

Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Escola de Engenharia
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

**IDENTIFICAÇÃO E DISCUSSÃO DOS MECANISMOS
DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS COM
REVESTIMENTO PRIMÁRIO**

Leandro Olivio Nervis

Porto Alegre
2016

LEANDRO OLIVIO NERVIS

**IDENTIFICAÇÃO E DISCUSSÃO DOS MECANISMOS
DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS COM
REVESTIMENTO PRIMÁRIO**

TESE APRESENTADA AO PROGRAMA DE PÓS-
GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL, COMO PARTE DOS
REQUISITOS PARA OBTENÇÃO DO TÍTULO DE DOUTOR
EM ENGENHARIA.

ORIENTAÇÃO: PROF. DR. WASHINGTON PERES NUÑEZ.

Porto Alegre

2016

Ficha Catalográfica

N456i Nervis, Leandro Olivio
Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos
com revestimento primário / Leandro Olivio Nervis. – 2016.
267 f. : il. color.
Tese (doutorado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de
Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre,
BR-RS, 2016.
Orientador: Washington Peres Nuñez.

1. Revestimento primário. 2. Mecânica dos solos. 3. Pavimentação.
I. Nuñez, Washington Peres, orient. II. Título.

CDU: 624.13(043)

IDENTIFICAÇÃO E DISCUSSÃO DOS MECANISMOS DE DEGRADAÇÃO DE PAVIMENTOS COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelos professores orientadores e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Junho de 2016.

Professor Washington Peres Nuñez
Dr. pela Universidade Federal do Rio
Grande do Sul (UFRGS)
Orientador

Professor Carlos Torres Formoso
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA:

Professor Cezar Augusto Burkert Bastos (FURG)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Professor Jorge Augusto Pereira Ceratti (UFRGS)
D. Sc. pela Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ).

Professor José Camapum de Carvalho (UNB)
PhD. pelo Institut National des Sciences Appliquées, Lyon, França.

Professor Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
PhD. pelo Imperial College, London, Reino Unido.

Professora Wai Ying Yuk Gehling (UFRGS)
Dra. pela Universidad Politécnica de Catalunya, Barcelona, Espanha.

À minha família.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, agradeço aos meus pais, Adelino Nervis e Paulina Largo Nervis, pelo incentivo e apoio.

Meu especial agradecimento ao meu orientador, Prof. Dr. Washington Peres Nuñez, que além da orientação acadêmica e científica, me transmitiu a motivação necessária para a realização e conclusão da pesquisa, sempre me apontando o melhor caminho, evitando a perda do foco. Estendo meu agradecimento também a todos os professores das disciplinas cursadas no PPGEC/UFRGS pelo conhecimento transmitido.

Dedico também sinceros agradecimentos ao grande amigo e colega Eng. Dr. Cesar Alberto Ruver pela força e auxílio prestado e ao amigo e colega Prof. Dr. João Rodrigo Guerreiro Mattos pelo apoio e pela contribuição prestada.

Ao povo trabalhador brasileiro que contribui ao Estado através do pagamento de impostos, ao qual devo não somente os honorários que recebi enquanto atuava no INCRA/RS, mas a oportunidade de poder realizar a presente pesquisa numa obra financiada pelo Órgão. Amplia-se este agradecimento ao lembrar que o Curso foi realizado em uma instituição pública e que minha educação se deu toda ela integralmente em escolas públicas.

Aos dirigentes e ex-colegas do INCRA/RS pelo apoio na pesquisa e pela amizade.

Também agradeço o Prof. Dr. Alfredo Mendes D'Ávila da Universidade Federal de Pelotas – UFPEL por permanentemente me incentivar a explorar essa área do conhecimento.

À empresa Terrafácil Terraplenagem e seus funcionários pela colaboração durante o processo de construção do trecho experimental.

Agradeço imensamente toda a equipe do Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG pelo auxílio na realização de ensaios de laboratório.

Ao Laboratório de Pavimentação da UFRGS por sua infraestrutura ter permitido a realização de parte dos ensaios dessa pesquisa, com ênfase ao Técnico Daniel Pinheiro Fernandes e aos colegas de Pós-Graduação Lucas Delongui, Rodrigo Carreira Weber Willian Fedrigo por todo o auxílio prestado, estendendo esse agradecimento a todas as pessoas da “família LAPAV”

que de alguma forma contribuíram com esse trabalho.

Ao Professor Rinaldo José Barbosa Pinheiro da UFSM por ter intermediado a disponibilização do Laboratório de Geologia Ambiental da Universidade Federal de Santa Maria – UFSM para a realização dos ensaios de Inderbitzen e a doutoranda Leila Posser Fernandes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil daquela Universidade pelo auxílio na sua realização.

Ao graduando e agora colega Eng. Charles André Lasch Bugs pela contribuição na realização de ensaios de laboratório e a toda equipe do Laboratório de Solos e Pavimentação da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

A todos os colegas e amigos da UNISC pelo apoio e pela compreensão.

Por fim, agradeço aos muitos amigos e colegas que o espaço não me permitiria nominar um por um, mas que de alguma forma contribuíram para a realização dessa pesquisa.

Nenhuma grande descoberta foi feita jamais sem um palpite ousado.

Isaac Newton

RESUMO

NERVIS, Leandro Olivio. Identificação e discussão dos mecanismos de degradação de pavimentos com revestimento primário. 2016. Tese (Doutorado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGE/C/FRGS, Porto Alegre, 2016.

As rodovias com revestimento primário constituem a imensa maioria da extensão da malha viária do Brasil e de muitos países. Sua manutenção em um nível mínimo aceitável de serventia consome parcelas importantes de orçamentos governamentais. Contudo, na maioria das vezes, as atividades de implantação e manutenção têm escasso sucesso, porque os agentes encarregados desconhecem a tecnologia específica. Visando contribuir para práticas mais efetivas, esta tese analisa os resultados de uma pesquisa realizada com o objetivo de identificar e discutir os mecanismos de degradação de rodovias com revestimento primário, à luz das Mecânicas dos Solos e dos Pavimentos. O projeto experimental incluiu ensaios laboratoriais, bem como a construção e monitoramento de desempenho, ao longo de 30 meses, de um pavimento experimental, em projeto de assentamento da Reforma Agrária, no Rio Grande do Sul. O revestimento primário foi construído em duas camadas (a superior constituída por 7 cm de saibro e a inferior por 17 cm de argila laterítica) assentes sobre um subleito estratificado, com camada superior arenosa. As formações geológicas são constituídas por depósitos aluvionares (subleito) e por siltito (jazida de argila) e gnaiss (jazida do saibro). A compactação das camadas foi verificada por meio de ensaios clássicos e com emprego do cone de penetração dinâmica (DCP). As deflexões foram medidas no topo do subleito e sobre cada camada de revestimento, com utilização de viga Benkelman. Amostras deformadas dos materiais do revestimento primário e da camada superior do subleito foram coletadas. Em laboratório realizaram-se ensaios de caracterização, bem como da classificação MCT; foram avaliadas a resistência ao desgaste e a durabilidade da fração graúda do saibro (abrasão *Los Angeles* e alteração de rochas água-estufa). Realizaram-se ensaios de compactação, Índice de Suporte Califórnia, Inderbitzen (erodibilidade), cisalhamento direto e triaxiais de carga repetida, para obtenção de módulos de resiliência e avaliação do comportamento quanto à deformação permanente. Complementarmente, foram obtidas curvas de retenção de água. Com base nos resultados laboratoriais foram realizadas previsões de desempenho do pavimento experimental, fundamentadas em conceitos, prescrições e em modelos matemáticos e estatísticos encontrados na literatura e no emprego do programa HDM 4. Durante o período de monitoramento do pavimento experimental foram realizados 3 levantamentos para a obtenção da Irregularidade Longitudinal (IRI), com o emprego de um perfilômetro inercial e 4 inspeções para a avaliação da evolução dos principais defeitos típicos de pavimento com revestimento primário. Os defeitos observados foram: afundamento de trilha de roda, buracos, perda de abaulamento, perda de espessura de revestimento e sulcos de erosão; identificando-se e discutindo-se os mecanismos de degradação a eles associados. Também foram comparadas as previsões de desempenho com a evolução da serventia do pavimento experimental, constatando-se que os modelos apresentados na literatura internacional nem sempre apresentam acurácia satisfatória. Isto mostra a necessidade de se desenvolverem novos modelos e calibrar os existentes, como condição indispensável para otimizar as atividades de manutenção das rodovias com revestimento primário.

Palavras-Chave: revestimento primário; mecânica dos solos, mecânica dos pavimentos, avaliação de desempenho.

ABSTRACT

NERVIS, Leandro Olivio. Identification and discussion on distress mechanisms of unsurfaced gravel roads. 2016. PhD Thesis – Post-Graduation Program on Civil Engineering, Federal University of Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2016.

Most of Brazilian and other countries' roads networks mainly comprise unsurfaced gravel roads. The maintenance of such roads at a minimum acceptable level of serviceability consumes large percentages of governs budgets. In spite of that, the construction and maintenance activities are scarcely well-succeeded, since the personnel involved do not know the specific technology. Aiming at contributing for more effective practices, this thesis analyses the results of a research carried out with the objective of identifying and discussing distress mechanisms of unsurfaced gravel roads, based on Soil and Pavement Mechanics. Experimental procedures included laboratory tests, as well as the construction and performance monitoring, along 30 months, of a test section, in an agrarian reform settlement, in Rio Grande do Sul state, southern Brazil. The wearing course of the unsurfaced pavement consisted of two different layers (a 7-cm-thick upper layer, made of genuine residual soil and a lower one with 17 cm of lateritic clay), built over a stratified subgrade, with a sandy upper layer. Geological formations consisted of alluvial fans (the subgrade), siltstone (the clay site) and gneiss (genuine residual soil site). Layers compaction was quantified by means of classic tests and also using the dynamic cone penetrometer (DCP). Using a Benkelman beam, surface deflections were measured on the top of the subgrade and every layer. Samples were taken from the subgrade and from both materials that constitute the wearing course, in order to perform laboratory tests of characterization and those of a Brazilian soils classification system, known as MCT (miniature, compacted, tropical). Los Angeles abrasion and rock alteration by wetting and drying tests were done on samples of the genuine residual soil coarse fraction. Every material was subjected to compaction, CBR, Inderbitzen (erodibility), direct shear and repeated loading triaxial tests (these latter to compute resilient moduli and to evaluate the permanent deformation behaviour). Besides, water-retention curves were obtained. Based on laboratory results, the performance of the experimental pavement was predicted, founded on concepts, materials prescriptions and mathematical and statistical models and using HDM 4 program. During the monitoring period three roughness (IRI) surveys were carried out, using an inertial profilometer. Four distresses surveys were carried out to evaluate the evolution of the most important distresses typical of unsurfaced gravel roads. Distresses as rutting, potholes, cross-section deformation and thickness reduction and erosion channels were observed and the associated distress mechanisms were discussed. Pavement performance predictions were compared to the measured serviceability evolution. It was found out that the models available in the literature not always yield accurate results. Because of that, developing new models and calibrating the existing ones is mandatory to optimize maintenance activities in unsurfaced gravel roads.

Key-words: unsurfaced gravel roads; Soil Mechanics; Pavement Mechanics; Performance evaluation.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	30
2.1	ASPECTOS GERAIS SOBRE REVESTIMENTO PRIMÁRIO.....	30
2.2	PRINCIPAIS DEFEITOS RELACIONADOS AO REVESTIMENTO PRIMÁRIO.....	32
2.3	ALGUNS ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE VIAS DE PAVIMENTO COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	34
2.4	PECULIARIDADES DE COMPORTAMENTO DOS SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS	39
2.4.1	Aspectos gerais	39
2.4.2	A Classificação MCT.....	40
2.4.2.1	Classe L – Comportamento Laterítico	41
2.4.2.2	Classe N – Comportamento Não Laterítico	43
2.4.3	Recomendações quanto à utilização rodoviária.....	48
2.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS	48
2.5.1	Definição de sucção	49
2.5.2	Curva de retenção	51
2.5.2.1	Tipos de Curvas de Retenção	52
2.5.2.2	Fatores que Influenciam a Curva de Retenção.....	54
2.5.2.3	Método do Papel Filtro para a Obtenção da Curva de Retenção	56
2.5.2.4	Equações de Ajuste da Curva de Retenção	57
2.5.3	Resistência ao cisalhamento de solos não saturados	59
2.6	RESILIÊNCIA DE SOLOS E MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO	61
2.6.1	Definições	61
2.6.2	Determinação experimental do módulo de resiliência.....	62
2.6.3	A influência da sucção no módulo de resiliência de solos não saturados.....	62
2.7	ANÁLISE DE TENSÕES, DEFORMAÇÕES E DESLOCAMENTOS	66
2.8	ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES SOBRE A CAMADA DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO.....	68
2.8.1	Especificação do DNIT.....	68
2.8.2	Especificação do DER/SP.....	69

2.8.3	Especificação do DER/PR	69
2.8.4	Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	70
2.8.5	Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP)	74
2.8.6	Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (US Agency for International Development – USAID).....	75
2.8.7	Especificações do Departamento de Transportes da República da África do Sul (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads).....	76
2.9	O PROGRAMA HDM-4	78
2.10	CRITÉRIOS E MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO	80
2.10.1	Seleção inicial de materiais.....	81
2.10.2	Avaliação do comportamento estrutural	85
2.10.2.1	Considerações gerais	85
2.10.2.2	Alguns modelos existentes para a previsão de comportamento estrutural ...	89
2.11	AVALIAÇÃO DE CAMPO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS DE PAVIMENTOS COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO	98
3	IMPLANTAÇÃO DE TRECHO EXPERIMENTAL	103
3.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, GEOLÓGICA, PEDOLÓGICA E GEOTÉCNICA DO LOCAL.....	103
3.2	PROCEDIMENTOS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL E CARACTERÍSTICAS DA PISTA PRONTA.....	109
4	PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS	116
4.1	COLETA DE AMOSTRAS	116
4.2	ENSAIOS REALIZADOS EM CAMPO	116
4.2.1	Ensaio de frasco de areia e de determinação de umidade	116
4.2.2	Ensaio DCP	117
4.2.3	Levantamento de deflexões	118
4.2.4	Levantamentos de Irregularidades Longitudinais.....	118
4.3	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	119
4.3.1	Ensaio de caracterização	119

4.3.2	Ensaio de classificação MCT e voltados à aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	119
4.3.3	Ensaio de compactação, ISC e expansão	120
4.3.4	Calibração do equipamento DCP.....	120
4.3.5	Ensaio de abrasão Los Angeles	121
4.3.6	Ensaio de alteração água-estufa.....	122
4.3.7	Ensaio de Inderbitzen.....	122
4.3.8	Ensaio para a obtenção das curvas de retenção.....	124
4.3.9	Ensaio de Cisalhamento Direto	128
4.3.10	Ensaio triaxiais de carga repetida.....	130
4.4	PROCEDIMENTOS EMPREGADOS NA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL	134
4.4.1	Monitoramento do teor de umidade das camadas.....	135
4.4.2	Metodologia e critérios de avaliação dos principais defeitos	136
4.4.2.1	Afundamento de Trilha de Roda	136
4.4.2.2	Ondulações e Atoleiros.....	136
4.4.2.3	Buracos (“panelas”).....	136
4.4.2.4	Perda de Abaulamento.....	137
4.4.2.5	Perda de Espessura de Revestimento.....	138
4.4.2.6	Sulcos de Erosão.....	138
5	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO	139
5.1	ENSAIOS DE LABORATÓRIO	139
5.1.1	Ensaio de Caracterização	139
5.1.2	Ensaio de classificação MCT e voltados à aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	142
5.1.3	Ensaio de compactação, ISC e expansão	146
5.1.4	Calibração do equipamento DCP.....	150
5.1.5	Ensaio de abrasão <i>Los Angeles</i>	152
5.1.6	Ensaio de alteração água-estufa.....	152
5.1.7	Ensaio de Inderbitzen.....	153
5.1.8	Ensaio para a Obtenção das Curvas de Retenção.....	155

5.1.9	Ensaio de Cisalhamento Direto	158
5.1.10	Ensaio triaxial de carga repetida	166
5.1.10.1	Ensaio para a obtenção do módulo de resiliência	166
5.1.10.2	Ensaio de deformações permanentes	171
5.2	ENSAIOS DE CAMPO	178
5.2.1	Ensaio de Frasco de Areia e de Determinação de Umidade	178
5.2.2	Ensaio DCP	179
5.2.3	Deflexões	181
5.2.4	Levantamento de Irregularidades Longitudinais	184
6	PREVISÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL PELA APLICAÇÃO DE ALGUNS MODELOS, CRITÉRIOS E ESPECIFICAÇÕES EXISTENTES NA LITERATURA	186
6.1	QUALIFICAÇÃO INICIAL DOS MATERIAIS	186
6.2	APLICAÇÕES DE ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO ENCONTRADAS NA LITERATURA	191
6.2.1	Especificação do DNIT	191
6.2.2	Especificação do DER/SP	192
6.2.3	Especificação do DER/PR	192
6.2.4	Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4 ^a Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)	192
6.2.5	Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP)	192
6.2.6	Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (US Agency for International Development – USAID)	193
6.2.7	Especificações do Departamento de Transportes da República da África do Sul (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads)	193
6.3	APLICAÇÃO DO PROGRAMA HDM 4	194
6.3.1	Estimativa do tráfego	194
6.3.2	Entrada de dados	196
6.3.3	Resultados Obtidos	197
6.4	PREVISÃO DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL	199
6.4.1	Análises Mecânicas	199

6.4.2	Abordagens focadas na resistência ao cisalhamento das camadas	207
6.4.2.1	Análise de tensões	208
6.4.2.2	Modelo da República da África do Sul	210
6.4.2.3	Modelo proposto por Vésic (1975).....	212
6.4.2.4	Modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962)	213
6.4.3	Abordagens embasadas na deformabilidade.....	214
6.4.3.1	Modelo proposto por Chevron (1984).....	214
6.4.3.2	Modelo da República da África do Sul (1984).....	215
6.4.3.3	Estimativa dos Afundamentos de Trilha de Roda a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente.....	216
7	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS E RESULTADOS OBTIDOS NA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL	220
7.1	PRECIPITAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS, RADIAÇÃO SOLAR E TEMPERATURA.....	220
7.2	TEORES DE UMIDADE DAS CAMADAS EM CADA INSPEÇÃO	226
7.3	DEFEITOS OBSERVADOS E SUA EVOLUÇÃO NO TEMPO.....	230
7.3.1	Afundamentos de Trilha de Roda	230
7.3.2	Buracos (“panelas”)	240
7.3.3	Perda de Abaulamento	242
7.3.4	Perda de Espessura de Revestimento.....	244
7.3.5	Sulcos de Erosão	246
8	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	250
8.1	CONCLUSÕES	250
8.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	256
	REFERÊNCIAS	257
	APÊNDICE ÚNICO.....	266

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: representação esquemática da solução de revestimento primário adotada no pavimento experimental alvo da presente pesquisa.....	26
Figura 2: fluxograma das atividades integrantes da pesquisa.....	28
Figura 3: representação esquemática de estados físicos de misturas solos-agregados. (a) agregados sem finos; (b) agregados com finos suficientes para resultar na densidade máxima e (c) agregados com excesso de finos (KELLER e SHERAR, 2003).....	31
Figura 4: representação esquemática do equipamento DCP (modelo da República da África do Sul).	37
Figura 5: gráfico da classificação MCT (NOGAMI E VILIBOR, 1995).....	46
Figura 6: carta de classificação do método das pastilhas (NOGAMI E VILLIBOR, 1994 <i>apud</i> FORTES, MERIGHI e ZUPPOLINI NETO, 2002).....	47
Figura 7: representação esquemática das componentes de sucção de solo utilizando uma membrana semipermeável (MARINHO, 2000).	50
Figura 8: influência relativa das parcelas de sucção na curva característica (FEUERHARMEL, 2007 adaptado de MONCADA, 2004).	52
Figura 9: influência relativa das parcelas de sucção na curva de retenção (FEUERHARMEL, 2007 adaptado de VANAPALLI, FREDLUND e PUFAHL, 1999).	53
Figura 10: curva de retenção bimodal (FEUERHARMEL, GEHLING e BICA, 2005).	54
Figura 11: fatores que influenciam a curva de retenção. (a) tipo de solo, (b) teor de umidade inicial, (c) energia de compactação, (d) índice de vazios, (e) ciclos de umedecimento e secagem e (f) história de tensões (FEUERHARMEL (2007) adaptado de: (a) BAURBOR, 1998; (b) VANAPALLI, FREDLUND e PUFAHL, 1999; (c) LEONG e RAHARDJO, 2002; (d) GALLIPOLI, WHEELER e KARSTUNEM, 2003; (e) e (f) NG e PANG, 2000).....	55
Figura 12: tipos de fluxo entre solo e papel filtro (MARINHO, 1995).....	57
Figura 13: possíveis envoltórias de ruptura para um solo não saturado. (a) envoltória de ruptura plana e (b) envoltória de ruptura curvilínea (FREDLUND, 2002b).	60
Figura 14: Primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos observado no Brasil (MEDINA E MOTTA, 2005).	61
Figura 15: influência da sucção no módulo de resiliência para amostras compactadas com umidades diferentes (EDIL e MOTAN, 1979).....	63
Figura 16: influência da sucção no módulo de resiliência para amostras de solo expansivo compactadas com umidades diferentes (PHILIP, 1996).	64

Figura 17: relação entre módulo de resiliência e sucção para amostras compactadas nas condições ótimas e submetidas à secagem ou umedecimento (RODRIGUES, 1997).	64
Figura 18: variação do módulo de resiliência em função do grau de saturação para solos finos (AASHTO, 2000).	65
Figura 19: variação do módulo de resiliência em função do grau de saturação para solos granulares (AASHTO, 2000).	65
Figura 20: Conversão de um sistema de duas camadas em um meio homogêneo semi-finito.	67
Figura 21: faixas granulométricas recomendadas para compor camadas de revestimento primário e suas características de desempenho (adaptado de KELLER e SHERAR, 2003)....	76
Figura 22: diagrama representando a expectativa de desempenho dos materiais (adaptado de PAIGE-GREEN, 1990).	78
Figura 23: definição dos parâmetros K e a partir dos resultados dos ensaios de Inderbitzen (BASTOS, 1999).	83
Figura 24: trajetórias de tensões geradas pela aplicação de uma carga móvel (adaptado de BROWN, 1996).	87
Figura 25: influência da água, drenagem e tipo de material na acumulação de deformação permanente (adaptado de FREEME e SERVAS, 1985 <i>apud</i> BROWN, 1996).	89
Figura 26: comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de cargas repetidas (adaptado de WERKMEISTER, DAWSON E WELLNER, 2001).	94
Figura 27: localização do Projeto de Assentamento – PA no mapa físico (adaptado de IBGE, 2004).	104
Figura 28: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre imagem de satélite (GOOGLE EARTH, 2016).	104
Figura 29: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2008).	105
Figura 30: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa de solos (STRECK <i>et al.</i> , 2008).	106
Figura 31: perfis geotécnicos dos solos. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo de argila e (c) área de empréstimo de saibro.	107
Figura 32: representação geométrica esquemática sem escala do trecho experimental.	110
Figura 33: fotos do trecho experimental. (a) camada de argila executada (a partir da estaca 2+950, no sentido decrescente); (b) pista pronta (a partir da estaca 3+150, no sentido crescente).	113
Figura 34: ensaios realizados a campo. (a) ensaio de frasco de areia; (b) determinação da umidade do solo através do Método da frigideira.	117

