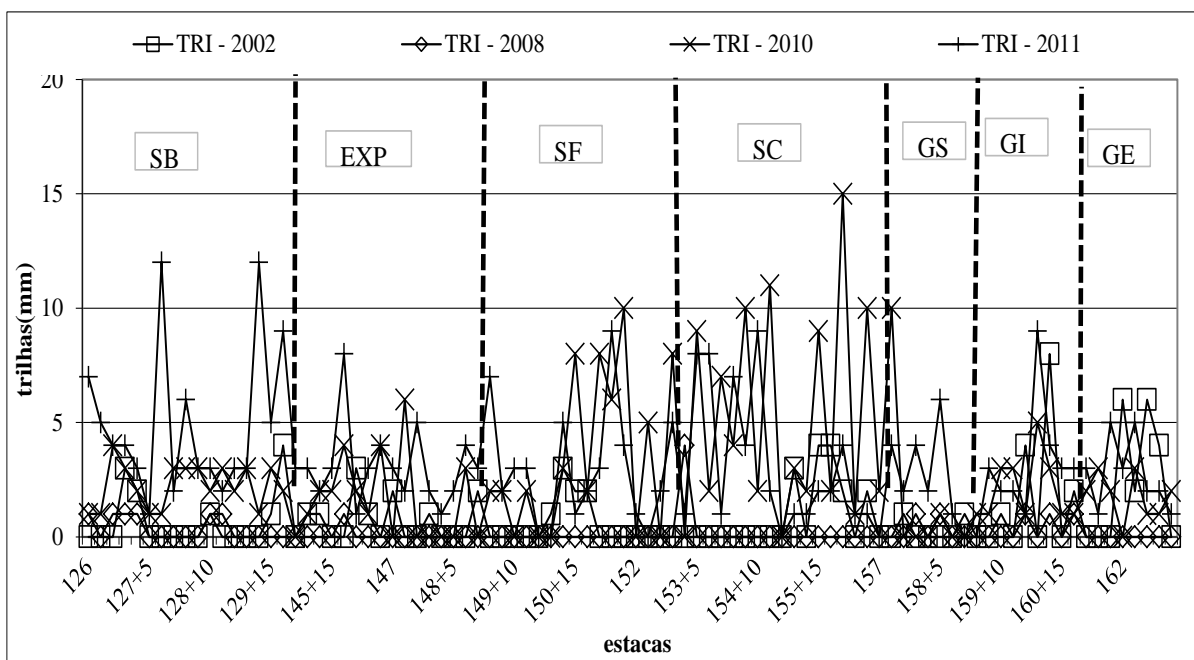


Figura 4.49 – Perfil das medidas de trilhas de roda interna.

A Figura 4.50, a seguir, apresenta o perfil dos afundamentos na trilha de roda externa. Nela observa-se que os maiores valores estão entre as estacas 146 e 153 correspondente aos subtrechos executados com expurgo e solo laterítico fino. Entretanto, esses subtrechos estão localizados no trecho de aterro apresentando acostamento em mau estado e sem sistema de drenagem.

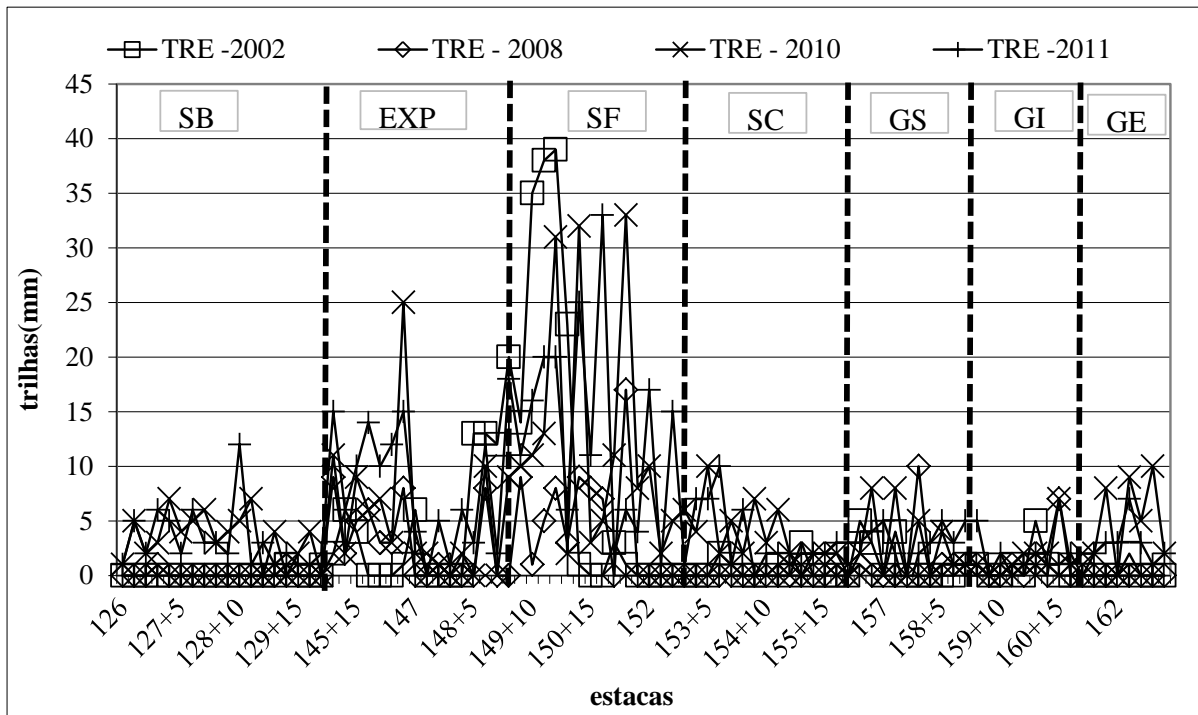


Figura 4.50 – Perfil das medidas de trilhas de roda externa.

As Figuras 4.49 e 4.50 mostram ainda que em alguns subtrecho as deflexões medidas mais recentes foram menores que em 2002. Ressalta-se que ocorreram restaurações entre uma medida e outra e, por isso, não teria havido nesses casos uma sequência lógica nos valores. Destaca-se que as menores trilhas de roda foram registradas para os trechos com geotêxtil.

4.5.5- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIODO TRECHO 1

A Tabela 4.13 apresenta os resultados de peso específico e de umidade determinados por meio do frasco de areia tanto para o subleito, quanto para a base durante a construção do Trecho 1 (Rezende, 2003). Observa-se que o peso específico do solo-brita é ligeiramente superior ao do expurgo, assim como são semelhantes às curvas granulométricas dos dois materiais (Figuras 4.1 e 4.2). Nas condições ótimas obteve-se respectivamente para o expurgo e para o solo-brita peso específico aparente seco máximo de $21,2 \text{ kN/m}^3$ e $21,8 \text{ kN/m}^3$ e umidades ótimas iguais a 8,5 % e 7,8 %, respectivamente. Também foram próximos os valores de limite de liquidez, limite de plasticidade e índice de plasticidade obtidos para os dois materiais (Rezende, 1999). No entanto, os valores de CBR obtidos por Rezende (1999), assim como os desempenhos das estruturas de pavimento analisados no item anterior, são bem melhores para o solo-brita. Estes

parâmetros classicamente utilizados para explicar o comportamento dos solos em pavimentação suscitam análise complementar para que se entenda comparativamente o comportamento dos dois materiais. Os pesos específicos dos grãos do expurgo e do solo-brita são, respectivamente iguais a $29,42 \text{ kN/m}^3$ e $26,68 \text{ kN/m}^3$, o que conduz a valores de índice de vazios muito menores para o solo-brita explicando, assim, a diferença de comportamento entre os dois materiais.

Tabela 4.13 – Resumo dos parâmetros do subleito e da base com o frasco de areia.

Parâmetros	solo-brita		expurgo		solo fino		solo-cal	
	subleito	base	subleito	base	subleito	base	subleito	base
w (%)	21,6	4,3	16,4	8,2	13,2	19,8	16,7	20,0
	17,4	5,2	11,9	-	13,9	19,9	18,6	20,7
	-	-	-	-	17,4	24,5	-	20,8
γ_d (kN/m^3)	16,68	22,50	17,85 ⁽¹⁾	21,15	17,72 ⁽¹⁾	15,82	17,24	17,07
	17,43	21,72	17,93 ⁽¹⁾	-	16,47 ⁽¹⁾	15,82	18,16	16,44
	-	-	-	-	17,43	16,22	-	16,80
e	0,63	0,19	0,53	0,39	0,54	0,72	0,58	0,57
	0,56	0,23	0,52	-	0,66	0,72	0,50	0,63
	-	-	-	-	0,56	0,68	-	0,60

⁽¹⁾ aterro

Analisando os valores de F_{cal} e F_{crit} da Tabela 4.14, conclui-se que para o subleito as massas específicas aparentes secas não são diferentes, pois o $F_{cal} < F_{crit}$. Entretanto, para as bases, o $F_{cal} > F_{crit}$, admite-se a rejeição da hipótese nula, isso porque as bases têm pesos específicos aparentes secos diferentes, mas, como mostrado, na Tabela 4.14, estas diferenças são melhores visualizadas quando do tratamento dos resultados em termos de índice de vazios.

Quando se considera a umidade, percebe-se que o $F_{cal} > F_{crit}$. Constata-se que as umidades são também diferentes, tanto nas bases quanto no subleito.

Tabela 4.14 – Resumo da ANOVA fator único - diversos parâmetros (Rezende, 1999).

Parâmetro	γ_d (kNm^3)		w (%)		e	
	subleito	base	subleito	base	subleito	base
Fcal	2,58	165,25	8,67	50,66	1,89	143,72
valor-P	0,1266	0,0002	0,095	0,0004	0,2194	0
Fcrit	4,07	5,41	4,96	5,41	4,35	5,41

Nas Tabelas 4.15 e 4.16 constam os resultados do peso específico aparente seco medido com o densímetro nuclear e a análise de variância, respectivamente. A primeira etapa foi realizada em julho/2002 - estação seca - e a segunda, em fevereiro/2003 - estação chuvosa - (Rezende, 2003). As determinações têm os objetivos de verificar os parâmetros de compactação e a influência do clima na variação da umidade das estruturas.

Tabela 4.15 – Peso específico pelo densímetro nuclear para a base (Rezende, 1999).

Campanhas	Épocas	SB	EXP	SF	SC	GS	GI	GE
1	jul/02	21,49	22,58	16,99	16,2	16,19	17,05	17,4
		20,92	23,48	16,88	16,4	15,96	16,88	16,9
		19,82	23,27	17,07	16,10	15,75	17,83	16,8
2	fev/03	19,35	22,81	16,67	16,2	16,91	17,58	17,7
		21,25	23,14	16,77	16,1	16,79	17,81	17,70
		21,05	22,67	16,78	15,2	17,45	17,62	17,9

Observando-se os dados da Tabela 4.15 percebe-se que a presença do geotêxtil sob a camada de base tende a propiciar a elevação do peso específico aparente do solo fino quando da compactação o que se explica pela maior efetividade da reação no processo de compactação. Nessa tendência apenas os resultados referentes ao solo fino etapa 1 não favorecem a esse entendimento, possivelmente pela diferença de umidade relativa do ar e da precipitação pluviométrica. Convém ressaltar que os valores obtidos para o solo fino etapa 2 e para o solo fino com geotêxtil posicionado no topo da camada, etapas 1 e 2, tendem a confirmar esta observação. Tem-se também, que a cal provocou a diminuição do valor do peso específico, confirmando relato de Guimarães (1971). Analisando-se os valores do peso específico aparente seco do solo-brita e do expurgo obtidos por meio do densímetro nuclear conclui-se que são aproximadamente iguais, mas como o peso específico dos grãos do expurgo é bem superior ao do solo-brita e isso implica em menor porosidade para este último apesar da semelhança das curvas granulométricas e dos limites de Atterberg dos dois materiais. Cabe ainda nessa análise relativa ao índice de vazios, destacar que o limite de liquidez - uma relação de massas com o solo em estado saturado (massa de água dividida pela massa de sólidos). Se esse for analisado em termos volumétricos, verifica-se que o índice de vazios correspondente ao limite de liquidez do expurgo é maior do que o registrado para o solo-brita. Observa-se finalmente, que o densímetro nuclear fornece uma boa repetibilidade dos resultados.

Quando se considera os valores dos pesos específicos de cada etapa isoladamente (ANOVA - fator único) encontram-se 137,39 e 114,76 para o F_{cal} , e 2,66 para o F_{crit} . Portanto, $F_{cal} > F_{crit}$, então, conclui-se que os pesos específicos são diferentes.

A Tabela 4.16 traz o resumo da ANOVA (fator duplo com repetição) e permite deduzir que: i) considerando as etapas de determinação do peso específico aparente seco, o $F_{cal}^C > F_{crit}^C$, então, rejeita-se H_0 , e conclui-se que há diferença entre os valores; ii) quanto à amostra, $F_{cal}^L < F_{crit}^L$, aceita-se H_0 , portanto, não há diferença entre os tipos de bases; iii) quanto a interação entre as etapas e os tipos de material das bases, o $F_{cal}^I < F_{crit}^I$, então, aceita-se H_0 , concluindo-se que não há influência.

Tabela 4.16 – Resumo ANOVA fator duplo com repetição - peso específico aparente seco.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	F_{cal}	F_{crit}
Amostra (linhas)	0,17	1	0,17	0,82	4,15
Colunas	354,04	7	50,6	249,74	2,31
Interações	3,19	7	0,46	2,25	2,31
Dentro	6,48	32	0,2	-	-
Total	363,88	47	-	-	-

Utilizando-se o teste de comparação de média de Scheffé, encontra-se a diferença mínima significativa (Δ) de 2,89 para os pesos específicos nos diversos tipos de bases. A Tabela 4.17 apresenta a diferença de peso específico entre as bases.

Tabela 4.17 – Diferença de média dos pesos específicos.

Bases	EXP	SF	SC	GS	GI	GE
SB	-2,37	3,76	4,53	4,78	3,49	3,70
EXP	-	6,13	6,90	7,14	5,86	6,07
SF	-	-	0,77	1,01	-0,27	-0,06
SC	-	-	-	0,24	-1,04	-2,59
GS	-	-	-	-	-1,29	-1,07
GI	-	-	-	-	-	0,21

Analisando-se a Tabela 4.17 conclui-se que o solo-brita e o expurgo têm iguais pesos específicos e diferentes do solo-cal e do solo fino sem e com geotêxtil nas diversas posições. Essa análise coloca em destaque o risco de analisar o comportamento de materiais distintos

em termos de peso específico, pois o que geralmente comanda o comportamento é o índice de vazios e a distribuição de poros.

A Figura 4.51 mostra valores dos pesos específicos aparentes secos e das umidades encontradas no campo e em laboratório (Rezende, 2003). Analisando-a percebe-se que o valor do peso específico aparente seco é aproximadamente igual nas diferentes etapas, e em geral, maior do que o medido em laboratório. Quanto à umidade, a determinada em laboratório é superior à de campo para todos os tipos de bases. Essas diferenças entre os resultados de laboratório e de campo podem estar refletindo diferenças na preparação dos solos antes da compactação (Pessoa, 2004; Pessoa *et al.*, 2005).

A Figura 4.52 mostra que, em campo, aparentemente a umidade de equilíbrio tende a ser inferior à ótima para todos os materiais.

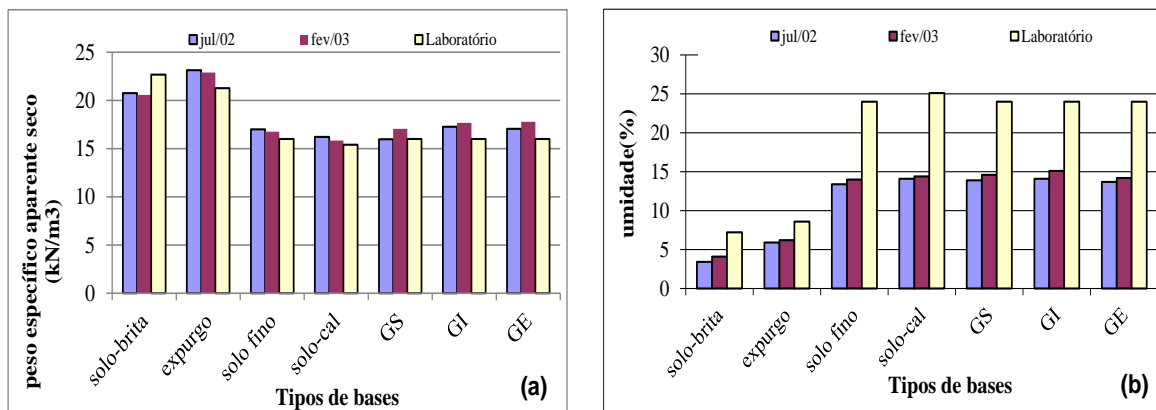


Figura 4.51 – Peso específico aparente seco e umidades de campo e de laboratório.

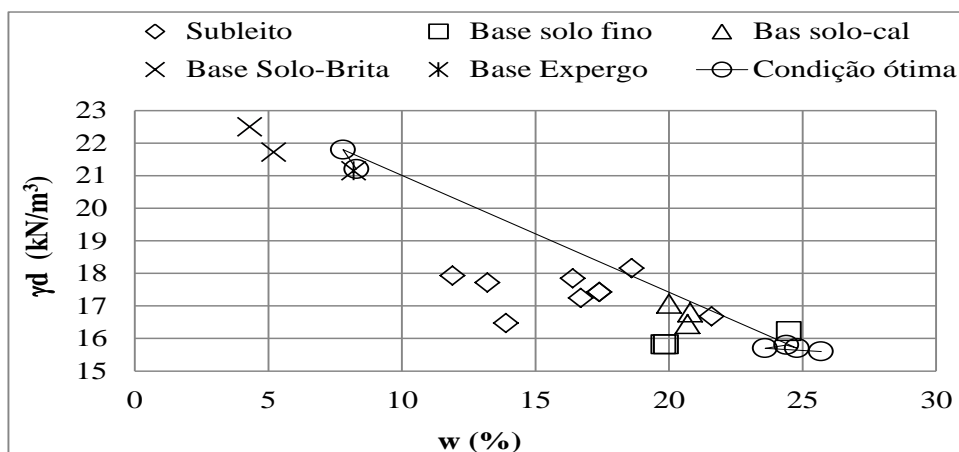


Figura 4.52 – Massa específica aparente seca máxima versus umidade.

Os resultados das medidas de CBR “in situ” e de suas análises estatísticas são apresentados nas Tabelas 4.18, 4.19 e 4.20 a seguir.

Nos dados da Tabela 4.18, observa-se que o CBR tem valores aproximados para o subleito tanto nas seções em corte quanto em aterro, pois no laboratório o resultado independe dessa condição da estrutura de pavimento. Já para as bases, apenas o solo-cal apresenta menores valores, as demais têm valores aproximados.

Tabela 4.18 – Valores do CBR “in situ” (Rezende, 1999).

Camadas	SB	EXP	SF	SC	SF*
subleito	35,1	53,1	56,9	55,9	47,4
	45,5	54	59,7	59,7	49,3
base	56,9	49,3	58	39,5	58
	55	50,3	54,1	38,9	54,1

* corte

Tabela 4.19 – Resumo da ANOVA fator duplo com repetição do CBR “in situ”.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-p	Fcrít
Amostra (linhas)	0,31	1	0,31	0,04	0,852	4,965
Colunas	212,44	4	53,11	6,24	0,009	3,478
Interações	668,99	4	167,25	19,65	0	3,478
Dentro	85,13	10	8,51	-	-	-
Total	966,87	19	-	-	-	-

Analisando-se a Tabela 4.19 observa-se que os valores de $F_{cal}^C > F_{tab}^C$ e conclui-se que há diferença de CBR entre as camadas (subleito e base). Entretanto, do $F_{cal}^L < F_{tab}^L$, conclui-se que não há diferença entre os valores do CBR para os tipo de base e/ou subleito. E ainda, $F_{cal}^I > F_{tab}^I$ indica que há diferença entre CBRs de tipos de materiais e nas camadas.

Por meio do teste de comparação de média de Sheffé para as médias do CBR (Tabela 4.20), encontra-se a diferença mínima significativa (Δ) de 4,21 para o CBR nos diversos tipos de estruturas.

Tabela 4.20 – Diferença de média dos CBRs “in situ”.

Tipos de camadas	Subleito				Base			
	EXP	SF	SC	SF*	EXP	SF	SC	SF*
SB	-13,25	-18,00	-17,50	-8,05	6,15	-0,10	16,75	-0,10
EXP	-	-4,75	-4,25	5,20	-	-6,25	10,60	-6,25
SF	-	-	0,50	9,45	-	-	0,50	0,00
SC	-	-	-	9,45	-	-	-	-16,85

*corte

Após, analisar a Tabela 4.20 conclui-se que o CBR do subleito em solo fino em aterro é igual ao do solo-cal e diferente dos demais. E quanto ao CBR da base, o do solo-brita é diferente do expurgo, do solo-cal; o do expurgo é diferente do solo-cal e dos solos finos; o do solo-cal é diferente apenas do solo fino em corte.

A Figura 4.53a apresenta que o CBR medido em laboratório com imersão resultou maiores que os de campo para o solo-brita e o solo-cal. E ainda para o expurgo e o solo fino, os valores de CBR foram menores no laboratório, pois a umidade de campo é menor do que a ótima adotada em laboratório. Já na Figura 4.53b percebe-se que a umidade de laboratório é maior do que a de campo.

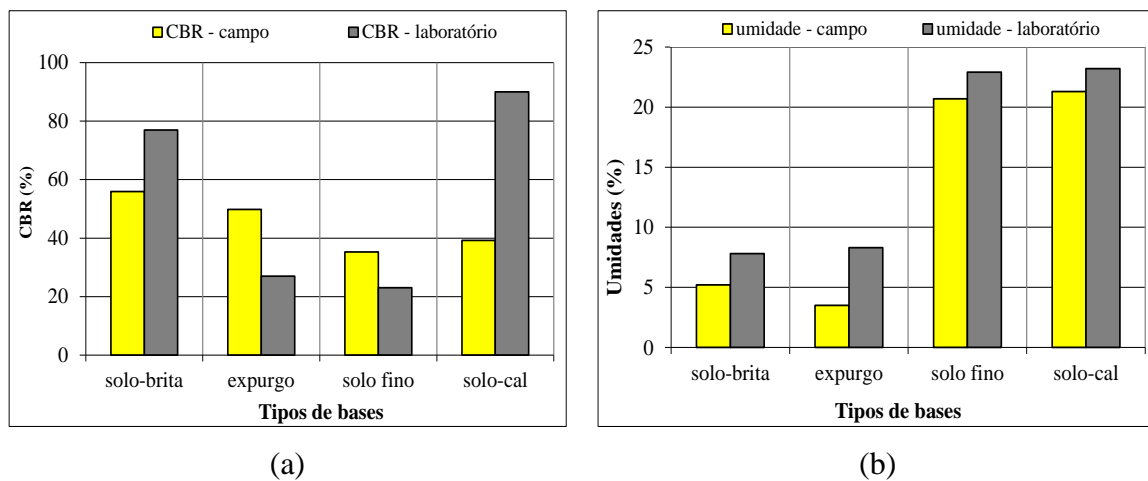


Figura 4.53 – Comparação de parâmetros: (a) CBR e (b) umidades.

4.5.6- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO DO TRECHO 1

Os ensaios para avaliar a capacidade estrutural das vias nos trechos experimentais foram realizados com carga sobre placa, Viga Benkelman e FWD. Os resultados obtidos são analisados estatisticamente e correlacionados.

4.5.7- ENSAIOS DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA

Os ensaios de provas de carga sobre placa o subleito, a base e o revestimento foram realizadas por Rezende (1999).

A Tabela 4.21 exibe os resultados da prova de carga sobre o subleito e sobre a base. Observa-se que para a estaca 144, apesar da baixa umidade, o deslocamento (medido a carga de 560 kPa) foi bem superior aos demais. E mais, a base de solo fino resultou em maior deslocamento, em razão, também, da maior umidade.

Tabela 4.21 – Deslocamento medido com prova de carga sobre placa (Rezende, 2003).

Estaca	Subleito	w (%)	recalque (0,01mm)	Estaca	Bases	w (%)	recalque (0,01mm)
128	corte	14,5	68	127+10	solo-brita	3,5	60
156	corte	14,8	62	129+10		5,2	76
162	corte	13,0	97	146	expurgo	5,6	76
144	aterro	10,5	103	152	solo-fino	20,7	168
148	aterro	16,4	48	155+10	solo-cal	19,8	76
152	aterro	14,8	81	156		21,3	214
				158	solo fino*	19,1	214

*corte

Na Tabela 4.22 consta a série histórica dos valores do deslocamento no revestimento determinados com a placa de 25 cm. As Figuras 4.54 e 4.55 apresentam a variação do deslocamento *versus* o mês de medição e o tipo de base. Observa-se que os deslocamentos, em geral, obedecem a um comportamento sazonal, ora aumentando, ora diminuindo, com a estação chuvosa ou seca (Pessoa *et al.*, 2009).

Tabela 4.22 – Deslocamento no revestimento medido nas bases (Rezende, 2003).

Tipos de Bases	ago/98	jan/99	ago/99	mar/00	nov/00	out/01	jul/02
SB	119	73	107	86	153	137	134
EXP	125	176	139	163	177	202	132
SF	200	197	145	107	177	169	199
SC	145	158	157	115	142	132	207
GS	189	181	213	242	143	158	163
GI	132	183	173	224	198	163	113
GE	173	234	178	198	206	191	159

A Tabela 4.23 contém o resumo da ANOVA para os dados da Tabela 4.22. Verifica-se que $F_{cal}^L > F_{crit}$, logo, há diferença entre os deslocamentos quanto ao período de medição. Aplicando-se os testes de Tuckey e Scheffé, encontram-se Δ igual a 55,3 e 67, respectivamente. As diferenças das médias encontram-se na Tabela 4.24. Analisando-a, infere-se que os deslocamentos do revestimento com base de solo-brita são diferentes e

menores que os deslocamentos nos subtrechos com solo fino, geotêxtil superior e envelopado, conforme a Figura 4.54.

Tabela 4.23 – Resultado da ANOVA fator duplo sem repetição.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-p	Fcrít
Linhas	26302,9	6	4383,8	4,01	0,0036	2,36
Colunas	1752,0	6	292,0	0,27	0,9488	2,36
Erro	39383,1	36	1094,0	-	-	-
Total	67438,0	48	-	-	-	-

Tabela 4.24 – Diferenças de médias.

Bases	EXP	SF	SC	GS	GI	GE
SB	-44	-55	-35	-69	-54	-76
EXP	-	-11	8	-25	-10	-32
SF	-	-	20	-14	1	-21
SC	-	-	-	-33	-19	-40
GS	-	-	-	-	15	-7
GI	-	-	-	-	-	-22

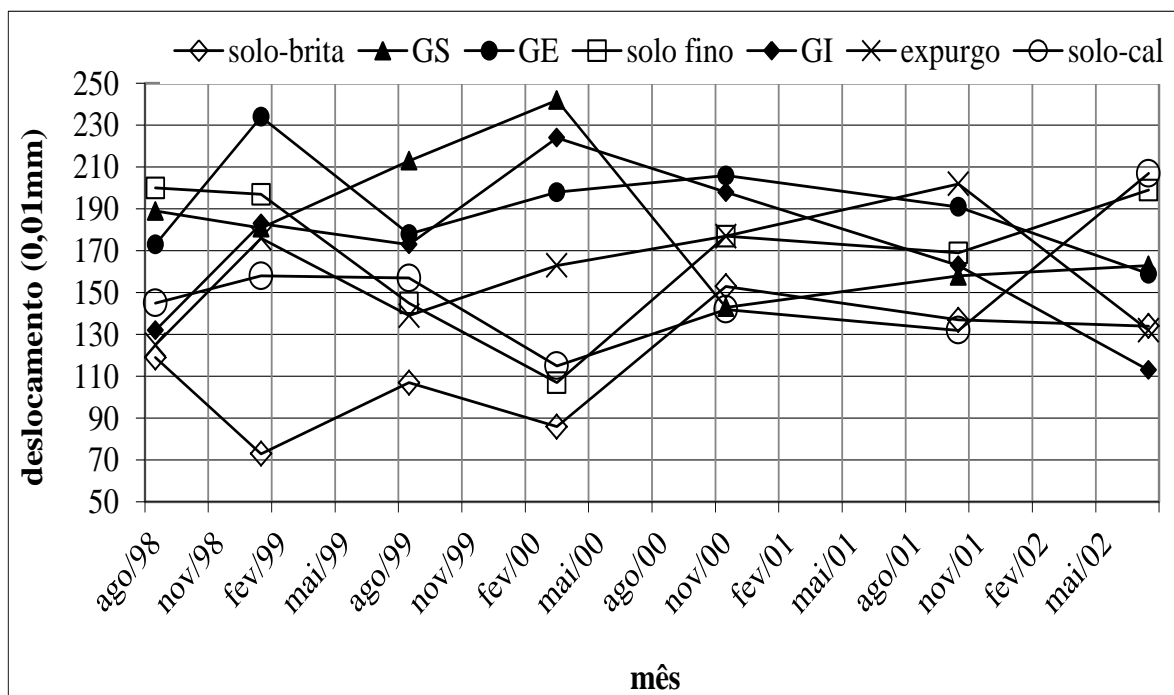


Figura 4.54 – Deslocamento x mês.

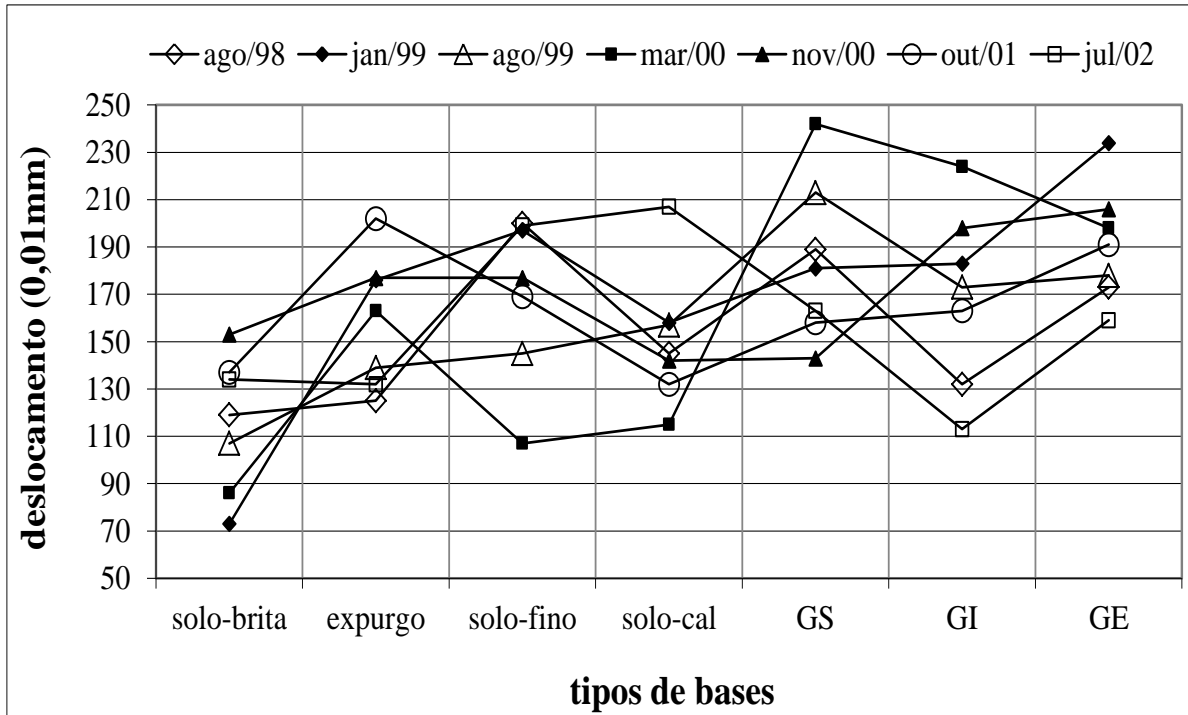


Figura 4.55 – Deslocamento x tipo de base.

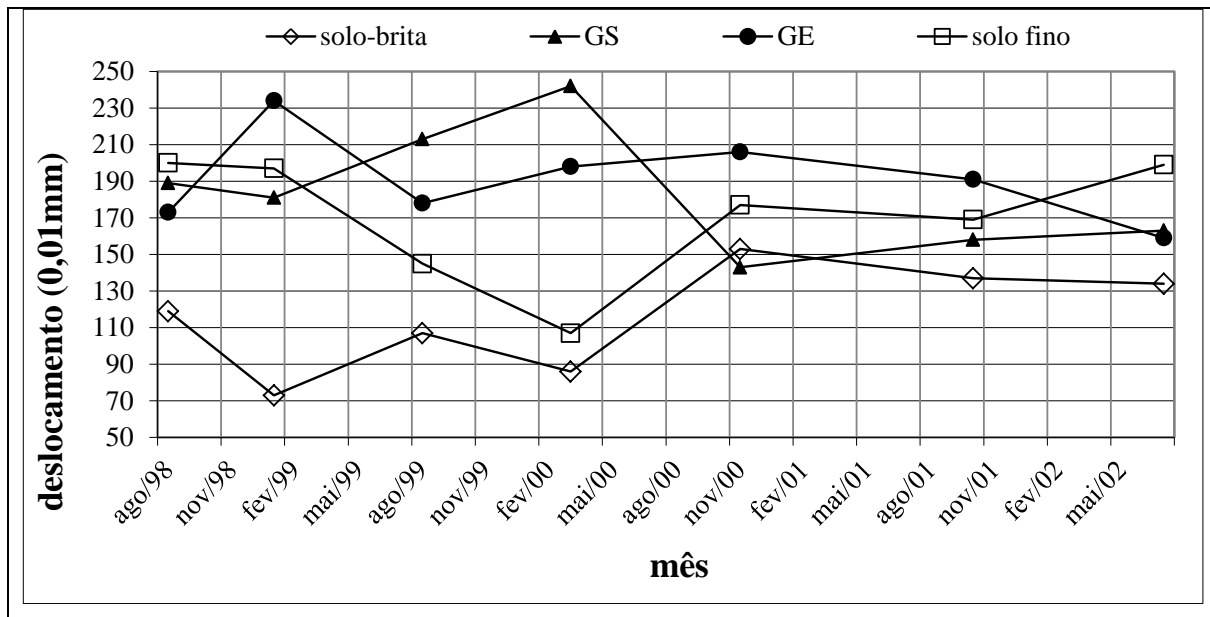


Figura 4.56 – Deslocamento diferentes no revestimento.

Objetivando-se verificar a influência da dimensão da placa, executou-se também o ensaio com a placa de 10 cm de diâmetro (Rezende, 2003). A Figura 4.57 mostra a correlação obtida entre os deslocamentos com a placa de 25 cm e de 10 cm. Os deslocamentos obtidos para a placa de 10 cm permite avaliar melhor a influência do tipo de material da base. Já para a placa de 25 cm a contribuição do subleito para o nível de deformação medido dificulta tal avaliação.

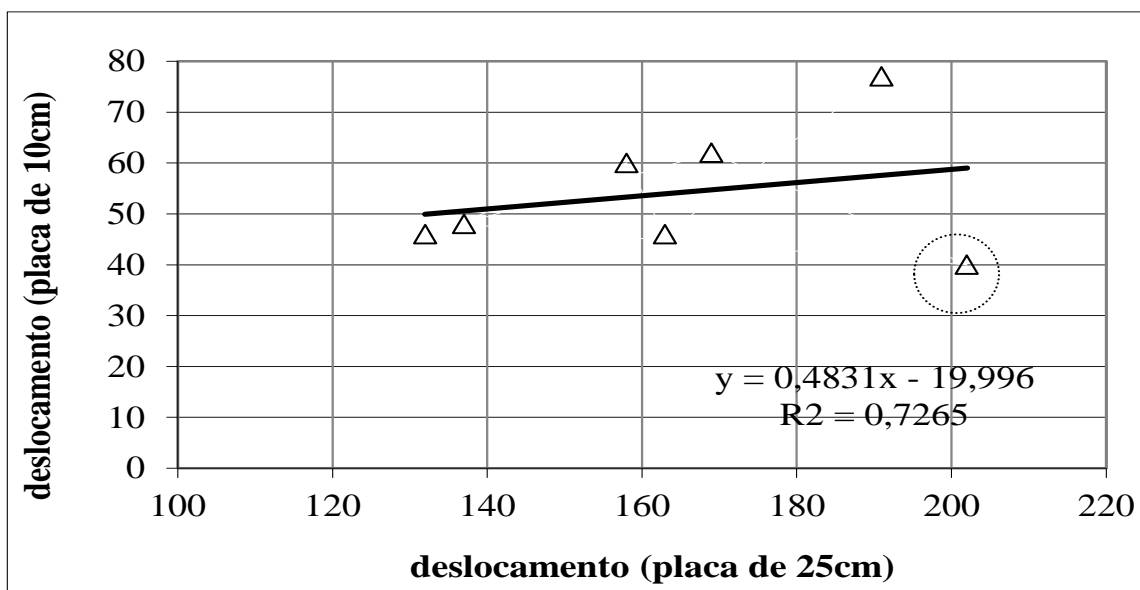


Figura 4.57 – Correlações entre os deslocamentos medidos com placas diferentes.

4.5.8- ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN

A Figura 4.58 apresenta os resultados das deflexões determinadas em 1998 sobre as camadas que compõem a estrutura de pavimento do Trecho 1 (Rezende, 1999). Observa-se que as deflexões medidas em agosto são semelhantes nas três camadas ensaiadas, apontando para a maior relevância do subleito. A Figura 4.15 (precipitação, temperatura e umidade relativa) mostra que o mês de agosto corresponde ao final do período de seca, e é caracterizado por muito pouca ou nenhuma precipitação, umidade relativa baixa (< 50 %) e temperatura média inferior a 23°C. Essas características conduzem o solo a um estado mais desidratado e por consequência, submetido a maiores valores de sucção minimizando, assim as deflexões. Cabe salientar, conforme mostra a Figura 4.59, que a umidade de equilíbrio ao longo dos primeiros 45 cm dos perfis de solo mostrou-se mais ou menos variável com a profundidade segundo a estaca. Essa característica é compatível com as variações de estaca para estaca verificadas nos resultados de deflexão mostrados na Figura 4.58.