Figura 35: realização do ensaio DCP.	117
Figura 36: levantamento de deflexões sobre a camada inferior de revestimento primário.	118
Figura 37: equipamento utilizado nos levantamentos de Irregularidades Longitudinais.	119
Figura 38: ensaio de Inderbitzen.	123
Figura 39: corpos de prova preparados para realização dos ensaios de obtenção das curvas de retenção. (a) solo do subleito; (b) argila e (c) saibro.	125
Figura 40: conjuntos utilizados para a obtenção das curvas de retenção. (a) solo do subleito; (b) argila e (c) saibro.	127
Figura 41: equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.	129
Figura 42: câmara utilizada nos ensaios triaxiais de carga repetida. Ensaio para a determinação de deformações permanentes em curso, com o emprego de um RDT (<i>Rectilinear Displacement Transducer</i>)	132
Figura 43: curvas de distribuição granulométrica dos solos.	139
Figura 44: curva de compactação do solo do subleito.	146
Figura 45: curva de compactação da argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário.	147
Figura 46: curva de compactação do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.	147
Figura 47: curva DN <i>versus</i> teor de umidade do solo do subleito.	150
Figura 48: curva DN <i>versus</i> teor de umidade da argila siltosa empregada na camada inferior de revestimento primário.	151
Figura 49: evolução da perda de solo acumulada com tempo de ensaio para o CP 01, representando o comportamento típico de todos os CPs.	153
Figura 50: resultados dos ensaios de Inderbitzen.	154
Figura 51: curvas de retenção do solo do subleito.	155
Figura 52: Curvas de retenção da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.	156
Figura 53: curvas de retenção do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.	156
Figura 54: envoltórias de ruptura do solo do subleito.	158
Figura 55: envoltórias de ruptura da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.	159

Figura 56: envoltórias de ruptura do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.	159
Figura 57: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito.	164
Figura 58: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.	165
Figura 59: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b do saibro empregado na camada inferior do revestimento primário.	165
Figura 60: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito. (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.	168
Figura 61: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência da argila siltosa (camada inferior do revestimento). (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.	169
Figura 62: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do saibro (camada superior do revestimento). (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.	170
Figura 63: evolução das deformações permanentes em ensaios de estágio único. (a) Subleito; (b) Argila siltosa (1º camada de revestimento) e (c) Saibro (camada superior do revestimento).	172
Figura 64: aplicação dos modelos de ajuste nos dados obtidos no ensaio de deformação permanente do solo do subleito.	174
Figura 65: evolução das deformações permanentes em ensaios de com multiestágios de tensão. (a) argila siltosa (camada inferior do revestimento) e (b) saibro (camada superior do revestimento).	175
Figura 66: aplicação dos modelos de ajuste nos dados obtidos nos ensaios de deformação permanente da argila (multiestágios de tensão).	177
Figura 67: representação gráfica da variação das deflexões ao longo do trecho experimental.	183
Figura 68: box 4 whiskers plot das deflexões medidas no topo de cada camada (<i>software</i> STATISTICA 7).....	183
Figura 69: evolução do IRI – <i>International Roughness Index</i> (Índice de Irregularidade Internacional).....	198
Figura 70: seção típica da estrutura do pavimento analisado.	200
Figura 71: esquema ilustrativo da geometria do carregamento.	201
Figura 72: representação esquemática da análise para a estimativa do módulo de resiliência médio das camadas inferiores do subleito.	202

Figura 73: gráfico que representa as tensões normais atuantes no meio de uma camada de pavimento frente a sua resistência ao cisalhamento.	208
Figura 74: estimativa de afundamentos de trilha de roda do pavimento experimental com base nos ensaios de deformação permanente.....	217
Figura 75: dados meteorológicos de 2013. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).....	222
Figura 76: dados meteorológicos de 2014. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).....	223
Figura 77: dados meteorológicos de 2014. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).....	225
Figura 78: presença temporária de lençol freático suspenso observada em 15/03/14 na altura da estaca 3+000.	229
Figura 79: acúmulo de água na lateral da pista na altura da estaca 3+300 na ocasião da inspeção 2 devido a problemas de drenagem.	229
Figura 80: representação gráfica da evolução dos afundamentos de trilha de roda com o tempo.	232
Figura 81: representação gráfica da evolução dos afundamentos de trilha de roda com as precipitações pluviométricas acumuladas.	232
Figura 82: ilustração esquemática do processo de medição dos afundamentos de trilha de roda.	233
Figura 83: influência da perda de espessura de revestimento primário nos afundamentos de trilha de roda medidos.	234
Figura 84: condições gerais do trecho experimental na altura da seção A. (a) na data da construção e (b) após dois anos e meio.	235
Figura 85: condições gerais do trecho experimental na altura da seção D. (a) na data da construção e (b) após dois anos e meio.	235
Figura 86: afundamentos de trilha de roda levantados em campo e estimados a partir dos ensaios de deformação permanente.	238
Figura 87: afundamentos de Trilha de Roda estimados e medidos a campo <i>versus</i> $\sqrt{N_{USACE}}$	238
Figura 88: problema pontual de elevadas deformações permanentes e perdas de material de revestimento primário na altura da estaca 3+022.	239
Figura 89: ocorrência do defeito de buracos (“panelas”) na seção D. (a) inspeção 1 e (b) inspeção 2.	242

Figura 90: ocorrência do defeito de buracos (“panelas”) na seção E. (a) inspeção 3 e (b) inspeção 4.	242
Figura 90: problemas de erosão. (a) seção F e (b) Seção G.	248

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: situação da malha viária no Brasil e no Rio Grande do Sul	23
Tabela 2: utilização rodoviária dos solos da classificação MCT.....	48
Tabela 3: características dos materiais de revestimento primário.	69
Tabela 4: potencial de utilização de materiais para revestimento primário	70
Tabela 5: seleção de materiais para revestimento primário de acordo com a especificação proposta por d'Ávila, Hax e Freitas, 2008.	72
Tabela 6: faixa granulométrica e plasticidade recomendadas para a camada de revestimento primário.	74
Tabela 7: sugestão de espessura de camada de revestimento primário para vias rurais a serem implantadas ou reconstruídas.....	75
Tabela 8: recomendações para a seleção de materiais para emprego em camada de revestimento primário.....	77
Tabela 9: DVI – Método de inspeção, critério de avaliação e classe de severidade dos defeitos	101
Tabela 10: RCS/DVI – Escala e classificação da condição da estrada.	102
Tabela 11: espessuras das camadas de revestimento primário do pavimento experimental e abaulamento da pista pronta.	114
Tabela 12: pares de tensão empregados nos ensaios de deformação permanente (ensaios com um único par de tensões).	133
Tabela 13: pares de tensão empregados nos ensaios de deformação permanente (ensaios com multiestágios).	134
Tabela 14: inspeções realizadas durante o período de avaliação do pavimento experimental.	135
Tabela 15: classes de severidade do defeito de perda de abaulamento.	137
Tabela 16: características geotécnicas dos materiais empregados no pavimento experimental.	140
Tabela 17: descrição dos solos em estudo segundo as classificações geotécnicas tradicionais.	141
Tabela 18: resultados dos ensaios das pastilhas e resistência a seco.....	143
Tabela 19: classificação MCT dos solos.	143
Tabela 20: resultados dos ensaios de compactação.....	148

Tabela 21: resultados dos ensaios de ISC.....	148
Tabela 22: resultados dos ensaios de alteração água-estufa.....	152
Tabela 23: resultados obtidos nos ensaios de Inderbitzen.....	154
Tabela 24: índices físicos iniciais dos corpos de prova utilizados para a determinação das curvas de retenção.	157
Tabela 25: resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.....	160
Tabela 26: parâmetros de resistência dos materiais estudados.....	162
Tabela 27: comparativo entre os valores de sucção obtidos.....	163
Tabela 28: valores dos parâmetros c' , ϕ' , ϕ^{b1} e ϕ^{b2} dos materiais estudados.....	166
Tabela 29: resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência.....	171
Tabela 30: dados de compactação dos corpos de prova submetidos aos ensaios de deformações permanentes (estágio único).....	173
Tabela 31: dados de compactação dos corpos de prova submetidos aos ensaios de deformações permanentes (multiestágio de tensões).....	176
Tabela 32: resultados dos ensaios de frasco de areia e de umidade.	178
Tabela 33: resultados dos ensaios DCP.....	179
Tabela 34: deflexões medidas no topo das camadas compactadas.....	182
Tabela 35: valores obtidos para o IRI – <i>International Roughness Index</i> (Índice de Irregularidade Internacional).	184
Tabela 36: previsão de perda de solo por erosão para a camada superficial (saibro) do pavimento experimental.	190
Tabela 37: tráfego estimado do trecho experimental.....	195
Tabela 38: dados de entrada para o programa HDM 4.....	196
Tabela 39: previsão de desempenho do pavimento experimental de acordo com o programa HDM 4.....	197
Tabela 40: valores de IRI previstos pelo programa HDM 4 e levantados a campo.	198
Tabela 41: resultados obtidos nas análises mecânicas para estimativa do valor médio do módulo de resiliência das camadas inferiores do subleito.....	203
Tabela 42: parâmetros empregados nas análises mecânicas.....	205
Tabela 43: respostas estruturais do pavimento obtidas a partir do <i>software</i> Everstres.	206

Tabela 44: parâmetros de resistência das camadas adotados nos cálculos.....	207
Tabela 45: valores dos Fatores de Segurança FS calculados a partir da análise de tensões resistentes <i>versus</i> tensões atuantes.	209
Tabela 46: resultados obtidos pela aplicação do modelo da República da África do Sul para a verificação da ruptura ao cisalhamento das camadas do pavimento.	211
Tabela 47: resultados obtidos pela aplicação do modelo proposto por Vésic (1975).	213
Tabela 48: resultados obtidos pela aplicação do modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962).	214
Tabela 49: resultados obtidos pela aplicação do modelo de Chevron (1984).	215
Tabela 50: resultados obtidos pela aplicação do modelo da República da África do Sul referente às deformações permanentes.	216
Tabela 51: estimativas de afundamentos de trilha de roda do pavimento experimental com base nos ensaios de deformação permanente.	217
Tabela 52: precipitações pluviométricas acumuladas.	225
Tabela 53: teores de umidade das camadas medidos por ocasião de cada inspeção do pavimento experimental.	227
Tabela 54: ocorrência de defeito de afundamento de trilha de roda.....	231
Tabela 55: ocorrência de defeito de buracos (“panelas”).....	241
Tabela 56: perda de abaulamento.	243
Tabela 57: perda de espessura de revestimento.....	245
Tabela 58: comparativo entre os valores de perdas de revestimento primário previstos pelo programa HDM 4 e levantados a campo.	246
Tabela 59: problemas de erosão.	247
Tabela 60: comparativo entre alguns critérios de qualificação inicial de materiais e o desempenho observado em campo.	252

1 INTRODUÇÃO

As vias sem revestimento clássico (asfalto, concreto ou calçamento), providas ou não de revestimento primário, também conhecidas como estradas de terra, de acordo com o Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes – DNIT (2016), representam aproximadamente 86,5% do total da malha viária nacional e 92,5% das estradas do Rio Grande do Sul, conforme exposto na Tabela 1.

Quanto à jurisdição desse tipo de vias, tem-se que, em nível de Brasil, 91,3% são municipais, 7,8% estaduais e 0,9% federais. No estado do Rio Grande do Sul, 97,7% estão sob jurisdição municipal e 2,2% e 0,1% sob jurisdições estadual e federal, respectivamente.

Tabela 1: situação da malha viária no Brasil e no Rio Grande do Sul

Vias	Brasil					Rio Grande do Sul				
	Extensão		Jurisdição (%)			Extensão		Jurisdição (%)		
	(km)	(%)	Fed.	Est.	Mun.	(km)	(%)	Fed.	Est.	Mun.
Asfaltadas ou de concreto	210.619	13,5	30,4	56,9	12,7	11.355	7,5	50,7	43,1	6,2
Com revestimento primário ou não revestidas	1.352.464	86,5	0,9	7,8	91,3	139.743	92,5	0,1	2,2	97,7

(fonte: DNIT, 2016)

A Superintendência Regional do Rio Grande do Sul do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA/RS vem empregando um montante considerável de recursos financeiros na implantação e recuperação de vias com pavimento em revestimento primário. No período compreendido entre janeiro de 2006 e dezembro de 2013 foram contemplados aproximadamente 1.600km de vias (média de 200km por ano, aproximadamente), incluindo vias internas ou de acesso a Projetos de Assentamento (PAs). As obras representaram um investimento de aproximadamente 32 milhões de reais (média de 4 milhões por ano, aproximadamente).

Essas informações explicitam que, embora o custo por quilômetro para a implantação e para a manutenção desse tipo de vias seja consideravelmente menor quando comparado a uma via asfaltada ou de concreto, sua grande extensão resulta no emprego de vultosa soma de recursos financeiros.

As estradas de terra são responsáveis pela interligação entre as comunidades rurais e entre essas e a malha rodoviária principal e/ou aos centros urbanos, possibilitando o escoamento da produção agrícola e o acesso da população rural aos serviços de educação e saúde, entre outros, quer sejam os mesmos oferecidos em núcleos rurais ou em centros urbanos. Assim, as boas condições de trafegabilidade dessas vias se constituem num aspecto fundamental para o desenvolvimento socioeconômico de determinada região, permitindo a melhoria da qualidade de vida das comunidades nela abrangida.

Tem-se observado que a existência de um projeto de engenharia em obras de implantação e manutenção de tais vias não é algo corriqueiro. Conforme exposto anteriormente, elas se encontram predominantemente sob jurisdição dos Municípios, os quais, via de regra, executam as obras por meios próprios, ou seja, utilizam equipamentos de sua propriedade, com eventuais locações, adquirindo os insumos necessários e geralmente empregando como mão de obra funcionários pertencentes ao seu quadro de servidores. Nesse contexto, a obtenção de uma estrada que apresente qualidade e durabilidade fica na dependência sobretudo do nível de conhecimento técnico, empenho, dedicação e seriedade dos Secretários Municipais e dos funcionários envolvidos na sua construção e um pouco da sorte do bom desempenho dos materiais e técnicas empregadas quando sua escolha for aleatória. Esse sistema, além de não contemplar a racionalização referente aos aspectos técnicos e econômicos da obra, ainda permite que haja margens para superfaturamentos, uma vez que os mecanismos de controle de consumo de insumos, pela inexistência de projeto, se tornam muito restritos.

Não restam dúvidas que a modificação da realidade exposta é extremamente necessária. Entretanto, para que isso ocorra, primeiramente terão que ser revistos alguns aspectos culturais, deixando-se de tratar com baixíssimo nível de prioridade um tema com considerável importância e que demanda elevados investimentos de recursos públicos. De maneira aliada, é necessária a expansão constante das pesquisas e estudos pertinentes ao tema, de forma a serem oferecidos critérios confiáveis, mas o menos complexos possíveis, fornecendo-se com isso subsídios para a elaboração de um bom projeto e a consequente execução de obras que

apresentem desempenho compatível com os recursos empregados. A simples extrapolação de aplicação dos conceitos já consolidados para vias asfaltadas deve ser realizada com extrema cautela, pois nem sempre produzem bons resultados, haja vista que se trata de obras de natureza bastante distintas.

Camadas de revestimento primário que apresentam pouca durabilidade exigem intervenções mais frequentes, com sucessivas extrações de material das áreas de empréstimo, aumentando a dimensão das escavações e agravando cada vez mais o assoreamento dos cursos d'água. Esse processo cíclico gera, portanto, gastos diretos excessivos e impactos ambientais desnecessários. Além disso, vias que apresentam baixo conforto ao usuário (esburacadas ou com excesso de material graúdo), refletem no surgimento de custos indiretos por ocasionar deterioração precoce dos veículos e acidentes.

O número de publicações sobre pavimentos com revestimento primário ainda é bastante limitado, apresentando as mesmas geralmente um enfoque regional, sendo um tanto temerosa sua extrapolação. Quanto às especificações publicadas, quando comparadas umas com as outras, as mesmas apresentam diferenças substanciais, quando não antagônicas. Além disso, boa parte dos trabalhos publicados sobre o assunto se embasa nos princípios da Mecânica dos Solos tradicional, concebidos para solos originados pelo intemperismo físico, podendo refletir em resultados ineficientes para solos originados pelo intemperismo químico.

Algumas pesquisas e trabalhos publicados recentemente levaram em conta, entre outros, os aspectos descritos acima. Dentre eles, cita-se o trabalho de Nervis (2010), no qual foi realizada a avaliação do desempenho de pavimentos com revestimento primário num trecho experimental implantado em Santana do Livramento - RS, Brasil. Os resultados obtidos permitiram indicar alguns critérios para a concepção de pavimentos com revestimento primário para vias com aquelas características específicas.

O leito de uma estrada de terra é constituído de uma ou mais camadas de solo ou material granular assente(s) diretamente sobre o subleito, o qual pode ser o natural (existente logo abaixo da vegetação) ou o correspondente à camada final dos serviços de terraplenagem (cortes ou aterros). Ainda fazem parte da via os elementos de drenagem, quais sejam, as obras de arte correntes (bueiros e passagem molhadas) e especiais (pontes), as sarjetas ou valetas laterais e as saídas laterais d'água.

Visando contribuir com a melhoria no processo construtivo (incluindo a seleção de materiais)

de pavimentos com revestimento primário, a pesquisa relatada nesta tese foi desenvolvida com o objetivo geral de identificar e discutir os mecanismos de degradação em pavimentos desse tipo, a partir da análise de documentos disponíveis, da realização de ensaios de laboratório e da construção e monitoramento de desempenho de um pavimento experimental localizado em Projeto de Assentamento da reforma agrária no Município de São Gabriel, fronteira oeste do Rio Grande do Sul, Brasil.

A solução adotada consistiu na aplicação de uma camada de aproximadamente 17cm de argila siltosa de comportamento laterítico sobre um subleito composto de solo sedimentar arenoso e sobre a mesma uma camada de aproximadamente 7cm de saibro, cuja função principal é propiciar a aderência entre o pneu e a pista (Figura 1). O critério para a escolha das espessuras adotadas foi o de seguir o mesmo padrão adotado pelo INCRA/RS nos 53km a serem implantados naquele Projeto de Assentamento, onde a espessura de camada de argila foi definida intuitivamente como sendo suficientemente capaz de proteger adequadamente o subleito e a camada de saibro a mínima possível de ser executável. As áreas de empréstimo de argila e saibro foram selecionadas empregando-se a “Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)”.

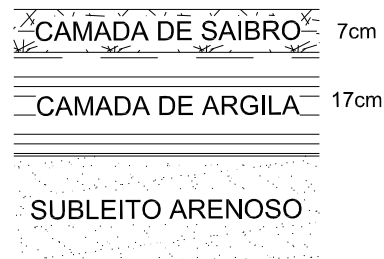


Figura 1: representação esquemática da solução de revestimento primário adotada no pavimento experimental alvo da presente pesquisa.

Complementarmente, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) confrontar diferentes critérios de qualificação inicial dos materiais apresentados na literatura com o comportamento real observado em laboratório e no campo;
- b) realizar uma análise crítica quanto à aplicabilidade de algumas especificações existentes para o revestimento primário;
- c) comparar as previsões geradas pelo *software* HDM4, mundialmente empregado para análise técnica e econômica de projetos de pavimentos, com os resultados obtidos em campo;

- d) confrontar previsões de comportamento estrutural calculadas a partir de modelos existentes com o desempenho observado em campo;
- e) verificar a possibilidade da utilização do Cone de Penetração Dinâmica - DCP para o controle de compactação de camadas e obtenção de parâmetros do solo;
- f) apresentar uma avaliação geral do desempenho da solução adotada e indicar se o emprego da mesma é tecnicamente viável para as condições específicas.

O desenvolvimento das atividades que integraram a presente pesquisa seguiram o fluxograma apresentado na Figura 2.

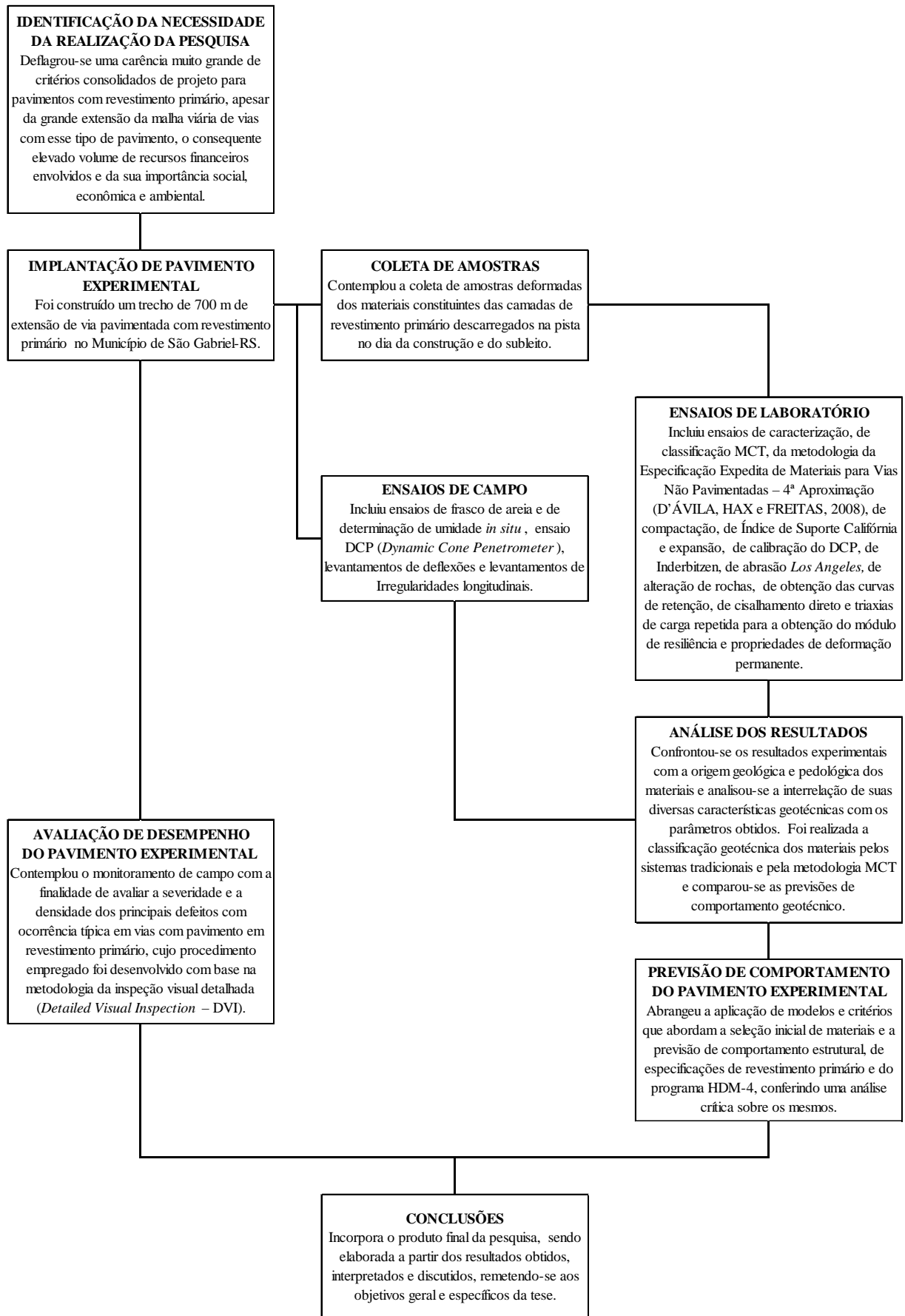


Figura 2: fluxograma das atividades integrantes da pesquisa.

Para fins de organização, incluindo esta Introdução, a presente tese foi dividida em oito capítulos, contemplando as atividades abrangidas na pesquisa.

No Capítulo 2 é feita uma ampla Revisão Bibliográfica, na qual foram reunidas informações encontradas na literatura técnica que trazem alguns conceitos fundamentais já consolidados e validados e que documentam experiências anteriores, resultados de estudos e pesquisas e especificações técnicas relacionados aos assuntos de pavimento com revestimento primário, comportamento peculiar de solos tropicais e subtropicais, comportamento de solos não saturados e Mecânica dos Pavimentos.

O Capítulo 3 traz a descrição física, geológica, pedológica e geotécnica do local de implantação do pavimento experimental, dos procedimentos empregados na sua construção e as características geométricas da pista pronta.

Os procedimentos e técnicas experimentais adotadas na coleta de amostras dos materiais que constituem as camadas do pavimento, na realização dos ensaios de campo e de laboratório e na avaliação de desempenho do pavimento experimental são descritos no Capítulo 4.

No Capítulo 5 são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de campo e de laboratório, contemplando também a classificação geotécnica dos materiais pelos sistemas tradicionais de classificação e pela metodologia MCT. São confrontados os resultados experimentais obtidos com a origem geológica e pedológica dos materiais e também realizada uma análise sobre a interrelação entre suas diversas características geotécnicas com os parâmetros obtidos.

Realizaram-se previsões de comportamento do pavimento experimental através da aplicação de alguns modelos, critérios e especificações existentes na literatura e do emprego do *software* HDM 4, as quais estão apresentadas no Capítulo 6.

A apresentação e a análise dos dados e resultados obtidos na avaliação de desempenho do pavimento experimental estão contidas no Capítulo 7.

Por fim, no Capítulo 8 são apresentadas as conclusões e sugestões para trabalhos futuros.

Complementarmente, no Apêndice Único, são apresentadas recomendações gerais para a concepção de projetos de revestimento primário.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ASPECTOS GERAIS SOBRE REVESTIMENTO PRIMÁRIO

O Manual de Conservação Rodoviária do Departamento Nacional de Infraestrutura dos Transportes - DNIT (2005) define revestimento primário como uma camada de solo, com características adequadas, capaz de fornecer uma superfície de rolamento que assegure o tráfego em qualquer época do ano.

Já a Especificação de Serviço DER/PR ES-T 07/2005 – Terraplenagem: Revestimento Primário do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR (2005) define revestimento primário como a camada granular, composta por agregados naturais e/ou artificiais, aplicada diretamente sobre o subleito compactado e regularizado com a função de assegurar condições satisfatórias de tráfego, mesmo sob condições climáticas adversas. A definição do Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo – DER/SP (2006) é muito semelhante com a definição apresentada pelo DER/PR.

Skorseth e Selim (2000) destacam que a qualidade e quantidade do material utilizado para compor a camada de revestimento primário é algo que ainda não está bem entendido. Segundo os autores, muitas vezes a causa do surgimento de algumas patologias, como por exemplo, a corrugação, é atribuída a outros fatores, sendo que na verdade a causa primária pode ser a aplicação de material inadequado.

Para Baesso e Gonçalves (2003) um bom revestimento primário é aquele composto por materiais cuja mistura contenha uma composição adequada de agregados graúdos, areia e finos. Os autores relatam que, dada a precariedade de materiais habitualmente encontrados em muitas regiões do país em cumprir este aspecto, uma prática comum com o propósito de melhorar a camada de revestimento consiste na adição de finos de maneira a promover a estabilidade da mistura, os quais exercem um papel crucial na sua composição ao preencherem os vazios que são formados na mistura pelas partículas maiores. Já a presença do material graúdo garante a capacidade de suporte da via. As argilas, pelo seu caráter coesivo,

exercem um papel de aglutinante, produzindo uma superfície compacta, cimentando as frações de agregados no seu todo, conferindo à camada uma boa densidade, particularmente fundamental às superfícies de rolamento de estradas situadas em regiões de clima seco. Em tais situações, segundo relatam os autores, as argilas reduzem as perdas de finos sob a ação repetitiva do tráfego na forma de pó que, além de empobrecer a mistura, causam grandes desconfortos aos usuários ao reduzirem substancialmente a segurança da via sob tais circunstâncias de operação.

Keller e Sherar (2003) destacam que a camada de revestimento primário deve cumprir duas funções básicas: ter qualidade e espessura suficientes para garantir o suporte estrutural da via às ações do tráfego e deve ser bem graduada, contendo finos suficientes para prevenir problemas de desagregação e surgimento de sulcos. A Figura 3 ilustra esquematicamente algumas composições de misturas de solo-agregados.

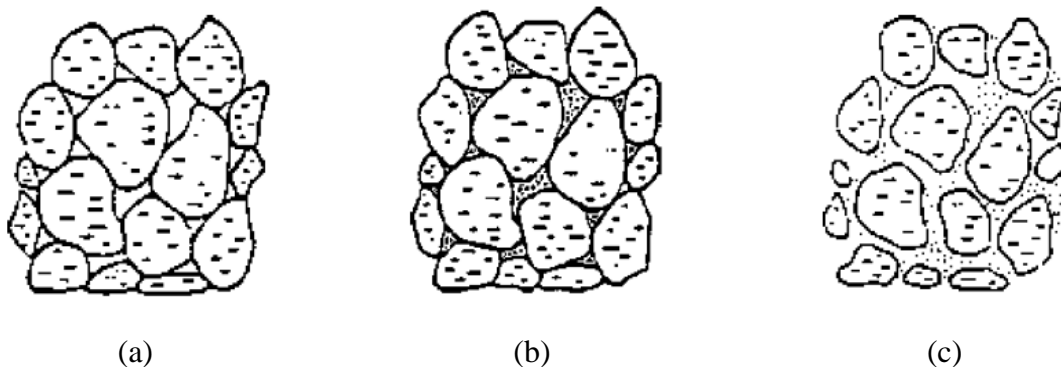


Figura 3: representação esquemática de estados físicos de misturas solos-agregados. (a) agregados sem finos; (b) agregados com finos suficientes para resultar na densidade máxima e (c) agregados com excesso de finos (KELLER e SHERAR, 2003).

Na Figura 3-a é ilustrada uma camada composta de agregados sem a presença de finos, na qual se observa o contato direto grão-a-grão dos agregados, sendo tal composição caracterizada por apresentar densidade variável, alta permeabilidade, estabilidade elevada quando confinada e baixa quando desconfinada, não suscetível ao congelamento, não afetável pela água, de difícil compactação e facilmente desagregável. Em 3-b tem-se uma composição de densidade máxima, na qual remanesce o contato direto grão-a-grão dos agregados, apresentando, no entanto, um aumento da resistência às deformações, baixa permeabilidade, suscetibilidade ao congelamento, estabilidade relativamente alta tanto em condições confinadas como desconfinadas, pouca influência por condições de umidade adversas,

compactação moderadamente fácil e boas condições de rolamento da via. Por último, tem-se a composição representada na Figura 3-c, na qual o excesso de finos, segundo os autores, resulta na destruição do contato grão-a-grão dos agregados, a densidade diminui, se verifica a suscetibilidade ao congelamento, baixa resistência e estabilidade da mistura, sendo a mesma fortemente afetada por condições adversas de umidade, a camada é de fácil compactação, mas após construída é altamente erodível.

Entretanto, considerando solos desenvolvidos em ambientes tropicais e subtropicais, é possível garantir a capacidade de suporte sem a presença obrigatória de material graúdo, desde que os finos sejam de comportamento laterítico, ou seja, possuam características geotécnicas adequadas para emprego em pavimentação. Tais características abrangem elevada resistência mecânica dos grãos e da camada compactada, baixa deformabilidade e estabilidade volumétrica quando imersos na água (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Quanto aos procedimentos de execução do revestimento primário, Baesso e Gonçalves (2003), descrevem que o mesmo deve ser executado sobre o subleito já conformado e compactado e compreende as seguintes etapas: preparo da plataforma, depósito do material na pista, espalhamento do material na pista, verificação da umidade da mistura (e adequação da mesma, se for o caso) e compactação da mistura. Keller e Sherar (2003) enaltecem a importância da execução de uma compactação adequada para melhorar a qualidade, incluindo aumento da resistência mecânica e da resistência às ações hídricas do subleito, e para garantir um bom desempenho da camada de revestimento.

2.2 PRINCIPAIS DEFEITOS RELACIONADOS AO REVESTIMENTO PRIMÁRIO

Os principais defeitos relacionados ao revestimento primário são enumerados a seguir:

- a) **poeira:** trata-se da perda dos finos da superfície de rolamento devido à baixa aglutinação entre os grãos, geralmente conferida pela forte presença da fração silte, compactação deficiente ou capacidade reduzida de retenção de umidade;
- b) **desagregação:** é causada pela deficiência de finos ou quando os mesmos possuem características geotécnicas inadequadas, se perdendo em forma de poeira ou por processos erosivos;

- c) **arrancamento de partículas:** ocorre quando a aglutinação das partículas da superfície de rolamento é insuficiente para resistir os esforços horizontais de frenagem, tração e força centrípeta gerados pelos veículos ou quando partículas do solo encharcado acabam “grudando” nos pneus do veículo;
- d) **falta de aderência com a pista molhada (“sabão”):** surge quando a superfície de rolamento possui uma quantidade excessiva de finos em relação aos agregados graúdos;
- e) **rugosidade excessiva:** causada quando o diâmetro do material graúdo presente na superfície de rolamento é muito elevado;
- f) **corrugações:** são causadas pela baixa aglutinação dos grãos na superfície de rolamento;
- g) **deformação permanente (“afundamento de trilha de roda”):** causada pelo elevado teor de umidade do subleito, espessura do revestimento insuficiente e/ou existência de tráfego pesado;
- h) **ruptura por cisalhamento:** ocorre quando as tensões cisalhantes superam a resistência ao cisalhamento do sistema composto pelo subleito e revestimento primário, resultando no afundamento na trilha de roda acompanhado do solevamento lateral;
- i) **buracos (“painelas”):** são pequenas depressões na superfície de rolamento, as quais são causadas por umidade excessiva, drenagem ineficiente, graduação inadequada da camada, ou a combinação desses fatores;
- j) **sulcos de erosão:** ocorrem devido à geometria inadequada da pista ou devido ao emprego de materiais propensos a apresentarem problemas de erodibilidade, podendo ter orientação transversal ou oblíqua (“costeletas”) ou longitudinal;
- k) **atoleiros:** se constituem no último estágio de degradação da via, no qual as camadas de revestimento e subleito se encontram saturadas, tendo já ocorrido a ruptura por cisalhamento, com uma tendência dos materiais se misturarem entre si em forma de lama, tornando a estrada intransitável no pavimento de ocorrência.

Muitas vezes a ocorrência de um defeito pode desencadear o surgimento de outro. Assim, a perda de finos, seja pela geração de poeira ou por erosão, pode gerar rugosidade excessiva da

pista de rolamento e/ou desagregação. A desagregação é um facilitador para o arrancamento de partículas, ocasionando alteração na geometria da pista, prejudicando a drenagem, sendo que, por um lado o acúmulo de águas pode desencadear problemas de deformação permanente, surgimento de “panelas” e ruptura por cisalhamento pela queda de resistência em razão do aumento da umidade, enquanto pelo outro, o surgimento de caminhos preferenciais de água gera sulcos de erosão. A origem desses caminhos preferenciais também pode ser induzida pela ocorrência de corrugações. Deformações permanentes alteram a geometria da pista, gerando perda de abaulamento, prejudicando a drenagem. Nos pavimentos planos, a consequência disso é o acúmulo de água sobre a pista, agravando a ocorrência do defeito e/ou induzindo o desencadeamento de ruptura por cisalhamento, “panelas” e atoleiros. Nos pavimentos em declive, poderão surgir sulcos longitudinais devido à origem de caminhos preferenciais de fluxo das águas pluviais.

Em razão da interrelação dos defeitos citada acima, deflagra-se a importância de intervir na correção de determinado defeito imediatamente após ele se manifestar, evitando não somente sua evolução, mas também o desencadeamento de outros defeitos. Identifica-se também uma certa dificuldade em atividades de avaliação de defeitos sobre o revestimento primário, tendo em vista a eventual sobreposição de dois defeitos, por exemplo, “afundamento de trilha de roda” e sulcos de erosão longitudinal ou corrugações e “costeletas”.

2.3 ALGUNS ASPECTOS CONSTRUTIVOS DE VIAS DE PAVIMENTO COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO

Embora muitos procedimentos e técnicas construtivas são os mesmos empregados nas etapas de terraplenagem na implantação de vias asfaltadas, outros merecem destaque por apresentarem natureza particular para vias de pavimento com revestimento primário.

Na definição do traçado de vias novas, é recomendável, sempre que possível, priorizar sua localização nos divisores de água. Como se tratam de vias de baixo volume de tráfego e que operam em baixas velocidades, a preocupação com a priorização de traçados retilíneos é secundária, sendo prioritários os aspectos relacionados aos custos de implantação e manutenção e à durabilidade. Dessa forma, um bom traçado deve buscar a minimização da necessidade da implantação de obras de arte, possibilitar o despejo das águas pluviais no terreno adjacente de forma bem distribuída, evitando pontos de acúmulo que venham a gerar processos erosivos e evitar pavimentos de elevada declividade longitudinal.

Na execução dos serviços de remoção de camada vegetal quando da implantação de estradas novas, é recomendável que a escavação se restrinja a retirada superficial da vegetação, evitando-se com isso a criação de estradas “encaixadas”, ou seja, que o nível final da pista se localize numa cota mais baixa que o terreno circundante em vias localizadas no divisor de águas, dificultando a adequada drenagem das águas pluviais.

Com relação ao abaulamento a ser empregado, Kennedy e Mullen (2000) afirmam que a causa para o surgimento dos buracos (“panelas”) pode ser a umidade excessiva, a drenagem ineficiente, a graduação inadequada da camada, ou a combinação desses fatores. Os autores recomendam um abaulamento de aproximadamente 6 a 8,5%, apresentando uma ressalva para o caso de areia solta, no qual a declividade deve ser reduzida para aproximadamente 2% ou menos, devido à natureza excessivamente erosiva da areia. Skorseth e Selim (2000) enfatizam que quando o abaulamento é inexistente, durante uma chuva, a água irá rapidamente acumular-se na superfície da estrada causando o amolecimento do revestimento, podendo eventualmente também gerar o amolecimento do subleito. Mesmo que o subleito permaneça firme, o tráfego irá rapidamente ocasionar pequenas depressões na pista, as quais evoluem progressivamente até se tornarem buracos. Os autores recomendam um abaulamento de aproximadamente 4%. Keller e Sherar (2003) e Baesso e Gonçalves (2003) recomendam abaulamentos de 3 a 5% e de 4%, respectivamente.

Nervis e Bittencourt (2012), constataram através de observações de campo que pistas pouco abauladas apresentavam vulnerabilidade ao surgimento de buracos (“panelas”) em razão da ocorrência de acúmulo das águas pluviais sobre a via, enquanto que pistas com excesso de abaulamento tendiam a apresentar sulcos de erosão transversal ou oblíqua (“costeletas”). Os autores realizaram um levantamento de defeitos dessa natureza identificados em vias de pavimento com revestimento primário, não incluindo vias em que não se verificava com evidência que a origem poderia estar relacionada com o abaulamento da via. Nesse trabalho, percorreram 69,1km de vias em operação há 1,5 a 2,5 anos localizadas em quatro regiões geológicas distintas do estado do Rio Grande do Sul, Brasil, incluindo quatro soluções de revestimento primário diferentes. Na região circundante de cada defeito observado, tomaram três medidas do abaulamento da via com a utilização de um inclinômetro digital, obtendo o abaulamento médio da pista no local. Como resultado, obteve-se que, para os defeitos encontrados, nenhum ocorreu na faixa de abaulamento de 5 a 7%.

As vias devem ser providas de sarjetas laterais para a adequada condução e despejo das águas pluviais. Como essas sarjetas não são revestidas, o ideal é optar por larguras maiores e pela

construção de saídas laterais d'água ("bigodes") de forma não muito espaçada, diminuindo-se com isso o risco de erosão. Além disso, recomenda-se a construção de bigodes em nível, criando-se um pequeno reservatório d'água, com o propósito de que a água infiltre no solo, evitando-se o desencadeamento de processos erosivos nas lavouras adjacentes.

As obras de arte correntes (bueiros) devem ser previamente dimensionadas para atender as solicitações hidráulicas e estruturais, sendo indispensável o controle tecnológico na fabricação dos tubos. Recomenda-se que os tubos de concreto sejam assentados sobre berço de concreto ciclópico previamente construído com declividade de 2 a 3%, rejuntados com argamassa e que o bueiro seja provido de bocas de alvenaria de pedra ou de concreto em ambas as extremidades. O aterro de recobrimento deve atender os limites de espessura especificados pelo fabricante e sua compactação deve ser efetuada com precaução para não danificar os tubos.

As obras de arte especiais (pontes) devem ser previamente projetadas, sendo indispensável a realização de estudos topográficos, hidrológicos, geológicos e geotécnicos e elaboração de projetos geométrico, estrutural, de fundações e de terraplenagem.

Para a execução dos serviços de cortes e aterros, são válidas as mesmas recomendações convencionalmente adotadas na execução de vias asfaltadas.

A(s) camada(s) de revestimento primário deve(m) ser executada(s) sobre o subleito compactado. Para casos onde se verifica dificuldade de aderência entre as camadas, é recomendável a escarificação superficial da camada subjacente. Os materiais devem ser espalhados em espessuras de no máximo 20cm (material solto), sendo introduzido o abaulamento especificado. Na sequência, ajusta-se a umidade e executa-se a compactação, atentando-se para a preservação do abaulamento. O tipo de equipamento de compactação a ser empregado, dependerá da natureza do solo, de acordo com os critérios clássicos de eficiência estabelecidos na mecânica de solos tradicional. Entretanto, na camada final, deve-se empregar rolo liso ou, caso se utilize rolo do tipo pé-de-carneiro, deve-se laminar a pista com motoniveladora para garantir sua regularidade. É fundamental que se empregue algum procedimento de controle tecnológico de compactação das camadas, podendo ser adotados os métodos tradicionais no caso das camadas compostas por solo, como por exemplo o do frasco de areia ou do cilindro cortante, ou através de análise de medidas de deflexão para camadas que contenham materiais graúdos ou mesmo que sejam constituídas somente por solos. Ainda podem ser empregados métodos alternativos, como por exemplo, o DCP (*Dynamic Cone Penetrometer*).

O Cone de Penetração Dinâmica (*Dynamic Cone Penetrometer – DCP*) se apresenta como uma alternativa para o controle tecnológico de execução de camadas constituídas de solos, de uma forma simples, rápida e barata. Existem alguns modelos de equipamentos que apresentam algumas variações entre si, em especial em relação às dimensões da ponteira, peso do martelo e altura de queda do mesmo. O equipamento utilizado no presente trabalho foi o modelo da República da África do Sul (Figura 4), o qual, segundo descrição por Abitante, Trichês e Striani (2009), consiste em uma barra de aço de 16 mm de diâmetro, tendo um cone de aço de 20 mm de diâmetro, com ângulo de 60° entre geratrizes extremas fixado na sua extremidade. O conjunto cone-haste é posicionado na superfície da camada a ser avaliada e a penetração é realizada pela ação dinâmica de um martelo de aço de 8kg que desliza por uma haste cursora de aço de 25mm de diâmetro, com altura de queda livre de 575mm. Na lateral da barra de 16 mm é ajustada uma régua de aço graduada na qual são realizadas as leituras da profundidade de penetração do cone para cada série aplicada de golpes escolhida aleatoriamente.

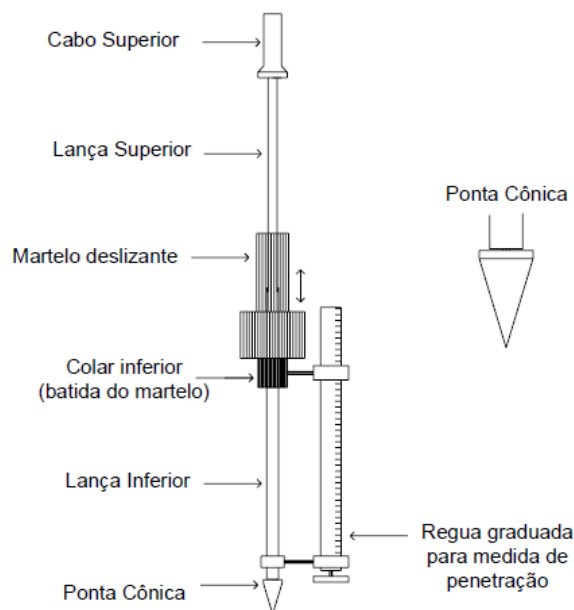


Figura 4: representação esquemática do equipamento DCP (modelo da República da África do Sul).