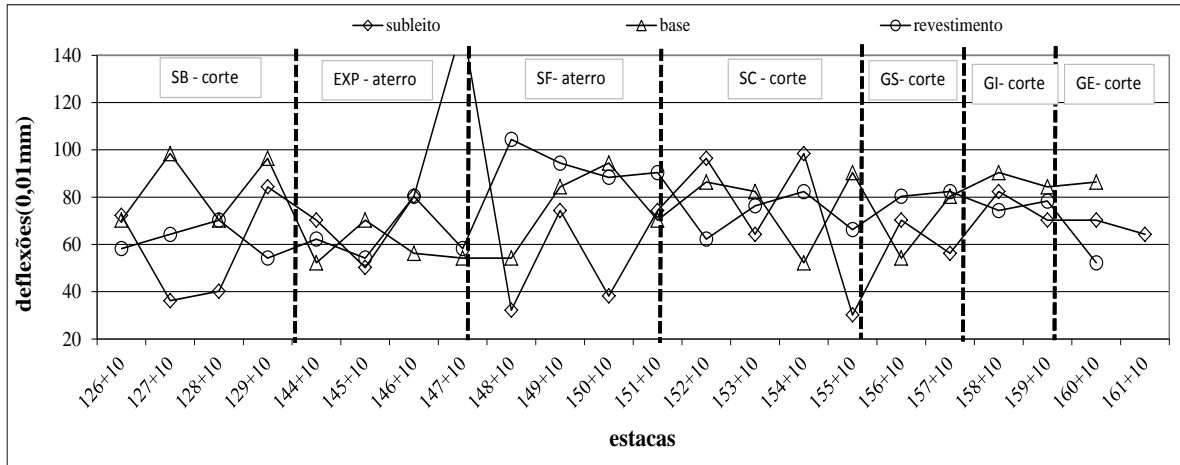
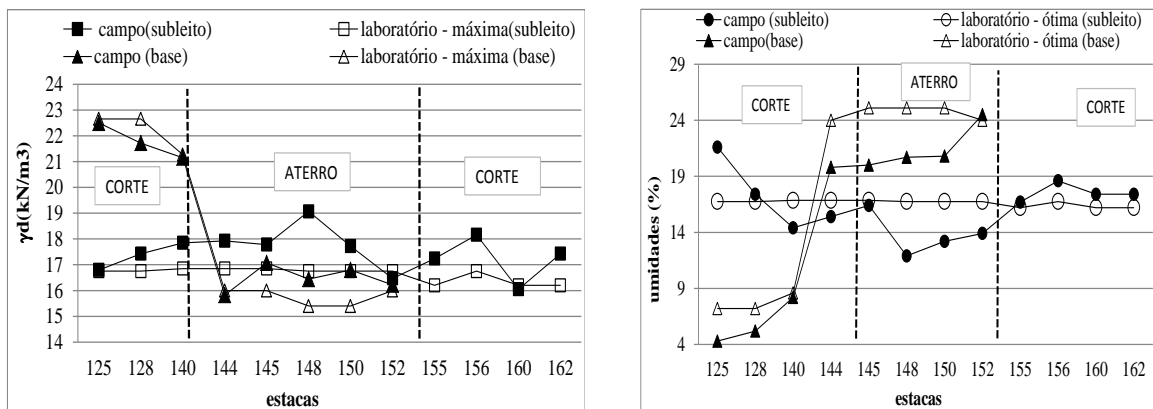
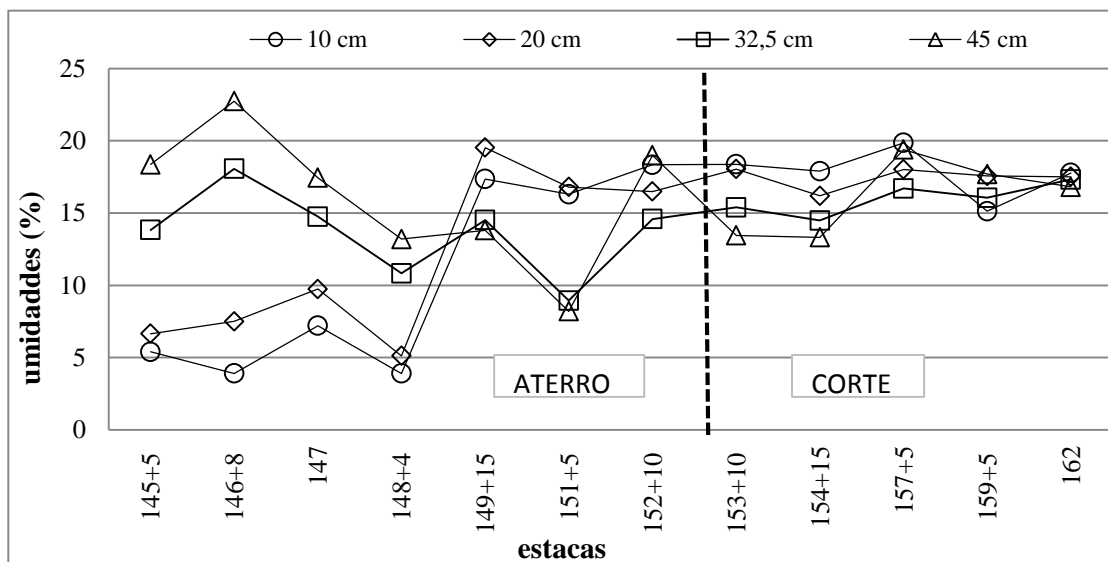


Figura 4.58 – Medidas de deflexão realizadas em agosto de 1998 (Rezende, 1999).



(a)

(b)



(c)

Figura 4.59 – Parâmetros x estacas: (a) peso específico seco, (b) umidades e (c) umidades em outubro/2011.

A Figura 4.60 apresenta os resultados das deflexões medidas no revestimento entre 1998 e 2011. A Figura 4.61 apresenta esse mesmo conjunto de resultados em escala ampliada (limitada a deflexão a 140×10^{-2} mm). Para maior clareza e de modo a possibilitar a comparação dos resultados das deflexões foram separadas em menor número de anos, conforme as Figuras 4.62, 4.63, 4.64 e 4.65.

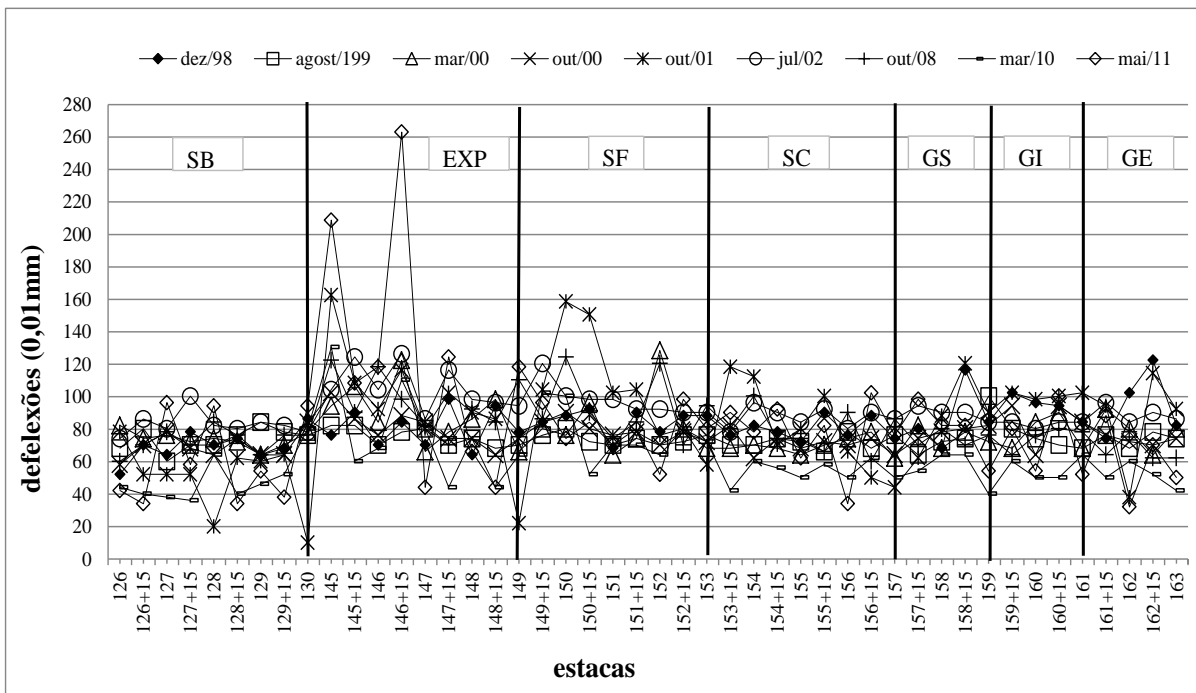


Figura 4.60 – Série de medidas de deflexão (Rezende, 2003 - modificada).

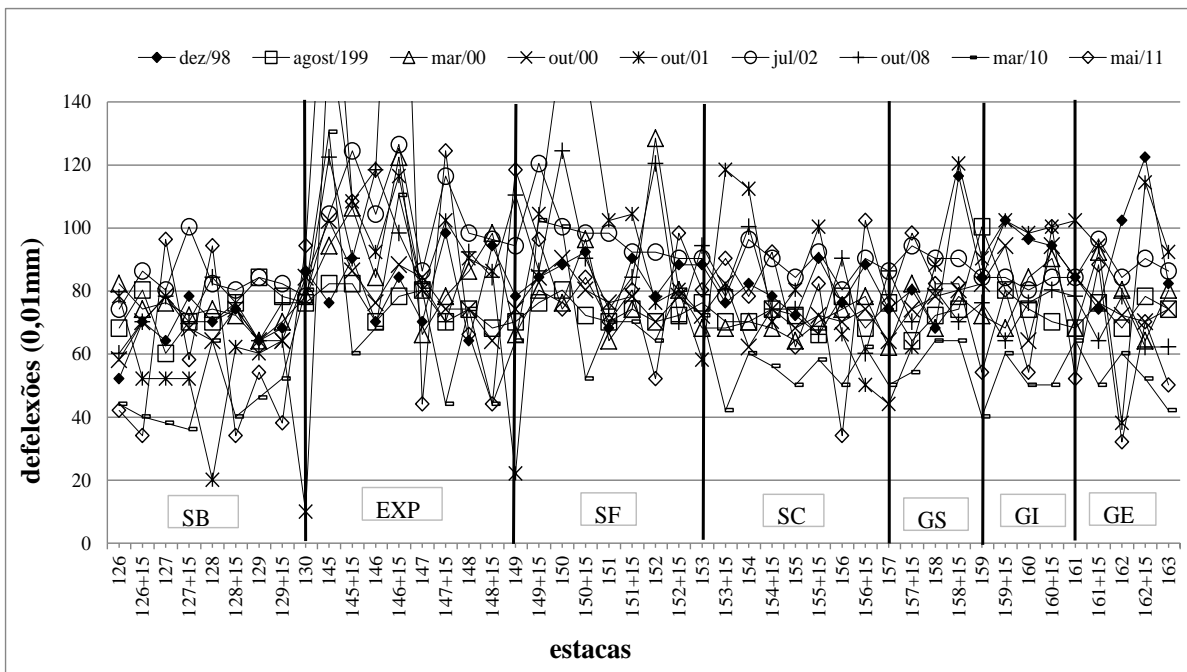


Figura 4.61 – Série limitada de medidas de deflexão (Rezende, 2003 - modificada).

As Figuras 4.62 a 4.65 mostram os valores das deflexões medidas no revestimento, em diversos anos. Analisando-se as figura constata-se que nos subtrechos de solo-brita, de solo-cal e de geotêxtil superior as deflexões praticamente não variaram. Nos subtrechos executados com expurgo e solo fino, as deflexões diminuíram pelas ações corretivas executada no revestimento, no entanto, a amplitude de valores é elevada. A variação pode ser devido à condição do subleito (aterro) e a umidade medida após a execução ser elevada e a medida recentemente ser variável ao longo do perfil. Já nos subtrechos executados com solo-cal e com uso de goetêxtil superior, praticamente não variaram. Possivelmente, porque o subleito é em corte e também sofreram algumas interferências corretivas no revestimento, e também, a umidade pouco variar nas camadas. Nos subtrechos com geotêxtil inferior e envelopando a base, ocorreram aumento e grande variação de valores, devido às ações corretivas.

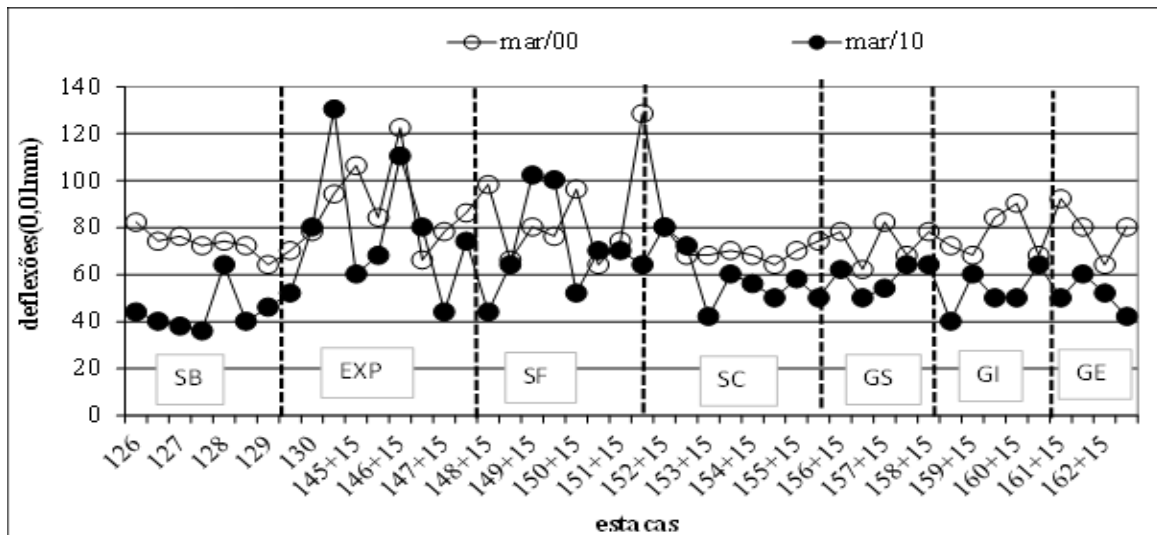


Figura 4.62 – Medidas de deflexão nos anos de 2000 e 2010.

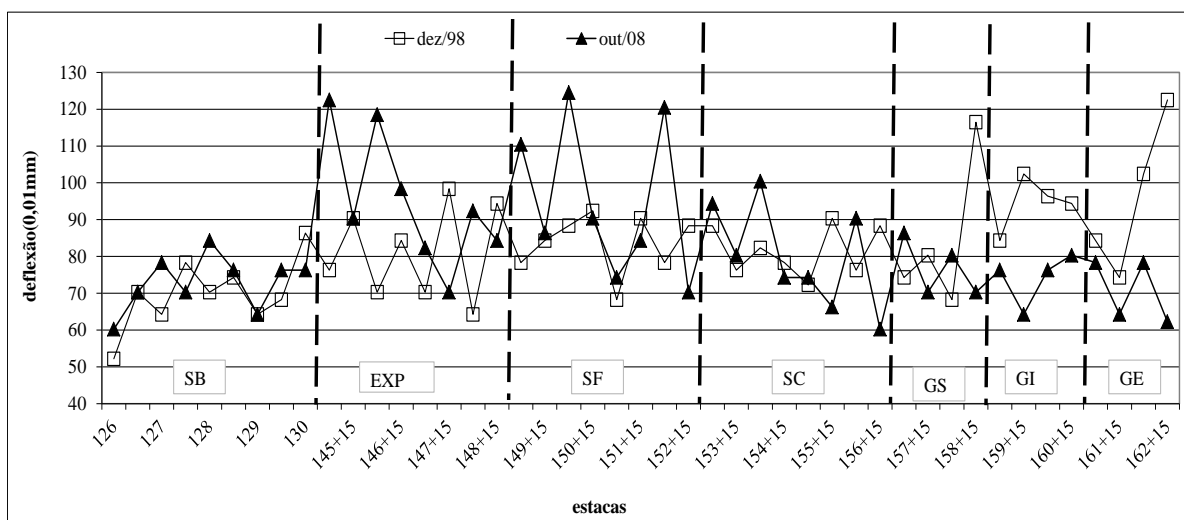


Figura 4.63 – Medidas de deflexão nos anos de 1998 e 2008.

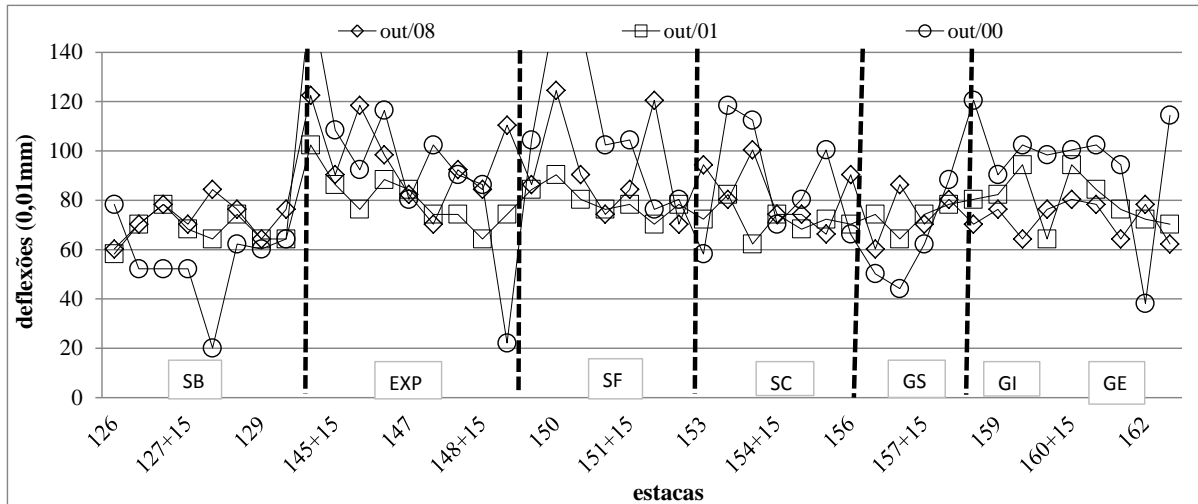


Figura 4.64 – Medidas de deflexão nos meses de outubro dos anos: 2000, 2001 e 2008.

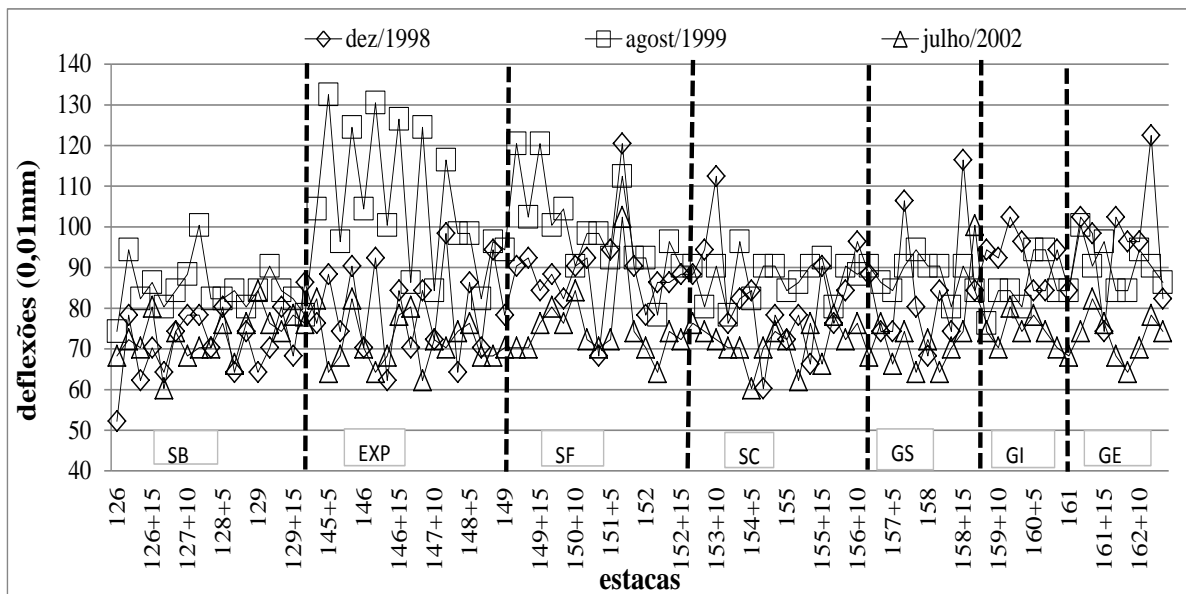


Figura 4.65 – Medidas de deflexão nos anos de 1998, 1999 e 2002 (Rezende, 2003).

Fazendo-se a ANOVA para todas as deflexões máximas obtidas no revestimento, em todos os anos, encontra-se o resumo na Tabela 4.25.

Tabela 4.25 – Resumo da ANOVA fator único - deflexões máximas.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	Fcrít
Entre grupos	26532	8	3316,49	7,152	7,19E-09	1,9613
Dentro dos grupos	187805	405	463,72	-	-	-
Total	214337	413	-	-	-	-

A Tabela 4.26 apresenta as diferenças de médias, após a comparação de média utilizando-se o teste de Schffé. Encontrou-se para a diferença mínima significante 17,8.

Tabela 4.26 – Resumo das diferenças de médias para as deflexões máximas.

Meses	mar/10	out/08	jul/02	out/01	out/00	mar/00	ago/99	dez/98
mai/11	20,2	-0,5	-10,7	-3,3	5,4	2,6	7,2	-0,8
mar/10	-	-20,7	-30,9	-23,5	-14,8	-17,6	-13,0	-21,0
out/08	-	-	-10,1	-2,8	5,9	3,1	7,7	-0,3
jul/02	-	-	-	7,3	16,0	13,3	17,9	9,8
out/01	-	-	-	-	8,7	5,9	10,5	2,5
out/00	-	-	-	-	-	-2,8	1,8	-6,2
mar/00	-	-	-	-	-	-	4,6	-3,4
ago/99	-	-	-	-	-	-	-	-8,0

As Figuras de 4.66 a 4.68 mostram as medidas de deflexões diferentes. A diferença é constatada, a partir dos testes de comparação de médias, e possivelmente também, devido às intervenções executadas no revestimento.

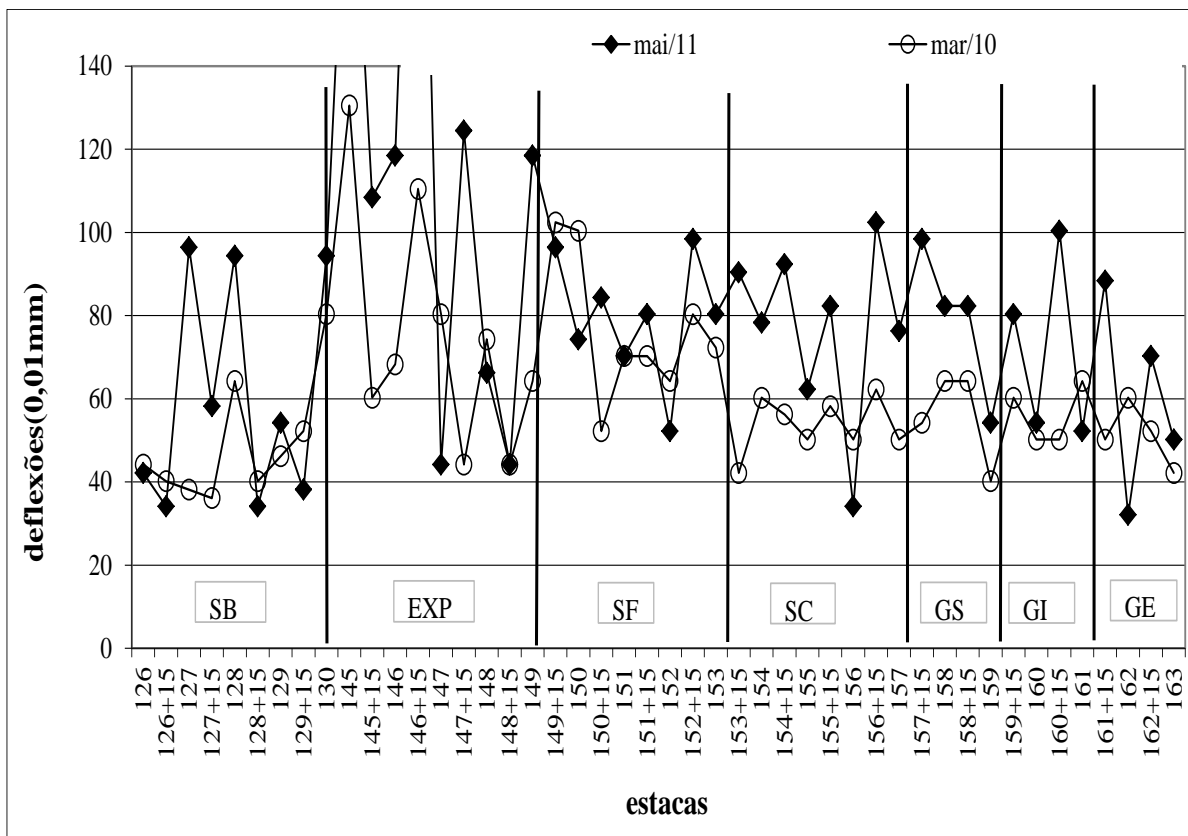


Figura 4.66 – Deflexões diferentes nos anos de 2010 e 2011.

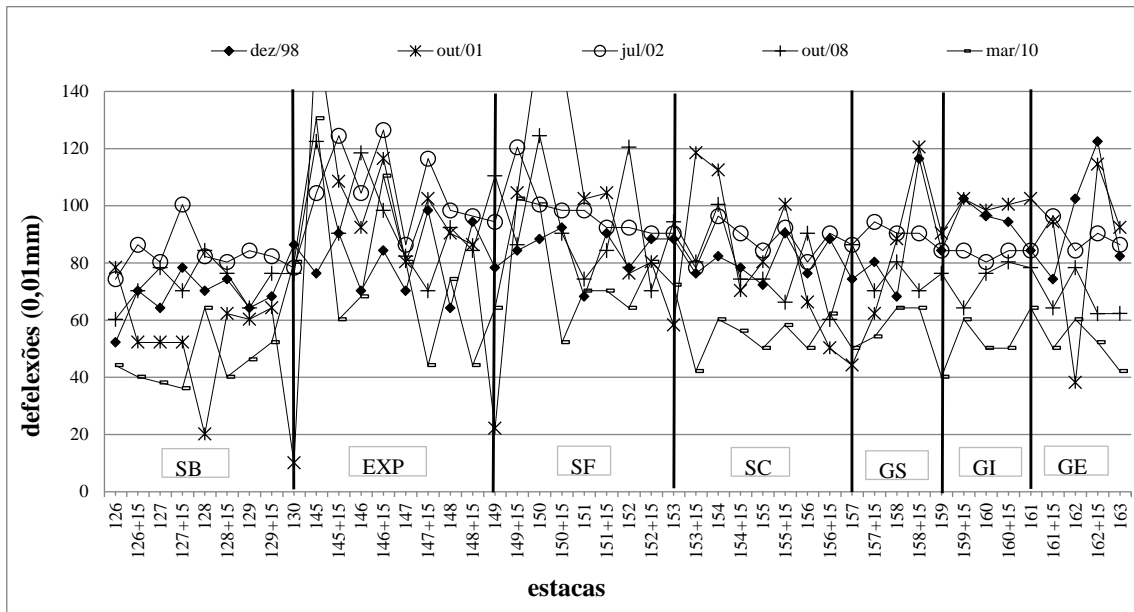


Figura 4.67 – Deflexões diferentes nos anos de 1998, 2001, 2002, 2008 a 2010.

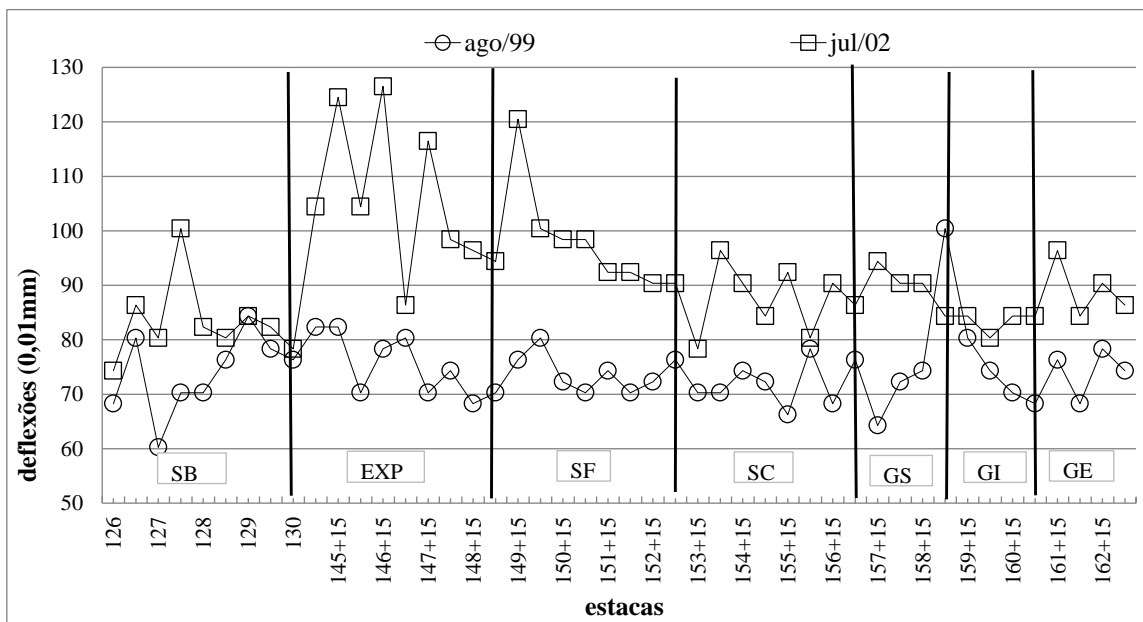


Figura 4.68 – Deflexões diferentes nos anos de 1999 a 2002.

A Tabela 4.27 contém a série histórica das deflexões máximas médias, durante o período de análise.

A Tabela 4.28 apresenta o resumo da ANOVA, fator duplo sem repetição, das deflexões das médias. Observa-se que o $F^{L,C}_{cal} > F^{L,C}_{crit.}$, logo, rejeita-se a hipótese nula, e conclui-se que há diferença entre as medidas de deflexões, quanto ao tipo de base e à época de medição.

Com os dados da Tabela 4.28 e o uso dos métodos de comparação de médias de Tuckey e Sheffé é possível verificar quais médias, realmente, são diferentes. Os valores da diferença mínima significante (Δ) determinados por Tuckey, para linhas e colunas são, respectivamente, 14,4 e 17,2 e por Scheffé, 16,3 e 22,7.

Tabela 4.27 – Série histórica das deflexões máximas médias (Rezende, 2003 - modificada).

Períodos	ago/98	dez/98	ago/99	mar/00	out/00	out/01	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
Deflexão máxima (0,01mm)										
SB	61,8	72	73,2	74,3	71	59,5	83,6	73	60,5	60,7
EXP	63,8	79,9	70,7	90,4	78,9	98,4	103,4	96,6	100,7	121,8
SF	94,4	86,8	73,5	75,2	77	99,2	95,7	93,1	73,8	79,6
SC	71,8	81,7	72,3	70,7	73,4	82,6	87,9	79,1	60,9	77,3
GS	81,3	77,6	69,4	76,7	74,3	86,7	88,4	74,3	59	79,3
GI	76,3	90,1	72,7	81,8	83,7	98,4	83,5	74,8	65,5	71,8
GE	52,2	99,2	73,6	86,8	72,7	78,3	91,6	66,8	58,2	60,2

Tabela 4.28 – Resumo da ANOVA fator duplo sem repetição.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	Fcrít
Linhas	3071,53	6	511,92	5,24	3,00E-04	2,27
Colunas	3023,72	9	335,97	3,44	0,0021	2,06
Erro	5275,14	54	97,69	-	-	-
Total	11370,4	69	-	-	-	-

Nas Tabelas 4.29 e 4.30 constam os valores das diferenças de médias das medidas de deflexões para o revestimento da série histórica.

Tabela 4.29 – Diferença de médias das deflexões quanto ao tipo de base.

Bases	EXP	SF	SC	GS	GI	GE
SB	-21,5	-15,9	-6,8	-7,7	-10,9	-5
EX	-	5,6	14,7	13,8	10,6	16,5
SF	-	-	9,1	8,1	5	10,9
SC	-	-	-	-0,9	-4,1	1,8
GS	-	-	-	-	-3,2	2,7
GI	-	-	-	-	-	5,9

Através de análise da Tabela 4.29 e da Figura 4.69, infere-se que as deflexões do subtrecho em solo-brita são diferentes e menores que as deflexões dos subtrechos executados com

expurgo e solo fino. Já as deflexões do expurgo são diferentes e maiores que as dos subtrechos em solo-cal e geotêxtil envelopado. A Figura 4.69 indica ainda, que as maiores deflexões foram registradas para o expurgo seguidas das dos solos finos sem e com geotêxtil e as menores, foram as registradas para o solo-cal, solo-brita e GE. Já as Figuras 4.70 e 4.71 mostram os anos em que as deflexões apresentaram diferenças.

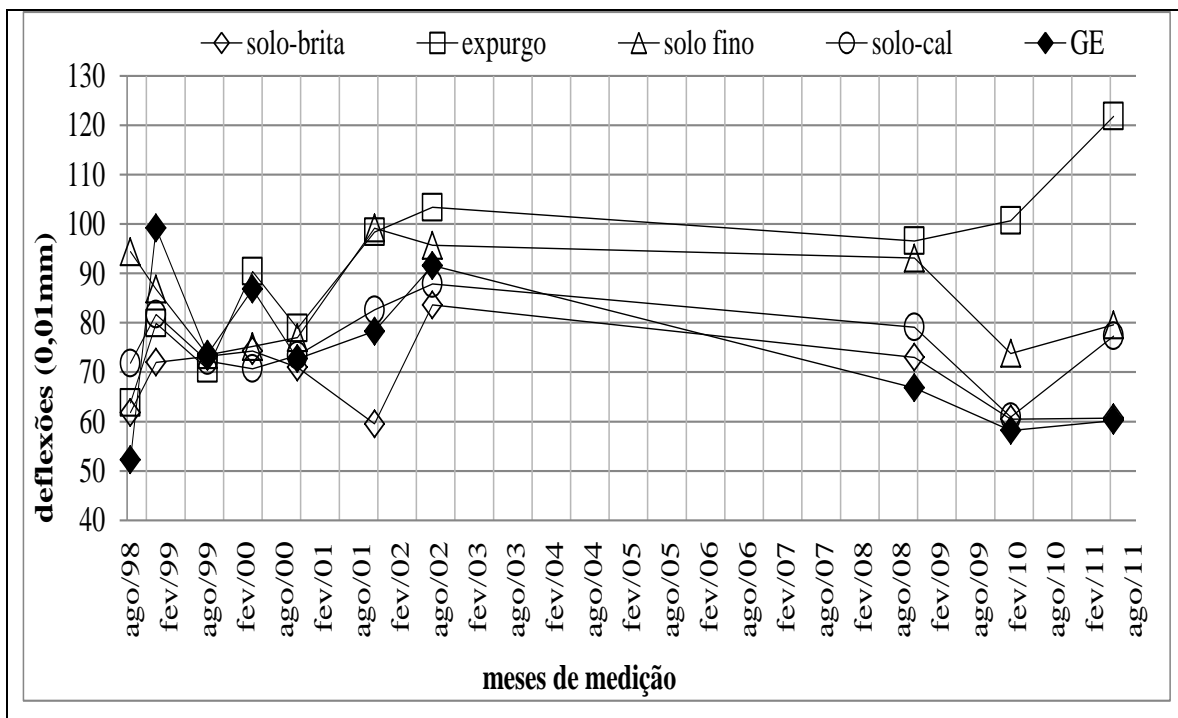


Figura 4.69 – Deflexões máximas médias diferentes.

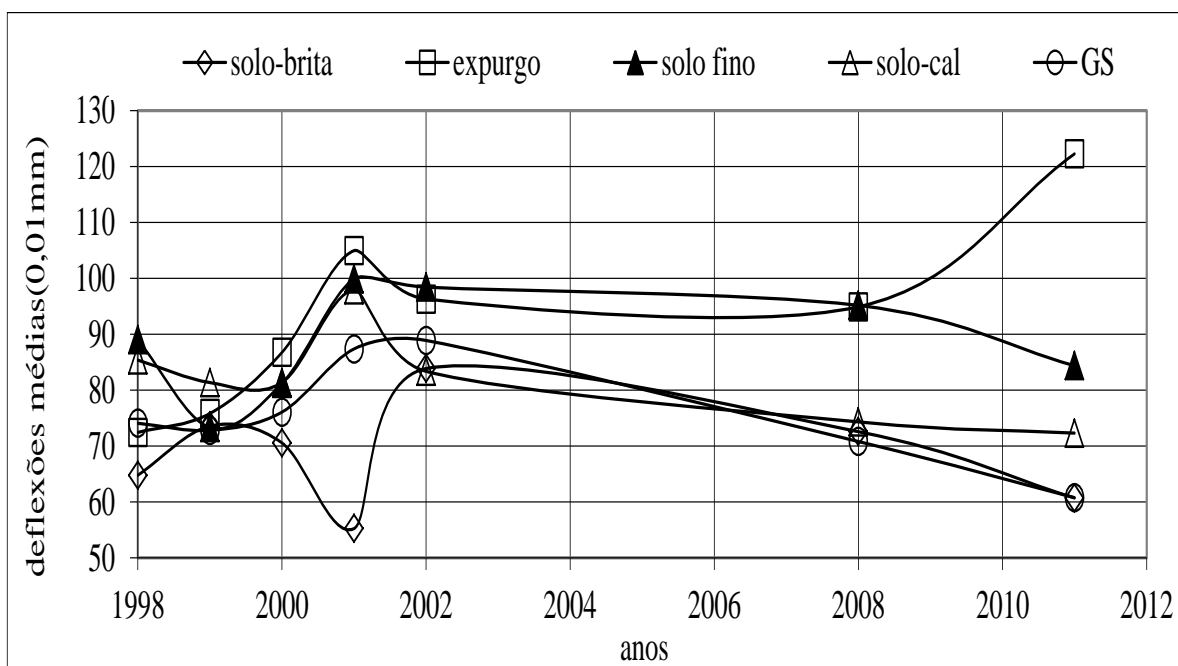


Figura 4.70 – Deflexões médias diferentes ao longo do período.

Consoante dados da Tabela 4.30 e da Figura 4.71, as deflexões medidas em julho/02 são diferentes e maiores que as de agosto/1998 e agosto/1999. E também, as obtidas em março/2010 são diferentes e menores que as de outubro/2001 e de julho/2002.

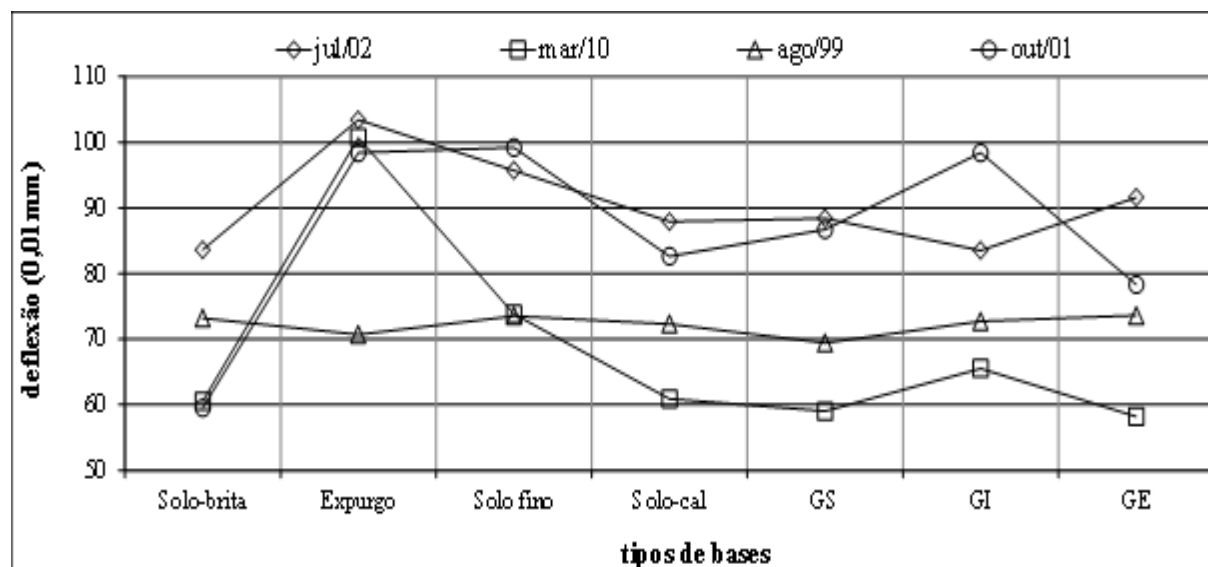


Figura 4.71 – Deflexões médias diferentes quanto ao tipo de base.