Para a realização do ensaio DCP a campo são necessários dois operadores, um para levantar o peso e o outro para realizar as leituras de penetração do cone na régua. Vale observar que o equipamento é operado verticalmente na superfície da camada a ser penetrada, evitando que haja atrito entre a barra cursora e o martelo. Inicialmente aplicam-se pequenos golpes para a cravação da ponta do cone de tal forma que a linha correspondente ao seu diâmetro máximo

fique coincidente com a superfície da camada e registra-se a leitura inicial da régua. Na sequência são aplicados sucessivos golpes, anotando-se a penetração para cada golpe ou para uma série de golpes, ou ainda para incrementos de penetração. A partir desses resultados tem-se a curva DCP, que é a representação do número de golpes acumulado para a profundidade penetrada da haste na camada. As ordenadas indicam a profundidade penetrada e as abscissas o número de golpes acumulados para alcançar essa profundidade. A inclinação da curva DCP representa o índice de penetração DN (*DCP number*). Assim, uma mudança na inclinação da curva expressa uma diferença na resistência do perfil, seja pela variação na umidade, mudança nas condições de compactação do material ou mudança da camada ou tipo do material.

Para a verificação da qualidade de compactação de determinada camada em campo, é necessário se obter previamente em laboratório parâmetros de correlação entre o peso específico aparente seco do solo constituinte da camada com o *DCP number* ($\gamma_d \times DN$) ou desse com o Índice de Suporte Califórnia ($ISC \times DN$). Para tal, moldam-se para diferentes teores de umidade dois corpos de prova idênticos, sendo um destinado para a obtenção da curva de compactação e o outro para a do ISC. Os corpos de prova moldados para a obtenção da curva de compactação são submetidos à aplicação do ensaio DCP ainda dentro dos moldes. Com os resultados obtidos, é possível obter as correlações $DN \times w$, $DN \times ISC$ e $DN \times \gamma_d$, munindo-se com isso, de parâmetros que permitem estimar o grau de compactação das camadas *in situ*.

Keller e Sherar (2003) recomendam evitar intervenções construtivas em períodos úmidos ou chuvosos em estradas com solos ricos em finos, dada a vulnerabilidade da introdução de “trilhas de roda” na superfície de rolamento. Os autores também recomendam não permitir a evolução de “panelas” e “trilhas de roda” para mais de 5 ou 10cm de profundidade, evitar o emprego de pedras de mais de 7,5cm de diâmetro na camada de revestimento primário para não gerar uma superfície de rolamento de baixo conforto (“trepidação”), evitar o uso de materiais com distribuição granulométrica inadequada ou com agregados frágeis vulneráveis a processos de degradação se transformando em finos, gerando problemas de erosão e desagregação da camada.

2.4 PECULIARIDADES DE COMPORTAMENTO DOS SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS

2.4.1 Aspectos gerais

Solos tropicais são definidos como aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e comportamento distintas dos solos não tropicais, em virtude da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos típicos das regiões tropicais úmidas (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Segundo enfatizado pelos autores, essa definição não é necessariamente científica, mas essencialmente tecnológica, uma vez que, para um solo ser considerado tropical, não basta que tenha sido formado na faixa astronômica tropical ou em região de clima tropical úmido, mas sim que apresente peculiaridades específicas de interesse geotécnico. Tais solos se desenvolvem em meios em que se observam condições climáticas com precipitações intensas, temperatura média anual elevada e boas condições de drenagem.

Nesse contexto, incluem-se irrestritamente neste grupo, os solos localizados nas regiões geográficas subtropicais (“solos subtropicais”), desde que sejam atendidas as premissas expostas no parágrafo anterior.

Nogami e Villibor (1995) expõem que dentre os solos tropicais, destacam-se as duas grandes classes, quais sejam, os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

Os solos lateríticos, segundo os autores, constituem a camada subsuperficial das áreas bem drenadas e se caracterizam por apresentar cor em que predominam os matizes vermelho e amarelo, espessuras frequentemente maiores do que 2m e algumas vezes superior a 10m, grãos muito resistentes mecânica e quimicamente na fração areia e pedregulho e elevada porcentagem de partículas constituídas de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio na fração argila, sendo que o argilo-mineral geralmente presente nesta fração é a caolinita. Nesses solos, todos os minerais foram intemperizados, podendo, portanto, os mesmos apresentar quartzo, mas nunca mica. Desta forma, eles também podem ser designados como solos maduros, sendo que as características de suas camadas pouco se relacionam com as características das camadas subjacentes. Possuem uma estrutura na qual os grãos finos estão agregados formando torrões, os quais se apresentam bastante resistentes à ação hídrica e conferem uma baixa massa específica aparente e alta permeabilidade. As camadas desse tipo de solo podem se apresentar tanto sobre camadas de solos residuais como transportados.

Os solos saprolíticos, de acordo com o exposto pelos autores supracitados, em contraste com os solos lateríticos, são genuinamente residuais e constituem, em sua condição natural, camadas subjacentes às de outros solos, como solos lateríticos ou outros solos pedogenéticos, quer sejam residuais ou sedimentares. Caracterizam-se por apresentar espessura de camadas variadas, atingindo frequentemente dezenas de metros, sendo que sua coloração também varia muito, sendo em geral marcada por uma grande heterogeneidade, em grande parte herdada da rocha matriz que lhe deu origem. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença frequente de grande número de minerais, parte dos quais são decorrentes do processo de intemperização e parte herdados da rocha matriz. Pelo fato desses solos guardarem aspectos relacionados à estrutura, mineralogia e cor da rocha matriz, os mesmos também podem ser designados como solos residuais jovens. São basicamente formados por pedregulho e areia, podendo apresentar finos. Grande variedade de argilo-minerais pode ocorrer na fração argila e a fração silte pode ter mineralogia muito variada e peculiar, como os macrocristais de caolinita e micas, que podem impor comportamentos peculiares a esses solos.

De acordo com Nogami e Vilibor (1995), a estrutura de ocorrência dos solos tropicais se diferencia de estruturas similares de regiões de climas frios e temperados por apresentar grandes espessuras do horizonte subsuperficial (no caso de ser laterítico, tem em geral mais de 1m, podendo ultrapassar uma dezena de metros) e do horizonte saprolítico (frequentemente atinge várias dezenas de metros) e pela presença frequente solos transportados antigos (terciários) de origem fluvial ou flúvio-lacustre, enquanto que no hemisfério norte, nas regiões onde predomina o clima frio e temperado, há extensas áreas cobertas por solos transportados de origem glaciária, flúvio-glaciária e eólica.

2.4.2 A Classificação MCT

Segundo Pinto (2002), o objetivo da classificação dos solos, sob o ponto de vista de engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento de solo ou, pelo menos, orientar o programa de investigação geotécnica a ser empregado para permitir a adequada análise do problema. Tradicionalmente, o emprego de dois sistemas tem predominado no meio geotécnico, quais sejam, o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e o Sistema de Classificação da AASHTO.

De acordo com Cozzolino e Nogami (1993), o uso das classificações tradicionais para os solos de comportamento tropical leva a resultados não condizentes com o desempenho real dos mesmos nas obras de engenharia. Peculiaridades observadas nestes tipos de solos influem

na efetividade de tais classificações, com destaque para a ocorrência dos fenômenos relacionados à agregação dos finos nos solos lateríticos, à natureza físico-química da fração argila em solos lateríticos, à influência dos macrocristais das micas e da caolinita dos solos saprolíticos e à natureza porosa e fragmentável dos grãos de silte e areia dos solos saprolíticos.

Vários exemplos de solos de mesmo grupo das classificações da AASHTO e USCS e que apresentam comportamentos geotécnicos de resistência, deformabilidade, variação volumétrica, entre outros, totalmente opostos quando pertencentes aos grupos lateríticos e não-lateríticos são apresentados por Nogami e Villibor (1995). Tais exemplos contribuem de maneira clara para evidenciar que as classificações tradicionais se apresentam ineficazes quando se trata de solos tropicais.

Com o propósito de contornar a referida situação, foi desenvolvida a classificação MCT. Essa classificação pode ser considerada um subproduto oriundo da metodologia MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), a qual foi desenvolvida inicialmente com o objetivo de poder utilizar solos considerados inapropriados pelas classificações e especificações tradicionais em bases de pavimento (COZZOLINO e NOGAMI, 1993). Segundo os autores, a aplicação da mencionada metodologia para solos tropicais é justificável em razão das limitações da aplicação direta das classificações tradicionais para esse tipo de solos.

Conforme exposto por Nogami e Villibor (1995), a classificação MCT compreende duas grandes classes quais sejam, Classe L – Comportamento Laterítico e Classe N – Comportamento Não Laterítico. Essas classes, por sua vez, compreendem sete grupos de solos (três na classe L e quatro na classe N).

2.4.2.1 Classe L – Comportamento Laterítico

De acordo com Nogami e Villibor (1995), tais solos integram o horizonte B dos grupos pedológicos conhecidos como Latossolos, Solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Possuem como características a predominância das cores vermelhas e amarelas, grande espessura total, agregação intensa dos grãos finos e pequena variação de propriedades ao longo de sua espessura. Tais solos eventualmente podem integrar outros tipos de perfis pedológicos como Regossolos (atualmente inclusos na classe dos Neossolos) e solos hidromórficos, quando então podem

apresentar cores peculiares aos solos não lateríticos como cinza, branco, etc. Conforme já salientado anteriormente, a fração argila conta com a presença da caolinita como o argilomineral predominante e elevada porcentagem de óxidos e hidróxido de ferro e alumínio. Na fração areia, ocorrem sobretudo o quartzo, os minerais pesados, concreções lateríticas e, eventualmente torrões não desagregados pelos processos de dispersão adotados. A granulometria desses solos é variável desde areias com poucos finos argilosos até argilas, sendo que a porcentagem de silte pode variar entre zero a mais de 50%, sem, contudo, influenciar no comportamento do solo.

Os autores definem que os grupos de solos LA, LA' e LG' são os que integram a presente classe, descrevendo-os conforme exposto na sequência.

O grupo LA é constituído por areias com pouco finos de comportamento laterítico pertencentes ao horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como Areias Quartzosas e Regossolos (ambas as classes atualmente pertencentes à classe dos Neossolos). Por possuírem quantidades muito baixas de finos, os mesmos podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, mesmo quando bem compactados, características essas pouco desejáveis para bases de pavimentos, apesar de apresentarem capacidade de suporte e módulo de resiliência elevados.

O grupo LA' é constituído por solos tipicamente arenosos de colorações vermelha e amarela pertencentes ao horizonte B dos solos pedologicamente designados por Latossolos arenosos e solos Podzólicos ou podzolizados arenosos (pela atual classificação, incluídos nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Excepcionalmente podem ser encontrados também em perfis pedologicamente não classificáveis como lateríticos, sendo que neste caso sua cor poderá ser branca, cinza, etc. Esses solos quando submetidos à cortes resultam em taludes firmes, pouco ou não erodíveis, nitidamente trincados, quando expostos às intempéries. Quando devidamente compactados, adquirem capacidade de suporte e módulos de resiliência elevados, baixa permeabilidade, pequena variação volumétrica (contração e expansão), razoável coesão, propriedades estas que podem possibilitar seu uso em bases e sub-bases de pavimentos. Em suas condições naturais possuem baixa massa específica aparente seca, baixa capacidade de suporte e podem ser colapsíveis por imersão em água.

Por último, tem-se o grupo LG', o qual é constituído por argilas ou argilas arenosas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como Latossolos, solos Podzólicos

(atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Quando possuem porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar, quando compactados, propriedades similares às dos solos dos grupos LA', apresentando, porém, capacidade de suporte e módulos de resiliência menores, maior plasticidade, menor massa específica aparente seca e maior umidade ótima para mesma energia de compactação, maior contração e maior resistência à erosão hidráulica. Podem ser colapsíveis em sua condição natural, sendo que nestes casos, mesmo se tratando de solos argilosos, tem-se que a sua permeabilidade *in situ* é alta, o que por outro lado, costumam resultar em taludes não sujeitos à erosão pluvial quando submetidos a cortes.

2.4.2.2 Classe N – Comportamento Não Laterítico

Essa classe, conforme Nogami e Vilibor (1995), ao contrário da classe anterior, apresenta uma heterogeneidade muito acentuada. Considerando-se apenas os solos tropicais incluem-se nesta classe os solos saprolíticos e os solos superficiais de comportamento não laterítico. As condições de ocorrência desta classe de solo e as suas propriedades e comportamento são extremamente variadas no que se refere a volumes e espessuras de camada, homogeneidade da camada, granulometria, mineralogia, plasticidade, capacidade de suporte, vulnerabilidade a erosão, etc. Observa-se ainda, que os solos sedimentares, não sendo considerados tropicais, ficam excluídos dessa classificação. No entanto, os autores enfatizam que a maioria deles quando classificados por essa metodologia, apresenta comportamento similar ao dos solos não tropicais tradicionais.

Os autores definem que os grupos de solos NA, NA', NS' e NG' são os que integram a presente classe, descrevendo-os conforme exposto na sequência.

O grupo NA é constituído por areias, siltes e mistura de areias e siltes, nos quais os grãos são formados essencialmente de quartzo e/ou mica, praticamente não apresentando finos argilosos e siltes caoliníticos. São representados por solos saprolíticos oriundos de rochas sedimentares ou metamórficas e por alguns solos não tropicais sedimentares ou de origem pedogenética. As areias e siltes quartzosos não são expansivos ou muito pouco expansivos ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, apresentam capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

O grupo NA' é constituído por misturas de areias quartzosas (ou de minerais de propriedades

similares) com finos de comportamento não laterítico. São representados por solos saprolíticos oriundos de rochas ricas em quartzo tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros. Quando a areia for bem graduada e a natureza e porcentagem de finos obedecerem às condições estipuladas tradicionalmente, podem os solos desse grupo apresentar propriedades adequadas para serem usados como bases de pavimentos. No entanto, se isso não se verificar, ou ainda, se contiverem, na fração areia ou silte, mica e/ou macrocristais de caolinita e/ou haloisita, eles podem ser totalmente inapropriados para bases de pavimentos. Muitas de suas variedades podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes e muito sujeitas à erosão hidráulica.

O grupo NS' é constituído por solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultante do intemperismo tropical de rochas extrusivas e metamórficas constituídas predominantemente por feldspato, mica e quartzo. As variedades mais ricas em areia quartzosa podem ter características mecânicas e hidráulicas que se aproximam dos solos do grupo NA'. Esses solos, mesmo quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam baixa capacidade de suporte quando imersos em água, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade, elevada expansibilidade, elevado coeficiente de sorção e permeabilidade média. Em suas condições naturais, apresentam geralmente baixa massa específica aparente seca, podem ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte. A erodibilidade em taludes de corte varia de média a elevada.

Por fim, tem-se o grupo NG', o qual é constituído de solos saprolíticos argilosos oriundos de rochas sedimentares argilosas (folhelos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricas em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcios. Esses solos, mesmo quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam plasticidade, expansibilidade, compressibilidade e contração elevadas, o que impõe limitações quanto ao emprego dos solos pertencentes a esse grupo.

A breve abordagem dos procedimentos dos ensaios padrões aplicáveis na classificação MCT exposta a seguir foi elaborada com base nas publicações de Nogami e Vilibor (1995), Cozzolino e Nogami (1993) e a Norma DNER-ME 258/94.

Para a realização do referido ensaio utilizam-se amostras de 1500g, secas ao ar, compostas pela fração de solo que passa na peneira de 2mm.

O ensaio consiste inicialmente em se tomar 5 porções da amostra, previamente preparadas

com teores de umidade crescentes, e submetê-las ao procedimento de compactação Mini-MCV, o qual será descrito na sequência, iniciando-se pela porção mais seca, sendo que o peso de cada uma das porções a ser introduzida no molde é de 200g. É aplicado então um primeiro golpe de soquete e medida a altura A_1 . A seguir são aplicados golpes sucessivos e medidas as alturas $A_2, A_3, A_4, A_8, A_{12}, \dots, A_n, \dots, A_{4n}$. Encerra-se a aplicação de golpes quando a diminuição de altura $A_n - A_{4n}$ for inferior a 0,2mm ou houver nítida exsudação de água ou ainda, se for atingido um número de 256 golpes.

A seguir são plotadas as curvas de deformabilidade ou curvas Mini-MCV para cada porção de teor de umidade, sendo representados em ordenadas, em escala aritmética, os valores de $a_0 = A_n - A_{4n}$ em mm e em abscissas, em escala logarítmica, o número de golpes n . A abscissa da intersecção dessas curvas com a reta de equação $a=2\text{mm}$ corresponde a um número de golpes B_i . Com esse valor é calculado o valor do Mini-MCV para cada curva através da expressão da Equação 1.

$$\text{Mini - MCV} = 10 \log B_i \quad (\text{Equação 1})$$

O próximo passo consiste em se determinar o coeficiente c' , o qual é definido como o coeficiente angular (sem o sinal -) da reta assimilável à curva Mini-MCV 10. Como raramente se obtém a partir dos resultados de ensaios uma curva que corresponda exatamente a um Mini-MCV igual a 10, é efetuada uma interpolação gráfica apropriada para se obter esse valor.

Com os dados de teor de umidade e massas específicas aparentes secas correspondentes a cada golpe aplicado, as quais são facilmente calculadas, são traçadas as famílias de curvas de compactação. É então obtido o coeficiente d' , o qual é definido como a inclinação do ramo seco da curva correspondente a 12 golpes (massa específica representada em kg/m^3).

Na sequência é realizado o ensaio de perda de massa por imersão, o qual consiste na extração parcial dos corpos de prova resultantes do ensaio de compactação Mini-MCV, de forma que fiquem com uma saliência de 1cm da base do molde. Os mesmos então são dispostos horizontalmente em uma cuba, sendo a mesma enchida de água. Após 20 horas é retirada a parte de solo eventualmente desprendida e determinada a sua massa seca. A relação da massa seca assim obtida e a massa seca inicialmente saliente do corpo de prova, expressa em porcentagem, é a perda de massa por imersão P_i . Para fim classificatório o P_i a ser utilizado deve corresponder a curva de Mini-MCV 10 ou 15, conforme o solo tenha densidade alta ou

baixa, determinação fácil de ser feita pela consideração das alturas dos corpos de prova no ensaio de Mini-MCV e interpolações apropriadas.

Finalmente é realizada a classificação MCT através da utilização do gráfico da Figura 5. Nesse gráfico, entra-se com o valor de c' nas abscissas e de e' nas ordenadas, o qual é obtido pela Equação 2.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (\text{Equação 2})$$

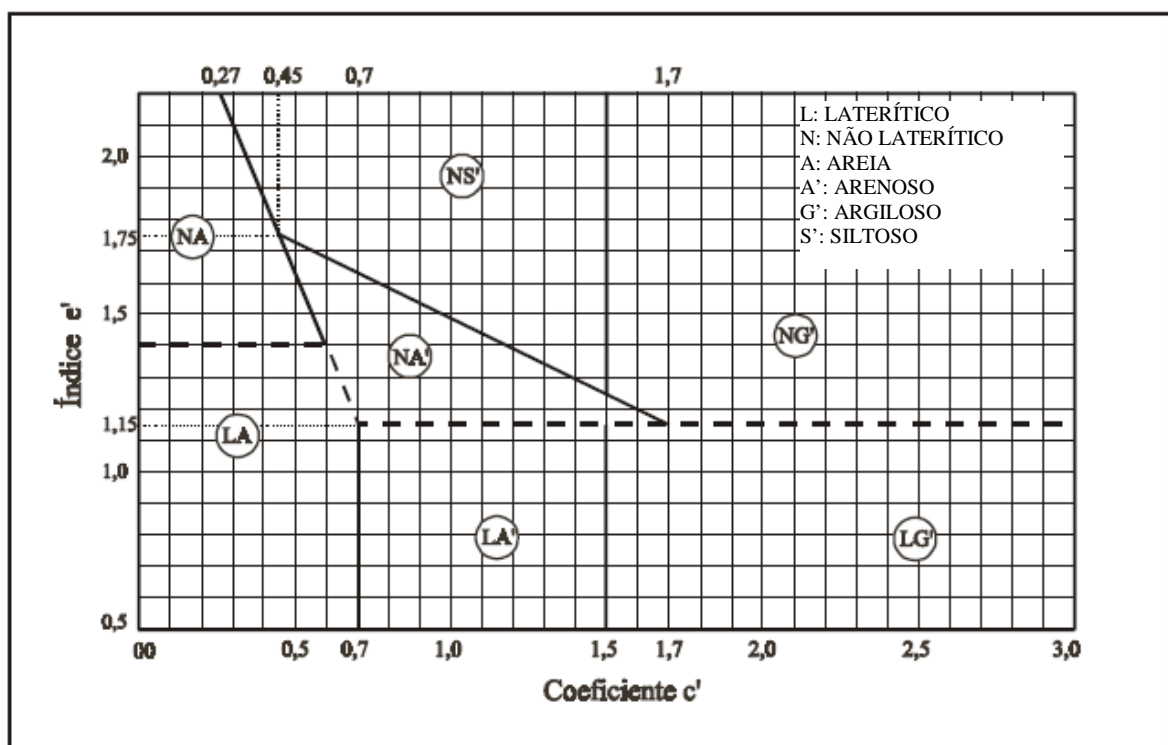


Figura 5: gráfico da classificação MCT (NOGAMI E VILIBOR, 1995).

Um método para identificação expedita dos solos tropicais, também conhecido como método das pastilhas, foi desenvolvido e é descrito por Fortes, Merighi e Zuppolini Neto (2002). O mesmo é fundamentado no comportamento de contração, consistência e expansão de corpos de prova moldados em anéis de 20mm de diâmetro e altura de 5mm (pastilhas).

Inicialmente são moldados os corpos de prova ou pastilhas a partir de amostra de solo correspondente à fração que passa na peneira nº 40 (0,42mm). A amostra é umedecida e espatulada sobre uma placa de vidro de forma a ajustar sua consistência. A consistência exigida é aquela correspondente a penetração de 1mm do penetrômetro padrão, o qual possui

massa de 10g e agulha graduada com ponta plana de 1,3mm de diâmetro e 5mm de comprimento útil. Após ajustada a consistência é efetuada a moldagem das pastilhas partindo-se de um esferóide de aproximadamente 10mm de diâmetro o qual é colocado dentro do anel e amolgado com os dedos com uma pressão suficiente para preencher totalmente o anel, cortando-se o excesso com um fio apropriado.

Em seguida as pastilhas moldadas são submetidas à secagem em estufa a 60° por 6 horas ou ao ar por 12 horas. Após a secagem mede-se a contração (Ct) pela variação de seu diâmetro.

Por fim as pastilhas são reumedecidas em placa porosa saturada por cerca de duas horas. Efetua-se então a penetração das pastilhas com o penetrômetro padrão descrito anteriormente encostando-se sua ponta na superfície da área central da pastilha ou de blocos separados por trincas, soltando-o de maneira que a penetração se dê na vertical e em situação de queda livre. Devem ser efetuadas pelo menos três determinações em cada pastilha. Uma vez obtidos as médias aritméticas dos valores de contração e da penetração, procede-se a classificação dos solos utilizando-se a carta apresentada na Figura 6.