Tabela 4.30 – Diferença de médias das deflexões quanto ao mês de medição.

Anos	dez/98	ago/99	mar/00	out/00	out/01	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
ago/98	-12,2	-0,5	-7,8	-4,2	-14,5	-18,9	-8	3,3	-7
dez/98	-	11,7	4,5	8	-2,3	-6,7	15,5	15,5	5,2
ago/99	-	-	-7,2	-3,7	-14	-18,4	-7,5	3,8	-6,5
mar/00	-	-	-	3,6	-6,7	-11,2	-0,3	11	0,7
out/00	-	-	-	-	-10,3	-14,7	-3,8	7,5	-2,8
out/01	-	-	-	-	-	-4,4	6,5	17,8	7,5
jul/02	-	-	-	-	-	-	10,9	22,2	11,9
out/08	-	-	-	-	-	-	-	11,3	1
mar/10	-	-	-	-	-	-	-	-	-10,3

As Figuras 4.72 e 4.73 mostram que embora as deflexões médias no início da vida útil das estruturas de pavimento com base em solo fino e com base contendo geotêxtil sejam semelhantes, a longo prazo, as bases contendo geotêxtil tendem a apresentar menores deflexões. Provavelmente esse comportamento está atrelado à menor umidade de equilíbrio para a camada de base quando da presença do geotêxtil, lembrando que o mesmo foi em todos os casos imprimado com asfalto.

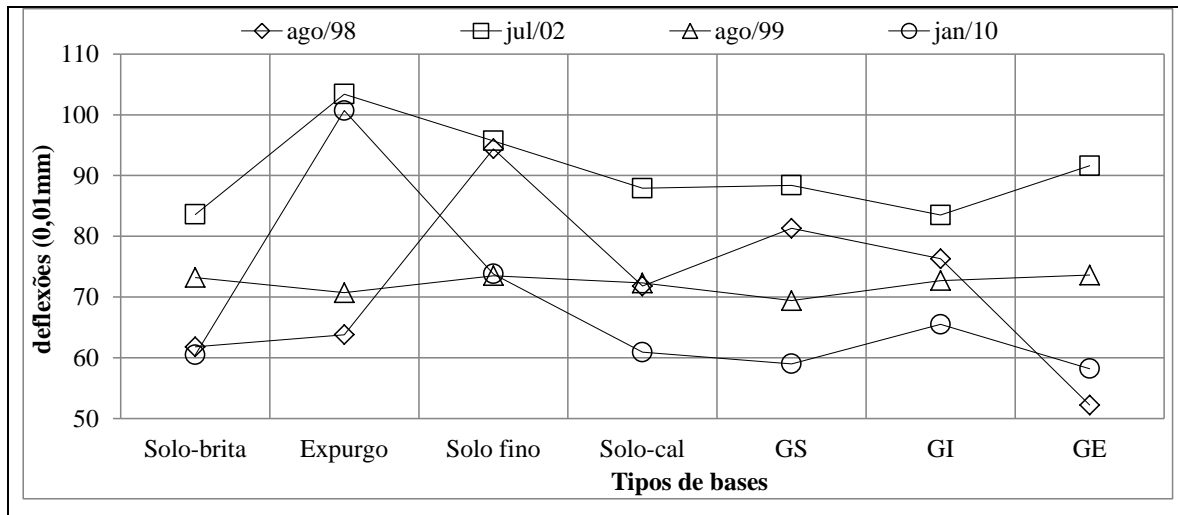


Figura 4.72 – Deflexões médias diferentes quanto ao mês.

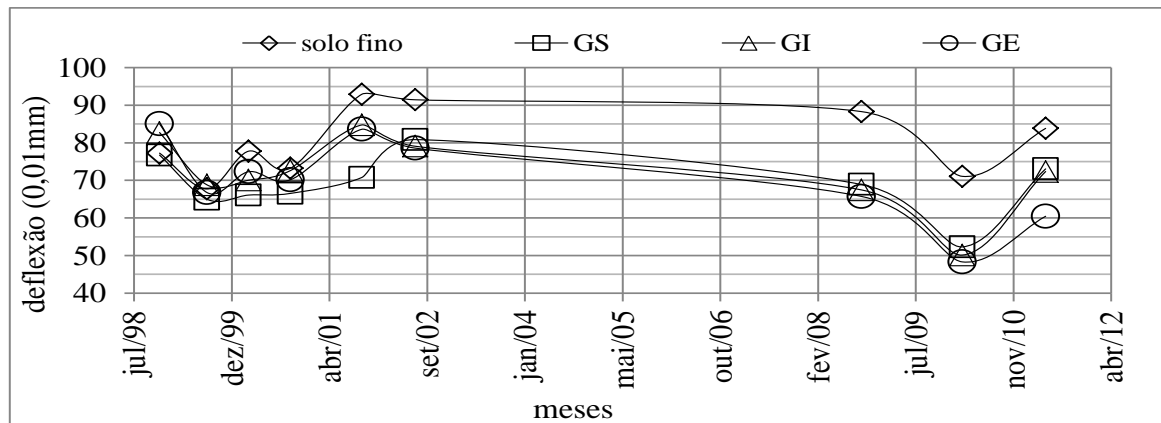


Figura 4.73 – Deflexões médias diferentes para os solos sem e com geotêxtil quanto ao mês.

As Figuras 4.73a, 4.73b e 4.73c apresentam a comparação entre as deflexões máximas medidas nos mesmos períodos e a Figura 4.73d apresenta a comparação entre as deflexões a 100 cm medidas para o solo fino e o solo com geotêxtil. Sobressai dessas comparações que a estrutura contendo base de solo-cal tende a apresentar deflexões máximas menores que as constituídas por solo fino com geotêxtil (Figura 4.73a). As deflexões da base de solo-cal são também inferior à do solo fino (Figura 4.73b). Verifica-se na comparação das deflexões da base em solo fino com as das bases contendo geotêxtil, que este elemento contribui para a redução das deflexões máximas em especial quando do seu posicionamento no topo da camada de base ou quando do envelopamento da mesma. A Figura 4.73d mostra que, a 100 cm de distância, as deflexões da base em solo fino são semelhantes às obtidas para a base envelopada por geotêxtil e para a base com o geotêxtil em seu topo tendendo, porém a apresentar menor deformação nessa distância que a base com o geotêxtil localizado em sua

parte inferior. Quanto às deflexões, pode-se considerar que o geotêxtil assim como a cal tende a reduzi-la. Consta-se nas Figuras 4.73e e 4.73f que as deflexões do solo-brita são inferiores às do solo-cal e às do expurgo e do solo fino são idênticas, respectivamente.

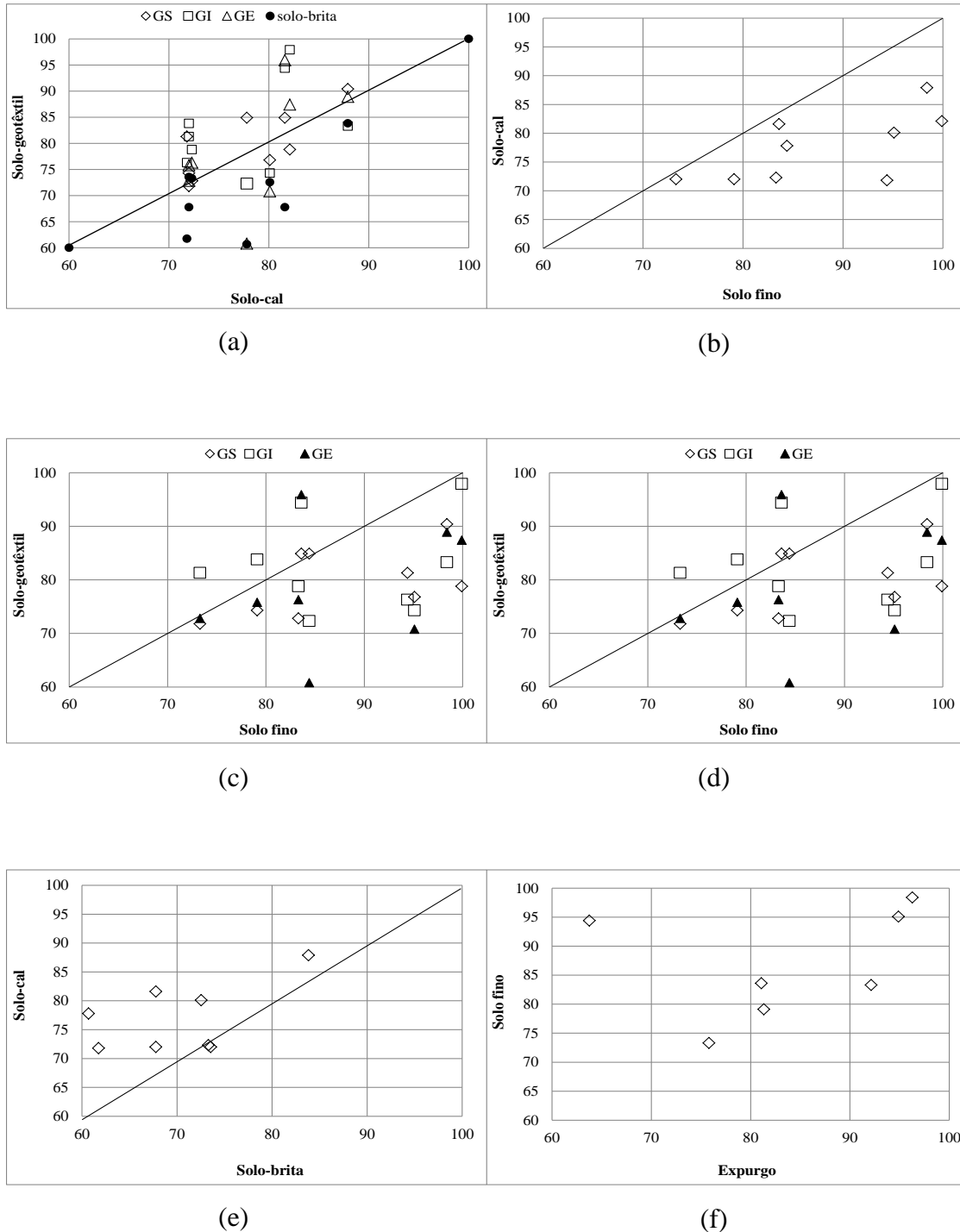


Figura 4.74 – Comparação entre as deflexões máximas a) solo-cal x solo-geotêxtil; b) solo fino x solo cal; c) solo fino x solo geotêxtil; d) deflexões a 100 cm do solo fino x solo-geoêxtil; e) solo-brita x solo-cal; f) expurgo x solo fino.

A Figura 4.75 mostra que, embora as deflexões médias no início da vida útil das estruturas de pavimento com base em solo fino e com base contendo geotêxtil sejam semelhantes, em longo prazo as bases contendo geotêxtil tendem a apresentar menores deflexões.

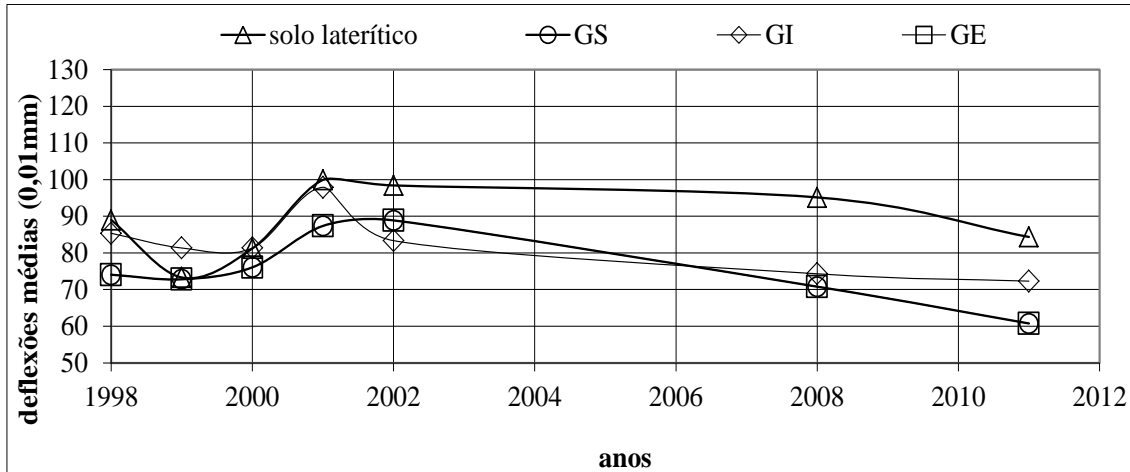


Figura 4.75 – Deflexões médias diferentes para os solos sem e com geotêxtil quanto ao ano.

De modo a avaliar melhor o efeito do tempo de utilização e da sazonalidade no comportamento das estruturas de pavimento constituídas por diferentes tipos de base, são apresentados na Figura 4.76 os resultados obtidos para as deflexões máximas médias ao longo do tempo separadas por tipo de material. Considerou-se para a primeira série de ensaios 1 mês decorrido da construção e separou-se os períodos que poderiam ser entendidos como de estação seca daqueles entendidos como de estação chuvosa. Faz-se necessário considerar nessa análise os seguintes aspectos:

- Como a estrutura de pavimento é superficial, o fato de ser corte ou aterro e de ter chovido muito ou pouco no mês enquadrado como de estação seca ou chuvosa é passível de interferir nos resultados dos ensaios;
- Embora em subtrecho construído com mesma base, a mudança no ponto de ensaio pode intervir no resultado do ensaio;
- As intervenções pontuais realizadas ao longo do tempo vão influenciar nos resultados dos ensaios.

Como primeira observação sobre os resultados obtidos, destaca-se o fato de os resultados obtidos, a partir de 2008, apontarem para a estabilização ou mesmo melhoria do desempenho

das estruturas de pavimento. Isso aponta para a possibilidade de diferenças metodológicas ou de equipamentos utilizados. As análises feitas a seguir não levam em conta tais possibilidades devido à impossibilidade de avaliar esses efeitos e mesmo suas reais ocorrências.

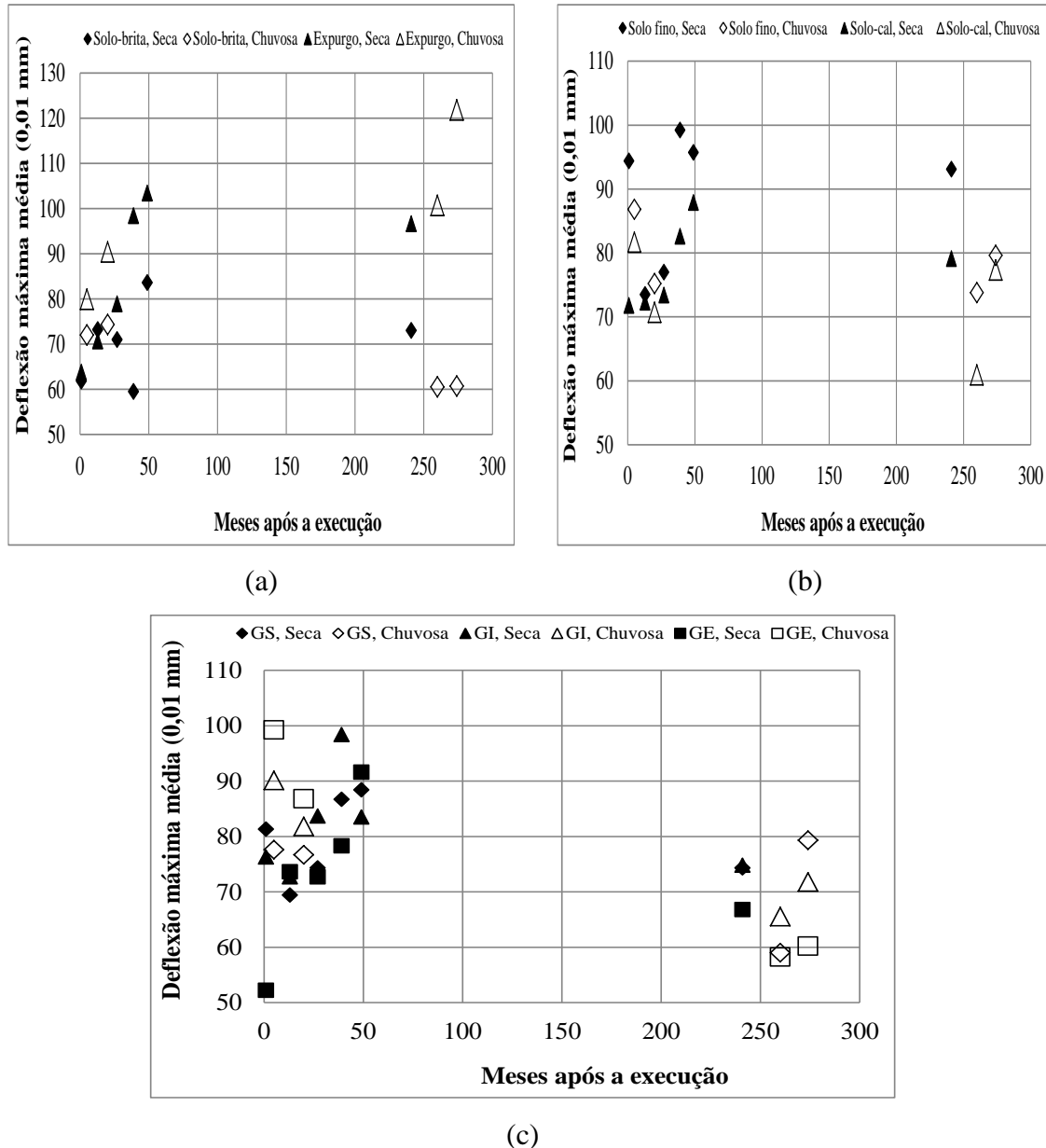


Figura 4.76 – Deflexões máximas x tempo de execução.

A Figura 4.76a mostra que o solo-brita apresentou comportamento ao longo do tempo que pode ser entendido como regular, com variações que podem ser atribuídas a variabilidade da compactação. Já o expurgo de pedra além de apresentar certo aumento da deflexão máxima média nos primeiros anos após a execução, mostrou-se mais deformável que a estrutura em

solo brita, no entanto, sua estabilização, a longo prazo, aponta para o seu potencial de utilização na construção de base de rodovias submetidas a pequeno volume de tráfego.

A Figura 4.76b demonstra que a base em solo cal ofereceu quanto à deformabilidade melhor comportamento para a estrutura de pavimento que o solo fino. Não pode nessa figura ser atribuído destaque para o efeito da sazonalidade do modo como foi parametrizada, ou seja, levando-se tão somente em conta o mês de realização do ensaio. Em longo prazo o comportamento aponta para a estabilização e mesmo melhoria do comportamento para os dois materiais de base em especial para a base de solo-cal indicando assim que a estabilização com cal leva tempo relativamente longo para se processar em sua quase totalidade.

A Figura 4.76c aponta para o melhor comportamento das bases envelopadas e com geotêxtil superior. Convém fazer um paralelo com os resultados obtidos para as estruturas de pavimento construídas com base em solo-cal e em solo fino (Figura 4.76b). Dessa comparação sobressai que em curto prazo o comportamento das bases envelopadas e com geotêxtil em sua parte superior se aproximam do comportamento apresentado pela estrutura de pavimento com base em solo-cal e melhor que a obtida para a estrutura com base de solo fino. Esta, por sua vez, apresentou comportamento mais próximo do registrado para estrutura de pavimento com geotêxtil em posicionado sob a base (GI). A longo prazo, as estruturas de pavimento contendo geotêxtil em suas bases, em especial as com envelopamento e com geotêxtil em sua parte superior apresentaram menor deflexão.

4.5.9- INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NOS VALORES DAS DEFLEXÕES MEDIDAS COM A VIGA BENKELMAN

Mota (1991) pesquisou em laboratório o efeito da temperatura ambiente nos pavimentos asfálticos levando em conta que a faixa de variação aproximada da temperatura na pista está entre 15°C e 60°C. Neste estudo, visando verificar o efeito da temperatura ambiente do revestimento nas deflexões dos trechos experimentais elas foram medidas em horários diferentes.

No Trecho 1, onde o revestimento foi executado em tratamento superficial duplo (TSD) com capa selante, na espessura de projeto (3cm) e com nível de degradação bastante elevado, não foi possível constatar diferença de deflexões em função da temperatura, conforme apresentado nas Figuras 4.77 e 4.78. Destaca-se, porém, que no dia da medição das deflexões, a variação

de temperatura foi pequena, apenas 14°C, aproximadamente um terço da faixa de variação térmica admitida por Mota (1991) como frequente em estruturas de pavimento asfáltico.

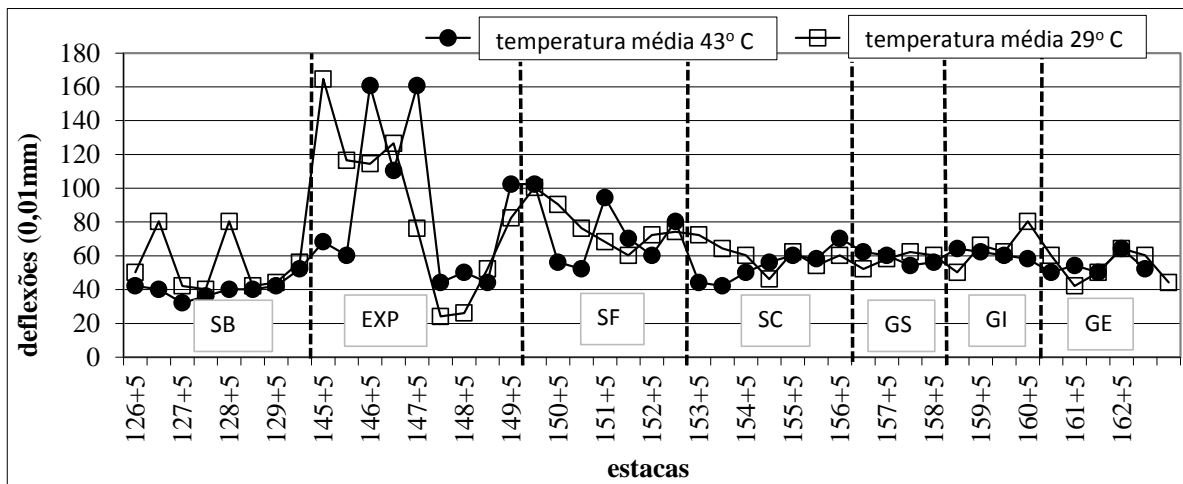


Figura 4.77 – Deflexões na faixa da esquerda (março/2010).

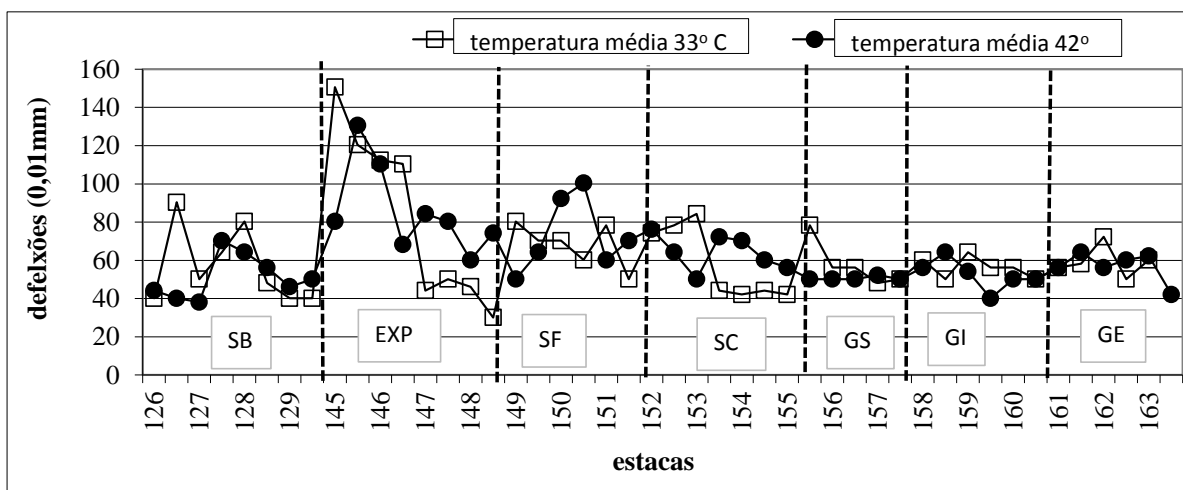


Figura 4.78 – Deflexões na faixa da direita (março/2010).

4.5.10- CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN E FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER

As análises a seguir são baseadas na comparação entre os resultados das bacias de deflexões medidas com Falling Weight Deflectometer (FWD) e Viga Benkelman (VB) nos meses de outubro/2000 e agosto/2001. Os resultados foram obtidos por Rezende (2003).

Fazendo-se uma analogia destes ensaios com o ensaio de adensamento considerando-se as fases de carregamento e descarregamento, pode-se chegar às seguintes conclusões:

- A Viga Benkelman mede as deflexões no descarregamento, porque a carga vai se afastando do ponto de posicionamento do deflectômetro;

- Já o Falling Weight Deflectometer mede as deflexões na fase de carregamento, pois a carga é impactada no ponto de carregamento e medem-se as deflexões em pontos mais afastados. É evidente que além da diferença no tipo de energia imposto ao solo (Viga Benkelman – carregamento estático, FWD – carregamento dinâmico), também há em ambos os casos a possibilidade do estado de tensões imposto pelas energias aplicadas tenderem a ser distintos segundo a distância do ponto medido e segundo o tipo de ensaio. O importante é, no entanto, para o que se pretende mostrar o fato de que no FWD as deflexões medidas são oriundas de carregamento e não de descarregamento como no caso da Viga.

As Figuras de 4.78 a 4.81 apresentam as correlações entre as bacias de deflexões médias obtidas com a Viga Benkelman e com o FWD no mês de outubro do ano de 2001, para os diferentes subtrechos construídos. As formas das curvas de correlação obtidas são semelhantes para os diferentes materiais usados como camada de base.

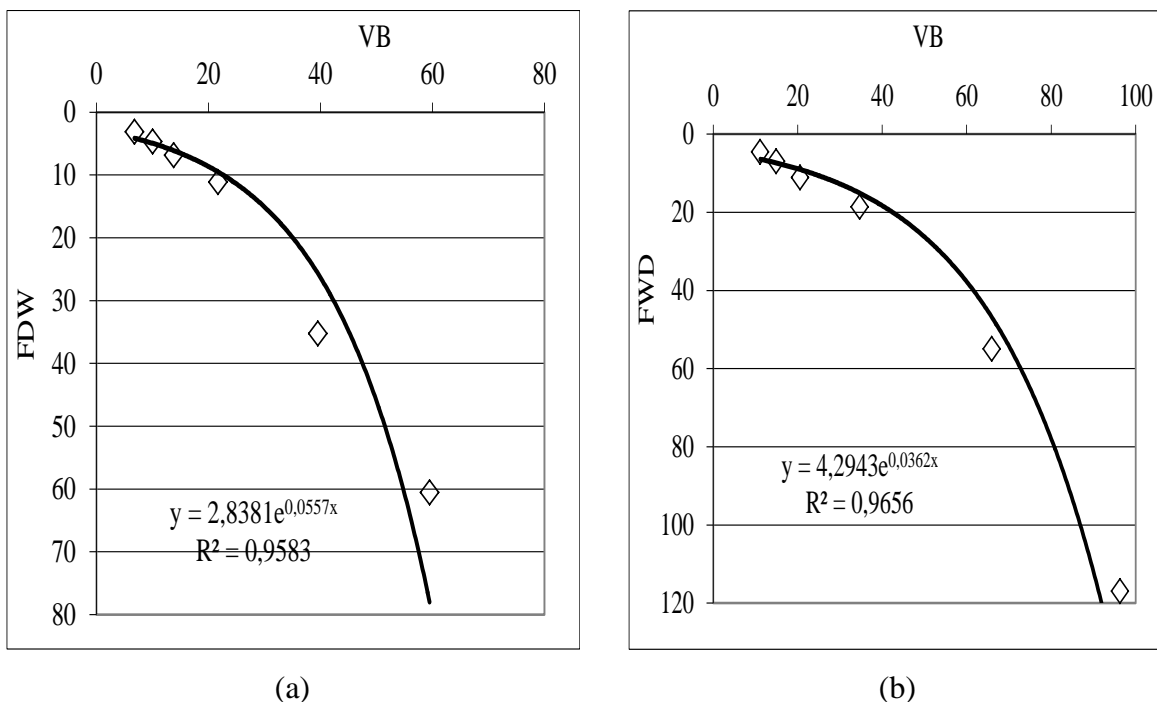
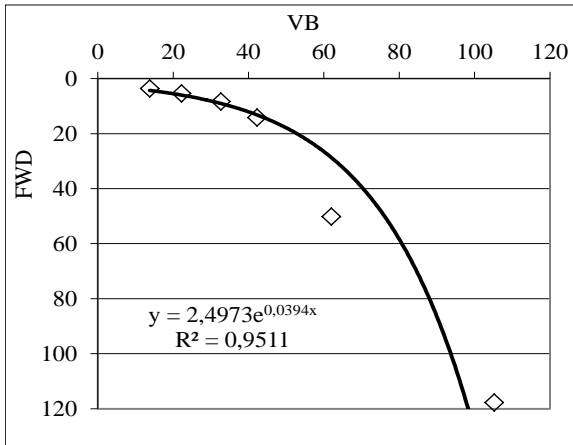
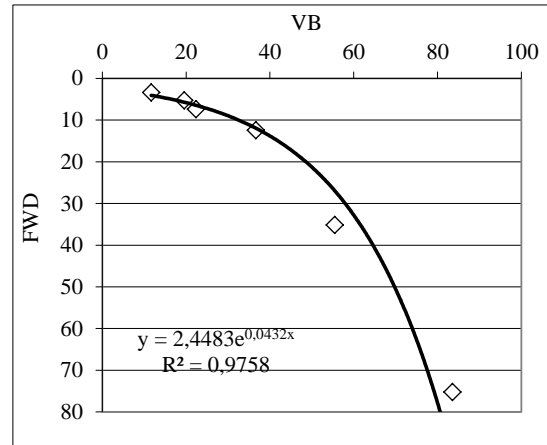


Figura 4.79 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo-brita; b) expurgo.

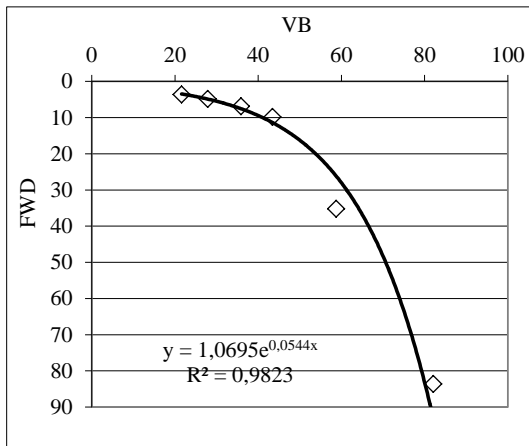


(a)

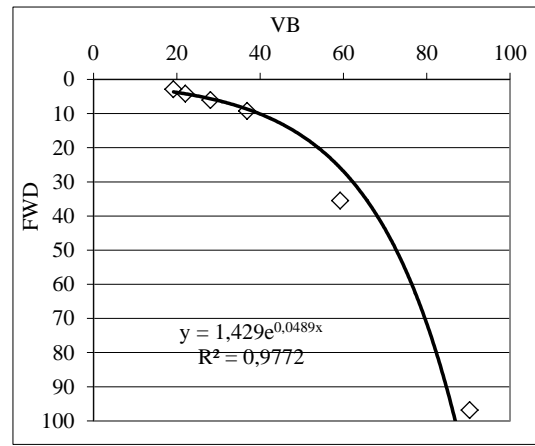


(b)

Figura 4.80 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo fino; b) solo-cal.



(c)



(b)

Figura 4.81 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo fino com geotêxtil superior; b) solo fino com geotêxtil inferior.

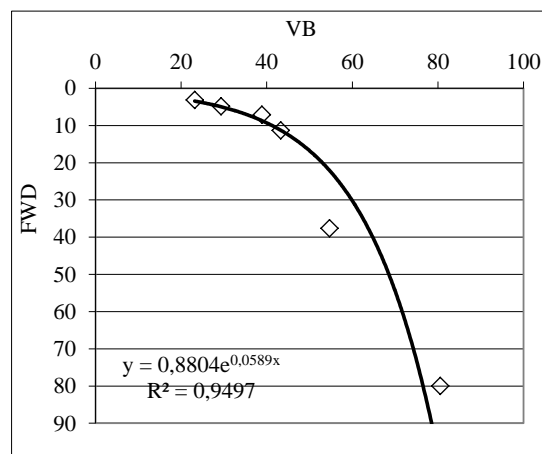


Figura 4.82 – Correlação entre as bacias de deflexões médias do solo fino com geotêxtil envelopado.

Na Tabela 4.31 constam as bacias de deflexões médias obtidas com a Viga Benkelman e o FWD, medidas no mesmo em outubro de 2000.

Tabela 4.31 – Bacias médias de deflexões para o Trecho 1 (outubro/2000).

Distâncias (cm)	0	20	45	65	90	120	Tipos de Base
FWD	54,2	31,0	10,8	8,0	6,2	4,8	SB
	97,2	46,3	16,5	9,9	6,4	4,4	EXP
	98,6	41,6	13,3	7,9	5,1	3,4	SF
	57,2	30,2	11,5	7,3	4,9	3,3	SC
	76,8	28,6	9,54	6,7	4,4	3,5	GS
	88,2	32,2	10,1	5,7	3,8	2,9	GI
	80,5	33,6	10,7	6,7	4,5	3,1	GE
VIGA	72,1	61,7	48,2	37,0	28,0	20,8	SB
	79,7	69,2	53,3	43,9	34,5	24,9	EXP
	78,8	68,3	51,5	39,8	30,0	21,5	SF
	73,2	62,4	46,9	38,8	30,6	22,7	SC
	71,5	60,8	45,9	37,9	28,9	19,8	GS
	82,6	71,5	53,2	43,9	36,2	27,6	GI
	72,6	61,8	45,9	36,4	28,4	20,1	GE

A Tabela 4.32 apresenta os resultados comparativos da ANOVA medidos com equipamentos diferentes, para cada tipo de base. Observa-se que apenas as medidas das bacias de deflexões do subtrecho solo-cal são diferentes. As demais deflexões são consideradas iguais.

Tabela 4.32 – Resultado da ANOVA (outubro/2000).

Tipos de Base	Fcal	valor-P	Fcrít
SB	4,99	0,049	4,96
EXP	1,48	0,251	4,96
SF	1,28	0,285	4,96
SC	5,26	0,045	4,96
GS	2,55	0,141	4,96
GI	3,16	0,106	4,96
GE	2,01	0,187	4,96

Na Tabela 4.33 constam os valores das bacias deflectométricas médias medidas pelo FWD e pela Viga Benkelman (VB), em agosto/2001, para o Trecho 1. Já a Tabela 4.61 apresenta o resultado da ANOVA para as bacias médias da Tabela 4.60. Observa-se que o F calculado é

menor que o F crítico, logo, infere-se que as medidas efetuadas com equipamento diferentes, podem ser consideradas iguais.

Tabela 4.33 – Bacias médias medidas em agosto/2001.

Distância (cm)	0	25	50	75	100	125	Tipos de Base
FWD	60,6	35,2	11,2	6,9	4,7	3,1	SB
	117,0	55,0	18,6	11,1	7,0	4,6	EXP
	117,8	50,2	14,2	8,4	5,5	3,7	SF
	75,2	35,2	12,5	7,4	5,3	3,4	SC
	82,1	58,7	43,4	35,9	27,9	21,6	GS
	96,8	35,5	9,2	6,1	4,2	2,9	GI
	80,0	37,6	11,3	7,1	4,9	3,2	GE
VB	59,5	39,5	21,7	13,8	10,0	6,8	SB
	96,3	65,9	34,6	20,6	14,9	11,1	EXP
	105,2	62,0	42,3	32,7	22,2	13,8	SF
	83,6	55,5	36,7	22,3	19,6	11,7	SC
	83,6	35,2	9,8	6,9	4,9	3,6	GS
	90,4	59,2	36,9	28,1	22,1	19,2	GI
	80,6	54,7	43,3	38,9	29,3	23,2	GE

Tabela 4.34 – Resultado da ANOVA para as bacias médias (agosto/2001).

Tipos de Base	Fcal	valor-P	Fcrít
SB	0,16	0,701	4,96
EXP	0,05	0,829	4,96
SF	0,33	0,578	4,96
SC	0,9	0,366	4,96
GS	1,76	0,214	4,96
GI	0,81	0,39	4,96
GE	1,97	0,19	4,96

A Figura 4.83 reúne os resultados obtidos nos diferentes ensaios realizados no Trecho 1 nos anos de 2000 (a) e 2001 (b) por (Rezende, 2003) com o uso de Viga Benkelman e FWD. Na Figura 4.83b sobressai como distoantes das duas tendências gerais de comportamento os resultados obtidos em 2001 para o subtrecho com uso de geotêxtil na parte superior e três pontos oriundo do ensaio no subtrecho com base em solo brita e dois pontos do subtrecho com base em expurgo de pedreira. Aparentemente esses desvios de comportamento estão atrelados aos resultados de FWD. As figuras mostram que os resultados obtidos segundo os dois ensaios, Viga Benkelman e FWD, estão correlacionados segundo duas tendências distintas

que podem ser explicadas com base na curva obtida para o ensaio de adensamento com as tensões em escala logarítmica para possibilitar melhor visualização e entendimento (Figura 4.83).

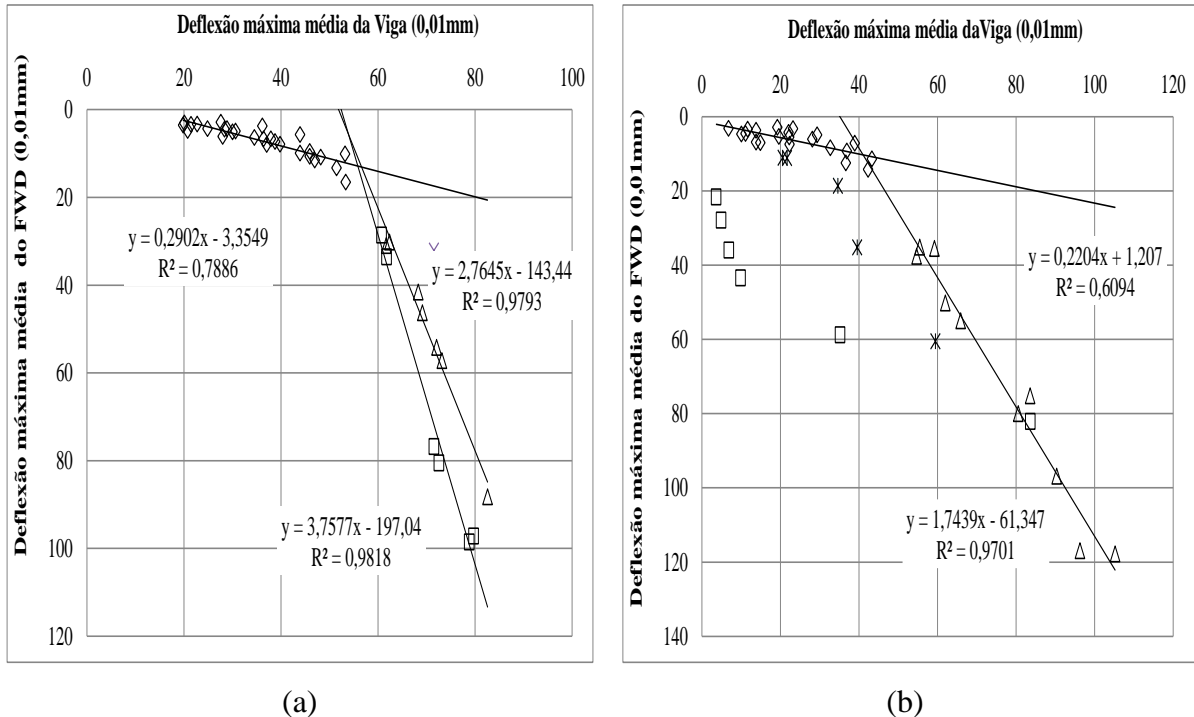


Figura 4.83 – Trecho 1, solo-brita, expurgo, solo fino e solo-cal: a) 2000; b) 2001.