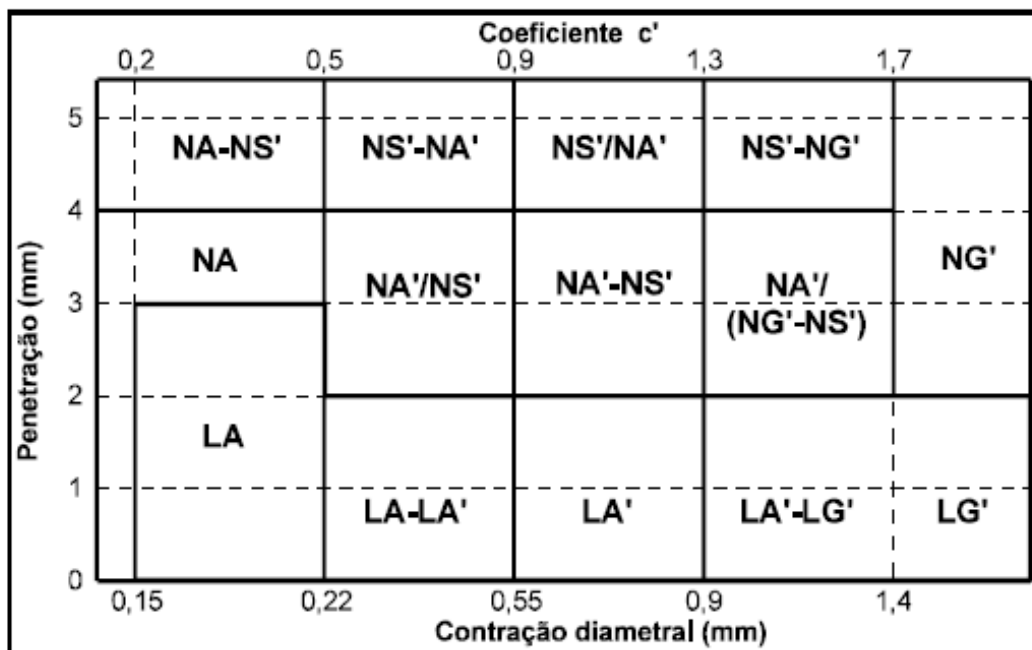


Figura 6: carta de classificação do método das pastilhas (NOGAMI E VILLIBOR, 1994 *apud* FORTES, MERIGHI e ZUPPOLINI NETO, 2002).

Quanto ao significado dos símbolos “-“ e “/” constantes na carta da Figura 6, tem-se que o primeiro separa opção equivalente, enquanto o segundo separa opção decrescente.

2.4.3 Recomendações quanto à utilização rodoviária

Na Tabela 2 são apresentadas as recomendações de Nogami e Villibor (1995) quanto à utilização rodoviária dos solos de acordo com a sua classificação MCT. Essas recomendações incluem o emprego dos solos para construção de camada de base de pavimentos, reforço de subleito compactado, subleito compactado, corpo de aterro, camada de proteção de erosão e revestimento primário.

Tabela 2: utilização rodoviária dos solos da classificação MCT.

GRANULOMETRIAS TÍPICAS			argilas siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos	areias siltosas	areias argilosas	argilas argilas arenosas argilas siltosas siltes argilosos
Designações do T1-71 do DER-SP (equivalentes da Mississippi River Commission, USA)									
k=caolínico m=micáceo s= sericítico q= quartzoso									
COMPORTAMENTO			N = Não Laterítico				L = Laterítico		
GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Propriedades	MINI-CBR (%)	sem imersão perda por imersão	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. DE PERMEABILIDADE (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEFICIENTE DE SORÇÃO (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
	Corpos de prova compactados na massa específica aparente seca máxima da energia normal		EE = Muito Elevado (a) E = Elevado (a)		M = Médio (a) B = Baixo (a)		Vide Tabela III.3 para equivalente numérico		
Utilização	Base de pavimento		n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço do subleito compactado		4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito compactado		4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Aterro (corpo) compactado		4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão		n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário		5°	3°	n	n	4°	1°	2°
			n = não recomendado						

(fonte: NOGAMI E VILLIBOR, 1995).

De acordo com a Tabela 2, os solos pertencentes ao grupo LA' são os mais recomendados para o emprego em camadas revestimento primário. Na sequência aparecem na ordem aqueles pertencentes aos grupos LG', NA', LA e NA. Os solos pertencentes aos grupos NS' e NG' não são recomendados para essa finalidade.

2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE O COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS NÃO SATURADOS

O comportamento mecânico e hidráulico dos solos é fortemente dependente do grau de

saturação em que se encontram e das trajetórias de sua variação até atingir a sua situação atual. Isso se explica pelo fato de que essas condições afetam diretamente o valor da variável definida como sucção ou pressão negativa existente na água intersticial, particularmente presente em solos não saturados, a qual apresenta importante contribuição nos aspectos relacionados à resistência e deformabilidade desses solos. Conforme Kumar, Sharma e Garg (2002), o entendimento conceitual da sucção e sua determinação em campo ou em laboratório fornecem a base para a solução da maioria dos problemas relacionados a solos não saturados.

A definição de solos não saturados aplica-se tanto para solos existentes na sua condição natural como para aqueles que sofreram remoldagem. Na área da pavimentação, observa-se a primeira situação na parte do subleito que não sofre influência da compactação e a segunda no subleito compactado, nos aterros e nas camadas constituídas de solos. Em ambas as situações os materiais estão sujeitos a variações de umidade ao longo do tempo, repercutindo na variação da sucção e influenciando, conseqüentemente, nas características de resistência e resilientes das camadas.

No caso particular de pavimentos com revestimento primário, pelo fato de serem desprovidos de camada impermeabilizante, tanto a(s) camada(s) de revestimento primário como o subleito estão diretamente submetidos às ações climáticas. Dessa forma, os solos que constituem essas camadas se encontram muito mais vulneráveis a sofrer as variações referidas acima.

De acordo com Fredlund e Xing (1994), a sucção varia com a quantidade de água presente nos vazios do solo e é frequentemente analisada a partir da curva característica ou curva de retenção do solo, a qual relaciona essas duas grandezas.

2.5.1 Definição de sucção

A sucção é um dos parâmetros mais importantes para se entender o comportamento de solos não saturados, uma vez que sua resistência e deformabilidade são fortemente influenciadas pela pressão negativa da água intersticial (Beneveli, 2002). Quando a água livre migra dentro de um solo não saturado, será adsorvida por ele. Para desprender essa água é necessária a aplicação de uma força externa. O valor da energia aplicada por unidade de volume de água necessária para promover esse desprendimento, segundo Lee e Wray (1995), é definido como sucção. Segundo Blight (1967), o efeito da sucção em um solo não saturado é equivalente a uma pressão externa aplicada.

A sucção total é composta por duas componentes, a mátrica e a osmótica. A primeira está

relacionada à matriz do solo, ou seja, estrutura e composição das partículas, enquanto a última está ligada à química da água do solo (Marinho, 1997).

Uma das maneiras para facilmente se compreender o significado físico de cada componente da sucção, apresentado por Marinho (2000) é através de um sistema no qual se utiliza uma membrana semipermeável, conforme representado na Figura 7. Observa-se que a sucção total é dada pela diferença de pressão através de uma membrana semipermeável (permeável à água e não aos solutos) que separa a água pura da amostra de solo úmido. Já a sucção mátrica é dada pela diferença de pressão através de uma membrana permeável (permeável à água e aos solutos) que separa amostra de solo úmido de uma solução idêntica de água intersticial, mas sem o solo. A sucção osmótica é dada pela diferença entre as sucções total e mátrica.

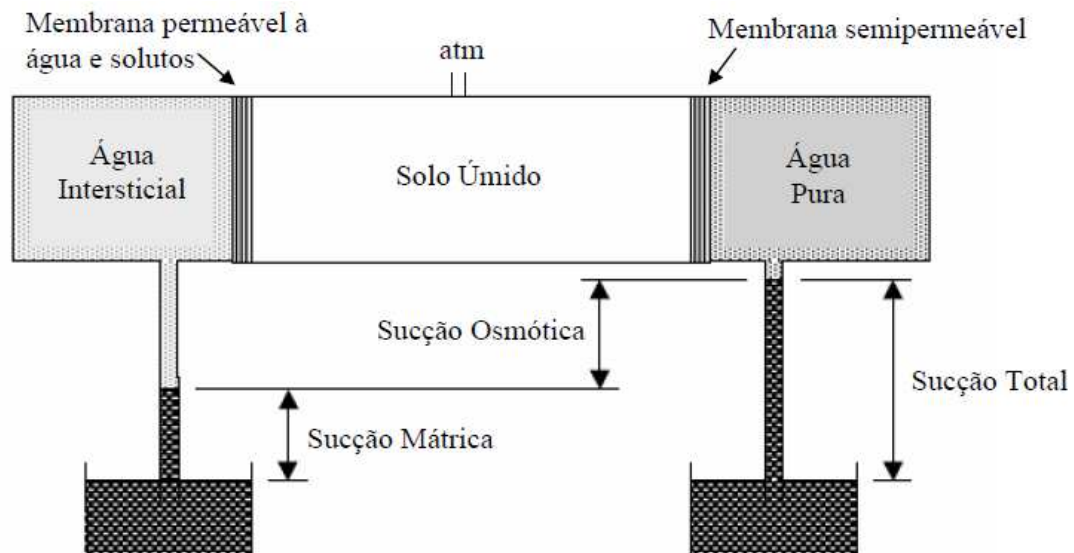


Figura 7: representação esquemática das componentes de sucção de solo utilizando uma membrana semipermeável (MARINHO, 2000).

A sucção mátrica é quantitativamente definida pela diferença entre a poropressão do ar e a poro pressão da água ($u_a - u_w$). Ela é controlada por dois mecanismos distintos e experimentalmente inseparáveis: forças capilares e forças de adsorção. A parcela capilar está relacionada com a macroestrutura do solo, ou seja, aos poros interligados, nos quais a água flui devido a gradientes de pressão capilar. Já a parcela de adsorção está associada com a microestrutura, ou seja, com a hidratação dos argilo-minerais (MONCADA, 2004).

A contribuição de cada um dos mecanismos citados acima na sucção mátrica vai depender da composição e estrutura do solo. Para areias e outros materiais não coesivos, prevalece o

mecanismo capilar. Os solos argilosos, por sua vez, são constituídos por partículas quimicamente ativas, com uma grande variabilidade de tamanho de poros, interconexões e ângulos de contato. Nesse caso, as forças eletroquímicas (ou de adsorção), devem ser consideradas como um segundo componente da sucção mátrica, o qual pode ser mais importante que o componente capilar (WIEBE, 1996).

A sucção osmótica é definida como a tensão adicional necessária para remover uma molécula de água, devido à presença de sais dissolvidos na fase água (RIDLEY, 1995). Essa componente de sucção é desprezada na maioria dos problemas geotécnicos que envolvem solos não saturados. Isso se explica pelo fato de que na maioria dos solos não saturados, a concentração de sais na fase água, quando presente, é relativamente baixa ou praticamente não varia com as condições ambientais e também porque as variações de pressão osmótica não repercutem num efeito tão significativo no comportamento mecânico dos solos quanto o produzido por uma alteração na pressão mátrica (ZHAN, 2003 e FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

2.5.2 Curva de retenção

A curva de retenção, também chamada de curva característica, relaciona a umidade ou o grau de saturação do solo com a sucção (TUNCER e SABRI, 1979). Ela pode ser usada para estimar propriedades de solos não saturados para análise de seu comportamento mecânico (FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A quantidade de água do solo, segundo Feuerharmel (2007), pode ser representada pelo teor de umidade gravimétrico (w), teor de umidade volumétrico (θ) ou grau de saturação (S). Já a sucção expressa na curva pode ser a total ou a mátrica. De acordo com Fredlund (2002a), a sucção mátrica parece predominar para baixos valores de sucção (abaixo de 1500kPa), enquanto que para valores elevados passa a haver uma contribuição significativa da sucção osmótica na sucção total. A Figura 8 ilustra o tipo de dessaturação predominante para diferentes níveis de sucção da curva característica.

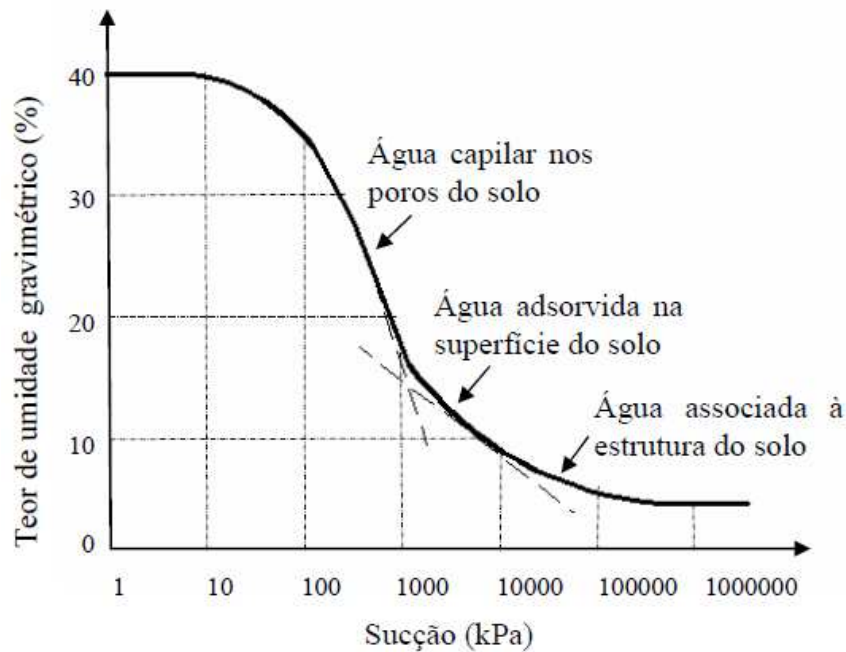


Figura 8: influência relativa das parcelas de sucção na curva característica (FEUERHARMEL, 2007 adaptado de MONCADA, 2004).

2.5.2.1 Tipos de Curvas de Retenção

São apresentados na literatura dois tipos de curvas de retenção, conforme seu formato, denominadas de unimodal e bimodal.

Uma curva de retenção unimodal, tradicionalmente conhecida na literatura geotécnica, é apresentada na Figura 9 para valores de sucção entre 1 e 1.000.000kPa. Vários resultados experimentais indicam a sucção de 1.000.000kPa como o máximo valor da curva de retenção. Esse tipo de curva possui o formato de “S” e exhibe três estágios de dessaturação: estágio de efeito limite de entrada de ar, estágio de transição e estágio residual de não saturação. No primeiro estágio o comportamento do solo pode ser descrito pela Mecânica dos Solos Saturados, enquanto nos outros dois há necessidade da introdução da teoria da Mecânica dos Solos não Saturados (VANAPALLI, FREDLUND e PUFAHL, 1999).

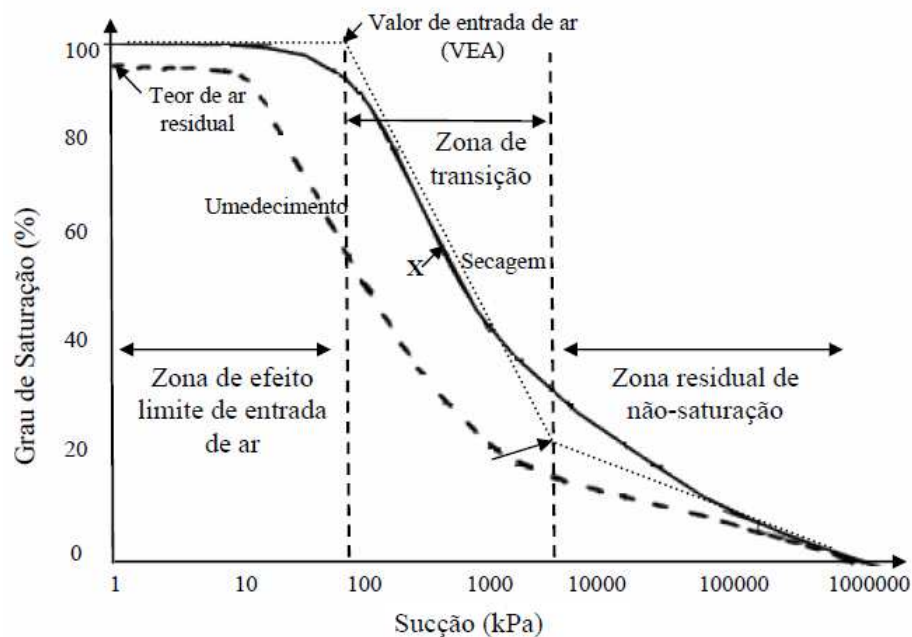


Figura 9: influência relativa das parcelas de sucção na curva de retenção (FEUERHARMEL, 2007 adaptado de VANAPALLI, FREDLUND e PUFAHL, 1999).

Conforme pode ser observado na Figura 9 a posição da curva de retenção é diferente na trajetória de secagem em relação à trajetória de umedecimento, formando o fenômeno denominado de histerese. De acordo com Fredlund, Barbour e Pham (2003), a histerese da curva de retenção é conhecida há muitas décadas, mas a maioria das aplicações agrícolas e geotécnicas utiliza apenas a curva de secagem. Entretanto, segundo Feuerharmel (2007), alguns estudos recentes, envolvendo a estabilidade de taludes e modelagem de efeitos da chuva, atentam para a trajetória de umedecimento da curva.

De acordo com Feuerharmel (2007) a maioria das curvas de retenção publicadas na literatura apresenta formato similar à curva apresentada na Figura 9. Entretanto, curvas com formato de “S” não representam o comportamento de dessaturação de muitos solos encontrados em regiões de clima tropical e subtropical. Esses solos frequentemente apresentam macroestrutura e microestrutura bem definidas, sendo compostos por partículas de argilas agregadas, de tal forma que se assemelham, em tamanho, a grãos de silte e areia. A forma da curva de retenção desses materiais sugere uma distribuição bimodal de tamanho de poros: macroporos entre os agregados de argila e microporos no interior desses. Nesse caso, a curva de retenção é do tipo bimodal, com formato de “Duplo S”, cujo exemplo é apresentado na Figura 10, exibindo três estágios de dessaturação: estágio de dessaturação dos macroporos, patamar intermediário e estágio de dessaturação dos microporos (FEUERHARMEL, GEHLING e BICA, 2005).

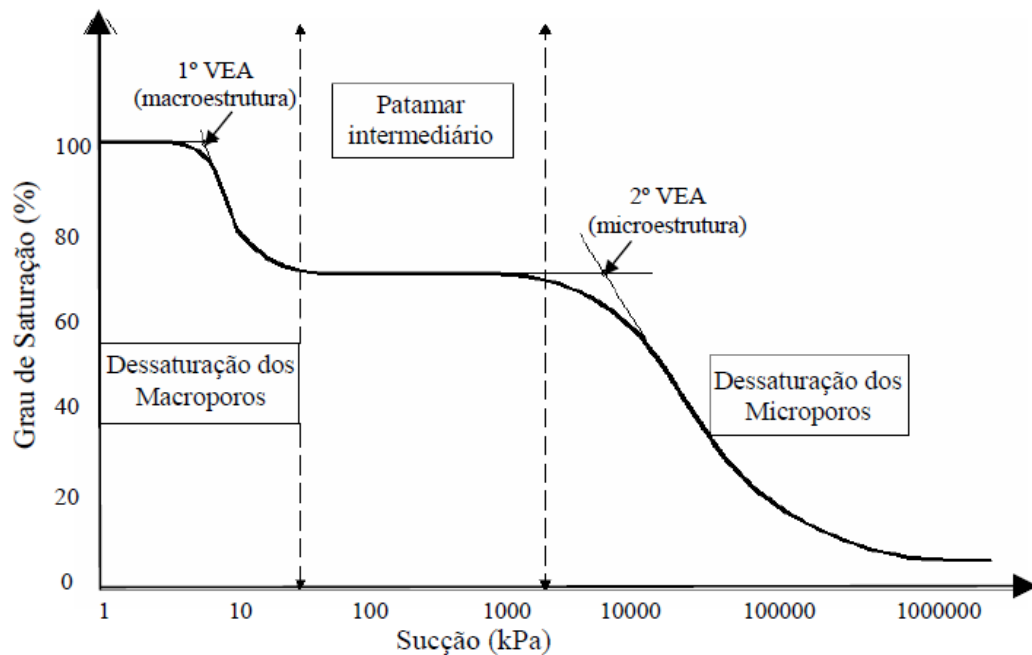


Figura 10: curva de retenção bimodal (FEUERHARMEL, GEHLING e BICA, 2005).

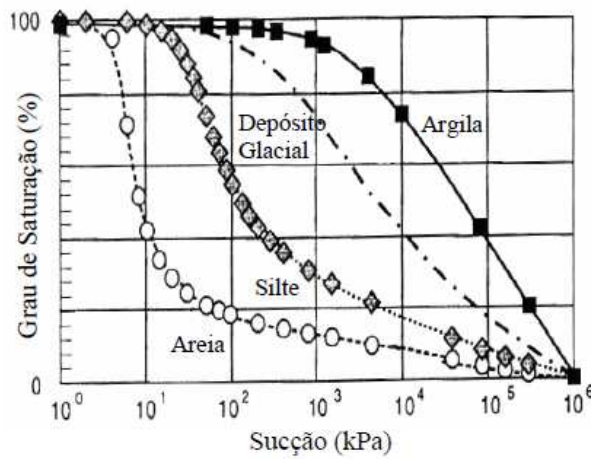
Para os solos que apresentam uma curva de retenção do tipo bimodal, a dessaturação para baixos valores de sucção é controlada pelos macroporos e para os valores mais elevados pelos microporos. Para valores de sucção intermediários, a remoção de água da estrutura dos solos praticamente não ocorre devido à ausência de poros com tamanho intermediário (FEUERHARMEL, 2007).

2.5.2.2 Fatores que Influenciam a Curva de Retenção

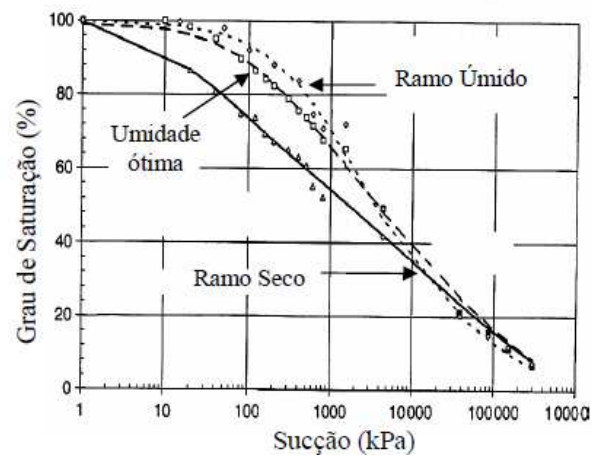
Feuerharmel (2007) reuniu considerações de diferentes autores publicadas na literatura relacionadas aos fatores que influenciam a curva de retenção, os quais são descritos a seguir.

Os solos de granulometria mais grossa tendem a apresentar uma curva mais íngreme do que os de granulometria mais fina (Figura 11-a).

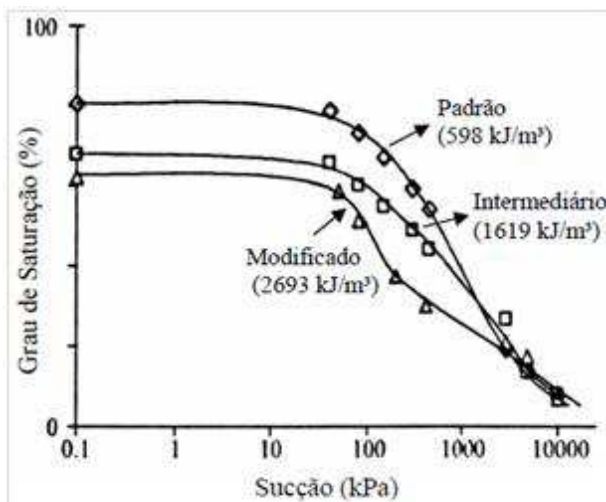
Solos compactados no ramo seco apresentam uma distribuição bimodal de tamanho de poros (macroporos e microporos), apresentando para o mesmo grau de saturação uma sucção menor do que solos compactados na umidade ótima ou no ramo úmido, para valores de sucção até 10.000kPa, a partir dos quais a sucção converge para valores próximos (Figura 11-b).



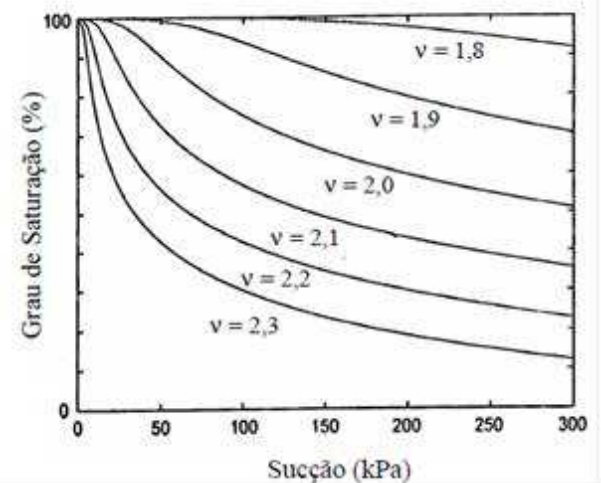
(a)



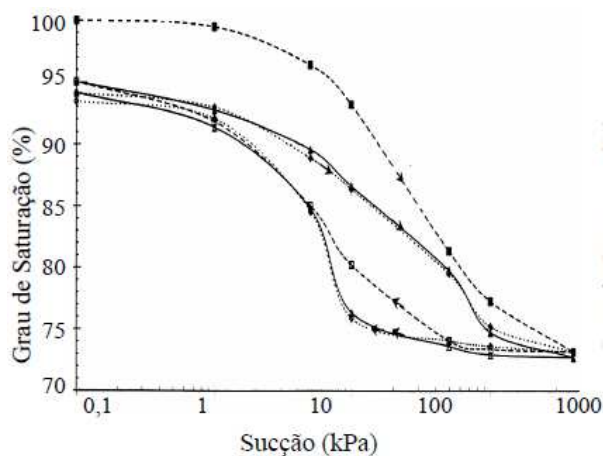
(b)



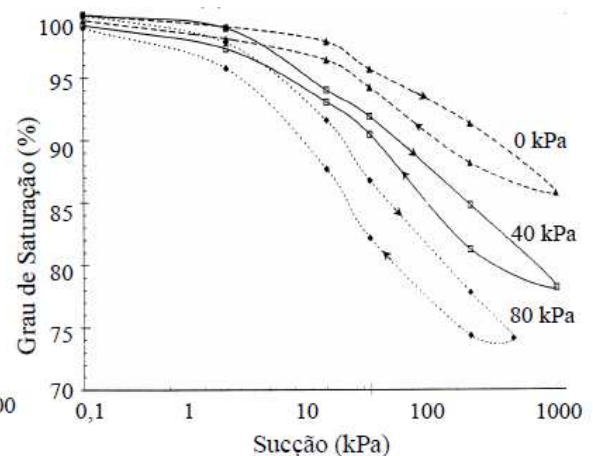
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura 11: fatores que influenciam a curva de retenção. (a) tipo de solo, (b) teor de umidade inicial, (c) energia de compactação, (d) índice de vazios, (e) ciclos de umedecimento e secagem e (f) história de tensões (FEUERHARMEL (2007) adaptado de: (a) BAURBOR, 1998; (b) VANAPALLI, FREDLUND e PUFAHL, 1999; (c) LEONG e RAHARDJO, 2002; (d) GALLIPOLI, WHEELER e KARSTUNEM, 2003; (e) e (f) NG e PANG, 2000).

O aumento da energia de compactação ocasiona uma diminuição do tamanho dos poros do solo, aumentando sua capacidade de armazenamento de água, apresentando, conseqüentemente, para o mesmo grau de saturação uma diminuição do valor da sucção com o aumento da energia de compactação, para baixos níveis de sucção (da ordem de 1500kPa), convergindo a partir daí para valores próximos (Figura 11-c).

Em relação ao índice de vazios, tem-se que quanto maior o valor, menor a sucção para o mesmo grau de saturação do solo (Figura 11-d).

A sucção real apresentada por um solo depende de toda sua história de umedecimento e secagem. Existe uma significativa diferença das curvas de umedecimento e secagem de um primeiro para um segundo ciclo, estabilizando-se os valores para os ciclos seguintes (Figura 11-e). Esse fato pode ser ocasionado por alterações estruturais irreversíveis que ocorrem no primeiro ciclo, as quais geram a redução do índice de vazios do solo (colapso).

Resultados de ensaios em solos que sofreram diferentes pré-carregamentos mostraram que à medida que para amostras que sofreram um pré-carregamento maior, o valor da sucção é menor para o mesmo grau de saturação (Figura 11-f).

2.5.2.3 Método do Papel Filtro para a Obtenção da Curva de Retenção

Existem diversos equipamentos e técnicas para a obtenção da curva de retenção de um solo em campo ou em laboratório. Segundo Kumar, Sharma e Garg (2002), os métodos se dividem em diretos, quando a sucção é medida diretamente, e indiretos, quando a sucção é estimada por correlações com outras propriedades ou parâmetros do solo.

Dentre as diversas técnicas existentes, destaca-se o método do papel filtro, amplamente utilizado no meio geotécnico, o qual permite a obtenção da curva de retenção em laboratório com relativa simplicidade e baixo custo. Esse método é baseado no princípio do equilíbrio de umidade a ser atingido quando um material poroso é posto em contato com um papel filtro em um ambiente fechado. Ao ser atingido o equilíbrio, o fluxo de água cessa e então o valor da sucção é igual para os dois materiais, embora seus teores de umidade possam ser diferentes. Esse valor é estimado usando a curva de calibração do papel filtro, a qual é determinada submetendo o papel filtro do mesmo tipo a ser utilizado no ensaio em equilíbrio com um material de sucção conhecida, medindo-se sua umidade final (FEUERHARMEL, 2007).

O fluxo de água entre o solo e o papel filtro pode ocorrer de duas maneiras: por fluxo de

vapor ou por fluxo capilar (Figura 12). Na situação de fluxo de vapor é deixado um espaço entre o solo e o papel filtro, o qual atua como se fosse uma membrana semipermeável, permitindo apenas o fluxo de vapor de água (sem sais). Nesse caso é medida a sucção total, ou seja, são contempladas as forças osmóticas eventualmente presentes. Na condição de fluxo capilar, o papel filtro encontra-se em contato com a água capilar do poro e a sucção medida é a mátrica (MARINHO, 1995).

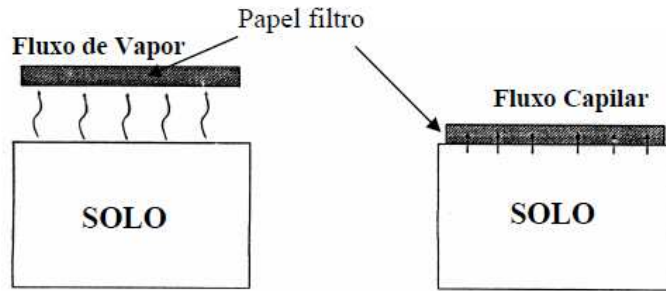


Figura 12: tipos de fluxo entre solo e papel filtro (MARINHO, 1995).

2.5.2.4 Equações de Ajuste da Curva de Retenção

Gitirana Jr. e Fredlund (2004) publicaram equações para o apropriado ajuste matemático das curvas características, necessárias para as suas adequadas representações gráficas e modelagens numéricas.

Os autores sugerem os modelos representados pelas Equações 3 e 4 para as curvas de formato unimodal e bimodal, respectivamente.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_b \Psi_{res}}} \right)^d} + S_2 \quad (\text{Equação 3})$$

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{b1} \Psi_{res1}}} \right)^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{res1} \Psi_{b2}}} \right)^{d2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{\Psi}{\sqrt{\Psi_{b2} \Psi_{res2}}} \right)^{d3}} + S_4 \quad (\text{Equação 4})$$

$$S_i = \frac{\text{tg}\phi_i (1 + r_i^2) \ln \left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a} \right)}{1 - r_i^2 \text{tg}^2 \phi_i} + (-1)^i \frac{1 + \text{tg}^2 \phi_i}{1 - r_i^2 \text{tg}^2 \phi_i} \sqrt{r_i^2 \ln^2 \left(\frac{\Psi}{\Psi_i^a} \right) + \frac{a^2 (1 - r_i^2 \text{tg}^2 \phi_i)}{1 + \text{tg}^2 \phi_i}} + S_i^a; \quad \begin{matrix} i=1,2 \text{ ou} \\ i=1,2,3,4 \end{matrix} \quad (\text{Equação 5})$$

$$\phi_i = -\frac{\lambda_{i-1} + \lambda_i}{2} \quad (\text{Equação 6})$$

$$r_i = \text{tg}\left(\frac{\lambda_{i-1} - \lambda_i}{2}\right) \quad (\text{Equação 7})$$

$$\lambda_i = \text{arctg}\left(\frac{S_i^a - S_{i+1}^a}{\ln\left(\frac{\Psi_{i+1}^a}{\Psi_i^a}\right)}\right); \lambda_0 = 0 \quad (\text{Equação 8})$$

$$S_1^a = 1; S_2^a = S_{\text{res}}; S_3^a = 0, \text{ para a equação 3} \quad (\text{Equação 9})$$

$$S_1^a = 1; S_2^a = S_{\text{res1}}; S_3^a = S_b; S_4^a = S_{\text{res2}}; S_5^a = 0, \text{ para a equação 4} \quad (\text{Equação 10})$$

$$\Psi_1^a = \Psi_b; \Psi_2^a = \Psi_{\text{res}}; \Psi_3^a = 10^6, \text{ para a equação 3} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\Psi_1^a = \Psi_{b1}; \Psi_2^a = \Psi_{\text{res1}}; \Psi_3^a = \Psi_{b2}; \Psi_4^a = \Psi_{\text{res2}}; \Psi_5^a = 10^6, \text{ para a equação 4} \quad (\text{Equação 12})$$

$$d = 2 \exp\left(\frac{1}{\ln\left(\frac{\Psi_{\text{res}}}{\Psi_b}\right)}\right) \quad (\text{Equação 13})$$

$$d_j = 2 \exp\left(\frac{1}{\ln\left(\frac{\Psi_{j+1}^a}{\Psi_j^a}\right)}\right); j=1,2,3 \quad (\text{Equação 14})$$

onde:

S, S_i: grau de saturação;

Ψ; Ψ_i: sucção do solo;

ϕ_i: ângulo de rotação das hipérboles;

r_i: tangentes dos ângulos de abertura;

λ_i: descida de dessaturação;

a: fator de ajuste da curvatura das hipérboles;

Ψ_b, Ψ_{bi} : valores de entrada de ar;

S_b : grau de saturação correspondente ao valor de entrada de ar;

$S_{res}; S_{resi}$: níveis residuais de saturação;

Ψ_{res}, Ψ_{resi} : valores residuais de sucção do solo;

d, d_i : fatores de peso para cada S_i que produzem uma curva suave e contínua.

Segundo os autores, os modelos de ajuste propostos foram obtidos a partir de dados correspondentes a uma grande variedade de tipos de solo, sendo observados bons ajustes.

2.5.3 Resistência ao cisalhamento de solos não saturados

Conforme apresentado por Feuerharmel (2007), Bishop et al. (1960) propuseram uma equação para a determinação da resistência ao cisalhamento levando em consideração o princípio de tensão efetiva para solos não saturados proposto por Bishop (1959) e o critério de ruptura de Mohr-Coulomb (Equação 15). De acordo com a autora, a tentativa de explicar o comportamento mecânico de solos não saturados através do princípio da tensão efetiva proposto por Bishop (1959) foi bastante criticada e contestada por diversos autores, sendo demonstradas diversas restrições que invalidam ou limitam o uso da referida equação.

$$\tau = c' + [(\sigma - u_a) + \chi(u_a - u_w)] \tan \phi' \quad (\text{Equação 15})$$

onde:

τ : resistência ao cisalhamento;

c' : intercepto coesivo;

χ : parâmetro de Bishop;

$(\sigma - u_a)$: tensão normal líquida;

$(u_w - u_a)$: sucção mátrica;

ϕ' : ângulo de atrito interno.

Fredlund, Morgenstern e Widger (1978) propuseram equações para a resistência ao cisalhamento de um solo não saturado em termos de duas variáveis de tensões independentes (Equações 16 e 17). A Equação 16 apresenta a resistência ao cisalhamento em termos das variáveis $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$, enquanto a Equação 17 utiliza as variáveis $(\sigma - u_w)$ e $(u_a - u_w)$. Uma relação entre os ângulos ϕ' , ϕ^b e ϕ'' pode ser obtida igualando-se essas duas equações (Equação 18). Independente da combinação de variáveis escolhidas, o valor de resistência ao

cisalhamento de um solo com determinados valores de σ , u_a e u_w deve ser o mesmo. De acordo com Feuerharmel (2007), as variáveis de tensão ($\sigma - u_a$) e $(u_a - u_w)$ têm sido preferidas e, conseqüentemente, a Equação 16 tem sido mais utilizada.

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_a)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi^b \quad (\text{Equação 16})$$

$$\tau_{ff} = c' + (\sigma - u_w)_f \tan \phi' + (u_a - u_w)_f \tan \phi'' \quad (\text{Equação 17})$$

$$\tan \phi'' = \tan \phi^b - \tan \phi' \quad (\text{Equação 18})$$

onde:

τ_{ff} : resistência ao cisalhamento no plano de ruptura;

c' e ϕ' : intercepto coesivo e ângulo de atrito interno, respectivamente;

$(\sigma - u_a)_f$: tensão normal líquida atuante no plano de ruptura;

$(\sigma - u_w)_f$: tensão normal efetiva atuante no plano de ruptura;

$(u_a - u_w)_f$: sucção mátrica no plano de ruptura;

ϕ^b e ϕ'' : ângulos que quantificam a contribuição da sucção na resistência ao cisalhamento quando a variável escolhida é $(\sigma - u_a)_f$ ou $(\sigma - u_w)_f$, respectivamente.

A envoltória de ruptura de um solo não saturado é representada em um gráfico tridimensional que representa no eixo das ordenadas a tensão cisalhante τ e no eixo das abscissas as variáveis de tensão $(\sigma - u_a)$ e $(u_a - u_w)$. Essa envoltória pode ser plana (Figura 13-a), com ϕ^b constante, ou curva (Figura 13-b), onde ϕ^b varia de forma não linear com a sucção (FREDLUND, 2002b).

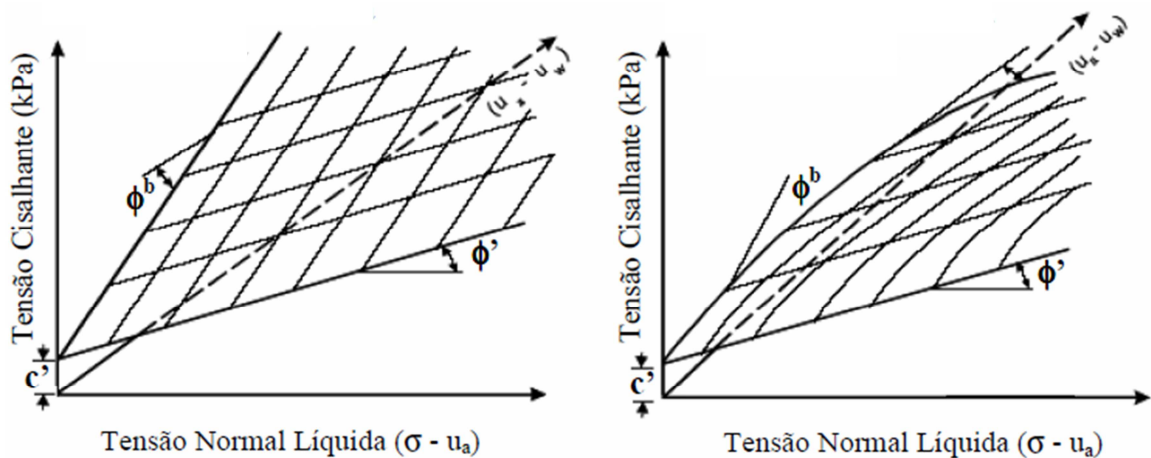


Figura 13: possíveis envoltórias de ruptura para um solo não saturado.
(a) envoltória de ruptura plana e (b) envoltória de ruptura curvilínea (FREDLUND, 2002b).

2.6 RESILIÊNCIA DE SOLOS E MATERIAIS DE PAVIMENTAÇÃO

2.6.1 Definições

Considerando determinada camada ou subleito, ou ainda uma estrutura composta de várias camadas superpostas constituídas de solos, materiais pétreos ou misturas submetidas a carregamentos verticais repetidos, tem-se que as mesmas, segundo Medina e Motta (2005), para cada aplicação de carregamento, sofrem uma deformação total, a qual é por uma parcela de deformação elástica ou resiliente (ϵ_r) e por uma parcela pequena de deformação permanente (ϵ_p).

Os autores expõem que a deformação elástica ou resiliente (ϵ_r) depende da rigidez do material, a qual é definida como resiliência e é expressa pelo seu módulo de resiliência (MR). O MR depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões. Mantendo-se fixos os outros parâmetros, para cada solo o MR poderá ser expresso como uma função do estado de tensões. Os autores apresentam também uma representação (Figura 14) dos primeiros modelos de MR de solos em função do estado de tensões que foram observados no Brasil.

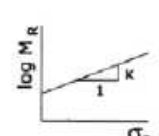
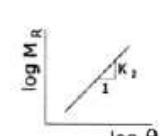
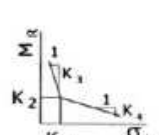
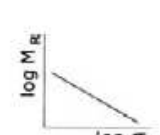
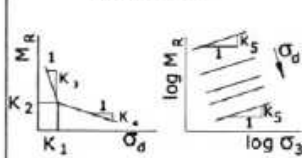
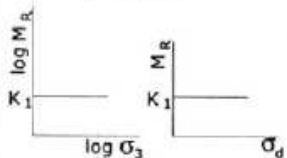
MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<p>arenoso</p> 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	<p>areno-argiloso</p> 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
<p>argiloso</p> 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	<p>areno-argiloso</p> 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
<p>combinado</p> 	$M_1 = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	<p>constante</p> 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Figura 14: primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos observado no Brasil (MEDINA E MOTTA, 2005).

De acordo com Medina e Motta (2005), observa-se que para solos predominantemente granulares o MR depende principalmente da tensão confinante (σ_3) ou da soma das tensões

principais ($\theta = \sigma_1 + 2\sigma_3 = \sigma_d + 3\sigma_3$), de acordo com as Equações 19 e 20. Nos solos finos, o MR, por sua vez, depende principalmente da tensão desvio σ_d , conforme Equação 21, que está representado na Figura 14 como modelo genérico areno-argiloso, com k_2 negativo em geral, mas não necessariamente.

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (\text{Equação 19})$$

$$MR = k_1 \theta^{k_2} \quad (\text{Equação 20})$$

$$MR = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (\text{Equação 21})$$

2.6.2 Determinação experimental do módulo de resiliência

Medina e Motta (2005) descrevem os ensaios triaxiais de cargas repetidas voltados à determinação do módulo de resiliência (MR) dos materiais. Os mesmos são realizados em um equipamento composto basicamente de uma câmara triaxial dotada de dispositivos que registrem com precisão as deformações do corpo de prova ao longo do ensaio.

Na execução dos referidos ensaios, faz-se um condicionamento prévio do corpo de prova com o objetivo de reduzir a influência das deformações permanentes. Aplica-se cerca de 500 vezes uma tensão desvio σ_d para uma determinada pressão confinante σ_3 . Em geral se utilizam três pares distintos de σ_1 e σ_3 . A medição das deformações resilientes só se faz após esta fase de acomodação das partículas. Através dos resultados obtidos no ensaio determinam-se os valores de k_1 e k_2 das Equações 19, 20, ou 21.

2.6.3 A influência da sucção no módulo de resiliência de solos não saturados

Estudos realizados por Sauer e Monismith (1968) demonstraram que os valores de módulo de resiliência diminuem para as amostras compactadas estaticamente no ramo úmido (sucções menores) e aumentam para as amostras compactadas no ramo seco.

Edil e Motan (1979) realizaram ensaios triaxiais de carregamento repetido com medidas de sucção em solos compactados na umidade ótima e com desvio de $\pm 2\%$. Os autores observaram que quanto maior a sucção, maior o módulo resiliente, até alcançar um valor crítico (Figura 15). A partir desse valor, o módulo decresce para valores maiores de sucção.

Philip (1996) apresentou resultados de módulo de resiliência e sucção para solos expansivos compactados estaticamente com diferentes teores de umidades. Observou-se um aumento do valor do módulo de resiliência até se alcançar um valor máximo, a partir do qual um aumento da sucção não corresponde a um aumento no módulo de resiliência (Figura 16).