Nessa Figura o “estado inicial” corresponde ao estado da via antes do ensaio. Quando se faz o ensaio de Viga Benkelman com o afastamento do veículo se tem a descarga no ponto de medida das deformações e estas são maiores que as oriundas do FWD no domínio elástico, sendo que estas corresponderiam no ensaio de adensamento a um efeito de recarga nos pontos de medida. Para grandes deformações, ou seja, a estrutura de pavimento plastificando, os resultados dos ensaios se aproximam conforme mostrado na Figura 4.84. Portanto, acredita-se que essa análise representa uma contribuição importante não só para o entendimento comparativo dos dois ensaios como também para verificação do estado do pavimento em relação aos resultados de VB e FWD obtidos. Se eles se aproximam isso estaria indicando que, para aquele nível de solicitação, ele estaria sofrendo deformações plásticas não desejáveis para a estrutura de pavimento.

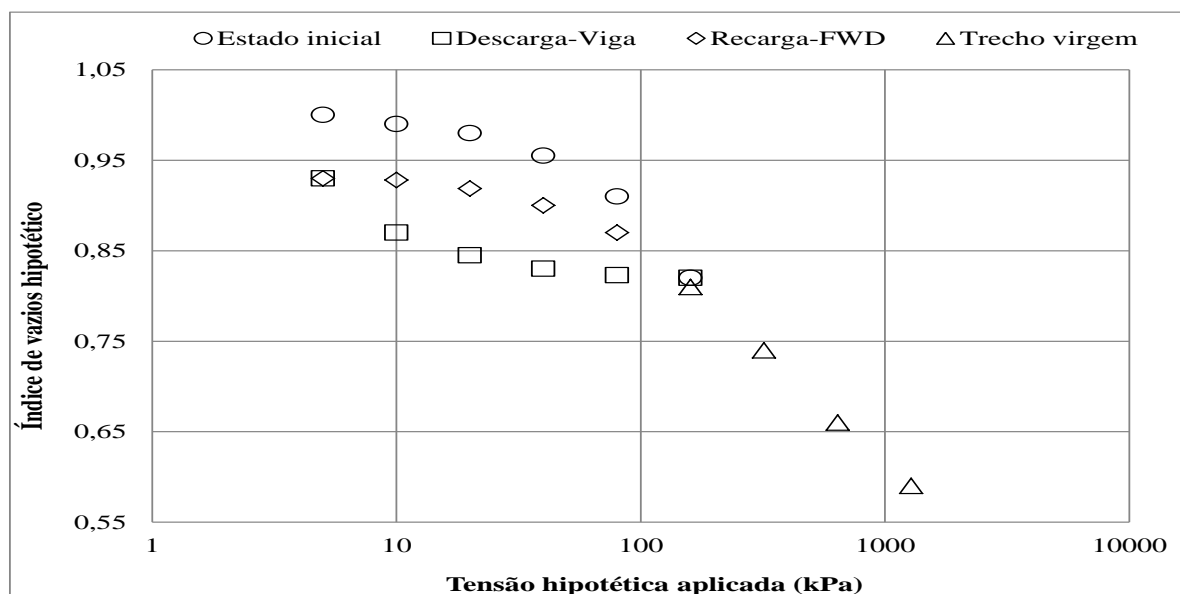


Figura 4.84 – Similaridade entre os ensaios com viga e FWD e as fases do ensaio de adensamento.

4.5.11- RETROANÁLISE

Para o Trecho 1 não se obteve bacias coincidentes de campo e de retroanálise em todos os subtrechos. As Figuras de 4.85 e 4.86 mostram a comparação entre as bacias calculadas e medidas para o solo-brita, o solo fino, o solo-cal e base envelopada com geotêxtil. Observa-se que em algumas estacas ocorreu uma boa aproximação de valores, principalmente nas medidas mais próximas ao ponto de aplicação da carga. Entretanto, nos pontos mais distantes, a diferença é significativa, considerando-se os critérios de aceitação descritos na revisão bibliográfica.

A Figura 4.85 apresenta a bacia média medida e a calculada para o subtrecho em solo-brita, solo fino e solo-cal. Observa-se que para a distância “0” as duas curvas são coincidentes e passam a se distanciarem até a distância aproximada de 50 cm a 60 cm, distância a partir da qual as curvas seguem paralelas.

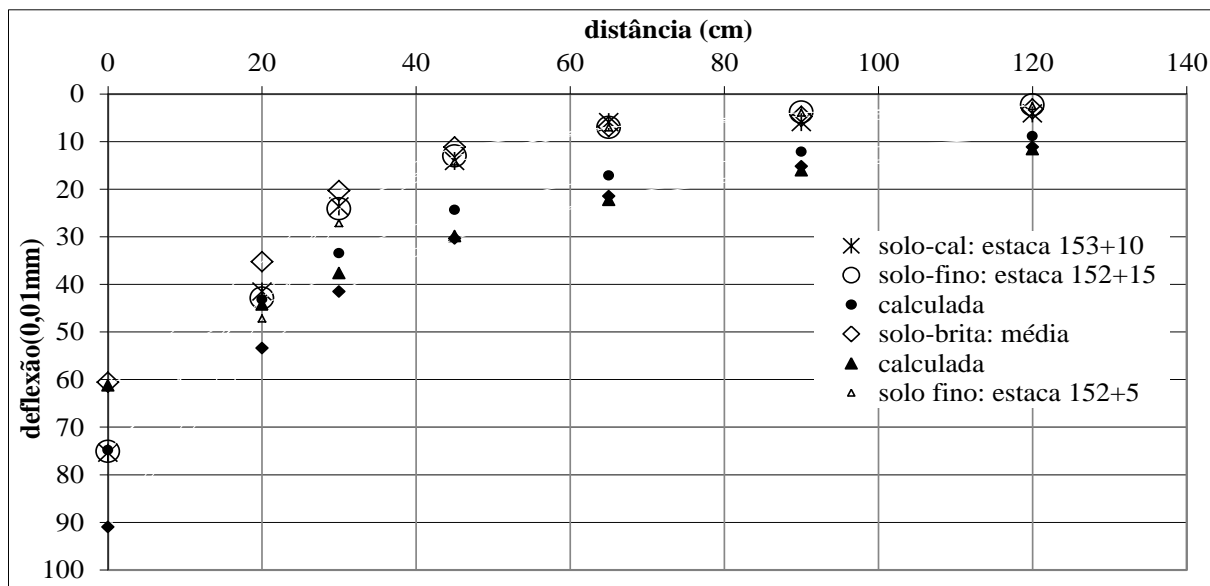


Figura 4.85 – Comparação entre as bacias de diversos subtrechos.

A Figura 4.86 apresenta a comparação das bacias médias obtidas para a base envelopada com geotêxtil determinada em outubro/2000 e agosto/2001. Os resultados obtidos são coincidentes. Já a bacia calculada (retroanalizada) somente as deflexões iniciais e as finais são aproximadas.

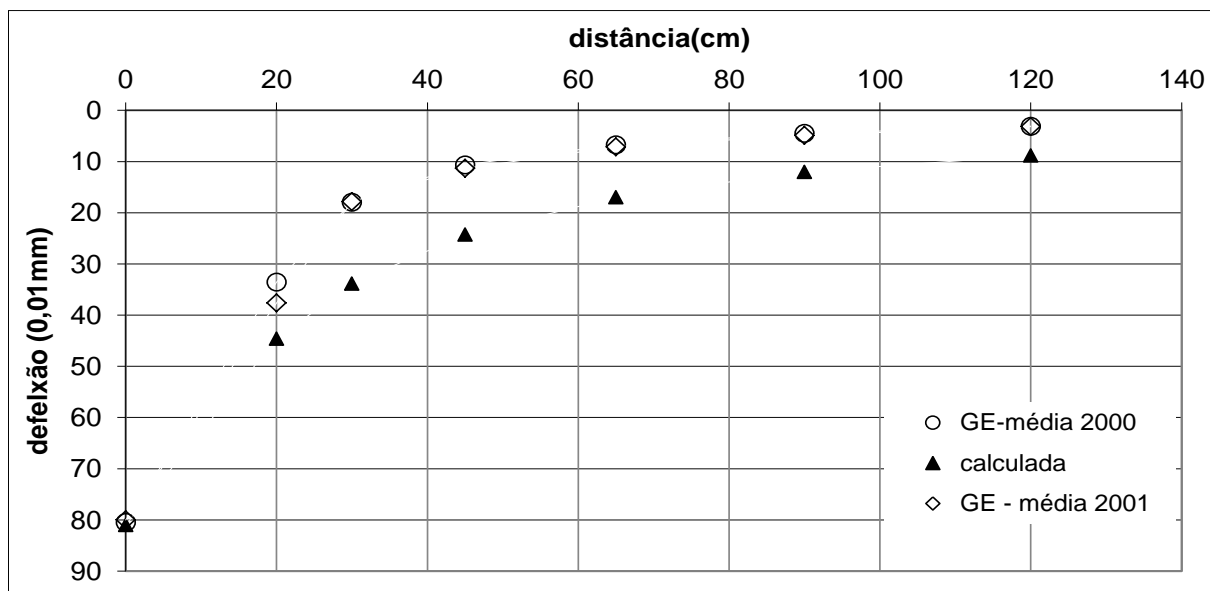


Figura 4.86 – Bacias do subtrecho de solo fino com geotêxtil envelopado.

A Tabela 4.35 contém o resumo dos parâmetros obtidos na retroanálise. Analisando-a, percebe-se que os resultados dos módulos não são únicos e, além do mais, apresentam um

intervalo amplo de variação de valores, concordando com o relatado por Pinto & Preussler (2002), Preussler *et al.*, (2000), Franco (2000), Albernaz *et al.*, (1995).

Tabela 4.35 – Resumo dos parâmetros retroanalizados do Trecho 1.

Camadas	Espessura (cm)	SB		SF		SC	
		M	v	M	v	M	v
Revestimento	3	3000	0,30	3000	0,30	3000	0,30
Base	20	700	0,35	250-300	0,40	250-300	0,40
Subleito	-	80-100	0,45	80-100	0,45	80-100	0,45

4.6- ENSAIOS DE CAMPO TRECHO 2

4.6.1- PENETRÔMETRO DINÂMICO CÔNICO – PANDA

As Figuras 4.87, 4.88 e 4.89 mostram os perfis de resistências obtidos nos ensaios PANDA considerando-se valores médios e os perfis de umidades para os subtrechos. Embora os ensaios tenham sido realizados no mesmo período, não foram obtidos exatamente nos mesmos pontos, havendo diferenças relativas de localização, quanto à faixa da via e ao estaqueamento. Essa diferença de localização ocorreu em função do apoio logístico necessário (controle do tráfego na via) no dia da execução do ensaio de umidade.

Nas Figuras 4.87a, 4.88a e 4.89a verifica-se que a resistência do subleito diminui com a profundidade, lembrando que este se encontra aproximadamente a partir de 40 cm de

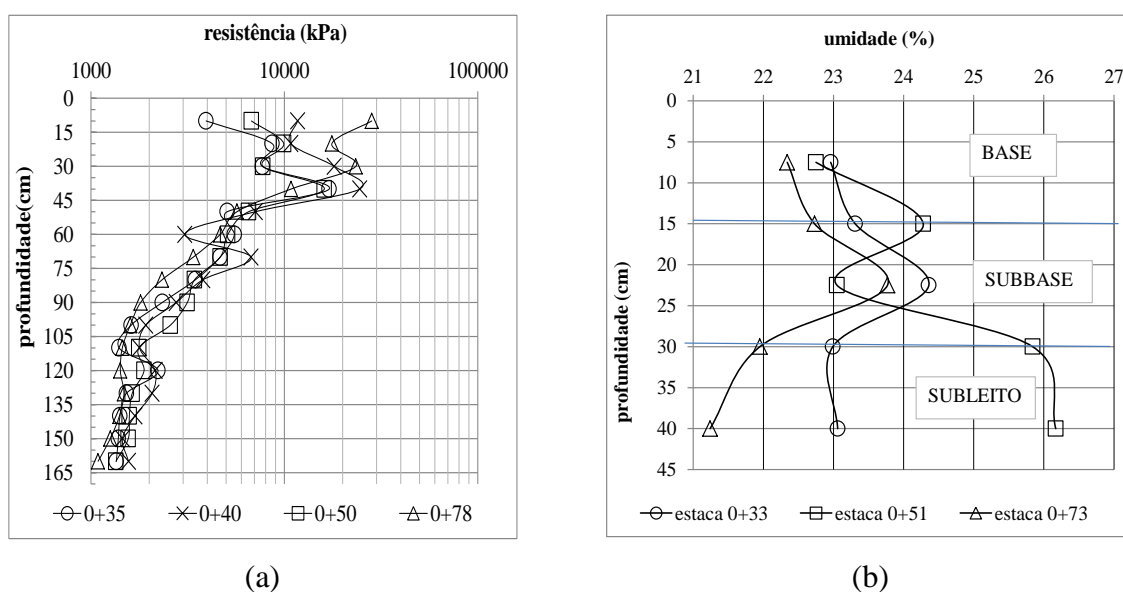


Figura 4.87 – Perfis do subtrecho de solo-cal (a) resistência (b) umidade.

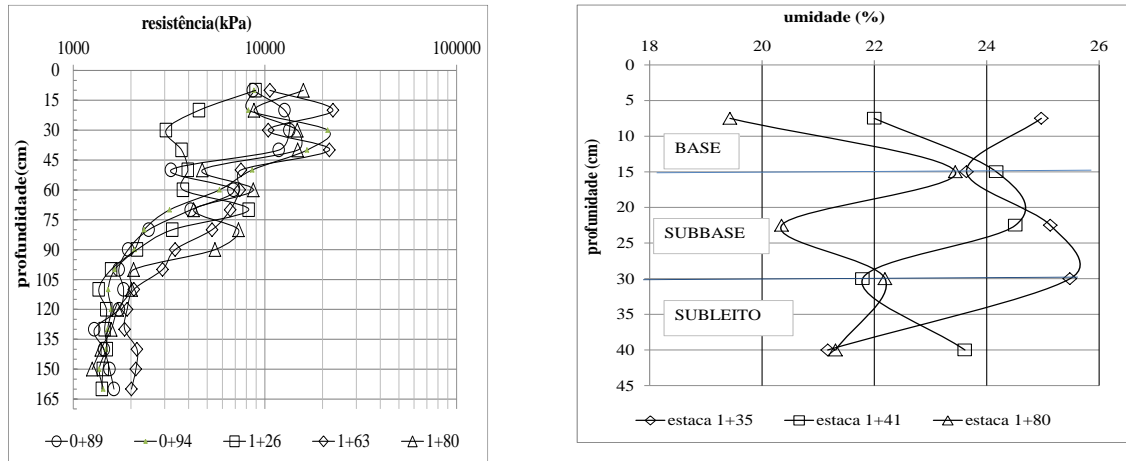
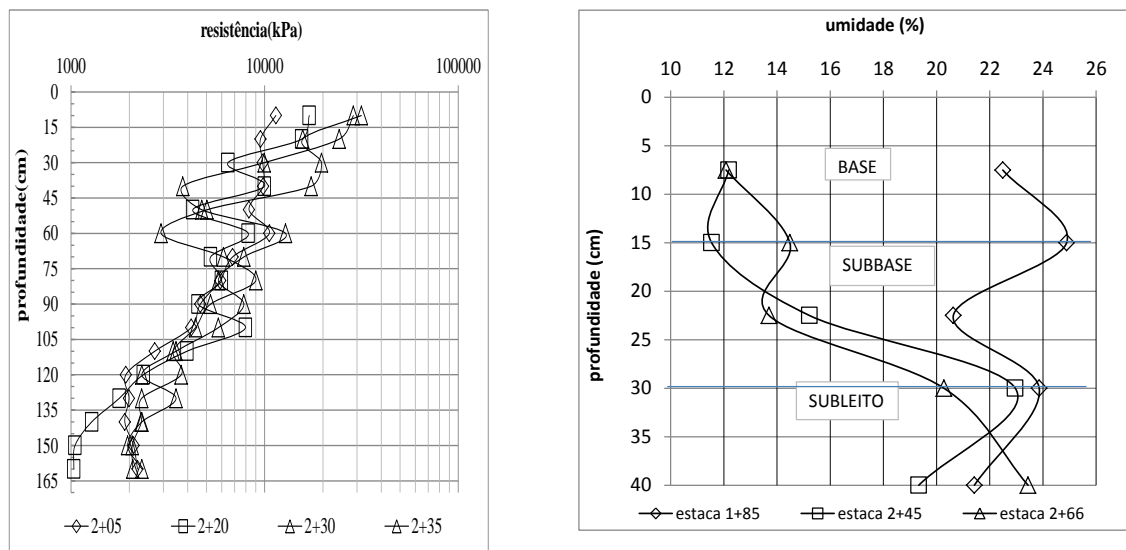


Figura 4.88 – Perfis do subtrecho de solo fino sem retração (a) resistência (b) umidade.



(a)

(b)

Figura 4.89 – Perfis do subtrecho de solo fino com retração (a) resistência (b) umidade.
 profundidade.

No trecho de solo-cal (Figura 4.87a) verifica-se a tendência da resistência aumentar com a profundidade até encontrar o subleito, a partir de onde ela começa a diminuir. A correlação entre essas variações de resistência e as variações de umidade é difícil tendo em vista o fato dos locais de ensaio e de coleta de amostra não serem os mesmos.

No trecho em solo sem retração (Figuras 4.88a e 4.88b) as faixas de valores obtidos para a resistência e para o teor de umidade foram semelhantes às obtidas para o solo cal, sendo pelo mesmo motivo dado para a base de solo fino sem retração difícil associar a umidade à resistência. Observa-se, porém que, enquanto no solo cal a resistência tendia a aumentar com

a profundidade nas camadas de base e sub-base, para a camada de solo fino sem retração, os valores obtidos tenderam a constância.

As Figuras 4.89a e 4.89b, também apresentam para o solo fino com retração faixas de valores de resistência semelhantes aos demais tipos de base e sub-base, porém com tendência de diminuição com a profundidade. Já as umidades apresentaram para dois dos três perfis analisados valores muito inferiores aos registrados para o solo fino sem retração e para o solo-cal.

Agora, apenas as resistências por camada, ou seja, com maior detalhamento, verifica-se na Figura 4.90a, que as bases de solo-cal e solo fino sem retração apresentam basicamente a mesma resistência e esta pouco variou com a profundidade. Já a base de solo fino com retração apresenta maior resistência e comportamento peculiar. Verifica-se nesse último caso que a resistência à penetração é maior nos 5 cm superiores e praticamente sendo constante até a profundidade de 11 cm; a partir de onde passa a aumentar. Esse comportamento está aparentemente colocando em evidência o efeito da retração e perda de umidade na superfície devido à evaporação e, na base, devido à necessidade de equilíbrio de energia com o topo da camada de sub-base também submetida à secagem prévia.

A Figura 4.90b mostra o perfil de resistência versus a profundidade da sub-base para os diversos subtrechos. As sub-bases foram executadas no mesmo período (Rezende, 2003). Observa-se que apenas nos centímetros iniciais houve diferença de resistência do solo fino com retração em relação às outras sub-bases fazendo sobressair o efeito da contração por secagem na parte mais superficial da camada.

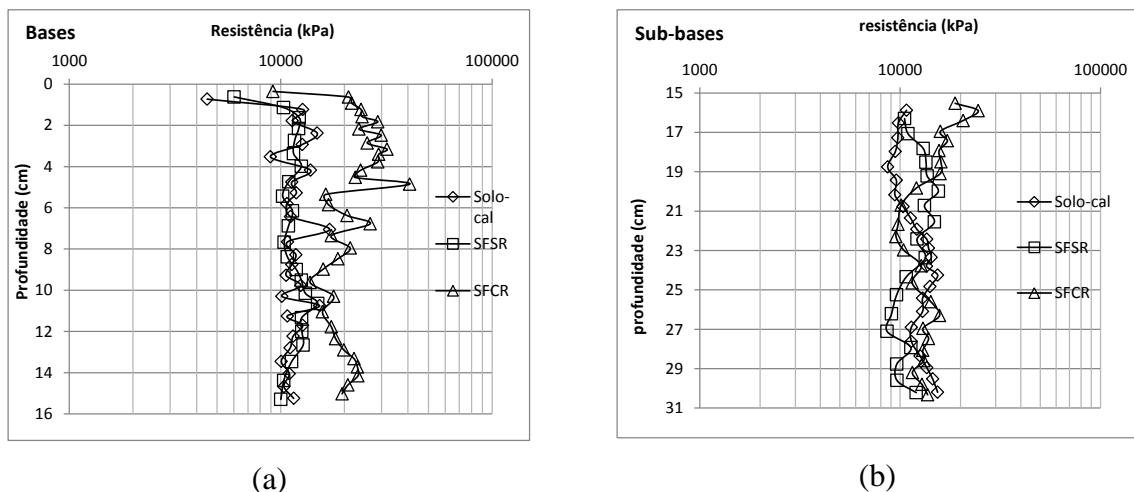


Figura 4.90 – Perfis médios de resistências: (a) bases e (b) sub-bases.

4.6.2- GROUND PENETRATING RADAR – GPR

As Figuras de 4.91 a 4.93 ilustram os radargramas, os perfis de resistência PANDA e de umidades obtidos no Trecho 2.

As Figuras 4.91 e 4.92 mostram, respectivamente, os perfis longitudinais e transversais do subtrecho executado com solo-cal marcando a grande irregularidade na espessura das camadas de revestimento (inferior), de base e de sub-base (superior e inferior). Observando-se a Figura 4.91 constata-se que há diferença de materiais de sub-base e de subleito. Ainda, observa-se que a separação entre a base e a sub-base é bastante nítida.

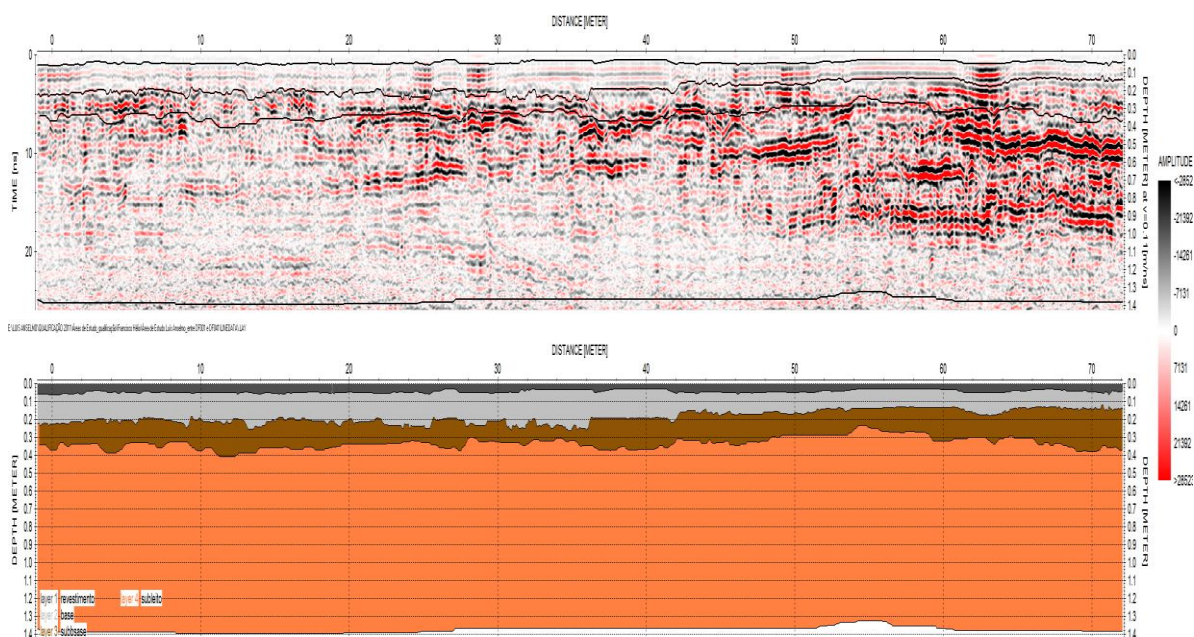
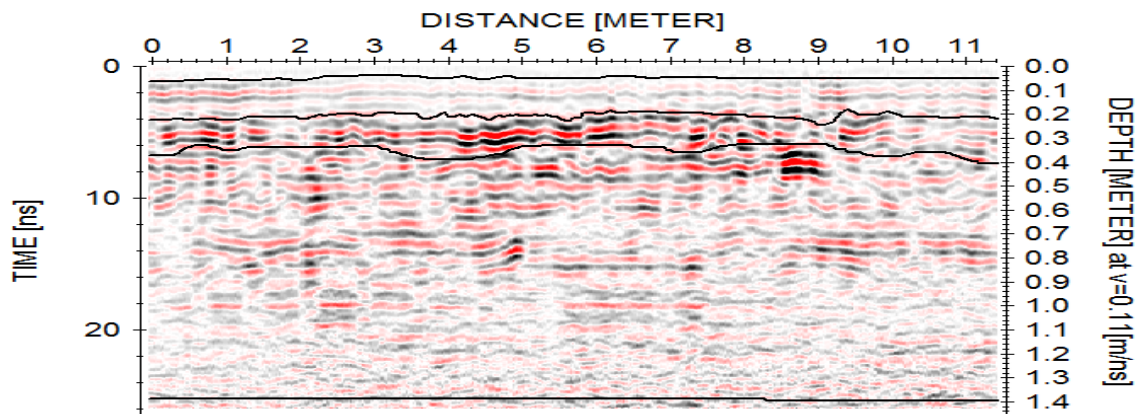


Figura 4.91 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo-cal – faixa direita externa.



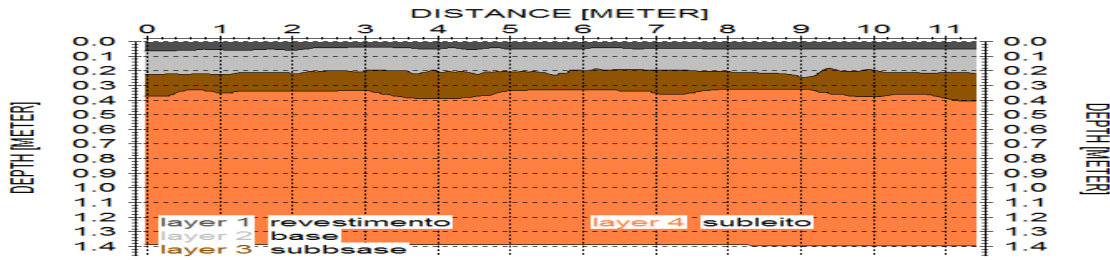
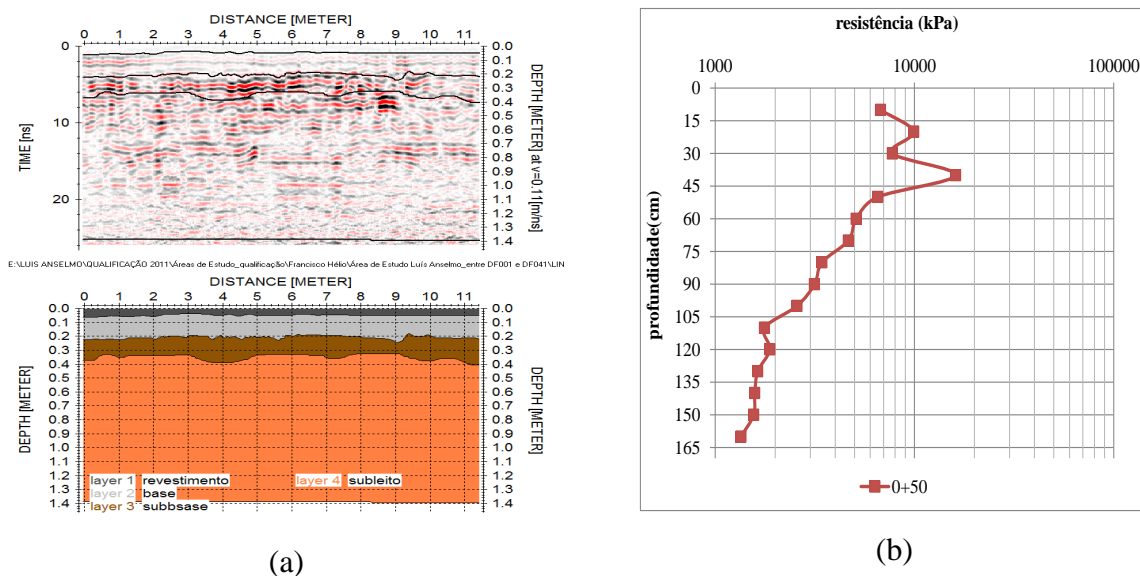


Figura 4.92 – Perfil transversal do subtrecho de solo-cal na estaca 0+50.

Observando-se a Figura 4.92c constata-se que a base está com umidade quase constante. Já no subleito, a umidade é maior e constante. Constata-se ainda que a resistência é relativamente alta até a profundidade de 45 cm, correspondendo as espessuras da base (15 cm), da sub-base (15 cm) e numa parte do subleito. Os 15 cm de subleito com maior resistência, possivelmente é devido ao processo de compactação das camadas superiores ou do tráfego existente na via antes da execução das camadas estruturais (sub-base, base e revestimento).



(a)

(b)

(c)

Figura 4.93 – Subtrecho de solo-cal: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

Nas Figuras 4.94 e 4.95 são mostrados, respectivamente, os perfis longitudinal e transversal do subtrecho executado com solo fino sem retração. Identifica-se nos perfis o limite entre a base e a sub-base. Observa-se também que estas camadas estão com bastante umidade (região acinzentada).

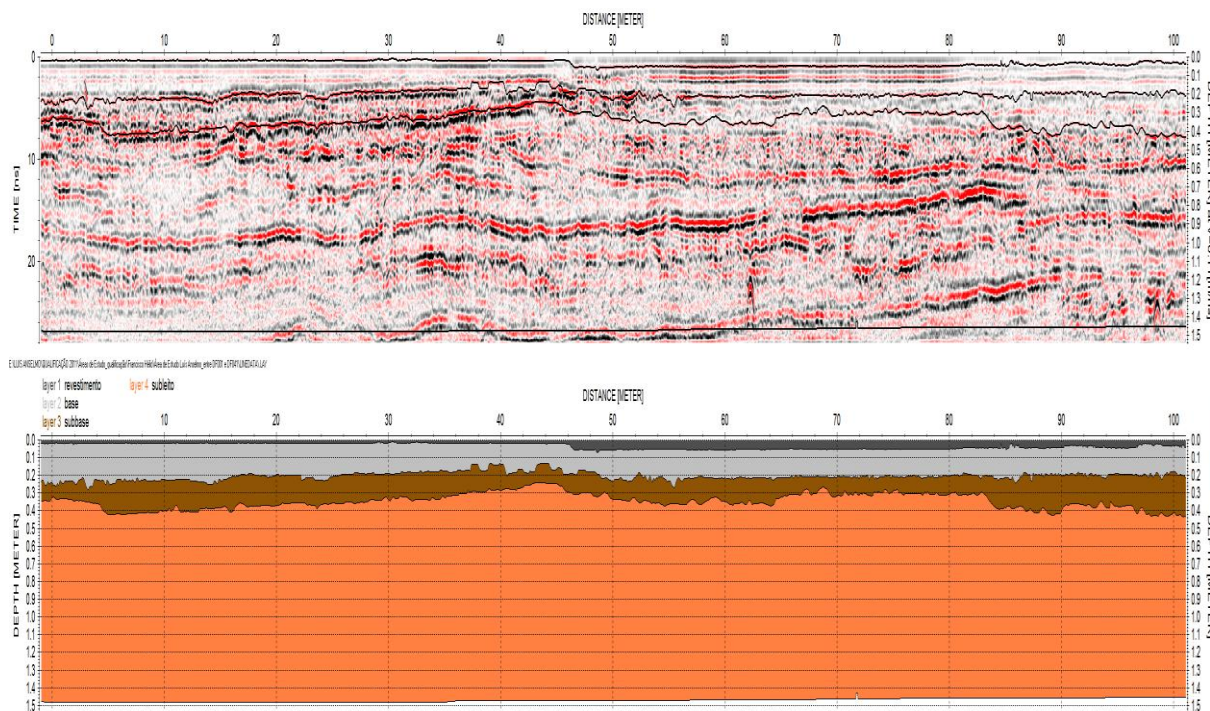


Figura 4.94 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino sem retração.

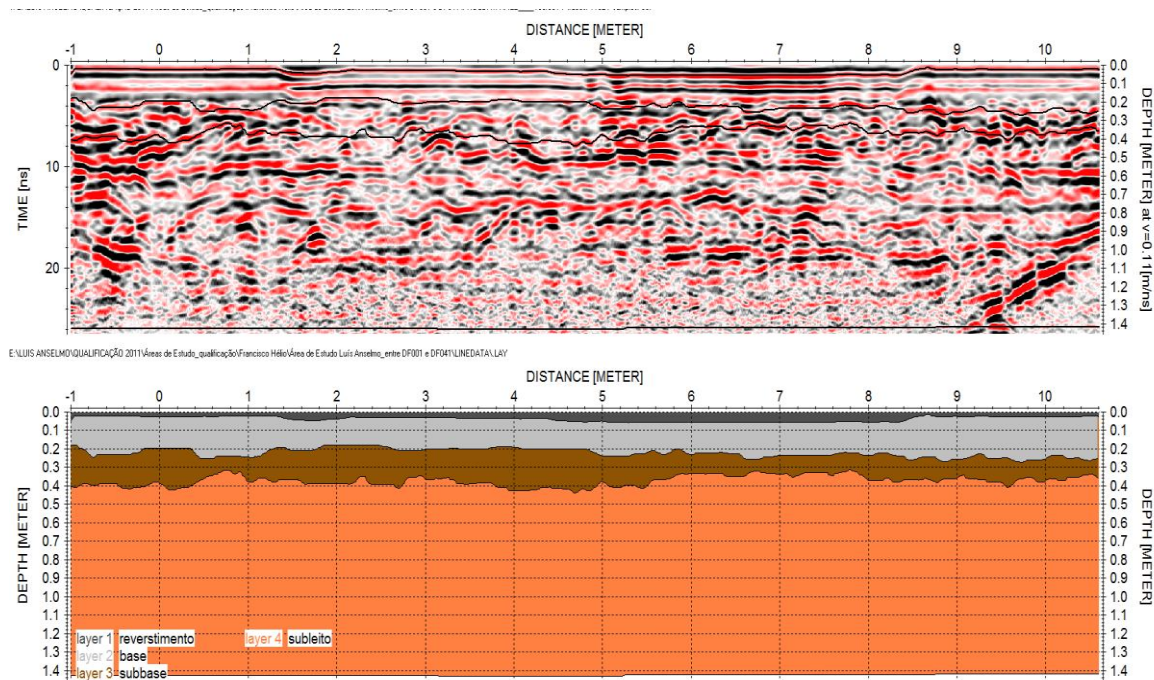


Figura 4.95 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino sem retração na estaca 1+80.

Constata-se ainda, que o revestimento está com espessura muito pequena ou inexistente. A base e a sub-base apresentam-se bastantes irregulares. Embora exista a possibilidade da irregularidade das camadas inferiores ser causada pela degradação do revestimento que provoca bombeamento dos finos, o mais provável é que seja decorrente do processo executivo.

Na Figura 4.96 constata-se que umidade é relativamente elevada e a resistência diminui linearmente com a profundidade.

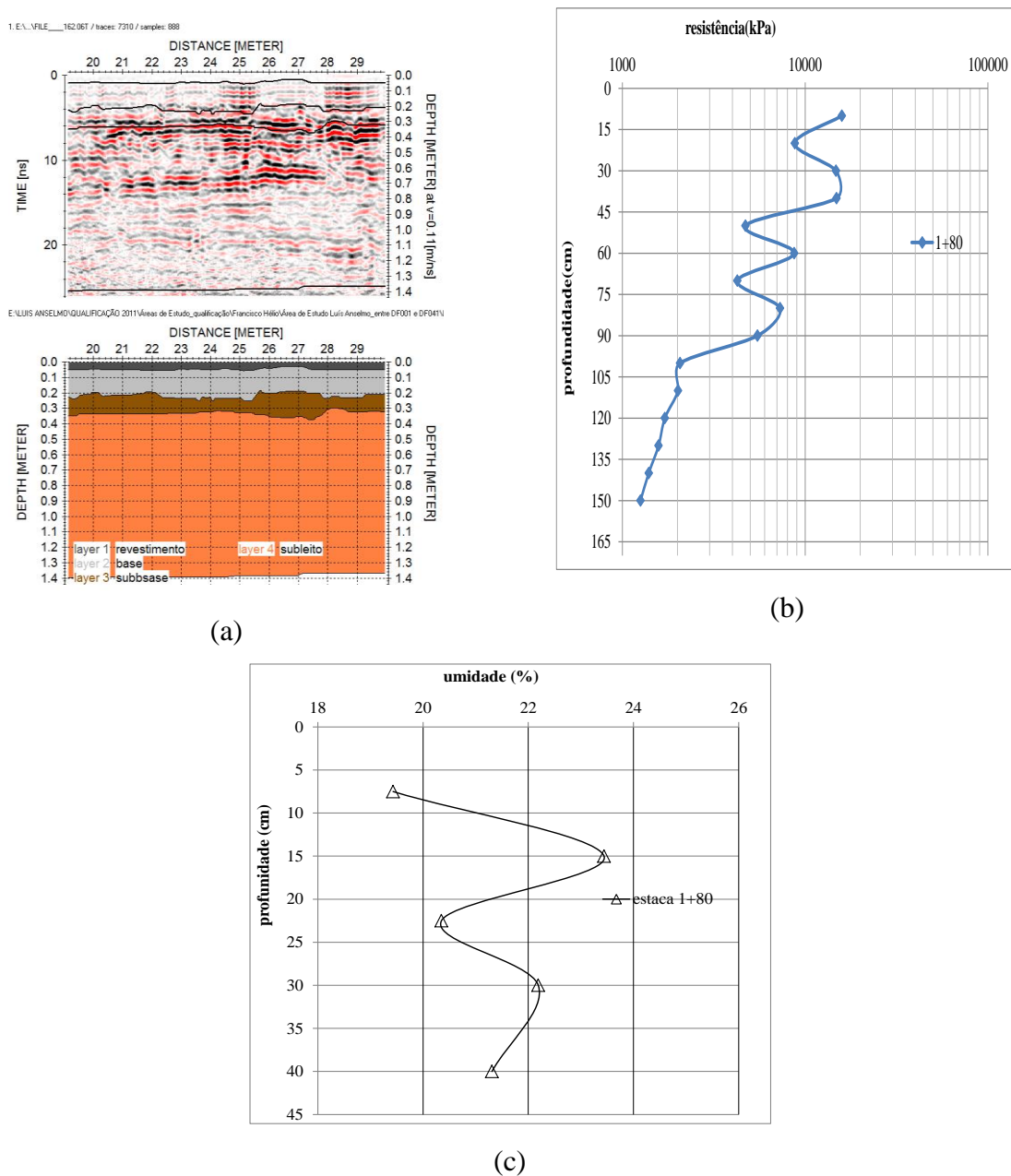


Figura 4.96 – Subtrecho de solo fino sem retração: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

Os perfis longitudinais e transversais do subtrecho de base executada com solo fino com retração estão demonstrados, respectivamente nas Figuras 4.97 a 4.98. Percebe-se que há separação entre a base, sub-base, e subleito, sendo que a base está com a superfície inferior e superior bem irregular. O revestimento está com espessura variável e, em determinadas extensões, a espessura está ainda próxima da de projeto.

A Figura 4.99 mostra o radargrama e os perfis de resistência e de umidade da estrutura de pavimento. Observa-se que a umidade é baixa na profundidade correspondente a base e a sub-base e, conseqüentemente, em função da maior sucção atuante, a resistência é elevada.

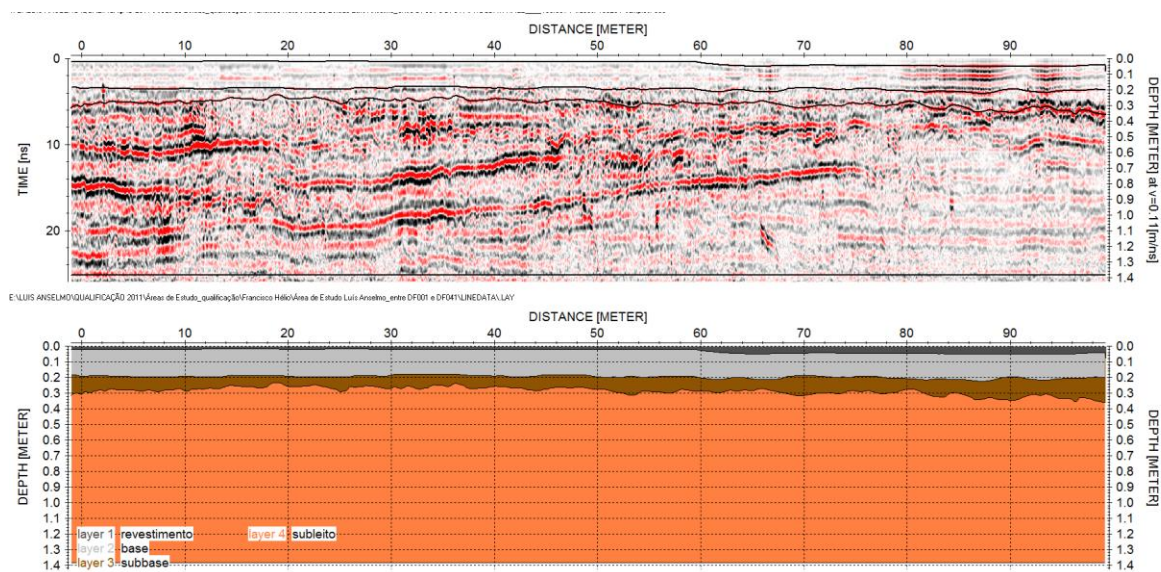


Figura 4.97 – Perfil longitudinal do subtrecho de solo fino com retração – faixa direita externa.

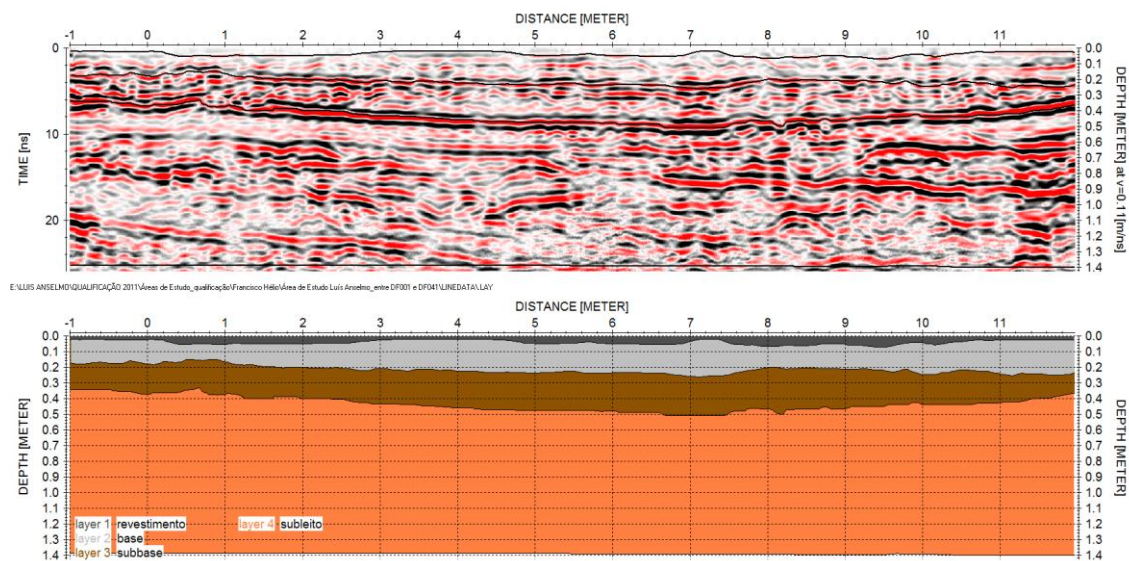
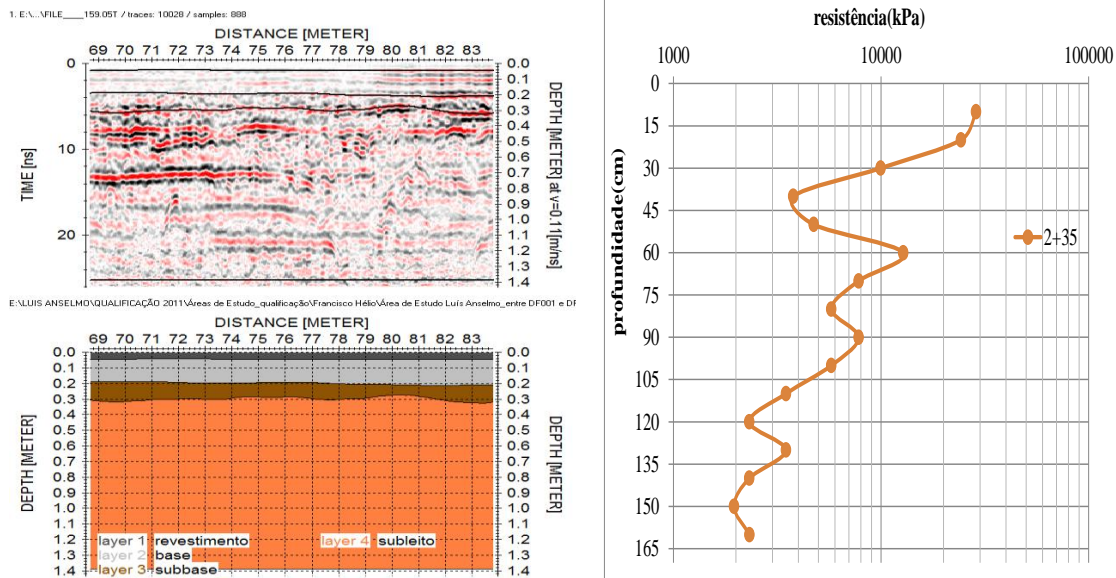
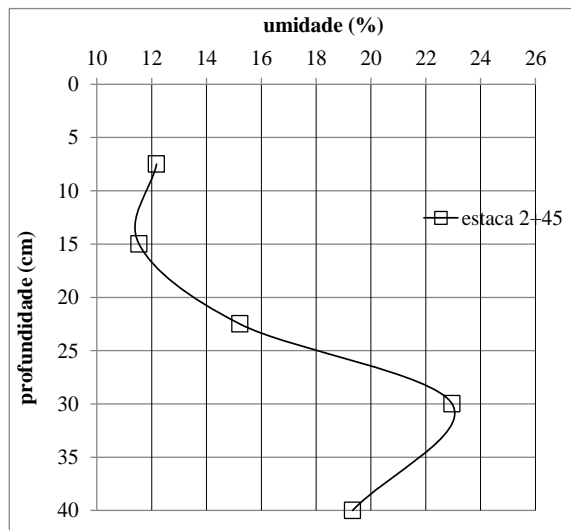


Figura 4.98 – Perfil transversal do subtrecho de solo fino com retração na estaca 2+35.



(a) (b)



(c)

Figura 4.99 – Subtrecho de solo fino com retração: comparação de perfis radargrama, resistência e umidade.

4.6.3- AVALIAÇÃO FUNCIONAL OBJETIVA

As Tabelas 4.36 e 4.37 apresentam os resultados das avaliações realizadas. Nessas tabelas verifica-se que os defeitos observados na avaliação realizada em 2002 foram trincas isoladas longitudinais curtas e longas. Já na avaliação de 2008, as trincas isoladas curtas e longas evoluíram para trincas interligadas sem ou com erosão nas bordas. Nas avaliações seguintes, os defeitos evoluíram.

Tabela 4.36 – Conceitos da avaliação dos subtrechos.

Avaliações	1 ^a .	2 ^a .	3 ^a .	4 ^a .
Anos	2002	2008	2010	2011
Mês	julho	outubro	março	maio
SC	ótimo	bom	bom	regular
SFSR	bom	ruim	ruim	péssimo
SFCR	ótimo	ótimo	regular	ruim

A Tabela 4.36 reflete as situações particulares de cada sub-trecho. Para o subtrecho de solo-cal a evolução dos defeitos se deu com as trincas isoladas passando a interligadas com erosão acentuada nas bordas, principalmente, na interface com o subtrecho seguinte.

Para o subtrecho executado em solo fino sem retração os defeitos superficiais detectados na avaliação de 2002 foram fissuras, trincas isoladas, escorregamentos, ondulações e polimento. Já na avaliação realizada em 2008, os defeitos mais acentuados foram a trincas interligadas com erosão nas bordas e afundamentos locais plásticos. Ao longo do tempo esses defeitos evoluíram significativamente em nível de severidade e extensão, piorando o conceito na avaliação. Atualmente, nas trilhas de roda das duas faixas, toda a extensão está com trincas de alto grau de severidade e aparecem algumas panelas.

O subtrecho de solo fino com retração estava ótimo até a 2^a avaliação. No entanto, nas últimas avaliações, apareceram alguns defeitos (trincas), possivelmente devido ao período de vida útil já decorrido fazendo com que o revestimento atingisse a fadiga e permitisse a infiltração da água da chuva possibilitando a deterioração da camada de base argilosa. A comparação desses dois subtrechos, solo fino sem retração e solo fino com retração, mostra que no caso a prática da retração mostrou-se eficiente.

Analisando-se o Trecho 2 sob essa ótica puramente subjetiva, conclui-se que o conceito variou bruscamente de ótimo para péssimo, somente no subtrecho de base executado com solo fino sem retração. Para os demais ocorreu a evolução esperada dos defeitos iniciais ocasionando um decréscimo no conceito ao longo do tempo.

Quanto aos índices de classificação considerados objetivos (Tabela 4.37), percebe-se que o subtrecho com solo fino sem retração é o que mais apresentou variação implicando ao se considerar o valor do PSI < 1,5 como aquele que aponta para a necessidade de reconstrução. Já na avaliação de 2008 ele se mostrava em situação crítica atingindo esse limite. Isso indica mais uma vez o acerto da proposição de Nogami e Villibor (1995) que recomendam a pré-

secagem quando do uso de solo fino em camadas da estrutura de pavimento, antes que esta receba a camada sobrejacente. A pré-secagem induz a retração do solo ampliando a capacidade de suporte. Geralmente, esta retração provoca o aparecimento de trincas que são em parte removidas e em parte seladas pela imprimação quando se trata de camada de base. Nas demais camadas ocorrem certo preenchimento quando da raspagem das trincas superficiais o que, geralmente, não resolve por inteiro o problema das trincas podendo comprometer o desempenho da camada por falta de continuidade o que diminui a sua espessura efetiva.

Para os subtrechos executados com solo-cal e solo fino com retração até a segunda avaliação não necessitavam de intervenção ($PSI > 2,5$). No entanto, na última avaliação, ambos os trechos apresentaram valor de $PSI < 2,5$; portanto, necessitando de algum melhoramento.

Tabela 4.37 – Índices de avaliação dos subtrechos.

Anos	2002			2008			2010			2011		
Índices	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI	IGG	VSA	PSI
SC	12	4,3	4,1	34	3,3	3,0	38	3,2	2,9	73	2,2	2,0
SFSR	22	3,8	3,5	113	1,5	1,4	148	1,1	1,0	306	0,1	0,3
SFCR	13	4,2	4,0	13	4,2	4,0	51	2,7	2,5	85	1,9	1,7

A Figura 4.100 permite avaliar o efeito da sazonalidade no desempenho da estrutura de pavimento ao apresentar a comparação do PSI para os subtrechos do Trecho 2. Segundo essa Figura observa-se que o revestimento do subtrecho em solo-cal apresenta o melhor comportamento ao longo do tempo. Em seguida, o solo fino com retração com valores de $PSI \leq 2,5$ nas duas últimas avaliações. Finalmente, como pior comportamento está o revestimento sobre a base em solo fino sem retração e que somente na primeira avaliação apresenta o $PSI > 2,5$. Nessa figura o efeito da sazonalidade na deterioração da estrutura de pavimento não aparece como no caso do Trecho 1. Além da localização distinta dos dois trechos pode ter afetado a qualidade do revestimento que no Trecho 1 foi o tratamento superficial e no 2, o concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ). Também pode ser afetado positivamente o comportamento das estruturas de pavimento presentes no trecho, o fato delas possuírem acostamento e drenagem mantidos em bom estado afastando assim a infiltração do leito estradal (Figura 4.101).

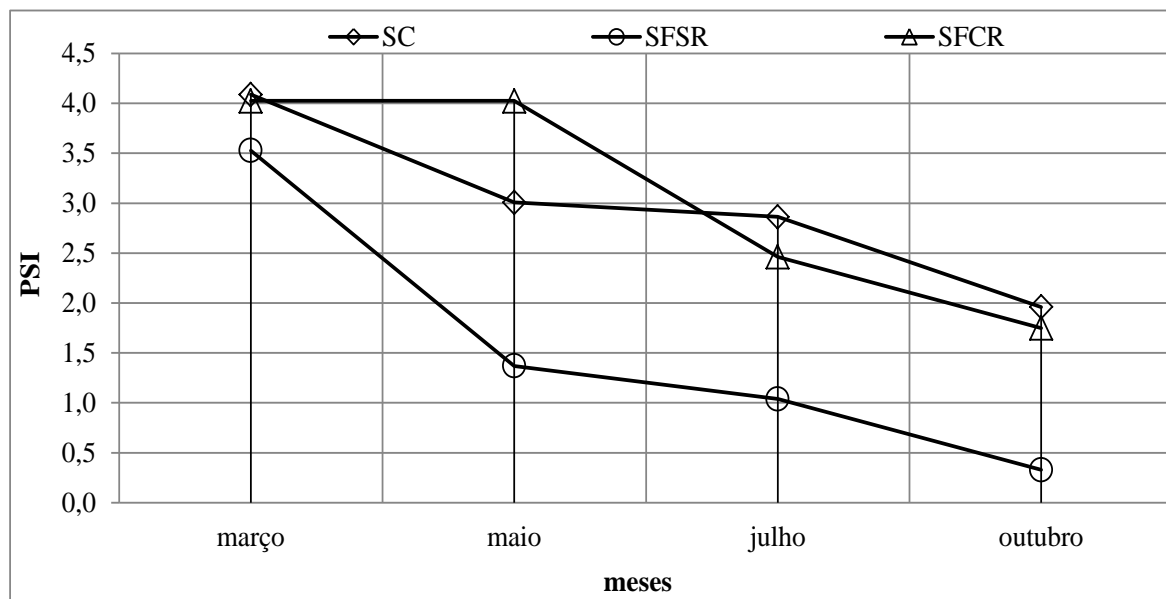


Figura 4.100 – Efeito da sazonalidade na avaliação funcional dos defeitos superficiais.



Figura 4.101 – Drenagem e acostamento.

4.6.4- AFUNDAMENTOS DE TRILHAS DE RODAS

As Figuras 4.102 e 4.103 mostram as deflexões nas trilhas de rodas, medidos nos anos de 2002, 2008, 2010 e 2011. Observando-se essas figuras infere-se que o subtrecho executado com solo fino sem retração sofreu os maiores afundamentos das trilhas de roda externa e interna. Observa-se ainda, que esses afundamentos foram maiores na trilha de roda externa, atingindo o nível de severidade alto (maior que 25 mm em média), principalmente, nas duas últimas avaliações.

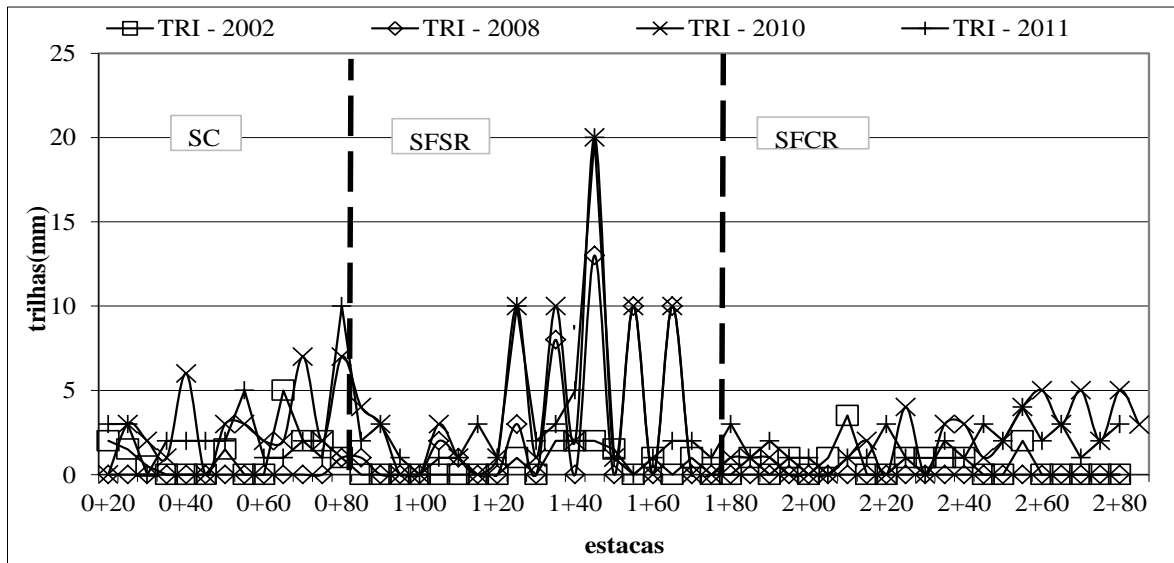


Figura 4.102 – Perfil das medidas de trilhas de roda interna.

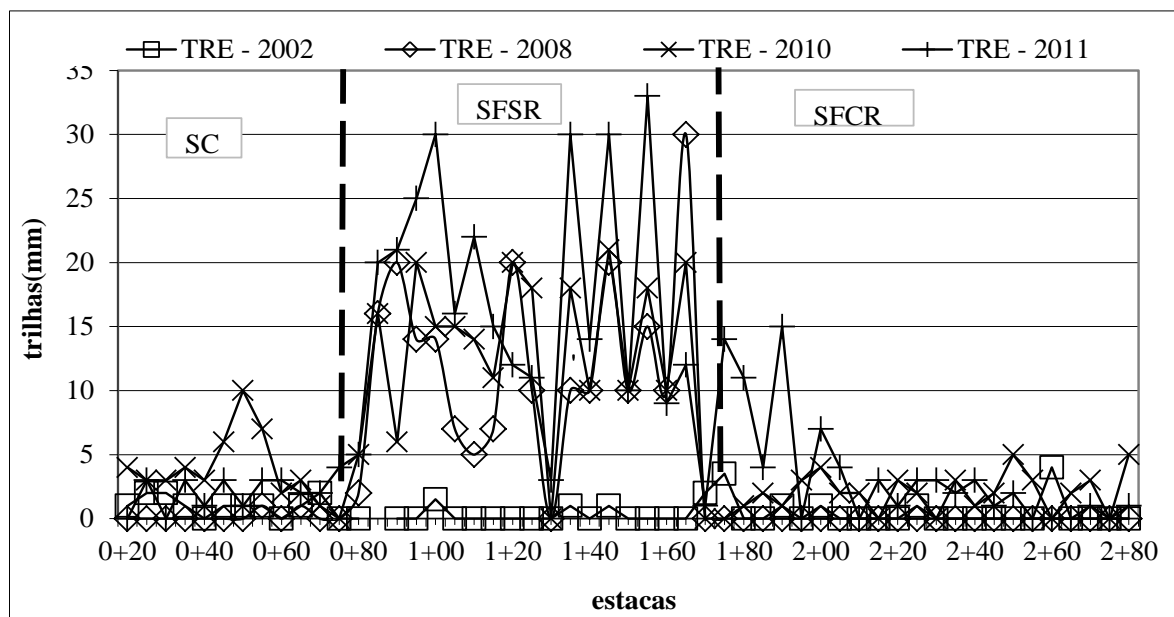


Figura 4.103 – Perfil das medidas de trilhas de roda externa.

Nos outros dois subtrechos, a variação dos afundamentos na trilha interna foi maior que na externa, entretanto, com o nível de severidade muito baixo. Essa constatação está coerente com o comportamento observado em relação às deflexões no revestimento e no subleito medido por meio de viga. Mais uma vez ressalta-se a importância da pré-secagem, quando se utiliza solo fino para compor camadas de estrutura de pavimento.

4.6.5- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO DO TRECHO 2

Nas Tabelas 4.38, 4.39 e 4.40 são apresentados os resultados do peso específico aparente seco determinados com o uso do Frasco de Areia e as análises estatísticas efetuadas.

Observa-se na Tabela 4.38 que o índice de vazios das camadas, em todos os subtrechos, apresenta valores aproximados. As estruturas formadas com estabilização solo-cal têm menor peso específico, pois a cal propicia o maior índice de vazios e os pesos específicos dos grãos são bastante similares.

Tabela 4.38 – Resumo dos resultados obtidos com o Frasco de Areia (Rezende, 1999).

Tipos de camadas	solo-cal			solo fino sem retração			solo fino com retração		
	subleito	sub-base	base	subleito	sub-base	base	subleito	sub-base	base
γ_d (kNm ³)	15,68	14,39	15,91	14,59	15,31	15,35	15,44	15,26	15,29
	14,73	14,26	14,65	14,88	15,18	15,49	15,69	15,29	15,37
w (%)	17,6	27,2	12,3	23,4	25,4	22,5	20,1	26,2	22,8
	24,4	25,3	27,6	23,7	25,8	22	23,7	26,2	23,0
e	0,74	0,87	0,68	0,87	0,78	0,77	0,76	0,79	0,78
	0,85	0,89	0,83	0,83	0,79	0,76	0,74	0,78	0,77

Tabela 4.39 – Resumo da ANOVA fator duplo com repetição.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	F crít
Amostra (linhas)	595,69	1	595,7	71,5	1,10E-07	4,41
Colunas	36,46	8	4,56	0,55	8,10E-01	2,51
Interações	50,28	8	6,29	0,75	6,50E-01	2,51
Dentro	150,07	18	8,34	-	-	-
Total	832,5	35	-	-	-	-

Analisando os dados da Tabela 4.39 e comparando-se o F_{cal}^L com o F_{tab}^L , conclui-se que as massas específicas e as umidade podem ser consideradas diferentes, pois o $F_{cal}^L > F_{tab}^L$.

Aplicando-se o teste de comparação de médias, de Scheffé, encontra-se $\Delta = 3,50$. A seguir, calculando-se a diferença de média entre as massas específicas das camadas dos subtrechos resultam valores menores que Δ , logo, considera-se que são iguais.

Para as umidades, as diferenças estão na Tabela 4.40. Nela é possível constatar que há diferenças maiores que Δ . Então, pode-se concluir que a umidade da base de solo-cal é diferente das umidades do subleito e da sub-base e também, a umidade da sub-base de solo-cal é diferente das umidades do subleito e das bases de solo fino laterítico com e sem retração. Isto indica que a cal diminui a umidade de equilíbrio do solo compactado confirmando resultados obtidos por diversos autores (Guimarães, 1971; Castro & Luís, 1972; Queiroz, 1988; Nóbrega, 1991; Pessoa, 2004). Cabe, no entanto, destacar que tal comportamento não pode ser tomado como verdade absoluta, pois isso depende dentre outros da mineralogia do solo.

Tabela 4.40 – Diferença de médias das umidades.

w(%)	solo-cal		solo fino sem retração			solo fino com retração		
	sub-base	base	subleito	sub-base	base	subleito	sub-base	base
Subleito	-5,25	1,05	-2,55	-4,6	-1,25	-0,9	-5,2	-1,9
Sub-base	-	6,3	2,7	0,65	4	4,35	0,05	3,35
Base	-	-	-3,6	-5,65	-2,3	-1,95	-6,25	-2,95
Subleito	-	-	-	-2,05	1,3	1,65	-2,65	0,65
Sub-base	-	-	-	-	1,59	1,69	-0,32	1,31
Base	-	-	-	-	-	0,35	-3,95	-0,65
Subleito	-	-	-	-	-	-	-4,3	-1
Sub-base	-	-	-	-	-	-	-	3,3

A Tabela 4.41 contém os resultados dos valores do peso específico aparente seco da camada de base medido com o Densímetro Nuclear em épocas diferentes. A Etapa 1 foi realizada em julho/2002, na estação seca e a Etapa 2, em fevereiro/2003, na estação chuvosa (Rezende 1999). Analisando-se os dados da Tabela 4.41 observa-se que o solo fino sem retração apresenta menor valor de peso específico aparente seco, quando se compara com o que se submeteu ao efeito da contração. Também se observa a tendência de menores valores para o solo-cal.

Tabela 4.41 – Resultados dos pesos específicos com o Densímetro Nuclear.

Bases	Etapas											
	jul/02						fev/03					
	SC	17,33	16,10	16,69	16,10	16,51	16,88	16,50	16,10	15,90	16,15	17,10
SFSR	17,01	16,61	17,40	16,10	16,51	16,88	18,44	17,62	17,95	17,74	17,16	16,89
SFCR	18,36	17,75	17,58	18,60	18,36	18,66	18,02	17,52	17,71	19,68	19,05	19,35

A Tabela 4.42 contém os resultados da ANOVA fator duplo com repetição – peso específico.

Tabela 4.42 – Resultado da ANOVA fator duplo com repetição - pesos específicos.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-p	Fcrit
Amostra	0,88	5	0,18	0,79	0,568	2,77
Colunas	17,18	2	8,59	38,6	3,00E-07	3,55
Interações	4,57	10	0,46	2,05	0,088	2,41
Dentro	4,00	18	0,22	-	-	-
Total	26,63	35	-	-	-	-

Observando-se a Tabela 4.42, concluiu-se que $F_{cal}^C > F_{crit}^C$, logo há diferença entre os pesos específicos, considerando-se os diferentes tipos de materiais e as etapas. Analisando-se ainda, a mesma, observa-se $F_{cal}^L < F_{crit}^L$, então, não há diferença de valores do peso específico quanto as etapas de determinação. Quando aplicado o teste de comparação de médias de Scheffé, encontra-se $\Delta = 0,21$. Tabulando-se a diferença de médias entre os valores médios das colunas encontram-se os dados da Tabela 4.43.

Tabela 4.43 – Diferença de médias dos pesos específicos.

Tipos de bases	SFSR	SFCR
SC	-0,65	-1,68
SFSR	-	-1,03

Como todas as diferenças de médias são superiores a 0,21, conclui-se que as massas específicas são diferentes. E mais, o densímetro nuclear deve ser recomendado no controle de estruturas de pavimentos, pois apresenta excelente reprodutibilidade e rapidez na obtenção dos resultados.

A Figura 4.104 mostra o peso específico aparente seco e teor de umidade determinados nas 2 (duas) etapas para a camada de base. Analisando-se a Figura 4.104a percebe-se que o peso específico determinado em laboratório foi menor que o medido em campo. E ainda, só houve diferença entre valores quanto às etapas para o solo fino sem retração. Já a Figura 4.103b mostra que a umidade de campo é bem inferior à de laboratório. Então, infere-se que a umidade de laboratório é superior à de equilíbrio dos materiais no campo, pelo menos nos períodos em que foram realizados os controles. Cabe destacar ainda que, para que se atinja determinada umidade de equilíbrio em campo, estão em jogo, no presente caso, a química no

caso do solo-cal e a porosidade no caso do solo com e sem retração. Menor a porosidade menor a umidade necessária ao equilíbrio com determinada energia proveniente da atmosfera. Nessa busca de equilíbrio, geralmente, tornam-se próximos os graus de saturação.

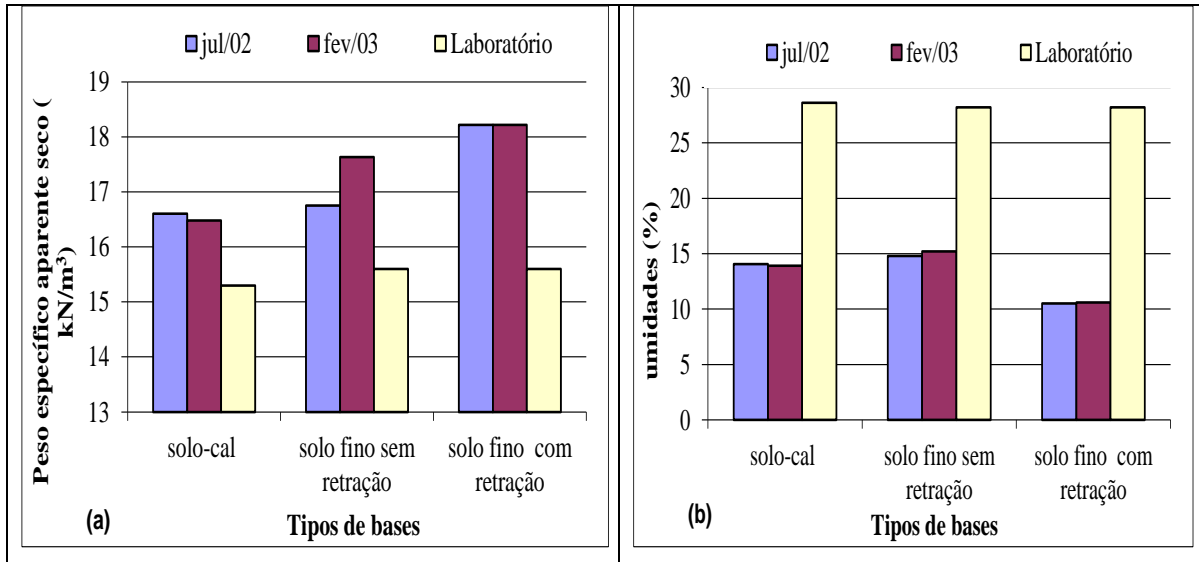


Figura 4.104 – Peso específico aparente seco e umidades de campo e de laboratório.

A Figura 4.105 apresenta os dados de campo obtidos com o densímetro nuclear e de laboratório. Observa-se que a base de solo fino com retração apresenta o maior peso específico e a menor umidade. Quanto aos dados de laboratório, constata-se que o peso específico aparente seco é menor e a umidade é maior.

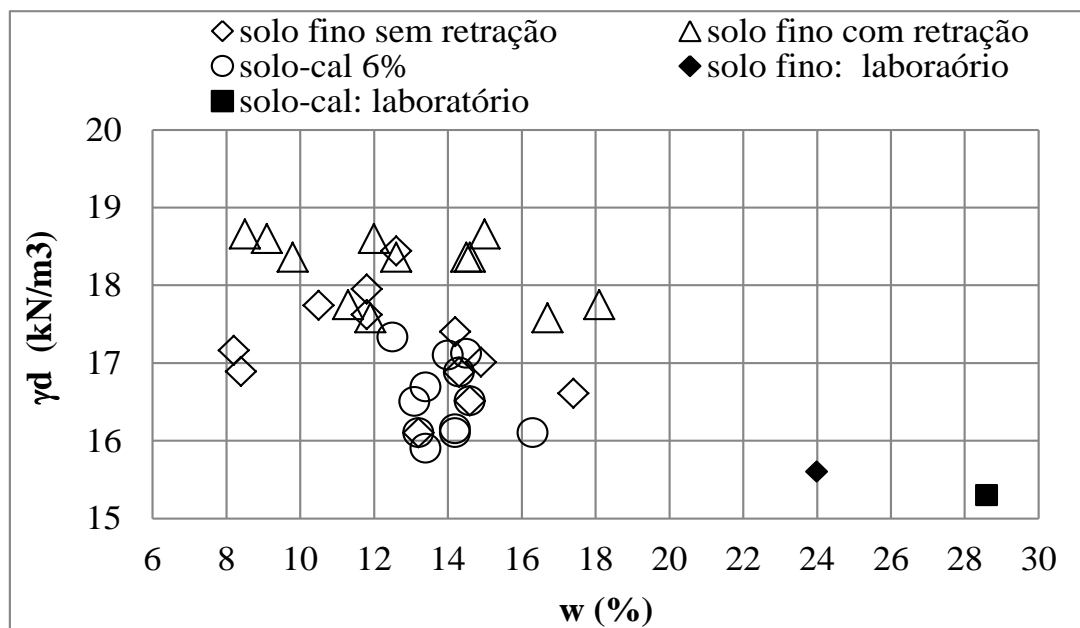


Figura 4.105 – Peso específico aparente seco versus umidades de campo e de laboratório.

4.6.6- ANÁLISE ESTATÍSTICA DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO DO TRECHO 2

4.6.7- ENSAIOS DE PROVA DE CARGA SOBRE PLACA

A Tabela 4.44 mostra os resultados dos ensaios de carga sobre placa realizados no subleito, na sub-base e na base.

Tabela 4.44 – Resultados dos ensaios de carga sobre placa (Rezende, 2003).

Estaca	Subleito	w (%)	recalque (0,01mm)	Sub-base	w (%)	recalque (0,01mm)	Base	w (%)	recalque (0,01mm)
0+30	aterro	16,9	170	solo-cal	21,4	150	solo-cal	24,2	140
0+60	aterro	18,7	187		21,8	205		24,5	248
1+20	aterro	19,9	210	solo fino sem retração	29,9	110	solo fino sem retração	22,1	215
1+60	aterro	34	290		27,5	112		20,7	208
2+20	aterro	31,6	277	solo fino com retração	23,7	111	solo fino com retração	17,7	87
2+60	aterro	32,1	268		23	93		8,3	131

A Figura 4.106 mostra a relação umidade x recalques nas camadas da estrutura de pavimento: subleito, sub-base e base. Observa-se que no subleito ocorre o comportamento diretamente proporcional entre recalque e umidade. Quanto à sub-base e à base não é possível inferir uma tendência de comportamento.

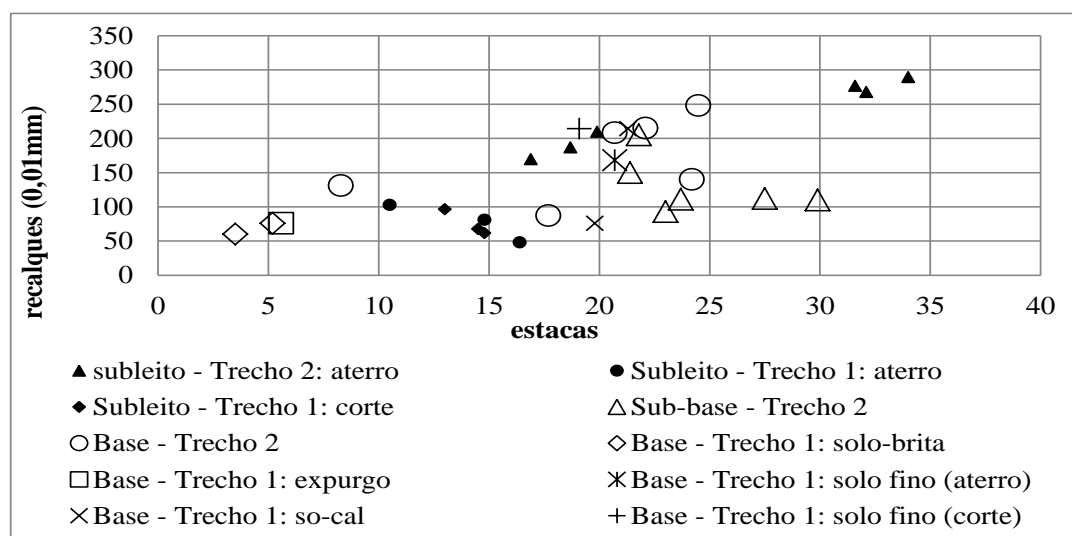


Figura 4.106 – Recalques x umidades dos subleitos, sub-base e bases.

4.6.8- ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN

A Figura 4.107 mostra as medidas das deflexões realizadas nas camadas de subleito, de sub-base e de base. Percebe-se que não há uma uniformidade das medidas de deflexão nas camadas de subleito e da sub-base. Já para a base, observa-se uma tendência de homogeneidade de medidas. Observando-se ainda, as medidas de deflexões nas três camadas, no subtrecho executado com solo fino com retração, estas apresentaram menor amplitude.

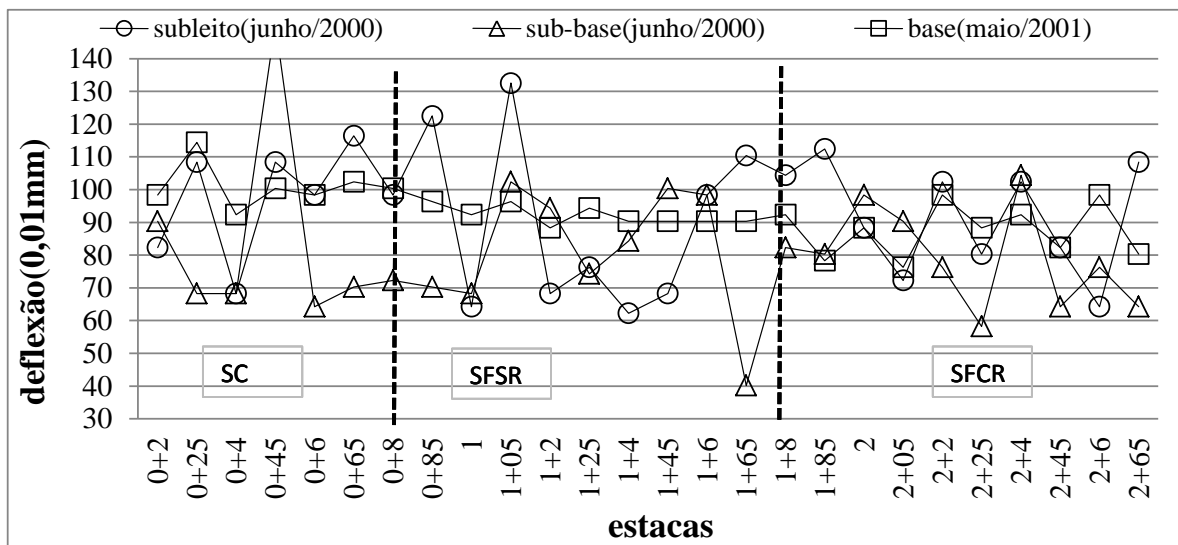


Figura 4.107 – Medidas de deflexão nas camadas de subleito, de sub-base e de base.

As Figuras 4.108 e 4.109 mostram os pesos específicos e as umidades determinadas em laboratório e campo e as deflexões medidas ao longo do período de controle, respectivamente, para o trecho.