Rodrigues (1997) realizou estudos em quatro tipos de solos com a finalidade de verificar a influência da sucção no módulo de resiliência em amostras compactadas nas condições ótimas e submetidas a ciclos de secagem e umedecimento. Com o objetivo de analisar a influência da sucção nos resultados de módulo de resiliência foram realizadas medidas de sucção durante e após os ensaios triaxiais de carga repetida. A partir da relação da sucção com o teor de umidade dos solos em estudo, obtido pelo método do papel filtro, foi possível determinar a relação entre o módulo de resiliência e a sucção. Os resultados obtidos demonstraram que o aumento da sucção nos corpos de prova provoca um aumento do módulo de resiliência, independente do nível de tensões, até atingir um valor crítico (Figura 17).

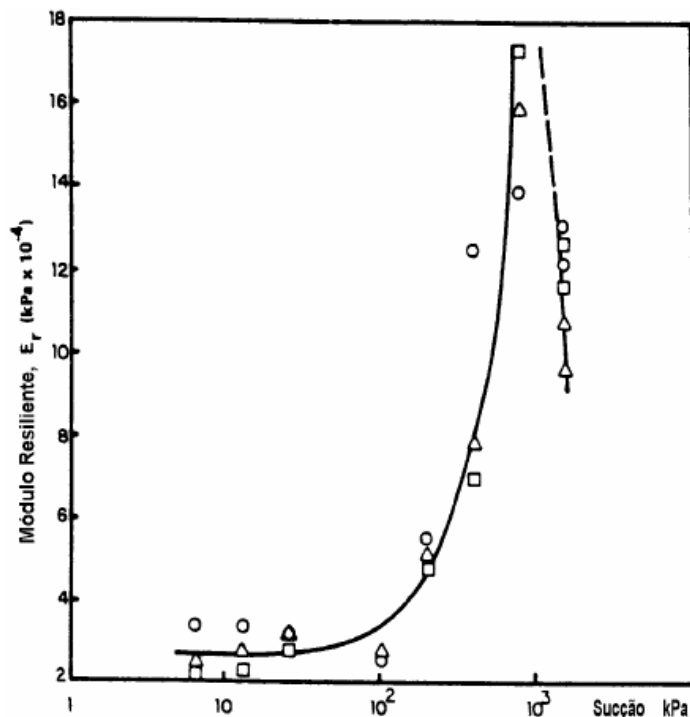


Figura 15: influência da sucção no módulo de resiliência para amostras compactadas com umidades diferentes (EDIL e MOTAN, 1979).

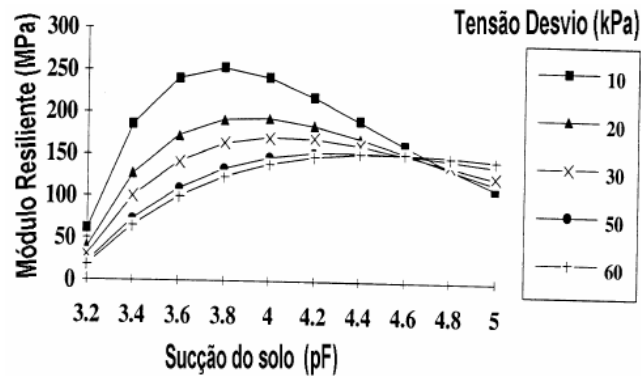


Figura 16: influência da sucção no módulo de resiliência para amostras de solo expansivo compactadas com umidades diferentes (PHILIP, 1996).

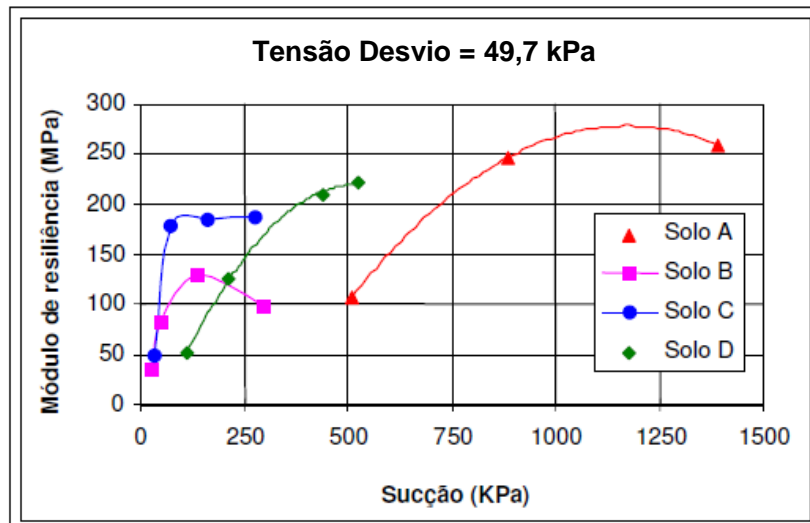


Figura 17: relação entre módulo de resiliência e sucção para amostras compactadas nas condições ótimas e submetidas à secagem ou umedecimento (RODRIGUES, 1997).

A constituição granulométrica dos solos A, B, C e D da Figura 17, respectivamente é a seguinte: argila arenosa, areia argilo-siltosa, argila silto-arenosa e areia argilosa.

O Apêndice DD-1 do Guia para dimensionamento mecânico-empírico para construção ou reabilitação de pavimentos da AASHTO (2000) aborda a variação do módulo de resiliência em função do teor de umidade do solo. De acordo com a fonte, o teor de umidade de camadas não cimentadas pode sofrer alterações em função das condições climáticas, ocasionando como consequência mudanças nos valores dos módulos de resiliência. Nesse documento foram reunidos dados provenientes de várias publicações e então ajustados modelos de previsão de mudanças nos valores do módulo em função do teor de umidade para solos finos e granulares, os quais são apresentados graficamente nas Figuras 18 e 19, respectivamente.

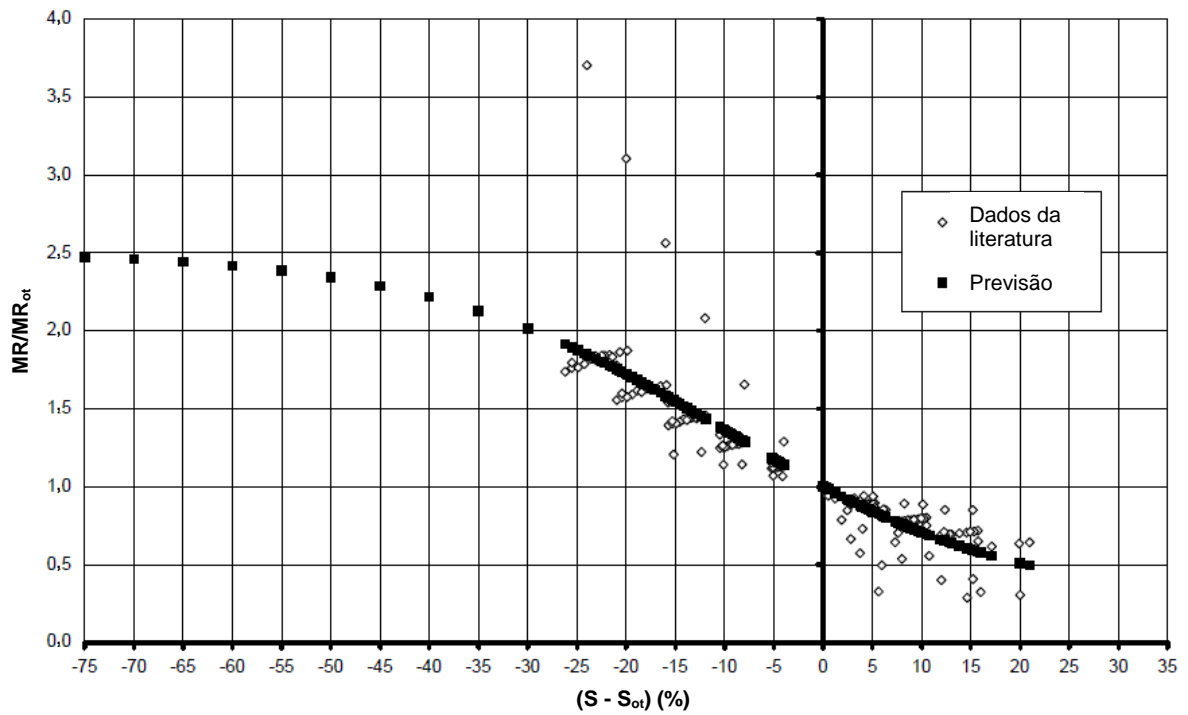


Figura 18: variação do módulo de resiliência em função do grau de saturação para solos finos (AASHTO, 2000).

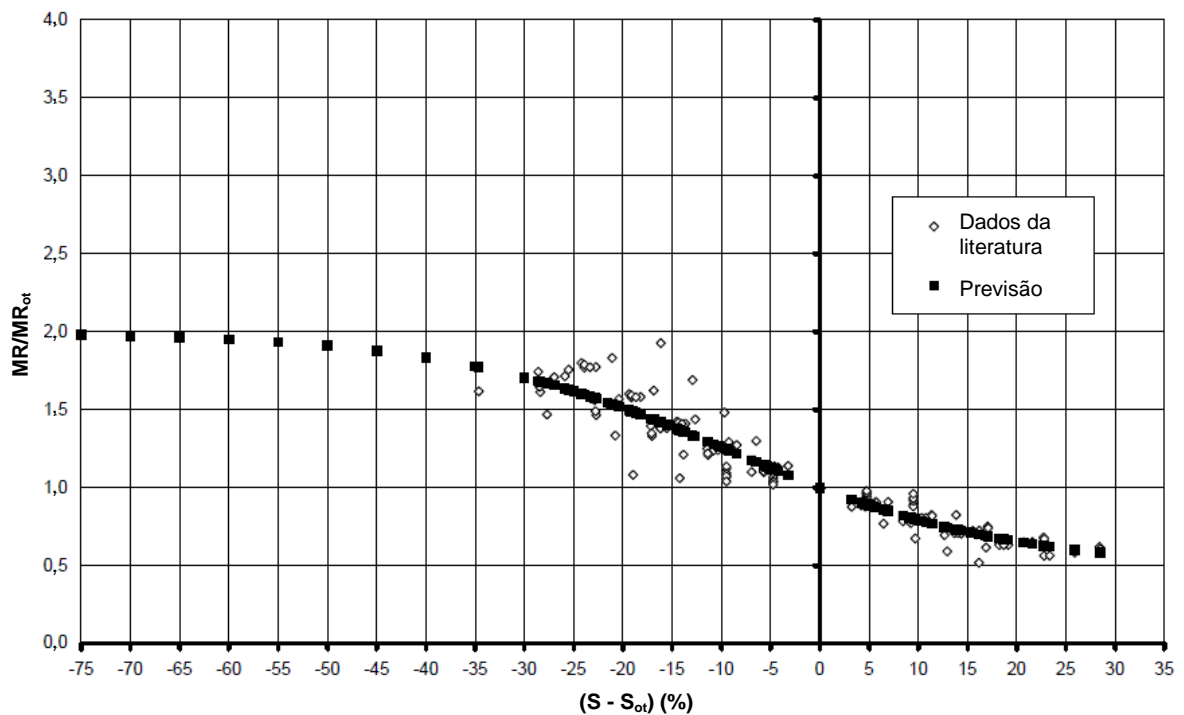


Figura 19: variação do módulo de resiliência em função do grau de saturação para solos granulares (AASHTO, 2000).

Constata-se que o impacto no valor do módulo de resiliência em função da variação do teor de umidade, com base nos modelos obtidos e publicados pela AASHTO (2000), é maior no caso

de solos finos (Figura 18) do que para solos granulares (Figura 19). Nos primeiros, observa-se que um aumento de 20% no grau de saturação (S) em relação ao grau de saturação correspondente à umidade ótima (S_{ot}) repercute numa queda de aproximadamente 50% do módulo de resiliência (MR) em relação ao módulo de resiliência correspondente à umidade ótima (MR_{ot}). Já para solos granulares, o modelo aponta que para o mesmo aumento do grau de saturação, a queda prevista para o módulo de resiliência é de aproximadamente 35%. Considerando que seja atingida a saturação dos materiais, os modelos preveem quedas dos valores dos módulos de resiliência de aproximadamente 50% e 40% para os solos finos e granulares, respectivamente. Por outro lado uma diminuição de 30% no grau de saturação dos materiais repercute num aumento do módulo de resiliência, segundo os modelos, em 2 vezes para o caso de solos finos e em 1,7 vezes para o caso de solos granulares. Para ambos os solos, os modelos preveem que a partir de um certo nível de secagem, não se observa significativos aumentos nos valores dos módulos, limitando-se a um aumento de aproximadamente 2,5 vezes para o caso de solos finos e 2 vezes para o caso de solos granulares.

2.7 ANÁLISE DE TENSÕES, DEFORMAÇÕES E DESLOCAMENTOS

A determinação das respostas estruturais no sistema constituído pelo revestimento primário e subleito é possibilitada pela aplicação dos conceitos abrigados pela Mecânica dos Pavimentos. Assim, através de análises mecanísticas, obtém-se as tensões atuantes e as deformações e deslocamentos resultantes em posições específicas do revestimento primário e do subleito oriundas da aplicação das cargas sobre a pista de rolamento. Essas análises podem considerar as estruturas compostas de um sistema de múltiplas camadas (meio estratificado) ou em situações mais simples, um meio semi-infinito homogêneo, ambos com comportamento elástico.

Medina e Motta (2005) apresentam as formulações dos modelos de análise tanto dos meios homogêneos, como dos estratificados. Apresentam também os fundamentos de programas computacionais que se aplicam a sistemas em camadas mais complexos.

No caso de um meio homogêneo, segundo os autores, as respostas estruturais podem ser obtidas aplicando-se a teoria clássica de Boussinesq e as teorias dela decorrentes para uma carga com distribuição circular aplicada na superfície. Essas teorias consideram um meio semi-infinito, elástico, homogêneo e isotrópico.

Evidentemente, a solução de Boussinesq está muito distante de simular a realidade física de um pavimento, principalmente por causa do tipo de carga atuante no meio, que não considera a atuação das rodas de um semi-eixo na superfície do pavimento e da consideração de material homogêneo no meio, pois na prática, quase na totalidade dos casos, se tem um sistema constituído de duas ou mais camadas.

De acordo com Medina e Motta (2005), deve-se a Burmister o desenvolvimento da solução de um sistema solicitado por uma carga circular uniforme com duas camadas (1943) e posteriormente (1945) a três camadas. Com o desenvolvimento das soluções de Burmister, as equações de Boussinesq deixaram de ser o foco principal no uso do cálculo das solicitações em pavimentos, dado que das soluções de Burmister são obtidas tensões, deformações e deslocamentos na interface das camadas de maneira direta. Em Medina e Motta (2005) é apresentada a dedução feita por Burmister para a solução do modelo. Nessa dedução, Burmister utilizou as equações da teoria da Elasticidade em coordenadas cilíndricas e as colocou em termos de uma função de tensão ϕ , resolvendo-as na sequência e criando ábacos com as soluções.

A solução de Odemark (1949) apresentada por Medina e Motta (2005) se baseia no cálculo de uma altura equivalente para as camadas acima do subleito, transformando a estrutura original num meio semi-finito homogêneo. A Figura 20 ilustra esquematicamente essa transformação.

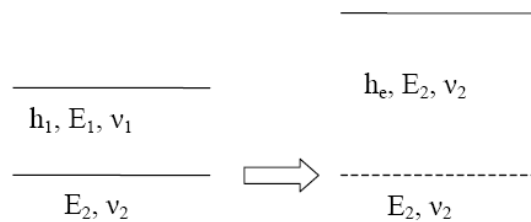


Figura 20: conversão de um sistema de duas camadas em um meio homogêneo semi-finito.

A espessura equivalente, dada pela Equação 22, é calculada admitindo-se a hipótese de que a capacidade estrutural da camada original é mantida na camada de espessura equivalente.

$$h_{eq} = nh_1 \left(\frac{E_1}{E_2} \frac{1-\nu_2^2}{1-\nu_1^2} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (\text{Equação 22})$$

Com o propósito de validar a solução de Odemark frente à solução para um sistema de duas

camadas que fora anteriormente desenvolvida por Burmister (1943), é usual adotar um valor de 0,9 para o coeficiente de correção n da Equação 22.

O desenvolvimento da computação possibilitou que as soluções descritas acima pudessem ser implementadas em programas computacionais, obtendo-se assim rapidez e versatilidade nas respostas desejadas. Assim, a utilização desses programas permite simular um carregamento mais complexo do que apenas uma carga circular uniforme estaticamente aplicada na superfície do pavimento e considerar para os materiais comportamentos constitutivos diferentes do elástico linear, o que comumente ocorre no caso dos materiais empregados em pavimentação.

Com relação ao carregamento, ao ser considerado o eixo padrão do DNIT (eixo simples de rodas duplas - ESRD de 8,2t) especificado na norma DNER-ME 024/94, resulta uma carga de 2,05t ou 20,5kN por roda. Tomando-se a pressão de inflação dos pneus com um valor constante de 0,56MPa, considerada igual à pressão de contato com a pista, tem-se a área circular de contato de $3,66 \times 10^{-2} \text{m}^2$ e o respectivo raio, de aproximadamente 0,108m.

2.8 ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES SOBRE A CAMADA DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO

2.8.1 Especificação do DNIT

A especificação expressa no Manual de Conservação Rodoviária do DNIT (2005) recomenda a utilização de material selecionado, oriundo de jazida, conhecido no campo como sílico-argiloso, cascalho, saibro ou piçarra, o qual deve ser espalhado em camadas de 10 a 20cm sobre a terraplenagem concluída, sendo recomendável sua adequada compactação e que o mesmo tenha largura uniforme. Segundo a especificação, para a seleção dos materiais a serem utilizados como revestimento primário, deverá ser observado o disposto na Tabela 3, não sendo permitido o uso de materiais que apresentem expansão maior que 2%.

Tabela 3: características dos materiais de revestimento primário.

CARACTERÍSTICAS DOS MATERIAIS DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO							
Descrição	Class HRB	Granulometria				IP	Comportamento como revestimento primário
		D Max mm	% Passando				
			n° 10 2,0 mm	n° 40 0,425 mm	n° 200 0,075 mm		
Cascalho origem vulcânica	A-2-6	25	49	38	24	17	Bom
Cascalho quartzoso	A-2-4	24	58	45	24	9	Bom
Cascalho laterítico	A-2-4	22	51	42	26	10	Bom

(fonte: DNIT, 2005)

2.8.2 Especificação do DER/SP

Segundo a Especificação Técnica ET-DE-P00/013 - Revestimento Primário do DER/SP (2006) os materiais a serem utilizados como revestimento primário podem ser saibro, cascalho, rocha decomposta, seixo rolado ou não, pedregulho, areia, material sílico-argiloso, subprodutos industriais, escórias ou mistura de quaisquer um deles, desde que os mesmos obedeam as condições descritas na sequência.

As condições prescritas na especificação são de que os materiais devem ser isentos de matéria orgânica, restos vegetais ou outras substâncias prejudiciais; possuir o diâmetro máximo do agregado menor ou igual a 25 mm; a fração retida na peneira n° 10 deve ser constituída de partículas duras e duráveis, de difícil desagregação, resistente às ações de compactação e do próprio tráfego, sendo que valores de desgaste de abrasão *Los Angeles* superiores a 55% são admitidos desde que se tenha conhecimento de desempenho satisfatório de material semelhante, quando utilizado como revestimento primário; a fração que passa na peneira n° 10 deve ser constituída de areia natural; a fração que passa na peneira n° 40 deve apresentar limite de liquidez inferior a 35% e índice de plasticidade máximo de 7%. Quando a jazida não possuir em sua composição proporções satisfatórias de materiais granulares e argila, deve-se produzir uma mistura adequada de material granular com material argiloso, sendo que esse último deve representar cerca de 20% a 30% da mistura total.

2.8.3 Especificação do DER/PR

Segundo a Especificação de Serviço DER/PR ES-T 07/2005 – Terraplenagem: Revestimento Primário (2005) do DER/PR, o material a ser utilizado como revestimento primário, em geral

produto de alteração de rocha, deve ser isento de matéria orgânica, apresentar diâmetro máximo do agregado gráudo menor que 3” e boa distribuição granulométrica, ter perda de massa do agregado gráudo menor ou igual a 12% quando submetido ao ensaio de sanidade, apresentar Mini-CBR na umidade ótima maior ou igual a 13% e relação entre o Mini-CBR na umidade ótima menos 3% e o Mini-CBR na umidade ótima maior ou igual a 1 e pertencer aos grupos da classificação MCT LA, NA, LA’, NA’ e LG’, com potencial de utilização conforme descrito na Tabela 4.

Tabela 4: potencial de utilização de materiais para revestimento primário

CLASSIFICAÇÃO MCT	POTENCIAL DE UTILIZAÇÃO
LA	Aplicável como revestimento primário para estradas de baixo volume de tráfego médio diário (<50 veículos por dia), greide plano a suave, em camadas de pequena espessura (<2 cm), sobrejacente à camada coesiva com suporte adequado. Apresentam melhores características quanto mais bem graduados e menor a percentagem de areia fina.
NA	Aplicável como revestimento primário para estradas de baixo volume de tráfego médio diário (<50 veículos por dia), greide plano a suave, em camadas de pequena espessura (<2 cm), sobrejacente à camada coesiva com suporte adequado. Apresentam melhores características quanto mais bem graduados e menor a percentagem de areia fina.
LA’	Aplicável como revestimento primário. Para valores de c' menores que 1, a durabilidade deve ser avaliada.
NA’	Aplicável como revestimento primário. Zona limítrofe com NS’ e NG’ ($e' \geq 1,8 - 0,5 c'$) deve atender a critérios complementares. A durabilidade deve ser avaliada.
NS’	Não é aplicável como revestimento primário, exceto quando na faixa limítrofe com NA’ ($e' \leq 2,1 - 0,5 c'$), onde podem ser utilizados desde que atendam aos critérios complementares. Neste caso, a durabilidade deve ser avaliada.
LG’	Aplicável como revestimento primário desde que corrigida a deficiência de aderência com a cravação de agregado com dimensões entre 1,5 a 3,75 cm. Para $c' < 1,7$ pode ser utilizado sem aplicação de agregados, desde que o greide seja plano ou suave. Apresentam excelente durabilidade. Na faixa de limítrofe com NA’ e NG’ (e' entre 1,10 e 1,15) deve atender aos critérios complementares.
NG’	Não é aplicável como revestimento primário, exceto faixa limítrofe com LG’ (e' entre 1,15 e 1,20) onde podem ser utilizados desde que atendam aos critérios complementares. Neste caso, apresentam deficiência de aderência a ser corrigida com a cravação de agregado com dimensões entre 1,5 a 3,75 cm.