Analisando-se as Figuras 4.107, 4.108 e 4.15 conjuntamente, é possível inferir que:

- No subtrecho executado com solo-cal, as medidas de deflexões apresentam-se heterogêneas nas camadas de subleito e sub-base. Esse comportamento pode ser devido a variações de umidades do subleito e da sub-base (Figura 4.108b) na época de execução. As medidas de umidades determinadas em outubro de 2011 mostram-se com pequena variação entre as camadas, apontando para o equilíbrio de umidade e por consequência, de sucção entre as camadas;

- As medidas no subtrecho executado com solo fino sem retração resultaram em valores dispersos, principalmente no subleito e na sub-base. Possivelmente, devido às variações da

massa específica aparente seca dos materiais, e também, aos fenômenos climáticos - temperatura média, umidade relativa e precipitação - predominantes nos períodos de medição;

- No subtrecho executado com solo fino com retração, a umidade medida após a execução (junho/2000) e em outubro/2011 (Figura 4.108c) apresentam grande dispersão nas camadas. Entretanto, essa mudança não ocasionou variação expressiva nas deflexões apontando assim para a relevância do aumento do peso específico que teve lugar com a retração ocorrida durante o período de exposição da camada à secagem.

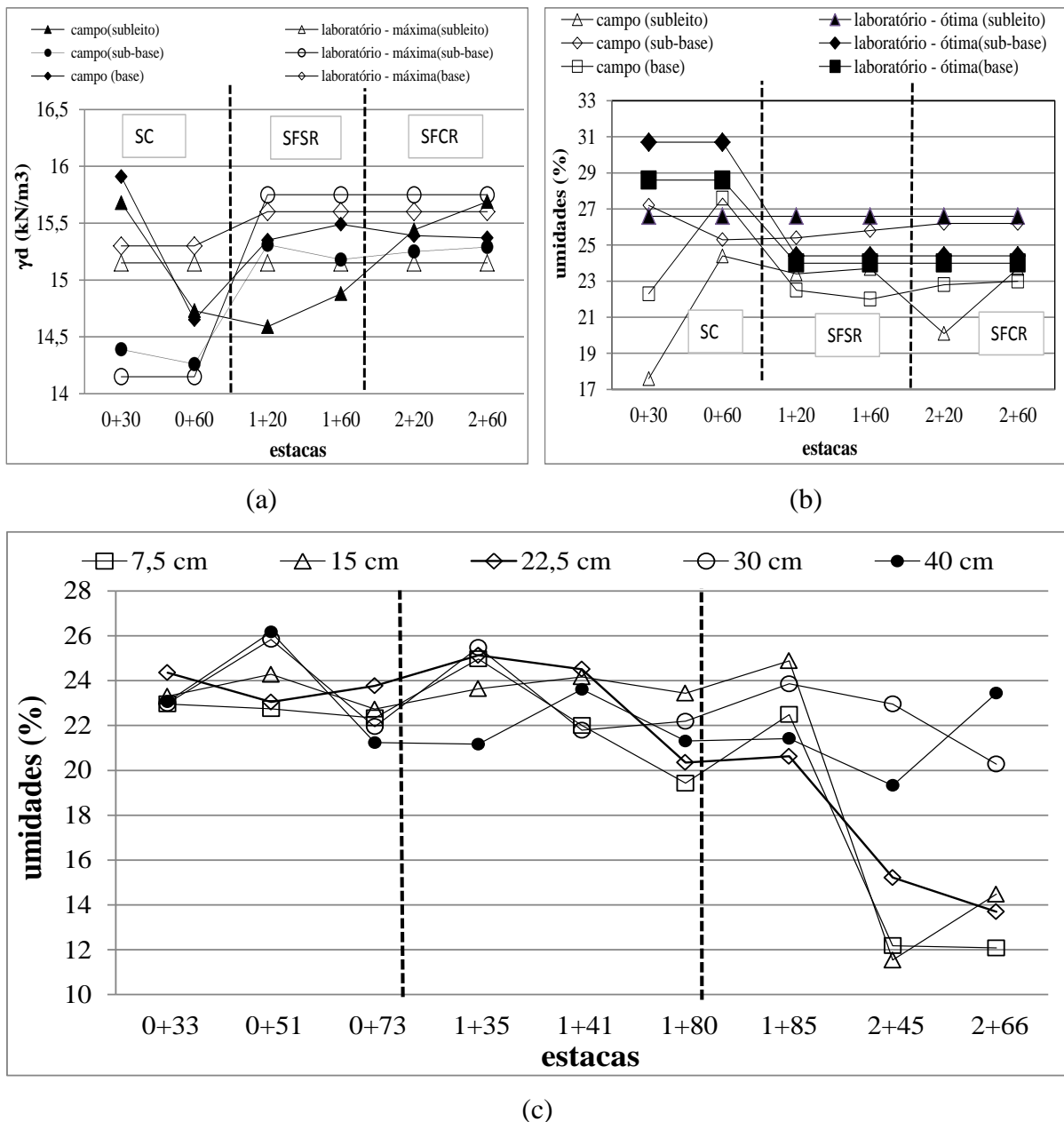


Figura 4.108 – Parâmetros x estacas: (a) peso específico seco, (b) umidades e (c) umidades em outubro/2011.

A Figura 4.109 apresenta os resultados das medidas de deflexões ao longo do período de 2000 a 2011. Observa-se uma variação expressiva das deflexões ao longo dos anos analisados. As variações, embora possam ser atribuídas também a possíveis alterações metodológicas e de equipamento quando se compara o primeiro período (2000 e 2001) ao segundo (2008 a 2011), são, possivelmente, decorrentes dos fatores climáticos (precipitação, umidade relativa e temperatura), da variabilidade do peso específico seco dos materiais.

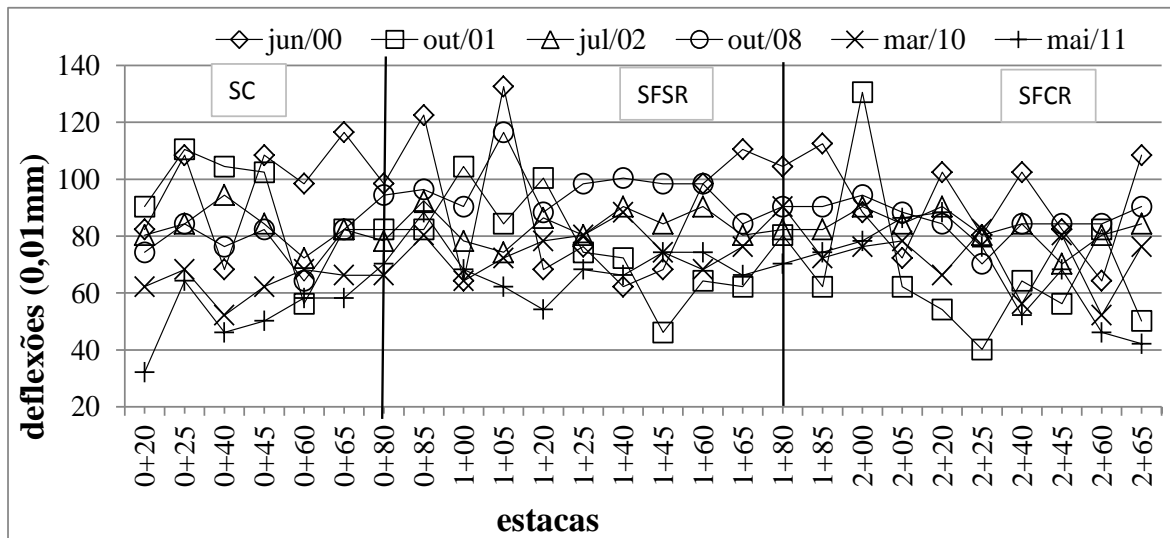


Figura 4.109 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.

A análise estatística dos resultados permitirá o melhor entendimento das diferenças existentes entre materiais e das alterações sofridas ao longo do tempo. A Tabela 4.45 contém o resumo da ANOVA (fator único) somente para o revestimento e observa-se que o $F_{cal} > F_{crit}$, logo, há evidências que as deflexões sejam diferentes, quanto ao tipo de base ou ao período de medição.

Tabela 4.45 – Resumo da ANOVA fator único - revestimento.

Fonte da variação	SQ	gl	MQ	Fcal	valor-P	Fcrit
Entre grupos	13014,07	5	2602,82	11,584	2,05E-09	2,28
Dentro dos grupos	32356,72	144	224,70	-	-	-
Total	45370,79	149	-	-	-	-

Aplicando-se os testes de comparação de médias de Tuckey e Sheffé para as deflexões máximas, encontram-se a diferença mínima significativa (Δ), respectivamente, 11,00 e 8,91.

Os valores das diferenças de médias encontram-se na Tabela 4.46 e as deflexões que são diferentes são mostradas nas Figuras 4.110 e 4.111.

Tabela 4.46 – Diferenças de médias para o revestimento.

Mês/Ano	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
out/01	-6,18	-11,12	-2,76	12,2
jul/02	-	-4,94	3,42	18,38
out/08	-	-	8,36	23,33
mar/10	-	-	-	14,97

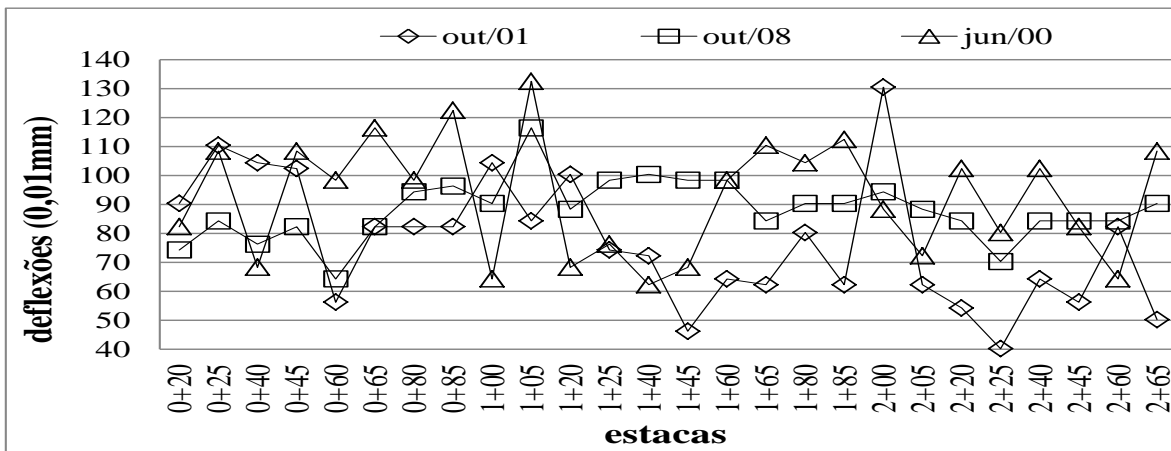


Figura 4.110 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.

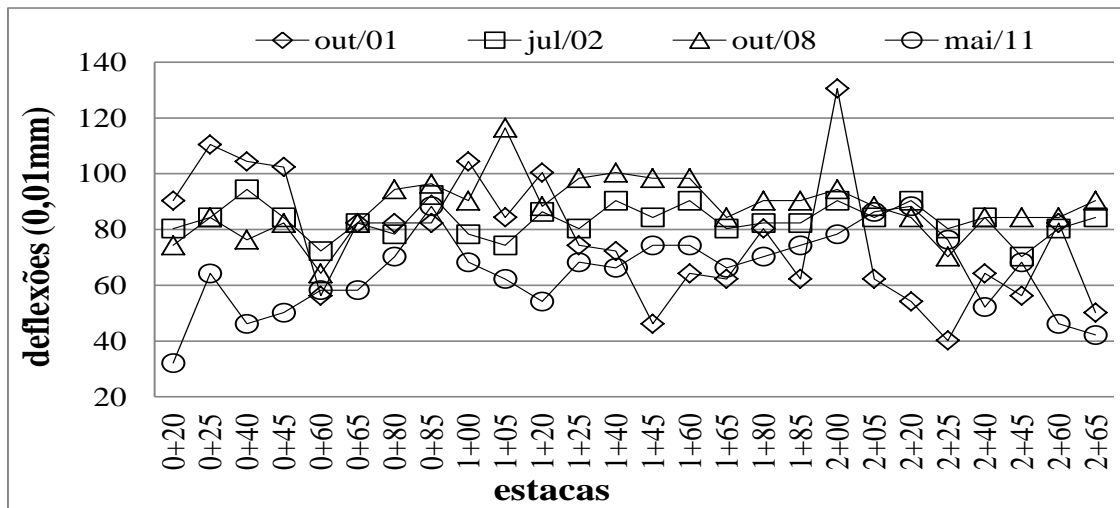


Figura 4.111 – Medidas de deflexão no revestimento ao longo do período de análise.

As Tabelas 4.47 a 4.49 contêm as bacias médias para todas as camadas da estrutura de pavimento (subleito, subbase, base e revestimento), em todos os períodos medidas. Observa-se que as bacias deflectométricas médias no subleito e na sub-base são semelhantes, nos três

subtrechos. Já, as bacias obtidas nas camadas de base e de revestimento apresentam diferenças. Sendo menores, no subtrecho construído com solo fino com retração.

Tabela 4.47 – Bacias médias de deflexão no subtrecho de solo-cal.

Distâncias (cm)	subleito	sub-base	base	revestimento				
	jun/00	jun/00	mai/01	out/01	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
0	97,25	83,48	101	89,8	82,34	79,75	60,25	54,22
25	87,5	74,02	90,37	72,58	72,3	69,43	56,23	38,44
50	62,83	52,5	61,39	55,37	46,48	50,2	40,16	27,54
75	50,49	40,45	42,17	46,19	37,3	40,74	32,13	20,37
100	38,44	31,56	32,99	35,86	29,55	29,26	16,07	15,2
125	28,69	22,38	24,39	27,54	21,8	18,65	10,04	8,89
150	18,65	15,49	17,21	19,8	14,06	12,05	6,02	5,74
175	8,89	6,89	6,02	9,75	6,31	6,89	4,02	2,58
200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.48 – Bacias médias de deflexão no subtrecho de solo fino sem retração.

Distâncias (cm)	subleito	sub-base	base	revestimento				
	jun/00	jun/00	mai/01	out/01	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
0	90,77	82,78	92,18	77,11	83,94	96,19	62,30	69,28
25	80,93	72,3	81,33	60,25	73,1	85,75	54,20	55,63
50	60,45	51,77	63,26	44,98	44,58	59,84	35,50	42,17
75	49,6	37,71	44,38	32,13	33,54	46,19	19,40	28,32
100	39,96	26,55	35,95	25,7	26,31	33,54	12,00	20,89
125	31,13	16,96	26,11	20,08	18,88	23,7	7,40	13,66
150	21,49	10,26	16,67	12,05	11,65	16,27	3,30	9,04
175	7,83	5,58	7,83	6,02	5,22	7,63	2,00	5,02
200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

Tabela 4.49 – Bacias médias de deflexão do subtrecho em solo fino com retração.

Distâncias (cm)	subleito	sub-base	base	revestimento				
	jun/00	jun/00	mai/01	out/01	jul/02	out/08	mar/10	mai/11
0	90,37	79,21	87,02	66,94	83,01	85,68	38,16	68,06
25	81	68,5	76,31	50,2	72,3	74,97	28,11	53,33
50	57,57	50,43	58,91	37,26	43,73	52,21	28,11	35,48
75	43,06	37,71	46,41	27,22	33,92	36,37	26,11	25,66
100	31,91	28,11	34,81	18,74	27,22	27,67	4,02	19,64
125	24,77	18,97	18,97	15,17	20,08	20,53	4,02	14,28
150	18,07	11,6	12,72	8,26	13,39	12,5	4,02	8,93
175	9,82	5,8	6,92	3,79	6,92	5,8	4,02	4,91
200	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00

A Figura 4.112 apresenta a evolução das deflexões máximas médias medidas para os três tipos de base adotados. Observa-se dessa figura que os melhores comportamentos foram obtidos para o solo cal e o solo com retração. A figura mostra ainda que a estrutura de pavimento contendo base e sub-base estabilizadas com a cal tende a apresentar o melhor comportamento com o tempo, devendo-se, no entanto, entender que as grandes melhorias registradas nos ensaios realizados em 2010 e 2011 podem estar atreladas a intervenções na via ou a alterações metodológicas ou de equipamento utilizado. Essa diferença foi decorrente do equipamento utilizado (viga) que passou por uma calibração e certamente essa refletiu nos valores medidos.

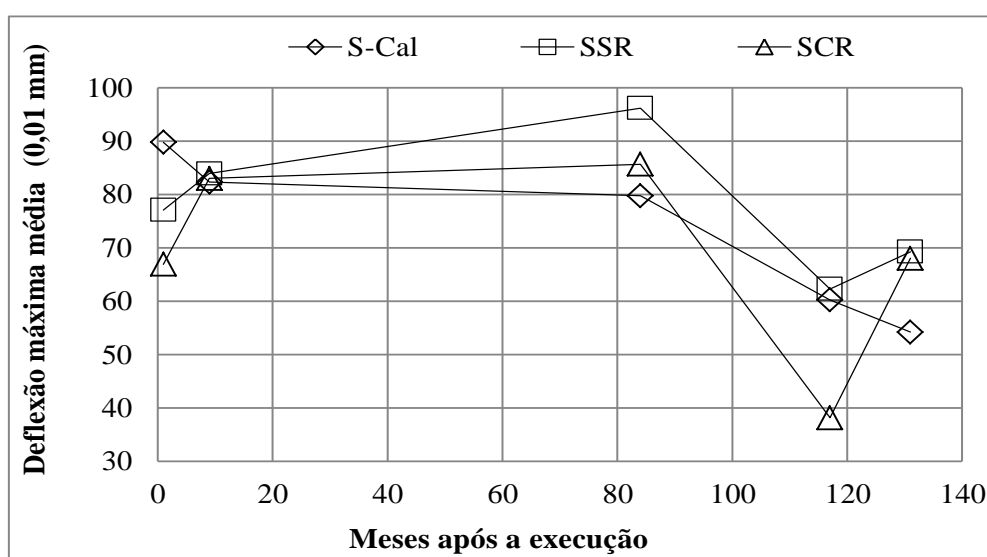


Figura 4.112 – Evolução das deflexões ao longo do período de análise.

4.6.9- INFLUÊNCIA DA TEMPERATURA NOS VALORES DAS DEFLEXÕES MEDIDAS COM A VIGA BENKELMAN

As Figuras 4.113 e 4.114 mostram as deflexões máximas determinadas em temperaturas diferentes. Observa-se que há um aumento substancial dos valores das deflexões com aumento da temperatura no revestimento de CBUQ, demonstrando que as mesmas são influenciadas pela natureza do revestimento e pela temperatura, mas cabe destacar que as temperaturas limite assim como a faixa de temperatura foram superiores às do Trecho 1. Com a elevação da temperatura, o ligante asfáltico se torna menos viscoso e a mistura mais flexível, diminuindo a capacidade estrutural do pavimento e aumentando o valor da deflexão. Na Figura 4.113,

observa-se que o aumento de deflexão, em todas as estacas, é bastante expressivo com a elevação da temperatura. Esta constatação corrobora com a melhor condição superficial do revestimento (menos degradado).

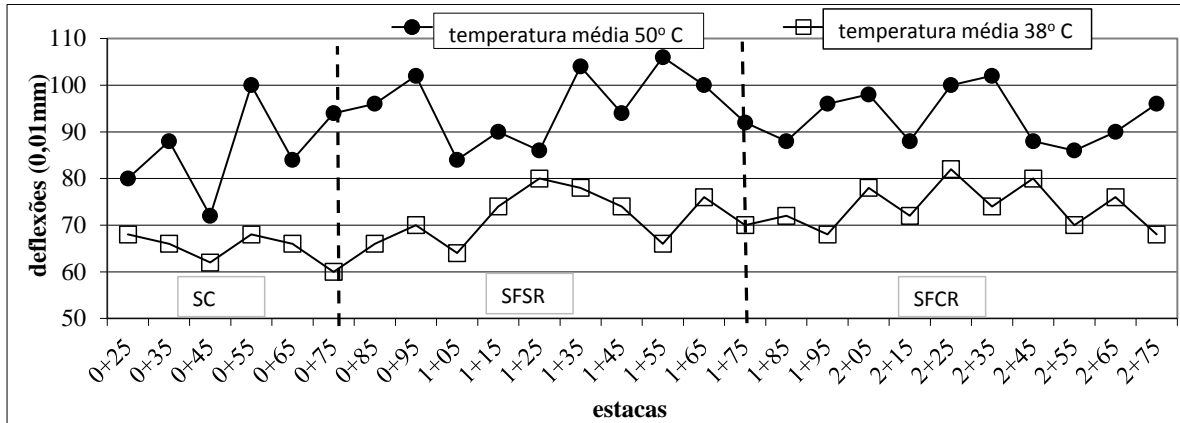


Figura 4.113 – Deflexões na faixa da esquerda (março/2010).

Na Figura 4.114, percebe-se que a influência da temperatura na medida das deflexões não está bem nítida, porque esta faixa encontrava-se mais deteriorada, tem um volume diário médio de tráfego maior e este aspecto certamente, interferiu no resultado da deflexão.

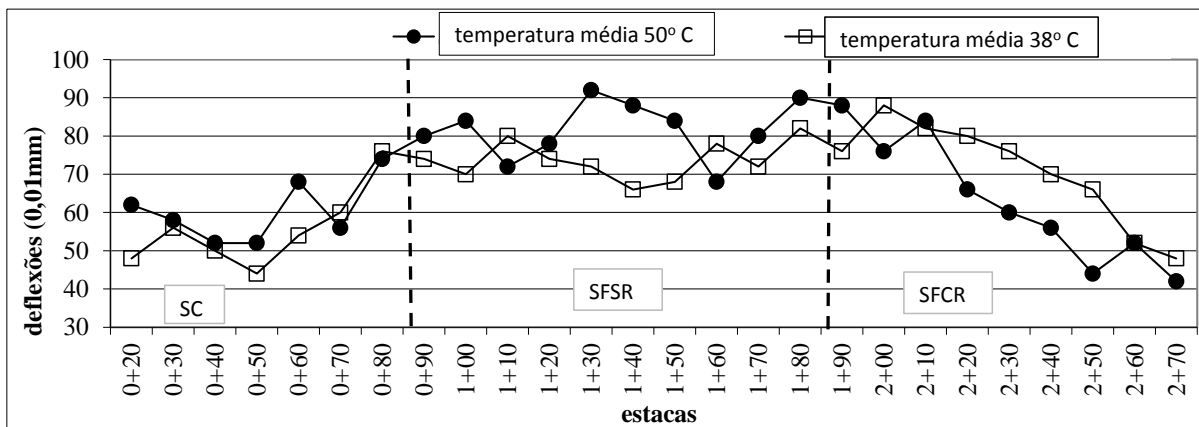


Figura 4.114 – Deflexões na faixa da direita (março/2010).

4.6.10- CORRELAÇÕES ENTRE OS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE VIGA BENKELMAN E FALLING WEIGHT DEFLECTOMETER

A Figura de 4.115 mostra as correlações entre as deflexões médias das bacias de deflexão do Trecho 2, medidas no mês de agosto de 2001 com a viga e estimadas a partir dos resultados de FWD.

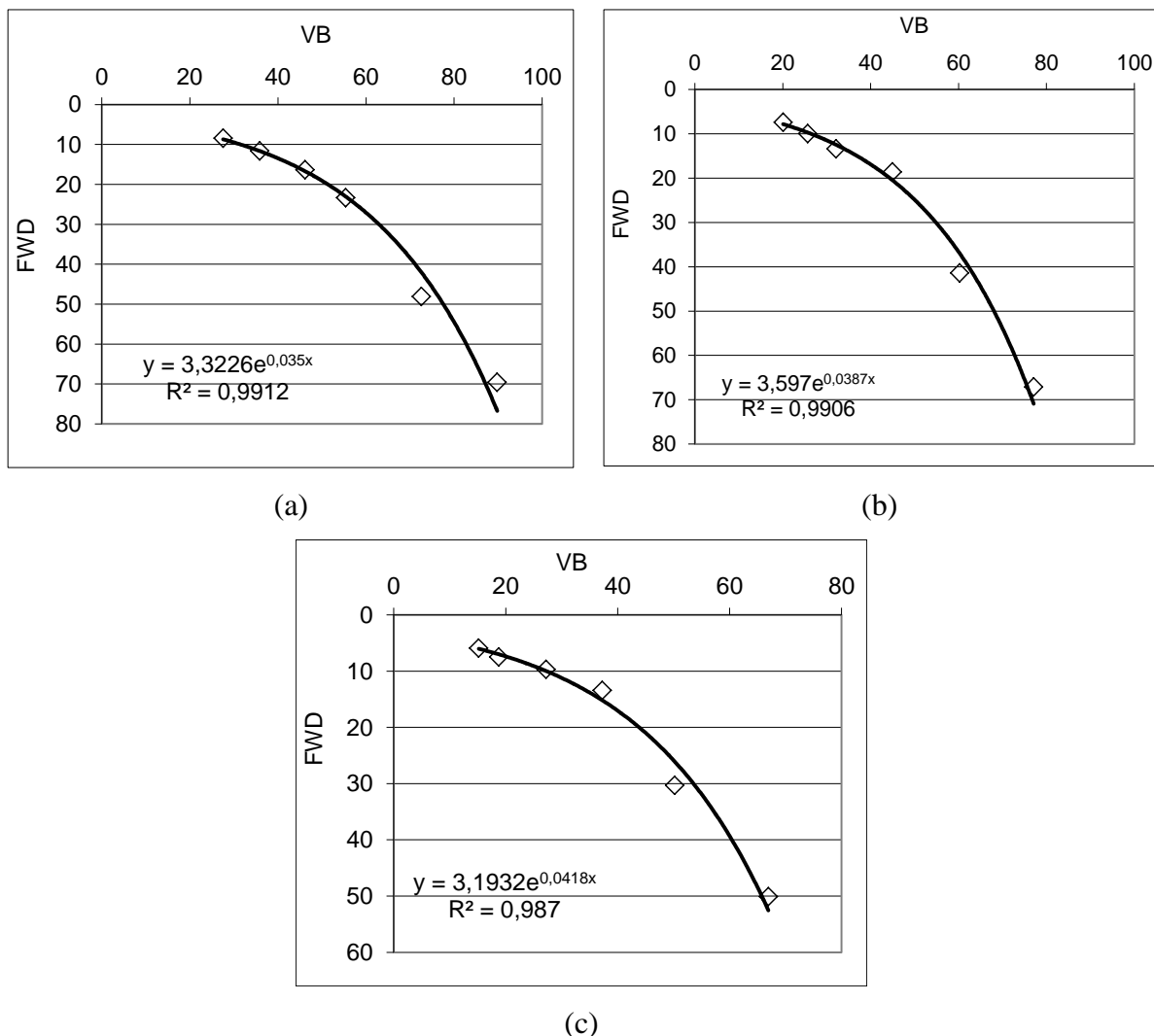


Figura 4.115 – Correlação entre as bacias de deflexões médias: a) solo-cal; b) solo fino sem retração; c) solo fino com retração.

A Tabela 4.50 apresenta os resultados das bacias médias dos subtrechos, determinadas com o FWD e a VB, em agosto/2001.

Tabela 4.50 – Bacias média do Trecho Experimental 2 (agosto/2001).

Distâncias (cm)	0	25	50	75	100	125	Base
FWD	69,58	48,1	23,34	16,37	11,66	8,43	SC
	67,11	41,4	18,6	13,4	9,94	7,39	SFSR
	50,10	30,3	13,43	9,69	7,47	5,93	SFCR
VB	89,80	72,6	55,37	46,19	35,86	27,54	SC
	77,11	60,3	45,0	32,13	25,7	20,08	SFSR
	66,94	50,2	37,26	27,22	18,74	15,17	SFCR

Na Tabela 4.51 constam os resultados da ANOVA. Comparando-os, percebe-se que podem ser considerados iguais, porque o $F_{cal} < F_{crit}$ para todos os subtrechos.

Tabela 4.51 – Resultado da ANOVA (agosto/2001).

Tipos de Bases	F_{cal}	valor-P	F_{crit}
SC	3,32	0,099	4,96
SFSR	1,70	0,222	4,96
SFCR	2,33	0,158	4,96

As Figuras 4.116 e 4.117 apresentam as deflexões máximas (D_0) e as medidas a 20 cm (D_{20}) e a 25 cm (D_{25}) medidas a partir do ponto inicial. Analisando-se as Figuras 4.116 e 4.117 constata-se que as medidas efetuadas com a Viga Benkelman (VB) apresentam maior dispersão, concordando com diversos autores, entre eles Preussler & Pinto (2002), Balbo (2007), Bernucci *et al.* (2010). Destaca-se mais uma vez, que os equipamentos têm princípios de procedimentos distintos.

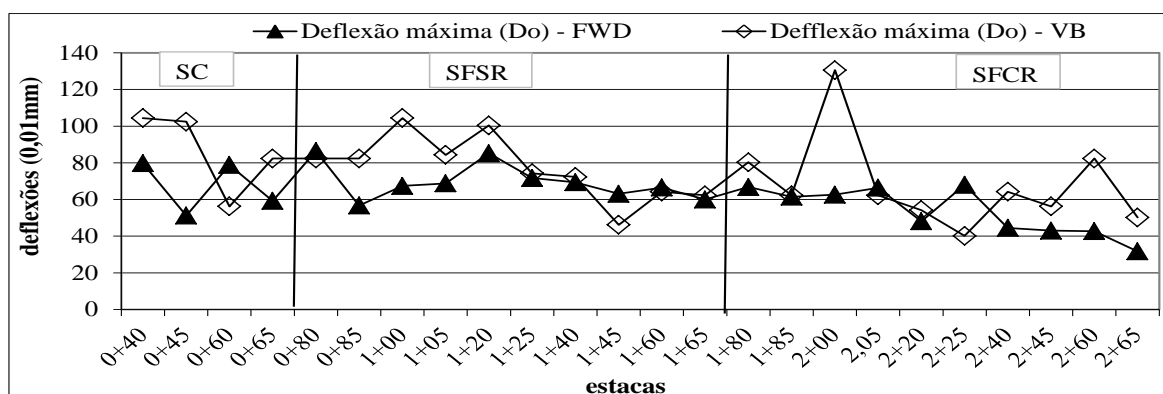


Figura 4.116 – Deflexões máximas medidas com o FWD e a VB.

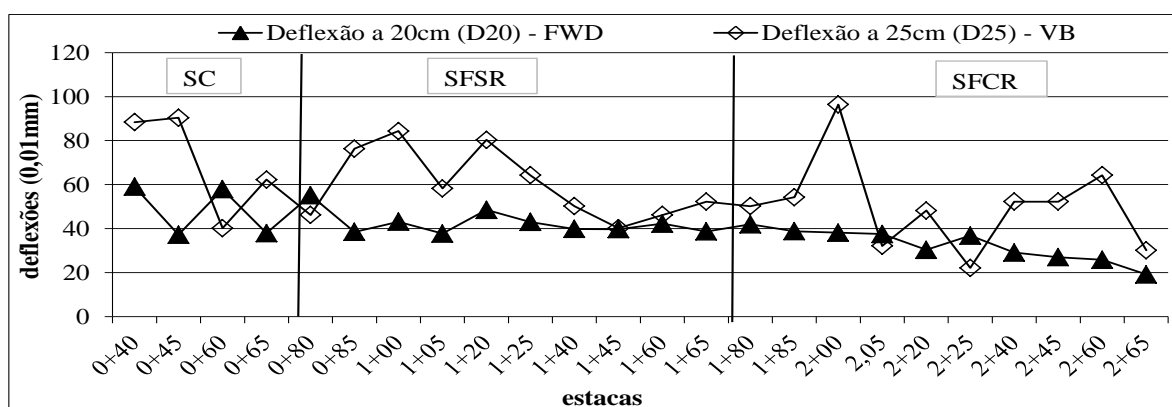


Figura 4.117 – Deflexões medidas a 20 e 25 com o FWD e a VB.

Analisando-se comparativamente os resultados oriundos da VB e do FWD chega-se a correlações de comportamento semelhantes às obtidas para o Trecho 1 (Figura 4. 118 e 4.119) sendo igualmente caracterizadas duas tendências, uma para pequenas deformações (regime elástico) e outra para grandes deformações (regime plástico).

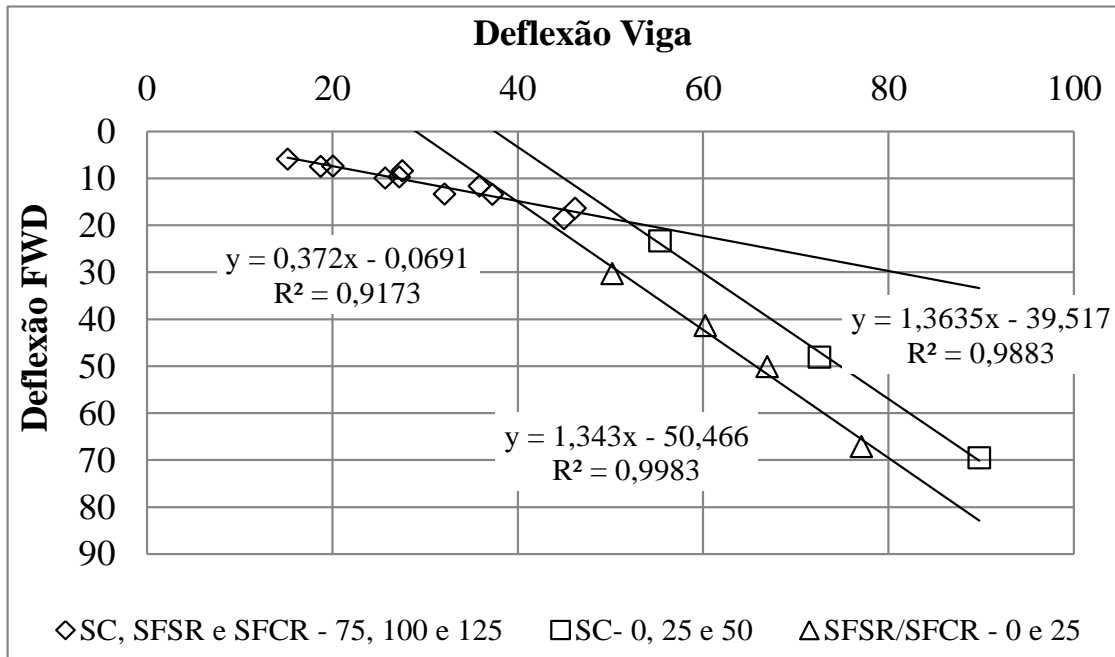


Figura 4.118 – Correlação entre as bacias de deflexões.

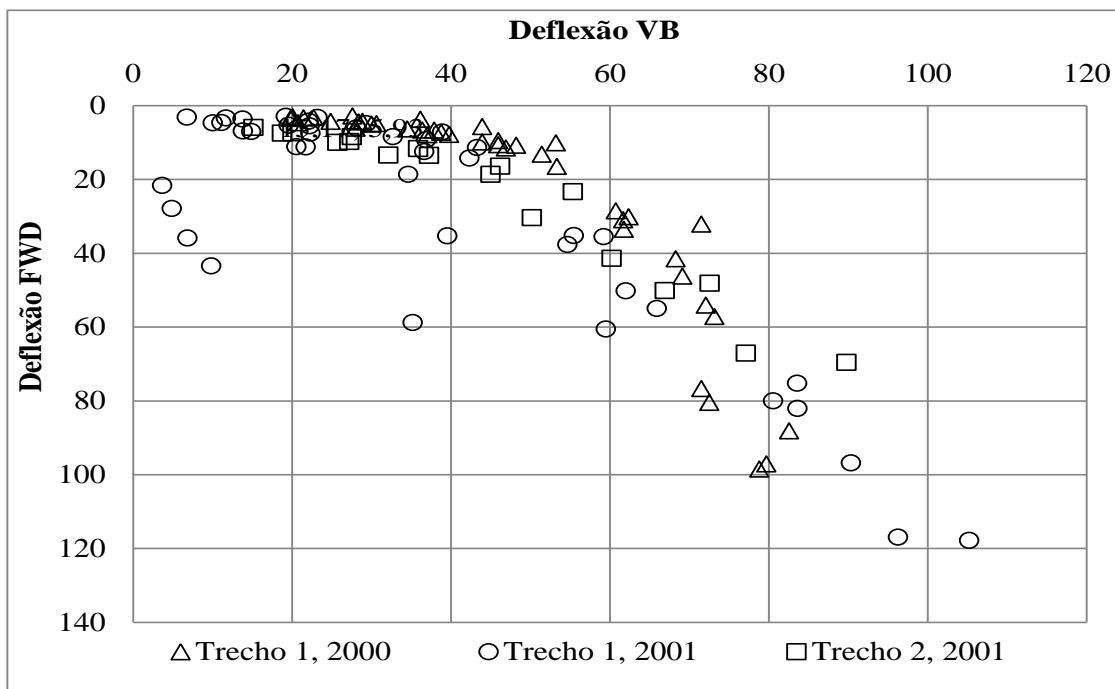


Figura 4.119 – Correlação entre os subtrechos trechos.

Medina *et al.* (1994) citam as dificuldades de se obter correlação entre as medidas de deflexões com VB e FWD e concluem que não há unicidade nas correlações. Cabe destacar que os procedimentos de ensaios são diferentes: A Viga Benkelman - um descarregamento quase-estático em regime de descarregamento e a deflexão é medida pela carga do eixo padrão por meio da viga colocada entre as rodas. Enquanto, o FWD - um ensaio dinâmico em regime de carregamento oriundo de impacto sobre uma placa circular.

Macedo (1996) explica que as deflexões medidas com a Viga Benkelman, que ocorrem sob carga quase-estática, tendem a superestimar àquelas que ocorrem sob cargas de roda em movimento. A explicação estaria, segundo esse autor, relacionada à mobilização de efeitos viscoelásticos que se fazem presentes no ensaio com a Viga Benkelman, devido à velocidade extremamente baixa do caminhão durante a execução do ensaio.

O Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos (1998) e Manual de Restauração de Pavimentos Asfálticos (2006), apresentam, a partir de estudos de diversos pesquisadores, correlações entre as deflexões obtidas com o FWD e com a Viga Benkelman, de acordo com a magnitude da deflexão:

a) para deflexões $D_{FWD} < 85 \times 10^{-2}$ mm

$$D_{VB} = 20,645.(D_{FWD}-19)^{0,351} \quad \text{Coeficiente de determinação } R^2 = 0,952$$

b) para deflexões $D_{FWD} > 85 \times 10^{-2}$ mm

$$D_{VB} = 8,964.(D_{FWD} - 60)^{0,715} \quad \text{Coeficiente de determinação } R^2 = 0,933$$

Em que:

D_{VB} : deflexão característica obtida por Viga Benkelman

D_{FWD} : deflexão característica obtida por viga FWD

Borges (2001) cita Himeno (1989), Pinto (1991), Romero *et al.* (1994) que pesquisaram correlações entre medidas de deflexões obtidas por diferentes equipamentos e em pavimentos com estruturas distintas, concluíram que a existe um grau de correlação, entretanto vários fatores devem ser considerados: a espessura das camadas da estrutura do pavimento, as condições climáticas, o modo de carregamento.

Colocando-se na mesma Figura 4.120, os resultados obtidos por Rezende (2003) para os dois trechos estudados nessa pesquisa e os resultados calculados usando-se as equações constantes do Manual do DNIT (1998), verifica-se que a proposta do Manual para o caso em que $D_{FWD} < 85 \times 10^{-2}$ mm tende a se ajustar melhor aos resultados obtidos. Fez-se a extrapolação da aplicação dessa equação para o limite de valores obtidos nessa pesquisa. A extrapolação está marcada na figura com um preenchimento de fundo. Observa-se ainda que a equação proposta no Manual para $D_{FWD} > 85 \times 10^{-2}$ mm foge totalmente aos resultados obtidos nessa pesquisa, mas cabe aqui buscar o entendimento das discrepâncias à luz do modelo proposto para analisar a relação entre as deflexões obtidas por meio do FWD e da Viga Benkelman nessa pesquisa.

O modelo proposto pelo DNIT foi desenvolvido com base em resultados obtidos para estruturas de pavimento compostas por base e/ou sub-base granular. Nesse caso as solicitações iniciais tendem a deixar maiores recalques imediatos no primeiros estágios de aplicação de energia externa o que estaria deslocando a parte inicial da curva. Já no segundo trecho do modelo do DNIT, $D_{FWD} > 85 \times 10^{-2}$ mm, a declividade da curva diminui por que o esqueleto sólido suporta as cargas aplicadas sem que o fluido seja solicitado de modo significativo. Em uma estrutura de pavimento onde o material de fundação (subleito e/ou sub-base e/ou base) encontre-se saturado, tende a prevalecer o modelo do DNIT, pois a água pode ser considerada como incompressível para os níveis de energia impostos nos dois ensaios. É evidente que nem as equações propostas pelo DNIT nem as obtidas nesse estudo podem ser entendidas como únicas, pois como é possível perceber das exposições feitas, o sistema que comanda a relação entre os resultados dos dois ensaios é complexo, a começar pelo tipo de energia imposta a estrutura de pavimento. O que deve prevalecer é apenas o entendimento sobre os modelos de comportamento, por exemplo, o modelo do DNIT poderia ser perfeitamente alterado para ter conformação com os resultados obtidos nessa pesquisa, sem que se fira o princípio geral do modelo.

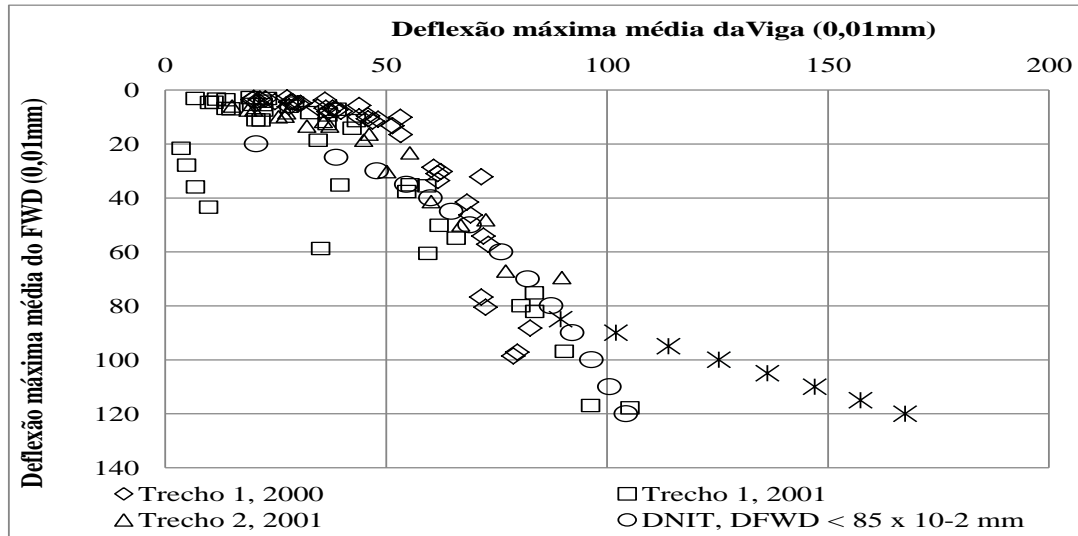


Figura 4.120 – Correlação entre resultados de Rezende (2003) x equações do DNIT.

4.6.11- RETROANÁLISE

As Figuras 4.121a 4.124 mostram as bacias retroanalizadas e medidas. Percebe-se que, em geral, obteve-se melhor aproximação entre as bacias calculada e medidas. Possivelmente, a maior espessura do revestimento determina a forma da bacia de deflexão, assim como uma estrutura de pavimento mais espessa e, portanto, menos dependente do subleito tenham contribuído para essa melhor aproximação dos resultados.

A Figura 4.121 mostra a comparação das bacias obtidas em campo com as retroanalizadas para o subtrecho em solo-cal. Destaca-se que em algumas estacas obteve-se uma excelente aproximação entre os valores calculados e experimentais em todos os pontos das bacias.

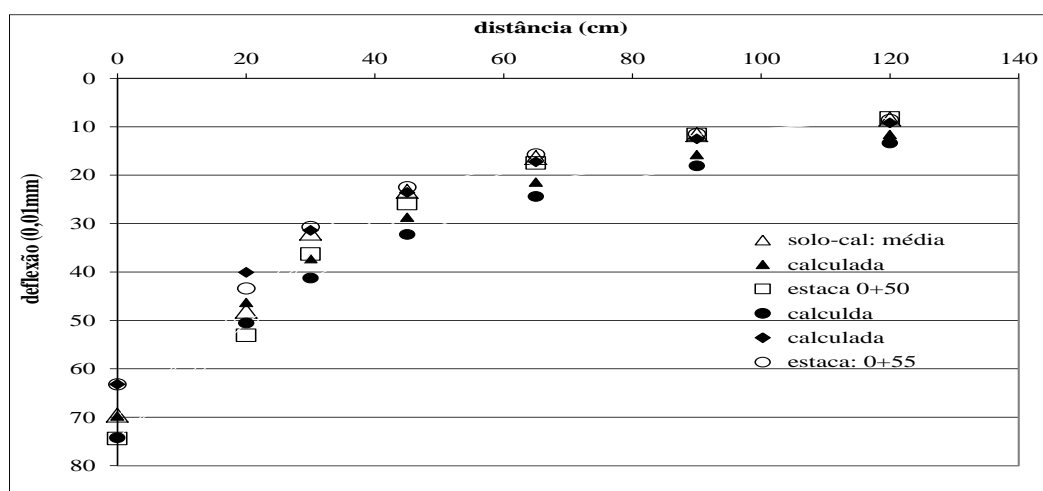


Figura 4.121– Bacias do subtrecho de solo-cal.

As bacias de deflexão obtidas para o solo fino sem retração estão mostradas na Figura 4.122. Observa-se boa aproximação entre os valores experimentais e os calculados em quase todos os pontos das estacas analisadas e também em relação à média das bacias do subtrecho.

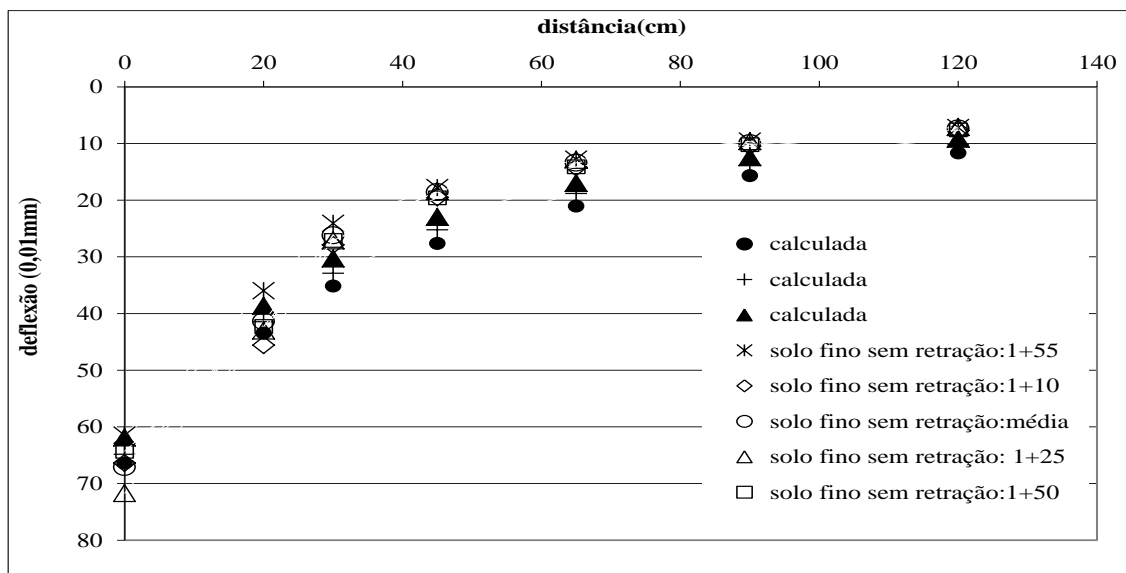


Figura 4.122 – Bacias do subtrecho de solo fino sem retração.

A Figura 4.123 ilustra a comparação das bacias medidas e calculadas na retroanálise para o subtrecho de solo fino com retração. Observa-se que há uma boa aproximação entre as deflexões calculada e medida nos pontos mais próxima ao de carregamento.

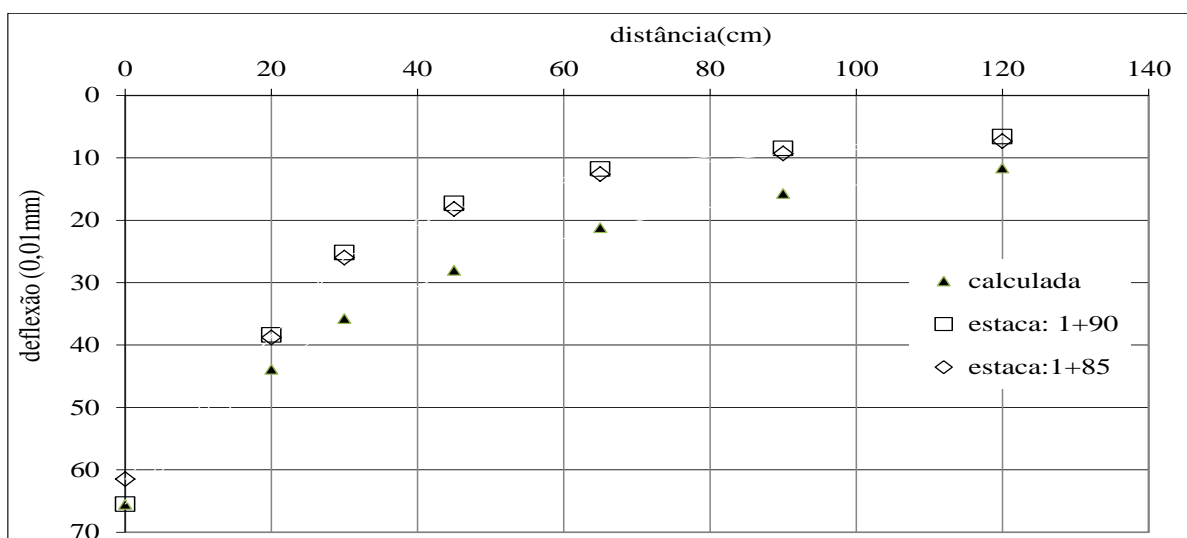


Figura 4.123 – Bacias do subtrecho de solo fino com retração.

Observa-se na Figura 4.124 que as bacias obtidas pela retroanálise são semelhantes entre si e também são bem aproximadas das medidas em campo. Essa constatação mostra que as medidas de deflexões no revestimento estão relacionadas com os parâmetros das camadas componentes da estrutura.

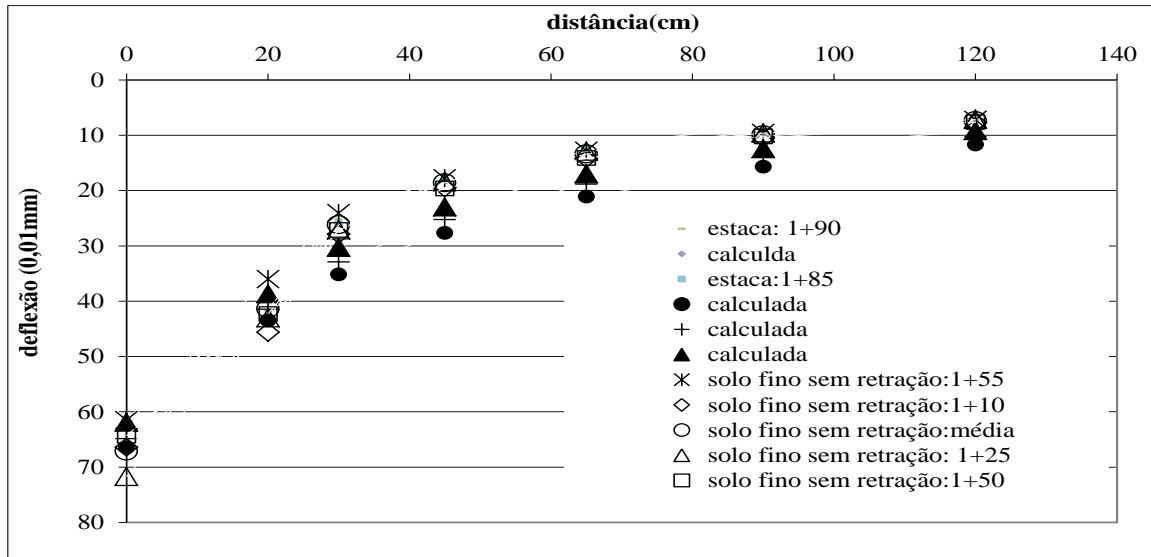


Figura 4.124 – Comparação entre bacias dos subtrechos de solo fino sem e com retração.

Na Tabela 4.52 constam os parâmetros determinados nas retroanálises. Percebe-se que a variação entre os módulos das bases foi pequena. Isto porque os materiais são muito semelhantes; apesar da base de solo-cal (6 %), supostamente ser diferente. Quanto às bases de solo fino sem e com retração não houve diferença, nas estacas ocorrendo semelhança de bacias.

Tabela 4.52 – Resumo dos parâmetros retroanalizados do Trecho 2.

Camadas	Espessura (cm)	SC		SFSR		SFCR	
		M	v	M	v	M	v
Revestimento	5	3000	0,30	3000	0,30	3000	0,30
Base	15	300	0,25	250-300	0,40	250-300	0,40
Sub-base	15	200	0,35	250-300	0,40	250-300	0,40
Subleito	-	80-100	0,45	80-100	0,45	80-100	0,45

Manual de Pavimentação do DNIT (1996) comenta que a retroanálise por mais bem executada que seja, raramente se ajustará à bacia teórica à bacia medida de forma perfeita. Pelos seguintes motivos:

- Existe um erro experimental, devido a precisão dos geofones ser de 2micra ($0,2 \times 10^{-2}$ mm);

- Por mais bem elaborado e complexo seja o modelo, sempre existirá uma certa distância entre o pavimento real e o modelo teórico.

5- CONCLUSÕES

Neste capítulo apresentam-se as conclusões sobre os ensaios de campo e de laboratório, bem como as formuladas a partir das análises estatísticas dos dados obtidos nesta pesquisa e por Rezende (1999, 2003).

5.1- CONCLUSÕES GERAIS

A análise comparativa dos resultados dos ensaios de laboratório e de campo aponta para a necessidade de maior cuidado na realização da caracterização e estudo do comportamento mecânico dos solos tropicais compactados, pois o grau de controle que se atinge em laboratório tende a não se reproduzir no campo, dada a própria variabilidade física, químico-mineralógica e estrutural que marca os perfis de intemperismo.

Se esses aspectos são importantes para os solos naturais, eles são ainda muito mais relevantes quando se trata de materiais estabilizados quimicamente, pois o resultado passa a depender da variabilidade químico-mineralógica do solo a ser estabilizado. Logo, conforme se depreende dos estudos realizados nesta pesquisa, o conhecimento das características físicas, química e mineralógica dos solos tropicais finos é muito importante tanto para a fase de projeto como para a de manutenção.

Outro aspecto relevante definidor do comportamento desses solos é o estado de hidratação em que eles se encontram, devido à interferência da sucção no comportamento mecânico. Com isso, o entendimento dos parâmetros meteorológicos (precipitação pluviométrica, temperatura ambiente e umidade relativa do ar) que atuam na estrutura de pavimento é importante, pois esses parâmetros correlacionados aos ensaios possibilitam explicar as condições superficiais e estruturais das camadas do pavimento construídas com os solos tropicais finos. Percebe-se isso ao se comparar os resultados dos dois trechos estudados, o Trecho 1, executado em corte e aterro, praticamente sem acostamento e com revestimento em tratamento superficial encontra-se muito mais susceptível a interações com a atmosfera e à variabilidade dessas interações que o Trecho 2, executado com terraplanagem convencional, ou seja, estrutura de pavimento um pouco acima do nível do terreno natural sem cortes ou aterros, via dotada de acostamento e revestimento em concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ).

Sendo assim, a avaliação da condição superficial do pavimento e o seu próprio desempenho devem ser associados a estudos de tráfego, de clima e às próprias condições estruturais da via como drenagem superficial e existência ou não de acostamento.

Quanto à identificação dos defeitos superficiais pelo índice de gravidade global (IGG), este não reflete bem a situação real da superfície do pavimento quanto aos defeitos, pois só leva em conta o grau de severidade em relação às trincas sendo que para os demais defeitos ocorre apenas a quantificação sem que se avalie a extensão do problema. Portanto, o IGG tem um grau de subjetividade, que se reflete nas avaliações objetivas da superfície. A pouca espessura do revestimento e a ausência ou má conservação do acostamento e da drenagem superficial contribuem para o surgimento mais precoce dos defeitos superficiais, como se observou no Trecho 1.

O GPR mostrou-se como uma ferramenta com bastante potencial para uso na engenharia rodoviária, pois além de permitir avaliar a espessura e conformação das camadas que compõem a estrutura de pavimento ele ainda permite localizar zonas com maior concentração de umidade como mostraram os resultados dessa pesquisa.

O ensaio de PANDA complementado com outros, como: a determinação de umidades e de densidade, o GPR, a VB ou o FWD, além de permitir caracterizar a estrutura de pavimento ainda fornecem informações valiosas sobre a capacidade estrutural das camadas da estrutura do pavimento.

O controle tecnológico por meio de medidas de deflexão fazendo-se uso de técnicas como Viga Benkelman e Falling Weight Deflectometer (FWD) requer cuidados especiais devendo levar em conta o tipo de material que compõe a estrutura de pavimento o dependo de sua constituição, o nível de hidratação em que ele se encontra. Os estudos mostraram serem as duas técnicas de controle correlacionáveis nos solos estudados.

O emprego da estatística inferencial, como por exemplo, a análise de variância (ANOVA) e os testes de comparação múltipla de médias possibilitam inferir hipótese sobre os parâmetros de laboratório e de campo, sendo uma ferramenta útil na análise de dados. Nesta pesquisa, a sua utilização possibilitou diferenciar materiais quanto às propriedades físicas e de comportamento, bem como diferenciar os perfis de deflexões quantas à época de medição e ao tipo de material.

A presente pesquisa mostrou que as correlações entre as medidas de deflexões determinadas com a VB e o FWD não pode ser aplicada de maneira geral, sendo recomendado apenas para os trechos executados com materiais semelhantes que sejam conduzidos a histórias de tensão durante a solicitação que correspondam aos modelos propostos. Nesta tese, foi possível analisar esse aspecto mostrando como se relacionam os resultados de VB e FWD segundo o tipo de material que compõe a estrutura de pavimento e o estado de hidratação em que ele se encontra. Constatou-se que esse último aspecto é particularmente importante no caso dos solos finos.

A retroanálise das bacias de deflexões determinadas com a Viga Benkelman não foi possível obter boa aproximação com o uso do programa Kenlayer, porém, com as bacias determinadas com o FWD chegou-se a bacias teóricas com aproximação aceitável.

5.2- CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

5.2.1- TRECHO 1

Quanto à condição superficial de rolamento, os subtrechos apresentam quase todos os tipos de defeitos superficiais, com variado grau de severidade. Todos os subtrechos já sofreram correção do revestimento por meio de operações “tapa-buracos”. Os subtrechos construídos com expurgo, com solo fino e com solo-cal receberam recapeamento descontínuo, principalmente nas trilhas de rodas e bordas externas da pista. Os subtrechos em solo brita e aqueles contendo geotêxtil são os que se encontram mais preservados, sendo porém, necessário destacar que estes últimos se encontram em condição de subleito e de drenagem mais favoráveis que os demais. Nesse sentido, observou-se no Trecho 1 umidade variável com o tipo de subleito e com o tipo de material da base.

Nas avaliações superficiais do estado do pavimento constatou-se desde a primeira avaliação, feita em 2002, que alguns subtrechos já apresentavam defeitos. Estes aumentaram no decorrer do tempo passando por intervenções que fizeram variar o conceito sobre o estado em que se encontravam ao longo do período analisado. Esta pesquisa mostra que a deficiência de dispositivos de drenagem superficial e a ausência de acostamento são fatores que contribuem para a degradação superficial do revestimento em estruturas de pavimento em solos finos, como as avaliadas e em situações como as analisadas nesse trecho torna-se relevante considerar o efeito da interação solo-atmosfera.

Quanto à análise das deflexões determinadas ao longo do período de estudo, é possível concluir que as maiores deflexões foram observadas nos subtrechos com expurgo e solo fino. Desde a primeira medição, nesses subtrechos, elas foram maiores, embora se esperasse que a construção sobre aterro, sendo mais favorável a desidratação das camadas que compõem a estrutura de pavimento, pudessem propiciar menores umidades de equilíbrio e, por consequência, melhor comportamento mecânico. Cabe destacar, no entanto, que se o aterro for mal compactado isso geralmente reflete negativamente na compactação das camadas que compõem a estrutura de pavimento, piorando, assim, o seu desempenho. Embora o aterro como um todo não tenha sido avaliado, esse parece ter sido o caso.

Como conclusão geral observou-se nesse trecho que as deflexões variaram com o tipo de base e com a época de medição, sendo maiores na estação chuvosa.

Os perfis longitudinais e transversais obtidos com o GPR mostram que o revestimento está bastante deteriorado e a base apresenta espessura irregular apontando para problemas de execução.

5.2.2- TRECHO 2

Quanto à condição da superfície de rolamento do Trecho 2, essa se encontra diferenciada nos subtrechos. Os subtrechos construídos com solo-cal e solo fino com retração apresentam menos defeitos. Já o subtrecho de solo fino sem retração está com elevado grau de degradação, principalmente nas trilhas de roda em toda a extensão. Esse trecho recebeu pouca ou nenhuma interferência corretiva apontando para a importância do acostamento de revestimentos mais impermeáveis quando se utiliza solo fino compondo a estrutura de pavimento.

Quanto à umidade, o comportamento nos subtrechos foi diferenciado. No subtrecho construído com a sub-base e a base de solo-cal, a umidade nessas camadas variou numa faixa de aproximadamente 2 %. No subtrecho construído com solo fino sem retração, a umidade variou em torno de 4 %. Já no subtrecho, de solo fino com retração, a variação foi maior nas camadas de sub-base e de base, aproximadamente 8 %. Tem-se, portanto, que a cal reduziu o potencial de hidratação e desidratação do solo. Já para o solo com e sem retração faz-se necessário investigações posteriores à luz da curva característica e da situação da via em termos de possibilidade de interação solo-atmosfera.

Nas avaliações do estado da superfície do pavimento, constatou-se na primeira avaliação (realizada em 2002) que o mesmo encontrava-se em boas condições com exceção do subtrecho construído com solo fino sem retração, que já apresentava à época alguns defeitos. Com o passar do tempo os defeitos só evoluíram. Já nos subtrechos de solo-cal e solo fino com retração surgiram trincas longitudinais e transversais, as quais evoluíram ao longo tempo sendo que hoje os subtrechos encontram-se também com bastante deterioração, mas em menor grau de severidade que o Trecho 1, apesar do maior tráfego a que se submete diariamente. O acostamento em boas condições, a presença de camadas de base e de sub-base e a existência de drenagem superficial, certamente contribuem para o melhor conceito da avaliação neste trecho.

Quanto aos valores das deflexões determinadas ao longo do período estudado, infere-se que as deflexões variaram pouco em relação ao mês ou ao ano de análise. Isso mais uma vez aponta para a maior estabilidade da umidade de equilíbrio ao longo do ano, certamente devido à maior proteção superficial oriunda das características do revestimento, à presença de acostamento e de sistema de drenagem superficial, aspectos esses deficientes no Trecho 1.

No contexto do trecho, observou-se que a maior variação ocorreu no subtrecho executado com solo fino sem retração.

Os resultados dos perfis obtidos com o GPR apontam, como no caso do Trecho 1, para irregularidade na camada de base.

5.3- SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como recomendações para pesquisas futuras sugere-se:

- Determinar as deflexões utilizando o FWD para comparar com as medidas de Viga Benkelman determinadas nesta pesquisa;
- Determinar as profundidades das camadas a partir de furos de sondagem;
- Determinar a resistência à penetração das camadas nas estações seca e úmida com uso de penetrômetro PANDA ou outro equipamento de medição de resistência para verificar a influência dos fatores climáticos;

- Realizar contagem de tráfego no Trecho 1 para avaliar melhor o volume médio de veículos usuários da via;
- Realizar retroanálise dos dados de deflexões de Viga Benkelman ou FWD com outros programas numéricos;
- Utilizar equipamentos de campo que tenham maior precisão, para medir densidade, afundamento de trilhas de rodas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT. NBR 6457. (1986). Amostras de solo—Preparação para ensaio de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- ABNT. NBR 6459. (1984). Solo – Determinação do Limite de Liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- ABNT. NBR 7180. (1984). Solo – Determinação do Limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- ABNT. NBR 7181. (1984). Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- ABNT. NBR 7182. (1986). Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, RJ, 10 p.
- ALBERNAZ, C.A.V., MOTTA, L.M.G & MEDINA, J(1995). Retroanálise: Uma ferramenta útil na avaliação estrutural de pavimentos. 29º. Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, pp. 339 - 417.
- BALBO, J. T. (2007). Pavimentação Asfáltica - Materiais, Projeto e Restauração. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 558 p.
- BALBO, J.T.; NAKAHARA, S.M., & HO, L. L (2006). Degradação de Reforços Asfálticos de uma Via Urbna. Transporte em Transformação XI: trabalhos vencedores do prêmio CNT de Produção Acadêmica de 2006. Confederação Nacional do transporte, Brasília, DF, pp. 23 – 37.
- BATISTA, L.C.M., AZEVEDO, B.C., CARVALHO, J.C. & FARIAS, M.M. (2011). A influência da umidade sobre as características de deformabilidade de solos de subleito correlações entre ensaios de laboratório. IV Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro Oeste, Brasília, DF, pp. 13 – 27.
- BATISTA, L. C. M. (2007). Determinação de Parâmetros de Deformabilidade de Camadas de um Pavimento a partir de Ensaio de Campo. Dissertação de mestrado, G.DM-159/07, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 182 p.
- BAPTISTA, G. M. M. (2003). Diagnóstico Ambiental de Erosão Laminar: Modelo Geotecnológico e Aplicação. Editora Universa, Brasília, Distrito Federal.
- BARBOSA, O.; RAMOS, J. R. A.; GOMES, F. A. & HELMBOLD, R. (1966). Geologia Estratigráfica, Estrutural e Econômica da Área do Projeto Araguaia. Ministério das Minas e Energia, Departamento Nacional da Produção Mineral, Divisão de Geologia e Mineralogia, Rio de Janeiro, Monografia XIX.

- BARBOSA, O. (1955). Guia das Excursões. IX Congresso da Sociedade Brasileira de Geologia, Sociedade Brasileira de Geologia, São Paulo, SP, pp. 3-5.
- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. & SOARES, J. B. (2008) Pavimentação Asfáltica – Formação Básica para Engenheiros. Ed. ABEDA, 1ª. Edição, Rio de Janeiro, RJ, 504 p.
- BIGARELLA, J.J., BECKER, R.D. & PASSOS, E. (1996). Estrutura e Origem das Paisagens Tropicais e Subtropicais: Intemperismo Biológico, Pedogênese, Laterização, Bauxitização e Concentrações de Bens Minerais. UFSC, Florianópolis, SC, 2 vol., 875 p.
- BORGES, C.B.S (2001). Estudo Comparativo entre Medidas de Deflexão com Viga Benkelman e FWD em Pavimento da Malha Viária Estadual de Santa Catarina. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, SC, 197 p.
- CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUIL, S. (2000b). Modelo de normalização da curva característica. 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, 1: 96-106.
- CARVALHO, J. C. & SZABO, L. C. (2000). Uso eficaz de materiais locais com estabilizantes químicos. 32ª. Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), Brasília, DF, vol. 2, pp. 479 - 487.
- CASTRO, E. & LUIS, A. S. (1972). O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos. 6ª Reunião Anual de Pavimentação Urbana, Portugal, pp. 29-59.
- CAVALIERI, L.V.P. (1998). Estabilização de Minerais Argilosos com Cal. Petrobrás: Petróleo Brasileiro S. A., Rio de Janeiro, RJ, 100 p.
- COELHO, F. S. & VERLENGIA, F.(1973). Fertilidade dos Solos. Ed. Instituto Campineiro de Ensino Agrícola, Campinas, SP, 384 p.
- COSTA, J.B. (1973). Caracterização e Constituição do Solo. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, Portugal, 527 p.
- COSTA, S. F. (1992). Introdução à Estatística. Harbra, São Paulo, SP, 303 p.
- COSTA NETO, P.L.O (1977). Estatística. Ed. Edgard Bucher, São Paulo, SP, 265 p.
- CRULS, L. (1995). Relatório da Comissão Exploradora do Planalto Central, CODEPLAN, Brasília, DF, 380 p.
- DANIELS, J. J., 1989. Fundamentals of ground penetrating radar. In: Symposio on the Application of Geophysics to Engeneering and Environmental Problems 2, 1989, Golden. In. Proceedings, Golden: SAGEEP'89, pp. 62 -142.

DARDENNE, M.A. (1978). Síntese Sobre a Estratigrafia do Grupo Bambuí no Brasil Central. Congresso Brasileiro de Geologia , XXX, Anais, v. 2, pp.597 - 61.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1994). ME 138 – Misturas Betuminosa: Determinação da Resistência à Tração. Rio de Janeiro, RJ, 12p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1997). ES-303 Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente. Rio de Janeiro, RJ, 7 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1998). Manual de Reabilitação de Pavimentos Asfálticos. Rio de Janeiro, RJ, 359 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2003). TER 005 – Defeitos nos Pavimentos Flexíveis e semirrígidos. Rio de Janeiro, RJ, 12 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2003). PRO 006 – Avaliação objetiva de superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos. Rio de Janeiro, RJ, 10 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2003). PRO 007 – Levantamento para avaliação da condição de superfície de subtrecho homogêneo de rodovias de pavimento flexível e semirrígido para gerência de pavimentos estudos e projetos. Rio de Janeiro, RJ, 11 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT (2003). PRO 008 – Levantamento visual contínuo para avaliação da superfície de pavimentos flexíveis e semirrígidos. Rio de Janeiro, RJ, 11 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2003). PRO 009 – Avaliação subjetiva de pavimentos flexíveis e semirrígidos. Rio de Janeiro, RJ, 06p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2006). Manual de Estudos de Tráfego. Rio de Janeiro, RJ, 384 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2007). ES 098 – Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solos Lateríticos. Rio de Janeiro, RJ, 7 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2010). Manual de Implantação Básica de Rodovia. Rio de Janeiro, RJ, 619 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1979). PRO 10 - Avaliação estrutura de pavimentos flexíveis - Procedimento A. Rio de Janeiro, RJ, 31 p.

Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1979). PRO 11- Avaliação estrutural de pavimentos flexíveis - Procedimento B. Rio de Janeiro, RJ, 16 p.

- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1978). PRO 008- Avaliação objetiva da superfície de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, 12 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1985). PRO 159 - Projeto de restauração de pavimentos flexíveis e semi-rígidos. Rio de Janeiro, RJ, 31 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1994). PRO 024 – Pavimentos – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman. Rio de Janeiro, RJ, 6 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT(1998). PRO 380 - Utilização de geossintéticos em obras rodoviárias. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (1994). PRO 182 - Medição da irregularidade de superfície do pavimento com sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT(1986). ES 173 – Método de nível e mira para calibração de sistemas medidores de irregularidade tipo resposta. Rio de Janeiro, RJ, 13 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT(1994). PRO 164 - Calibração e controle de sistemas de medidores de irregularidades de superfície de pavimento (sistemas integradores IPR/USP e Maysmeter), Rio de Janeiro, RJ, 18 p.
- Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT(1994). PRO 229 – Manutenção de sistemas de medidores de irregularidade de superfície de pavimento – Integrador IPR/USP e Maysmeter. Rio de Janeiro, RJ, 7 p
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ES 006 - Sub-base ou base de solo Brita. São Paulo, SP, 22p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ES 003 - Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua. São Paulo, SP, 24 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ET 015 - Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico. São Paulo, SP, 19 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). PRO 003 - Avaliação Funcional e Estrutural de Pavimentos. São Paulo, SP, 29 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ET 005 - Sub-base ou base de solo cal. São Paulo, SP, 20 p.

- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). IP 004 - Avaliação de pavimentos flexíveis e semirrígidos por meio de levantamento visual contínuo de defeitos da superfície. São Paulo, SP, 28 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 10: Pavimentação – Solo argiloso brita; Curitiba, PR, 12 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 09: Pavimentação – Solo arenoso brita. Curitiba, PR, 11 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 08: Pavimentação – Solo arenoso fino laterítico. Curitiba, PR, 12 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ES 006 - Sub-base ou base de solo Brita. São Paulo, SP, 22 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ES 003 - Sub-base ou base de solo de comportamento laterítico-brita descontínua. São Paulo, SP, 24 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). ET 015 - Sub-base ou base de solo arenoso fino de comportamento laterítico. São Paulo, SP, 19 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). PRO 003 - Avaliação Funcional e Estrutural de Pavimentos. São Paulo, SP, 29 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER - SP (2006). ET 005 - Sub-base ou base de solo cal. São Paulo, SP, 20 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER-SP (2006). IP 004 - Avaliação de pavimentos flexíveis e semirrígidos por meio de levantamento visual contínuo de defeitos da superfície. São Paulo, SP, 28 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 10: Pavimentação – Solo argiloso brita; Curitiba, PR, 12 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 09: Pavimentação – Solo arenoso brita. Curitiba, PR, 11 p.
- Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER-PR (2005). ES 08: Pavimentação – Solo arenoso fino laterítico. Curitiba, PR, 12 p.
- Departamento Estadual de Trânsito do Distrito Federal (2011). Boletim Anual Técnico, 6 p.
- DOMINGUES, F. A. A. (1993). Manual para Identificação de Defeitos de Revestimentos Asfálticos de Pavimentos. São Paulo, SP, 96 p.

Departamento Nacional da Produção Mineral – DNPN (12^a). Divisão de Geologia e Mineralogia, Rio de Janeiro, Monografia XIX.

FARIAS, A. A, SOARES, F. J., CESAR, C.C.(1991). Introdução à Estatística. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 378 p.

FERNANDES, P.C. (2012). Relatório de Avaliação de Subjetiva de 11 Trechos de Rodovia do DF. Publicação interna do DER/DF, 7 p.

FERNANDES, I.S. (2000). Caracterização do comportamento mecânico da camada de brita graduada “in situ”. 32^a Reunião Anual de Pavimentação. Brasília, DF, pp. 273-283.

FIGUEIREDO, W.C. & COSTA, P. S. (2001). Estradas - Estudo e Projetos. EDUFBA, Salvador, BA, 410 p.

FONSECA. J. S. & MARTINS, G. A.(1995). Curso de Estatística. Atlas, São Paulo, SP, 317 p.

FRANCO, F. A. C. P.(2000). Um Sistema para Análise Mecânica de Pavimentos Asfálticos. Dissertação de Mestrado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 171 p.

FONSECA, J.S.; MARTINS, G.A. & TOLEDO, G.L. (1976). Estatística Aplicada. Ed. Atlas, 1^a. edição, São Paulo, SP, 286 p.

GUERRA, M. J. & DONAIRE, D. (1982). Estatística Indutiva – teoria e aplicação. LCTE, São Paulo, SP, 312 p.

GUIMARÃES, J.E.P. (1971). Estabilização de Solos – Nova e Importante Aplicação da Cal - seus Conceitos e suas Vantagens. ABPC, Boletim nº 5, São Paulo, SP, 67 p.

GUIMARÃES, J.E.P. (2002). A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil. PINI, São Paulo, SP, 341 p.

GUIMARÃES, J.E.P., BUFF, J.A. & FILIPPELLI, S.S. (1996). Uso da Cal na estabilização de Solo e em Misturas Asfálticas. ABPC, São Paulo, SP, 43 p.

GRIM, E.R. (1966). Applied Clay Mineralogy. Editora Mc Graw Mill Book Co, New York, 182 p.

HUANG Y.H.(1993). Pavement Analysis and Design. Ed.Prentice Hall, New Jersey, USA, 805 p.

LIMA, M.C. (2003). Degradação Físico-Química e Mineralógica de Maciços junto às Boçorocas. Tese de Doutorado em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, FT, UnB, Brasília, DF, 346 p.

LAPONI, J.C.(2005). Estatística Usando Excel, Ed. Campus, Rio de Janeiro, RJ, 245 p.

- LEVINE, D.M., STEPHAN, F. D., KREHBIEL, C. T. & BERENSON, L.M. (2008). Estatística – Teoria e Exercícios (tradução). Ed. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 752 p.
- LOPES, A.S. & GUILHERME, L.R.G. (1988). Interpretação de Análise de Solo - Conceitos e Aplicações. Associação Nacional para Difusão de Adubos, São Paulo, SP, 50 p.
- MACÊDO, J. A. G. (1996). Interpretação de Ensaio Deflectométrico para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado, XI, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 456 p.
- MARINHO, F.A.M. (1995). A técnica do papel filtro para medida de sucção. Anais do Encontro de Solos não saturados. Porto Alegre, RS, pp.112-125.
- MARONE, L.G. & MONTEZ, F.T.(1995). O Geotextil não tecido como elemento retardador da propagação de trincas em recapeamentos asfálticos: evolução tecnológica sul-americana). 29ª. Reunião Anual da Pavimentação, ABPv, Cuiabá, MT, pp. 184 – 214.
- MEDINA, J.(1997). Mecânica dos Pavimentos. Ed. UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 380 p.
- MOTTA, L. M. G.(1991). Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas. Tese de Doutorado, COPPE, UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 366 p.
- MEDINA, J. e MOTTA, L.M.G., (2005). Mecânica dos Pavimentos. 2ª Edição, Rio de Janeiro, RJ, 385 p.
- NÓBREGA, M.T. (1988). A Estabilização de Solos Tropicais com Adição de Cal para Fins Rodoviário. Dissertação de Mestrado em Geociências, USP, São Paulo, SP, 115 p.
- NÓBREGA, M.T. (1985). As reações dos argilo-minerais com a cal. IV Reunião Aberta da Indústria de Cal, ABPC, São Paulo, SP, pp. 57 - 72.
- PELL, P. S. (1978). Developments in Highway Pavement: Engineering -1. Applied Science Publishers, London, Inglaterra, 286 p.
- PESSOA, F. H. C. (2004). Análises dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário. Dissertação de mestrado, G.DM-117/2004, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151 p.
- PESSOA, F. H. C.; CARVALHO, J. C.; MERABET, J. H. F.(2005). Comparação entre Parâmetros da Curva de Compactação com Pré-secagem e Natural de Solos Finos da Região Amazônica. In: 36a. Reunião Anual de Pavimentação Urbana, 2005, Curitiba, PR, v. 1. pp. 45-54.
- PESSOA, F. H. C.; CARVALHO, J. C.; REZENDE, L. R.; SOUZA, R. O. (2009). Avaliação Estrutural de um Trecho Experimental da Rodovia DF-205 Oeste. In: IV Simpósio

- Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projetos de Reforço – IV SINAPRE, Fortaleza, CE, Brasil, v. 1. pp. 244 - 257.
- PESSOA, F. H. C; CARVALHO, J. C.; SOUZA, R.O.; ROCHA, E.J. (2009). Avaliação Funcional de Trechos Experimentais em Rodovias do Distrito Federal. In: 16a. Reunião Anual de Pavimentação - RPU, 2009, Belo Horizonte, MG, Brasil. v. 1. pp. 189 - 202.
- PESSOA, F.H.C., GUIMARÃES, E. M.; CAMPOS, I.C.O., CAMAPUM, J (2010). Análise de Dois Solos Finos do Distrito Federal para Utilização em Estruturas de Rodovias. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Cobramseg, Gramado, RS, pp. 219 - 223.
- PIMENTEL, K. C. (2007). Estradas Não-pavimentadas e Ferrovias Reforçadas com Geossintéticos. Tese de doutorado, G.TD-014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 293 p.
- PINTO, M. N. (1987). Superfícies de Aplanamento do Distrito Federal. Revista Brasileira de Geografia, São Paulo, SP, pp. 9 - 27.
- PINTO, S.; PREUSSLER, E. S. (2002). Pavimentação Rodoviária - Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ, 259 p.
- PREUSSLER, VALE, A. F., CARVALHO, R. L. E. & PINTO, I. E. (2000). Retroanálise – Processos para Avaliação Estrutural de Pavimentos. 32ª. Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, pp. 338 – 346.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1988). Propriedades e comportamento de solos lateríticos estabilizados com cal. 23º Reunião Anual de Pavimentação, Florianópolis, SC, 1: p. 690 - 699.
- REZENDE, L. R. (1999). Técnicas Alternativas para a Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários. Dissertação de mestrado, G.DM-055A/99, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 169 p.
- REZENDE, L. R. (2003). Estudo do Comportamento de Materiais Alternativas Utilizados em Estruturas de Pavimentos Flexíveis. Tese de doutorado, G.TD-014A/03, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 372 p.
- RESENDE, M.; CURI, N.; KER, J.; C., REZENDE, S. B. (2005). Mineralogia dos Solos Brasileiros – Interpretação e Aplicações. UFLA, Lavras, MG, 192 p.
- SANDMEIER, K.J., 2009. REFLEXW Version 5.0, Windows 9x/2000/NT. *Program for the processing of seismic, acoustic or electromagnetic reflection, refraction and transmission data. Manual do Software*, Karlsruhe, Germany, 209 p.

- SANTOS, P. S. (1989). Ciência e Tecnologia das Argilas. Edgard Blucher Ltda, São Paulo, SP, 408 p.
- SEGUIO, K.(1998). Dicionário de Geologia Sedimentar e Áreas Afins. Bertrand Brasil, Rio de Janeiro, RJ, 1222 p.
- SENÇO, W. (2008). Manual de Técnicas de Projetos Rodoviários. Ed. PINI, 1ª. Edição, São Paulo, SP, 758 p.
- STRIEDER, A. J., GONÇALVES, F. P., SALVADORETI, P., CERATTI, J. A. P, KLEIN, S, L. & HIRAKATA, A. M. (2002). Aplicação do Geo-radar em investigação de pavimentos rodoviários: estudo de casos em estruturação estratigráfica e em degradação. Disponível em www.scielo.br, acessado em 06/04/2009.
- VARGAS, M (1978). Introdução à Mecânica dos Solos. Mcgraw Hill do Brasil, São Paulo, SP. 509 p.
- VIERA, C. S. (2002). Desempenho de um Pavimento Flexível Solicitado por um Simulador de Tráfego. Dissertação de mestrado, Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRS, Porto Alegre, RS, 149 p.
- VIEIRA, S. (2006). Análise de Variância (ANOVA). Atlas, São Paulo, SP, 204 p.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M.; NETO, Z. A. (2007). Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas – Bases Alternativas com Solos Lateríticos. Arte & Ciência, São Paulo, SP, 172 p.
- VERTAMATTI, E., SOUSA, E.B.& REZENDE, A.A. (1995). Um estudo da determinação da umidade de solos arenosos em laboratório. 29ª Reunião Anual de Pavimentação ,Cuiabá, MT, pp. 381-397.
- YODER, J.E. & WITCZAK, W. M. (1975).Principles of Pavement Design. Ed. John Wiley & Sons, USA, 711 p.
- Yoshizane, H.P.(2006). Manual de Trabalhos Preparatórios e Terraplenagem. Ed. Unicamp, São Carlos, SP, 28 p.
- WRITTE, R. S & WRITTE, J.S. (2005). *Statistic*: tradução Teresa Cristina Padilha. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 486 p.
- Relatórios de Pesquisa CNT Rodovias 2000, 2001, 2002, 2003, 2004, 2005, 2006, 2007, 2009, 2010, 2011. Disponível em www.sistemacnt.org.br, Acessada em 02 /05/2011.
- www.dynates.com.br, Acessada em 14/06/2011.
- www.correioweb.com.br. Acessado em 12/10/2010.

ANEXOS

A - DADOS PLUVIOMÉTRICOS

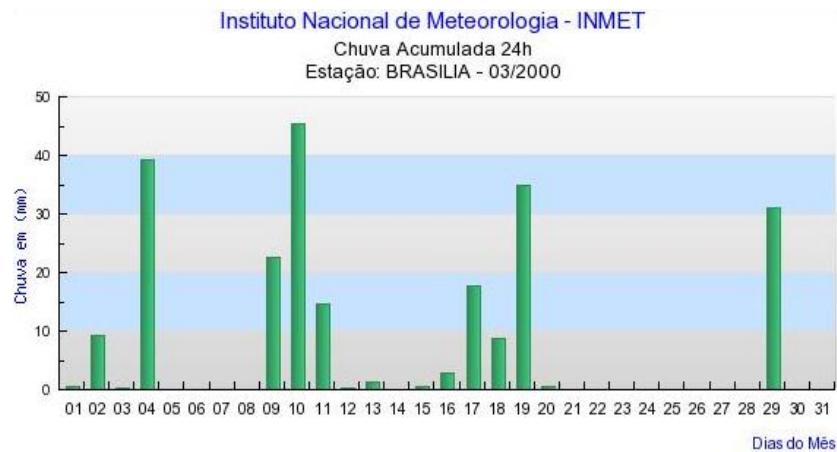


Figura A.1 – Precipitação acumulada no mês de março/2000.



Figura A.2 – Precipitação acumulada no mês de junho/2000.

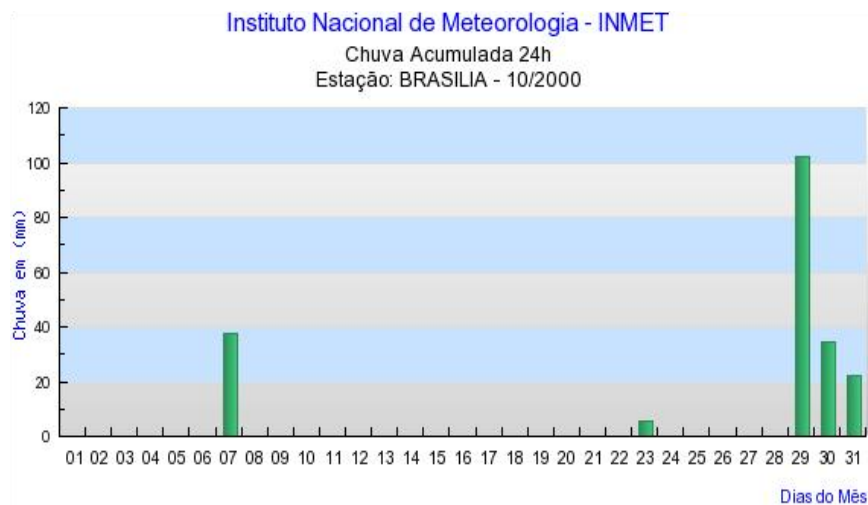


Figura A.3 – Precipitação acumulada no mês de outubro/2000.

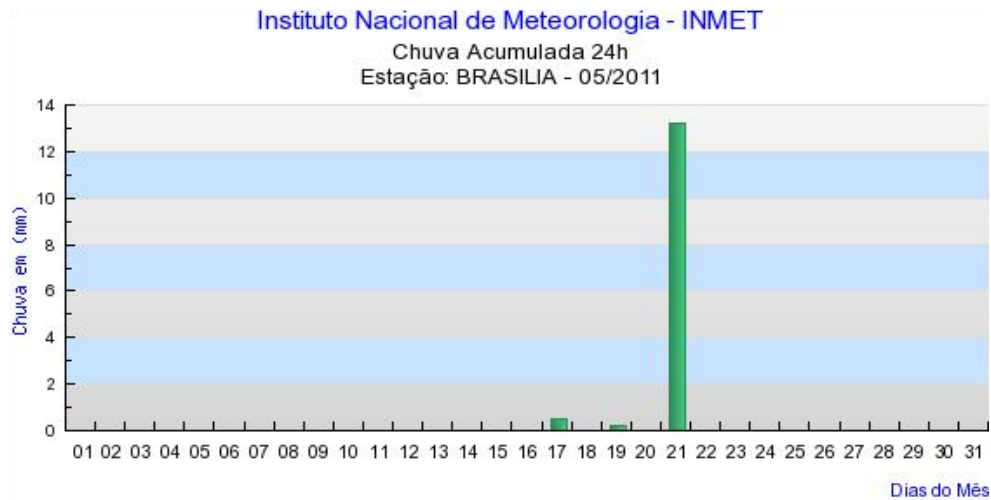


Figura A.4– Precipitação acumulada no mês de maio/2001.

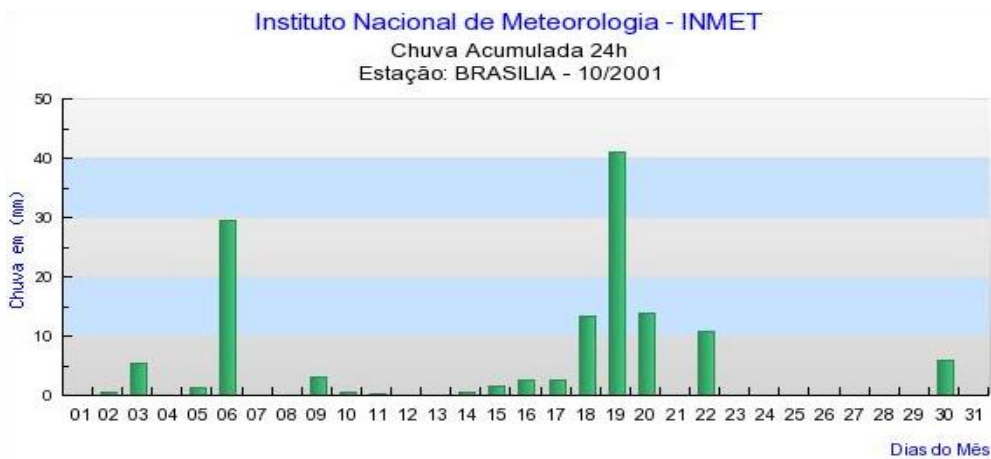


Figura A.5– Precipitação acumulada no mês de outubro/2001.

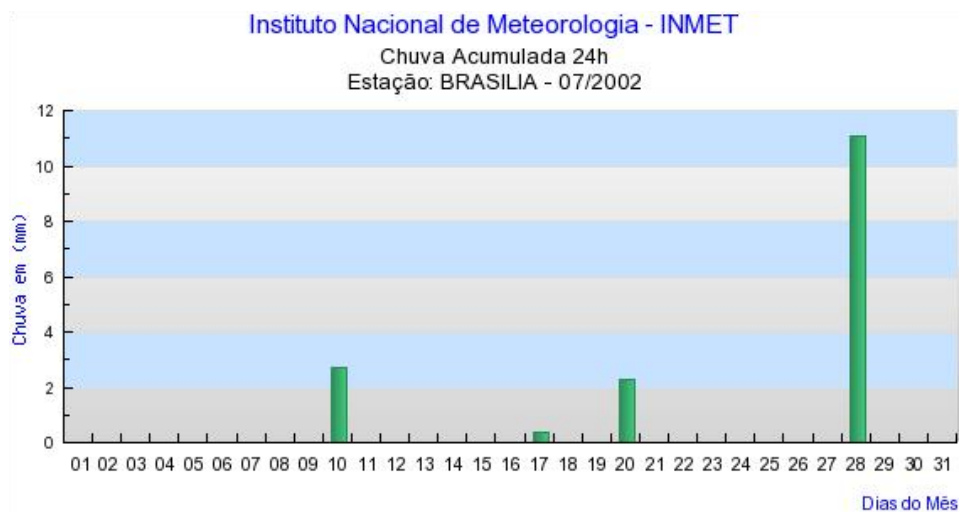


Figura A.6 – Precipitação acumulada no mês de julho/2002.

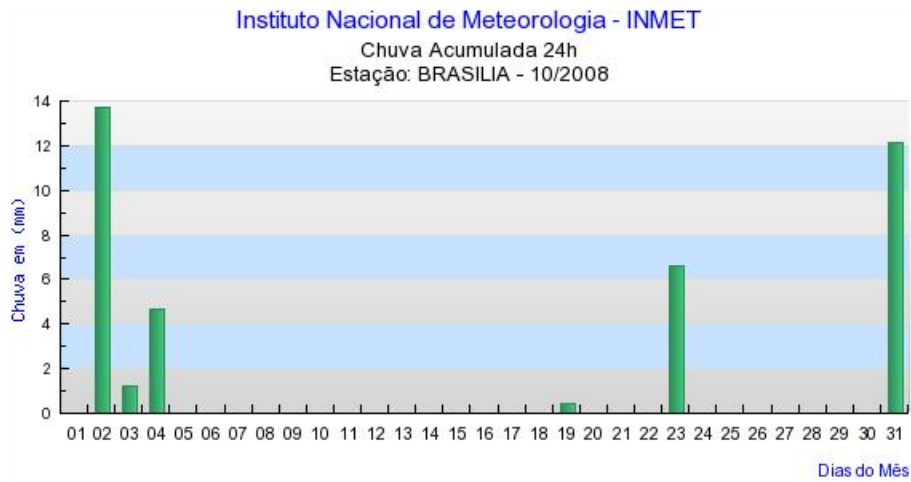


Figura A.7– Precipitação acumulada no mês de outubro/2008.

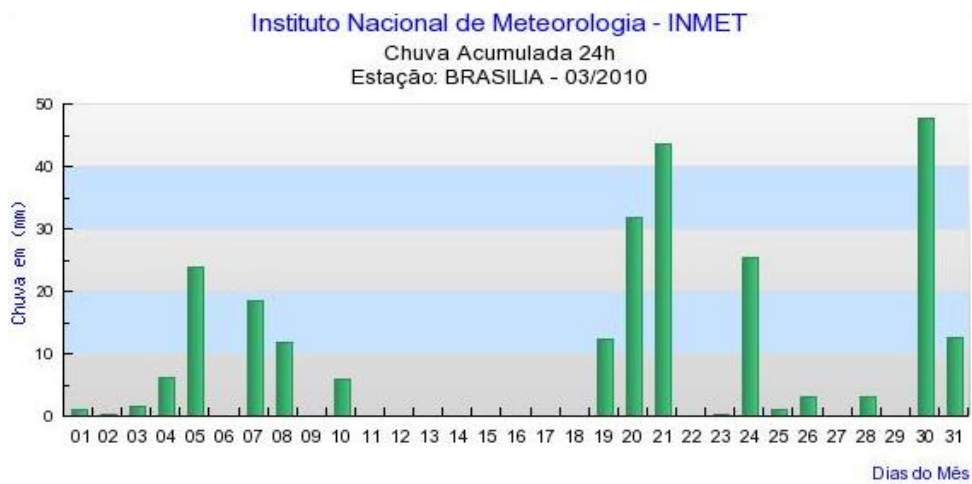


Figura A.8 – Precipitação acumulada no mês de março/2010.

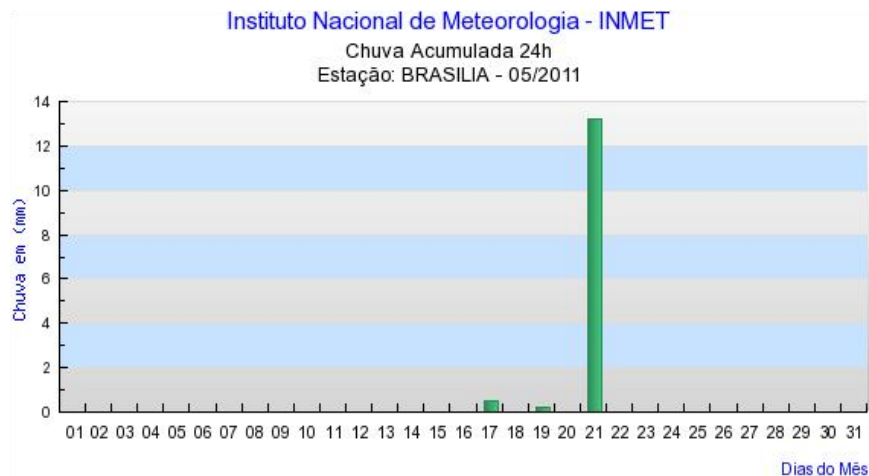


Figura A.9 – Precipitação acumulada no mês de maio/2011.

B - DADOS DE TEMPERATURA

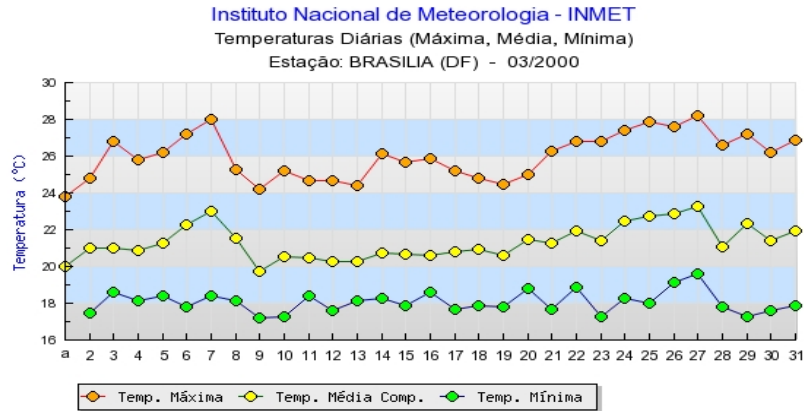


Figura B.1 – Temperaturas diárias no mês de março/2000.

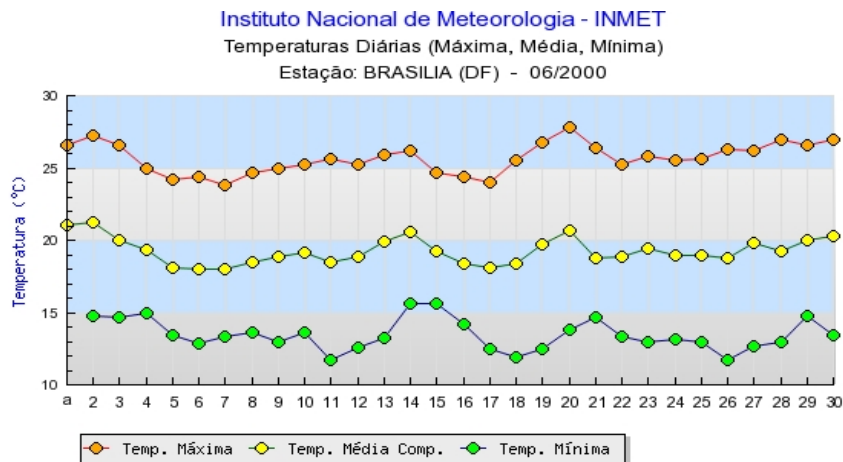


Figura B.2 – Temperaturas diárias no mês de maio/2000.

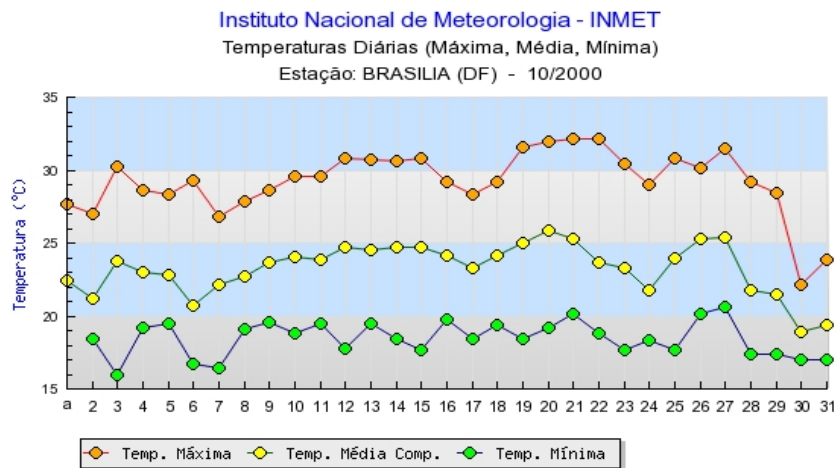


Figura B.3 – Temperaturas diárias no mês de outubro/2000.

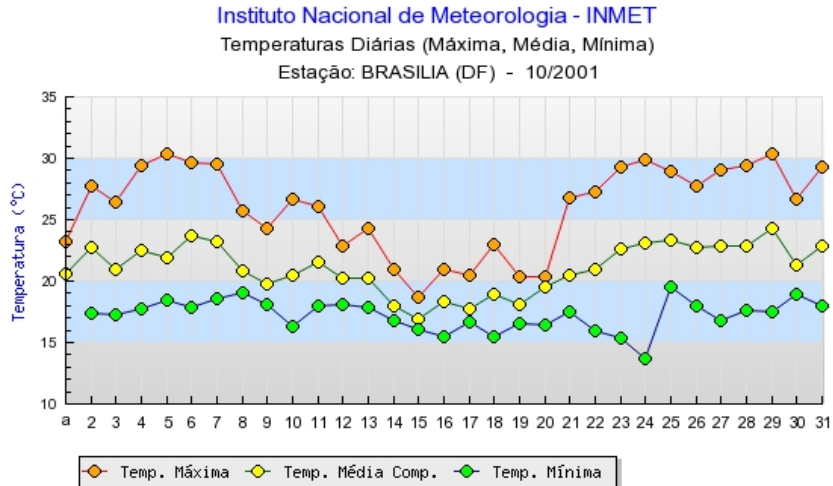


Figura B.4 – Temperaturas diárias no mês de outubro/2001.

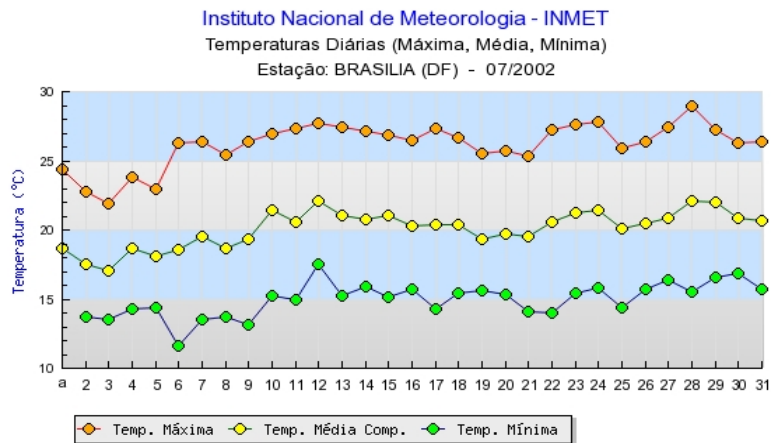
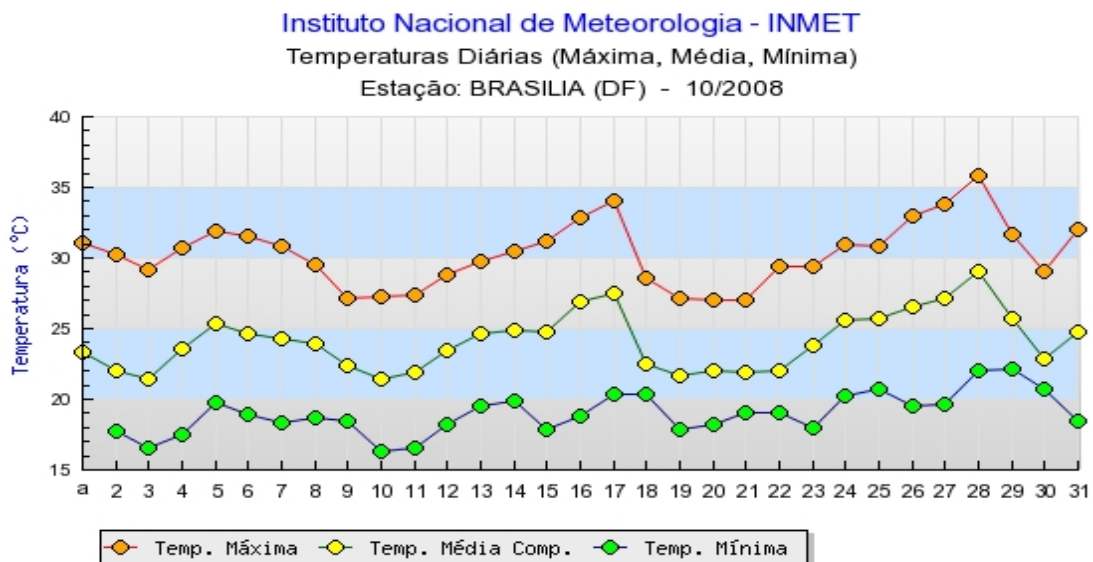


Figura B.5 – Temperaturas diárias no mês de julho/2002



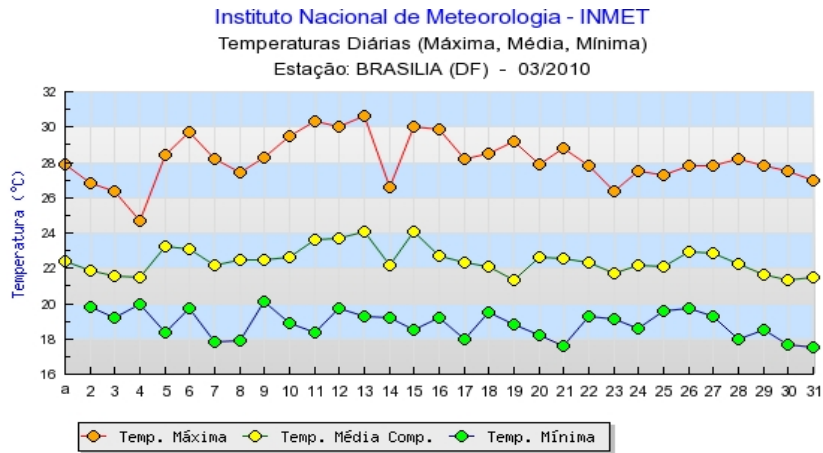


Figura B.7 – Temperaturas diária no mês de março/2010

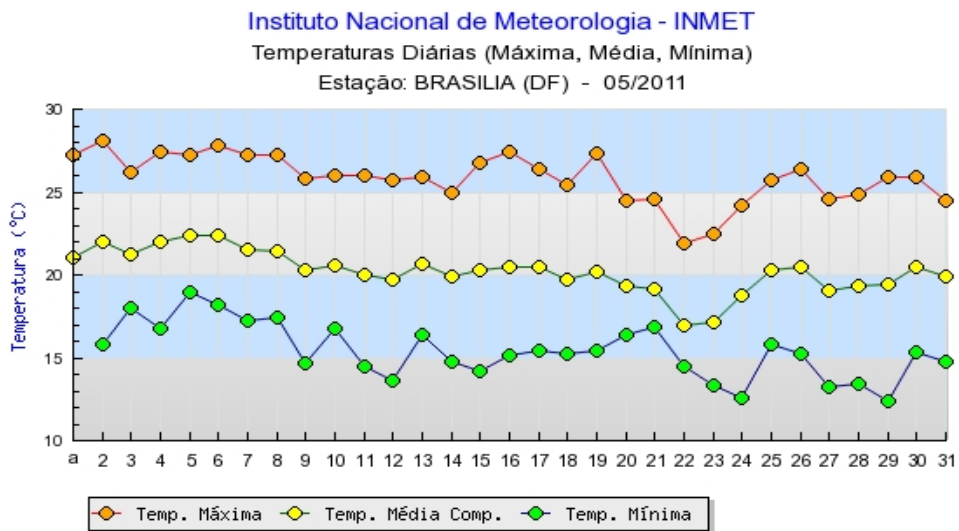


Figura B.8 – Temperaturas diária no mês de maio/2011.

C – DADOS DE UMIDADE RELATIVA DO AR

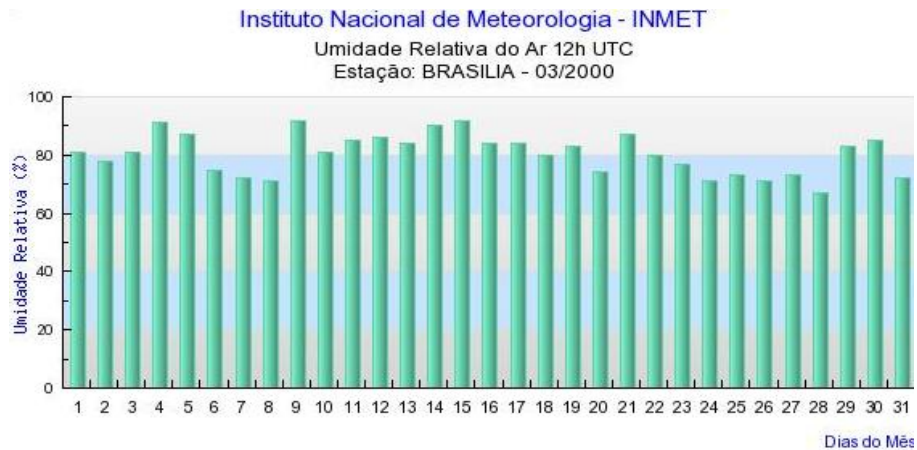


Figura C.1– Umidade relativa no mês de março/2000.



Figura C.2 – Umidade relativa no mês de junho/2000.

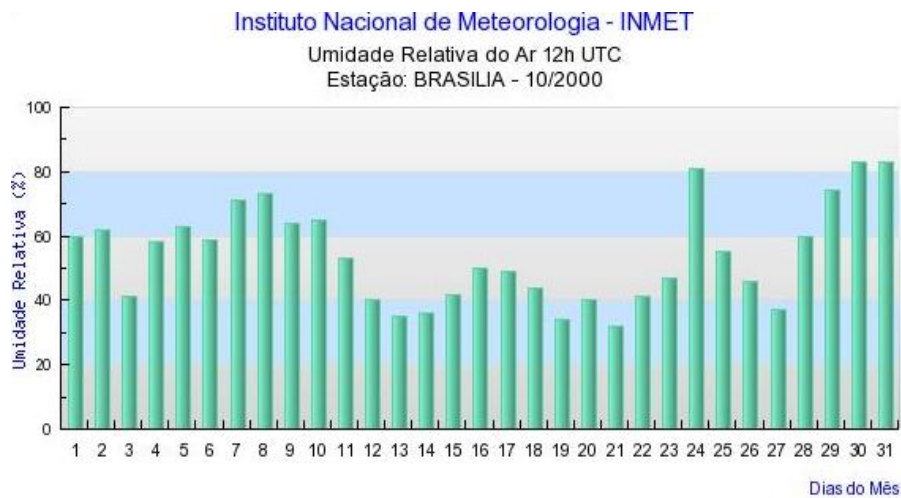


Figura C.3 – Umidade relativa no mês de outubro/2000.



Figura C.4 – Umidade relativa no mês de maio/2001.

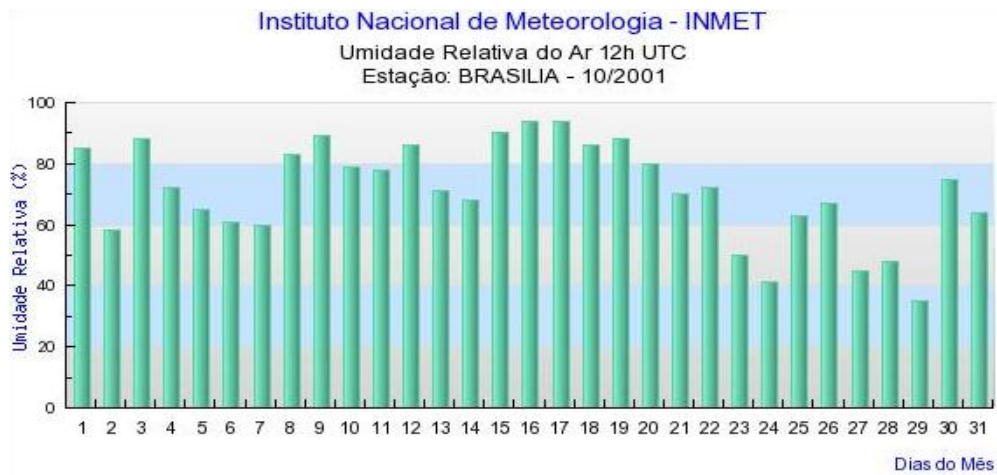


Figura C.5 – Umidade relativa no mês de outubro/2001.

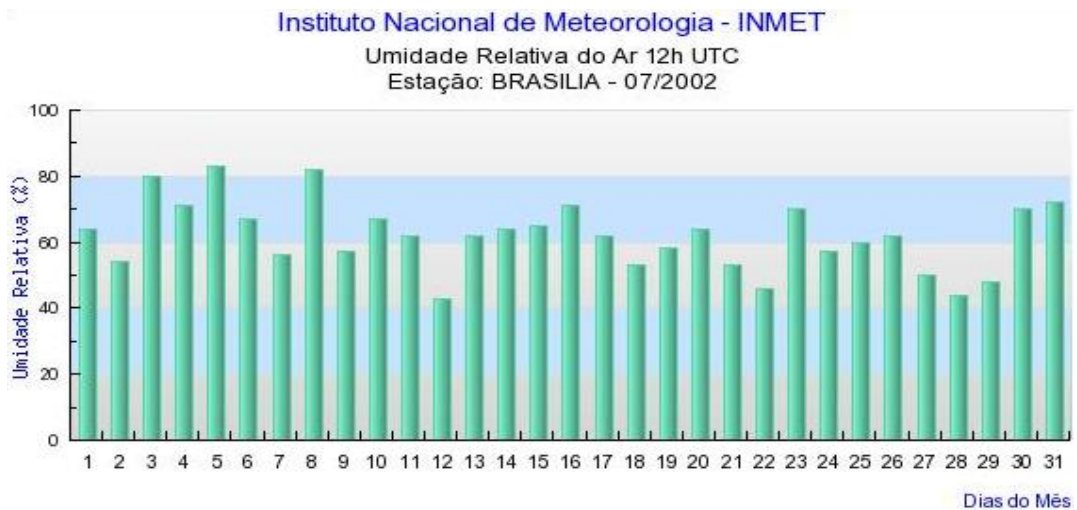


Figura C.6 – Umidade relativa no mês de julho/2002.

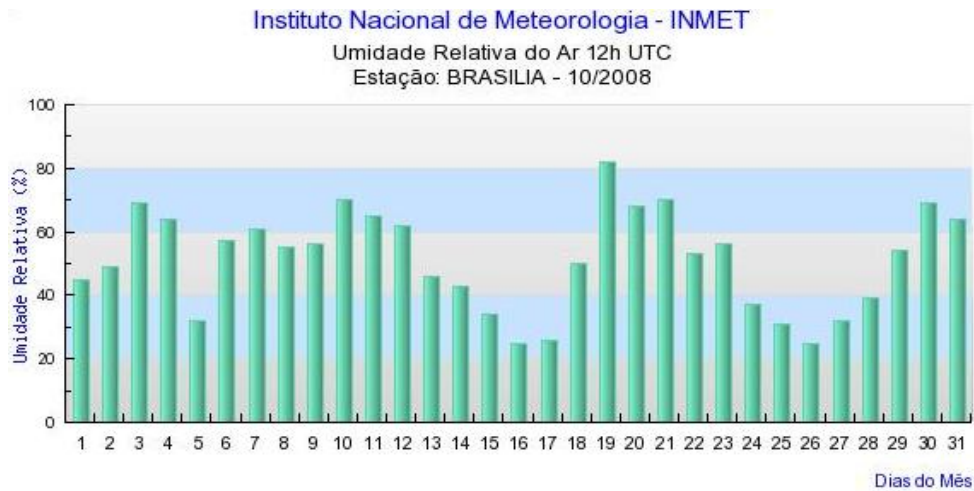


Figura C.7 – Umidade relativa no mês de outubro/2008.

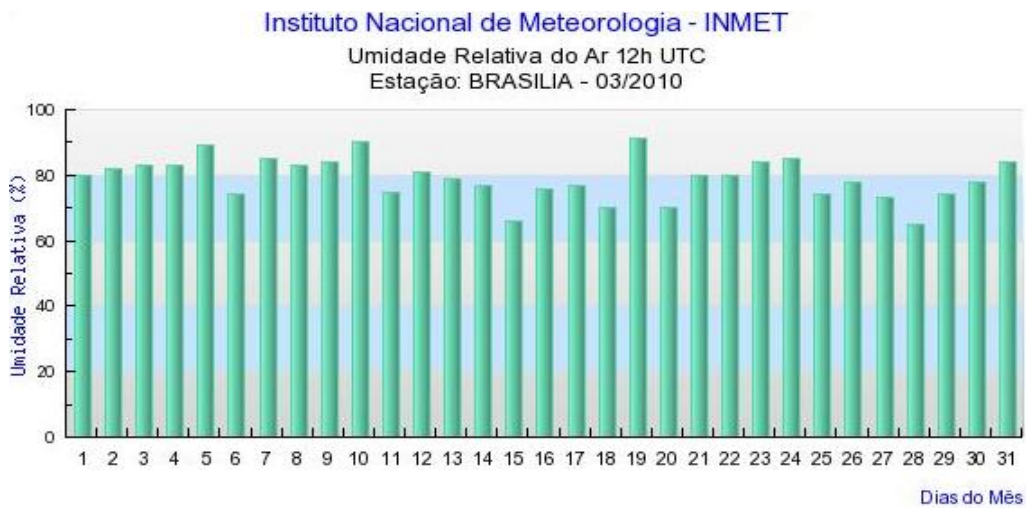


Figura C.8 – Umidade relativa no mês de março/2010.

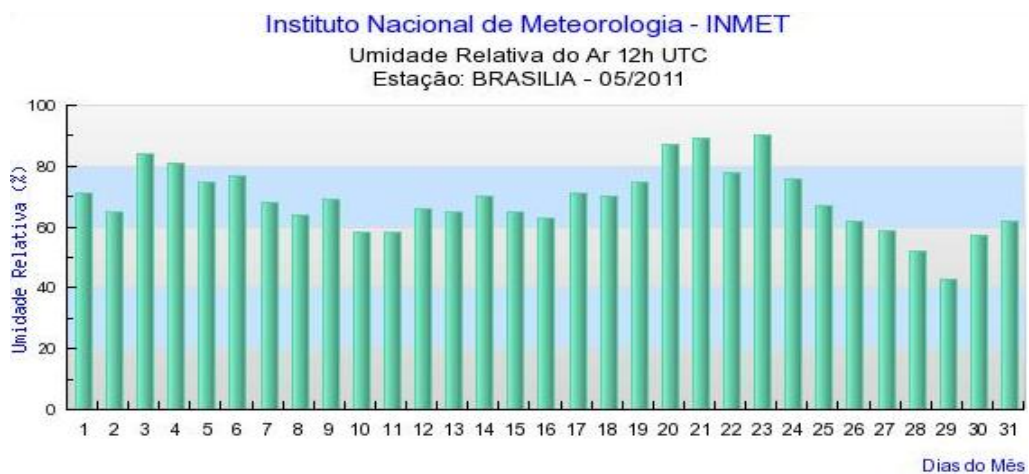


Figura C.9 – Umidade relativa no mês de maio/2011.