(fonte: DER/PR, 2005)

2.8.4 Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Tal especificação prevê que um material de revestimento deve apresentar algumas características essenciais, quais sejam, dimensão dos agregados menor ou igual a 35 mm de modo a evitar uma acentuada irregularidade da plataforma; que tenha capacidade de suporte de forma a não sofrer ruptura pela ação do tráfego; que apresente aderência de forma a manter

atrito adequado com os pneus dos veículos; que apresente resistência à abrasão de forma a não sofrer desgaste devido ao atrito com os pneus dos veículos; que não seja suscetível a processos erosivos; e que seja resistente ao processo de intemperismo, relacionado a ciclos de molhagem e secagem.

A presente especificação se fundamenta na análise granulométrica, no método expedito de classificação MCT (método das pastilhas) e num ensaio de resistência a seco (resistência à abrasão na condição seca).

Conforme exposto pelos autores, a resistência a seco consiste na resistência ao esmagamento de uma esfera de solo seca (material passado na peneira nº 4), sendo a mesma classificada do seguinte modo:

- a) Baixa, quando a esfera rompe entre o dedo polegar e o indicador;
- b) Média, quando rompe, entre o dedo polegar e uma superfície plana dura, com esforço apenas da mão;
- c) Alta, quando rompe, entre o dedo polegar e uma superfície plana dura, com esforço do braço;
- d) Muito alta, quando não rompe em nenhuma das situações acima.

A seleção dos materiais preconizada na especificação é efetuada seguindo o prescrito na Tabela 5.

Tabela 5: seleção de materiais para revestimento primário de acordo com a especificação proposta por d'Ávila, Hax e Freitas, 2008.

Quadro 2a – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas						
AVALIAR A ESTABILIDADE GRANULOMÉTRICA						
#	FAIXAS GRANULOMÉTRICAS					
	“B”	“C”	“D”	“E”	“F”	“TL”
2” (50,8mm)	0					
1” (25,4mm)	---	0	0	0	0	0
3/8” (9,5mm)	25 - 60	15 - 50	0 - 40			0 - 10
4 (4,8mm)	40 - 70	35 - 65	15 - 50	0 - 45	0 - 30	0 - 26
10 (2mm)	55 - 80	50 - 75	30 - 60	0 - 60	0 - 45	0 - 46
40 (0,42mm)	70 - 85	70 - 85	55 - 75	50 - 80	30 - 70	30 - 68
200 (0,075mm)	80 - 92	85 - 92	80 - 92	80 - 92	75 - 92	64 - 82
O material não deve conter mais de 5% de partículas maiores que 38 mm, a não ser que seja colocado como camada a ser cravada em solo de baixo suporte.						
Os materiais que se enquadram em uma das faixas granulométricas indicadas – materiais estabilizados granulometricamente – serão avaliados pelos quadros 2b, 2c, 2d, 2e e 2f.						
Os materiais não estabilizados granulometricamente com mais de 70% maior do que a peneira nº 200 serão avaliados pelos quadros 2g e 2h.						
Os materiais não estabilizados granulometricamente com 70% ou menos maior do que a peneira nº 200 serão avaliados pelos quadros 2i, 2j e 2k.						
Quadro 2b – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas						
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE						
RESISTÊNCIA A SECO BAIXA A ALTA						
MATERIAL INADEQUADO. Pode ser utilizado desde que misturado, em proporções adequadas, com fração fina de boa qualidade. O resultado da mistura deve ser avaliado pela especificação. Ver quadro 2g.						
Quadro 2c – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas						
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE						
RESISTÊNCIA A SECO MUITO ALTA E						
PENETRAÇÃO ≤ 2 mm (24 HORAS DE REABSORÇÃO)						
MATERIAL ADEQUADO. É um dos materiais mais resistentes a processos erosivos e ao desgaste por abrasão na condição seca. Ver quadro 2g.						
HIERARQUIA 1.						
Quadro 2d – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas						
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE						
RESISTÊNCIA A SECO MUITO ALTA E						
PENETRAÇÃO > 2 mm (24 HORAS DE REABSORÇÃO) E						
PENETRAÇÃO ≤ 5mm (5 MINUTOS DE REABSORÇÃO)						
MATERIAL ADEQUADO. Ver quadro 2g.						
Penetração > 5mm (15 minutos) – HIERARQUIA 4E						
Penetração ≤ 5mm (15 minutos) – HIERARQUIA 4D						
Penetração ≤ 5mm (30 minutos) – HIERARQUIA 4C						
Penetração ≤ 5mm (2 horas) – HIERARQUIA 4B						
Penetração ≤ 5mm (24 horas) – HIERARQUIA 4A						
Quadro 2e – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas						
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE						
RESISTÊNCIA A SECO MUITO ALTA E						
PENETRAÇÃO > 5 mm (5 MINUTOS DE REABSORÇÃO)						
MATERIAL ADEQUADO, desde que a porcentagem menor do que a peneira 200 seja menor que 18%. No caso de deficiência de abaulamento ocorre um intenso desenvolvimento de “painéis”. Deve ser avaliada a possibilidade da utilização de materiais mais resistentes à erosão. Ver quadro 2g.						
HIERARQUIA 5.						

Quadro 2f – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE
Também podem ser usados nas seguintes condições (desde que as partículas da fração grossa não quebrem com esforço mecânico humano): <ul style="list-style-type: none"> - como camada corretiva em solos que apresentem falta de aderência; - como camada a ser cravada para aumentar o suporte (estabilizar granulometricamente) de um solo expansivo cujo comportamento é definido pela fração fina.
Quadro 2g – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL NÃO ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE FRAÇÃO GROSSEIRA PREDOMINANTE (MAIS DE 70% MAIOR DO QUE A PENEIRA 200) – BEM GRADUADO
MATERIAL INADEQUADO. Pode ser utilizado desde que misturado, em proporções adequadas, com fração fina de boa qualidade. O resultado da mistura deve ser avaliado pela especificação. Também pode ser usado: <ul style="list-style-type: none"> - como camada corretiva em solos que apresentem falta de aderência; - como camada a ser cravada para aumentar o suporte (estabilizar granulometricamente) de um solo expansivo cujo comportamento é definido pela fração fina.
Quadro 2h – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL NÃO ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE FRAÇÃO GROSSEIRA PREDOMINANTE (MAIS DE 70% MAIOR DO QUE A PENEIRA 200) – MAL GRADUADO
MATERIAL INADEQUADO.
Quadro 2i – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE (70% OU MENOS É MAIOR DO QUE A PENEIRA 200) MATERIAL CUJO COMPORTAMENTO É DEFINIDO PELA FRAÇÃO FINA PENETRAÇÃO ≤ 2 mm (24 HORAS DE REABSORÇÃO) PORCENTAGEM MAIOR DO QUE A PENEIRA 200 (0,075 mm) ≤ 60%
MATERIAL ADEQUADO DESDE QUE NÃO SEJA UM SOLO TRANSPORTADO OU ORGÂNICO E A RESISTÊNCIA A SECO SEJA MUITO ALTA. Apresenta aderência deficiente – sabão – em dias chuvosos. É um fino excelente para ser misturado com materiais com boa distribuição granulométrica que apresentam carência de fração fina. Trata-se de um dos materiais mais resistentes a processos erosivos. Quando a resistência a seco não for muito alta deve ser cogitada a mistura com fração fina de boa qualidade. HIERARQUIA 3.
Quadro 2j – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL NÃO ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE (70% OU MENOS É MAIOR DO QUE A PENEIRA 200) MATERIAL CUJO COMPORTAMENTO É DEFINIDO PELA FRAÇÃO FINA PENETRAÇÃO ≤ 2 mm (24 HORAS DE REABSORÇÃO) PORCENTAGEM MAIOR DO QUE A PENEIRA 200 (0,075 mm) > 60%
MATERIAL ADEQUADO DESDE QUE NÃO SEJA UM SOLO TRANSPORTADO OU ORGÂNICO E A RESISTÊNCIA A SECO SEJA MUITO ALTA. É um dos materiais mais resistentes a processos erosivos e ao desgaste por abrasão na condição seca. Quando a resistência a seco não for muito alta deve ser cogitada a mistura com fração fina de boa qualidade. HIERARQUIA 2.
Quadro 2k – Especificação de materiais para revestimento de vias não pavimentadas
MATERIAL NÃO ESTABILIZADO GRANULOMETRICAMENTE (70% OU MENOS É MAIOR DO QUE A PENEIRA 200) MATERIAL CUJO COMPORTAMENTO É DEFINIDO PELA FRAÇÃO FINA PENETRAÇÃO > 2 mm (24 HORAS DE REABSORÇÃO)
MATERIAL INADEQUADO

(fonte: d'Ávila, Hax e Freitas, 2008)

2.8.5 Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP)

Esta especificação foi extraída do Manual de Manutenção e Projeto de Estradas de Terra (*Gravel Roads: Maintenance and Design Manual*), o qual foi elaborado por Skorseth e Selim (2000) do *Federal Highway Administration – FHWA*, agência norte-americana subordinada a *U. S. Department of Transportation*.

O manual recomenda que a camada de revestimento primário deve ser constituída por materiais que atendam a faixa granulométrica e os limites para o índice de plasticidade expostos na Tabela 6.

Tabela 6: faixa granulométrica e plasticidade recomendadas para a camada de revestimento primário.

Peneiras/Diâmetros	Faixa Granulométrica - Porcentagem Passante
3/4"	100
Nº 4	50-78
Nº 8	37-67
Nº 40	13-35
Nº 200	4-15
Índice de Plasticidade	4-12

(fonte: Skorseth e Selim, 2000)

Para a determinação da espessura da camada de revestimento o manual recomenda dois procedimentos. O primeiro é baseado em métodos gráficos e o segundo lança mão de um catálogo.

O procedimento gráfico é baseado no modelo de previsão de desempenho mecanístico-empírico da AASHTO, o qual leva em conta aspectos relacionados à deformabilidade dos materiais, demandando como dados de entrada os módulos de resiliência (MRs) do subleito e da camada de revestimento, magnitude e número de repetições de carga. O modelo ainda considera o clima regional de onde estará inserida a obra e a variação sazonal dos módulos de resiliência dos materiais e das cargas.

O procedimento alternativo para a determinação da espessura da camada de revestimento primário, segundo Skorseth e Selim (2000), é a utilização de catálogos. Uma aproximação similar para tal procedimento é sugerida pela agência local e por outras agências do estado de Dakota do Sul para determinar a espessura da camada de revestimento primário. Os autores

alertam que o método é um tanto simplista, uma vez que é regrado somente em dois parâmetros: tráfego de caminhões pesados e condições de suporte do subleito. A Tabela 7 apresenta sugestões para espessuras do revestimento primário.

Tabela 7: sugestão de espessura de camada de revestimento primário para vias rurais a serem implantadas ou reconstruídas.

Estimativa do Número de Passagens Diárias de Caminhões Pesados	Condições de Suporte do Subleito¹	Espessura Mínima Sugerida (cm)
0 a 5	Baixa	16,5
	Média	14,0
	Alta	11,5
5 a 10	Baixa	21,5
	Média	18,0
	Alta	14,0
10 a 25	Baixa	29,0
	Média	23,0
	Alta	18,0
25 a 50	Baixa	37,0
	Média	29,0
	Alta	21,5

Notas: ¹ Baixa Capacidade de Suporte: $CBR \leq 3\%$;
 Média Capacidade de Suporte: $3\% \leq CBR \leq 10\%$;
 Alta Capacidade de Suporte: $CBR \geq 10\%$.

(fonte: Skorseth e Selim, 2000)

2.8.6 Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (US Agency for International Development – USAID)

O referido manual, o qual foi desenvolvido por Keller e Sherar (2003), recomenda que os materiais a serem utilizados para compor a camada de revestimento primário devem possuir certa plasticidade (índice de plasticidade entre 2 a 10%) e serem bem graduados, conforme faixas granulométricas apresentadas na Figura 21.

Quanto às espessuras das camadas de revestimento, os autores expõe que as mesmas variam de 10 a 30cm, dependendo da resistência do solo, tráfego e clima. Para subleitos de baixa capacidade de suporte (CBR menor que 3%), a espessura do revestimento pode ser diminuída promovendo-se o reforço dos mesmos através da aplicação de geotêxteis ou de geogrelhas. Geotêxteis também podem ser utilizados com a finalidade de promover o isolamento da camada de revestimento do subleito, evitando a contaminação da mesma pela ascensão de impurezas, aumentando assim a durabilidade da camada de revestimento.

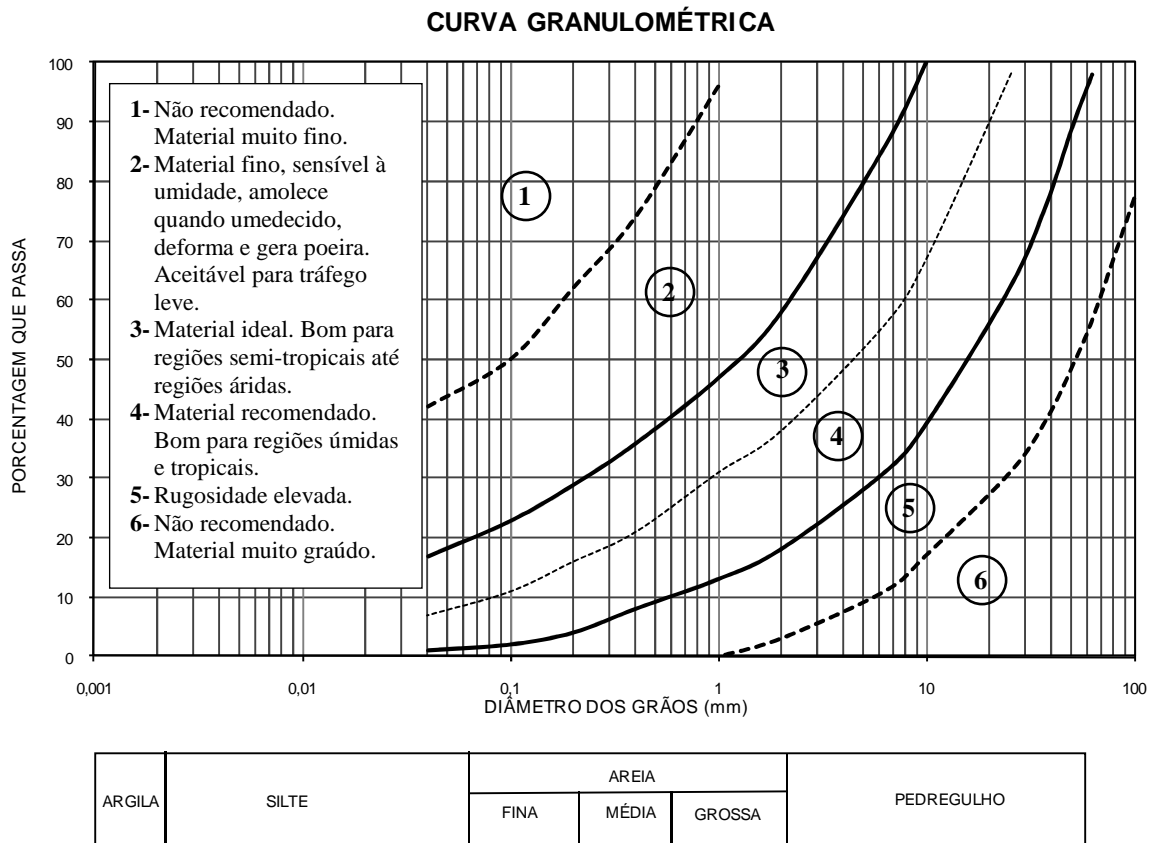


Figura 21: faixas granulométricas recomendadas para compor camadas de revestimento primário e suas características de desempenho (adaptado de KELLER e SHERAR, 2003).

2.8.7 Especificações do Departamento de Transportes da República da África do Sul (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads)

Essa especificação, a qual foi elaborada por Paige-Green (1990), preconiza a utilização do modelo da Equação 23 para o dimensionamento da espessura da camada de revestimento primário.

$$T = t \left(1 + \frac{C_t}{100} \right) + GL_p L_d \quad (\text{Equação 23})$$

onde:

T: espessura da camada (mm);

t: espessura mínima demandada para garantir a proteção do subleito (mm);

C_t : compactação induzida pelo tráfego (%);

GL_p : perda anual de material prevista (mm);

L_d : vida de projeto da via ou frequência de restauração.

Para a espessura mínima demandada para garantir a proteção do subleito (t), a especificação prevê que mesma pode ser excluída do modelo da Equação 23 para subleitos que apresentarem CBR de campo superior a 5% e recomenda um valor nominal de 50mm para subleitos com CBR menor que 5%.

A grandeza da compactação induzida pelo tráfego (C_t) se refere à diminuição da espessura da camada ocasionada pela compactação induzida pela ação do tráfego, dada em porcentagem em relação à espessura original construída. Considerando a execução da compactação através de 3 passagens de rolo, a especificação sugere como aproximações estimadas potenciais de perda de espessura de revestimento de 10% e 20% para compactações com rolo pé-de-carneiro executadas próxima a umidade ótima e abaixo dela, respectivamente, e de 5% para o caso de compactação executada com rolo pneumático na condição próxima a umidade ótima.

A especificação prevê que a perda anual de material prevista (GL_p) pode ser fixada, com um bom nível de confiança, na ordem de 11mm por ano.

Quanto aos critérios de seleção dos materiais para compor a camada de revestimento primário, a especificação recomenda que os mesmos atendam as características e critérios expostos na Tabela 8 e Figura 22.

Tabela 8: recomendações para a seleção de materiais para emprego em camada de revestimento primário.

Propriedade	Valor
Diâmetro máximo	37,5 mm
Quantidade máxima acima do diâmetro máximo	5%
Produto de Retratibilidade (<i>Shrinkage Product</i> - S_p)	100-365 (preferível até 240)
Coefficiente de Graduação (G_c)	16-34
CBR compactado (95% do proctor modificado)	>15%
Impacto Treton	20-65

S_p = retratibilidade linear x % passante na peneira de 0,425mm

G_c =(% passante na peneira de 26,5mm - % passante na peneira de 2,0mm) x % passante na peneira de 4,75mm/100

(fonte: Paige-Green, 1990)

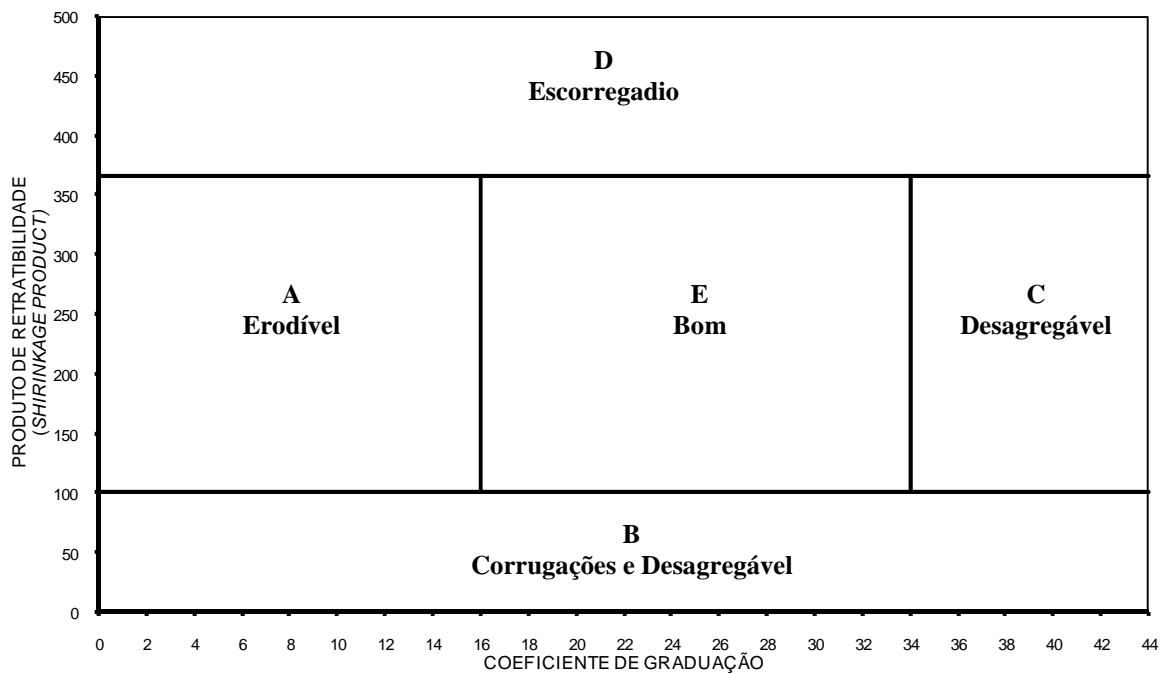


Figura 22: diagrama representando a expectativa de desempenho dos materiais (adaptado de PAIGE-GREEN, 1990).

2.9 O PROGRAMA HDM-4

O software HDM-4 (*Highway Development and Management Tool*) foi desenvolvido pelo Banco Mundial com foco de emprego em sistemas de gerência de pavimentos. O programa contém três ferramentas de análises que possibilitam diferentes estudos rodoviários, quais sejam, análise estratégica, de programa e de projeto, sendo essa última a que será utilizada no presente trabalho.

Na análise de projeto de pavimentos com revestimento primário são demandados como dados de entrada as propriedades dos materiais e informações acerca do tráfego, da geometria da via e das condições ambientais (clima e tráfego). Como respostas, o programa retorna a progressão das Irregularidades e a perda de material de revestimento ao longo do tempo.

No contexto do HDM-4, a deterioração dos pavimentos com revestimento primário é caracterizada essencialmente pela Irregularidade Superficial Longitudinal e pela perda de material de revestimento (ODOKI E KERALI, 2000). De acordo com o autor, a previsão de evolução de tais mecanismos embutida no programa é baseada nas análises do *Brazil-UNDP study* realizados por Visser (1981) e Paterson (1987). Deformações permanentes (“trilhas de roda”), segundo o autor, também se constituem num mecanismo de degradação, porém, não

são consideradas nas análises, devido ao fato de se confundirem com sulcos de erosão longitudinais. Considera-se que esse defeito também contribua para a Irregularidade Superficial, ficando então incluso na avaliação desse mecanismo. A desagregação de material não foi incorporada nas previsões de desempenho, por se considerar que não tem efeito significativo na velocidade dos veículos.

Antes de ser apresentada uma descrição resumida sobre os critérios considerados nos modelos incorporados pelo HDM-4 na análise de projeto de pavimentos com revestimento primário, verifica-se a necessidade de introduzir alguns conceitos sobre Irregularidade Superficial Longitudinal. De acordo com Bernucci *et al.* (2007), a Irregularidade Longitudinal é o somatório dos desvios da superfície de um pavimento em relação a um plano de referência ideal de projeto geométrico que afeta a dinâmica do veículo, o efeito dinâmico das cargas, a qualidade ao rolamento e a drenagem superficial da via. Existe um índice internacional para a medida da irregularidade, designado de IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional), expresso em m/km. Para pavimentos com revestimento primário com manutenção o valor do IRI tem se situado na faixa de 3,5 a 10,0m/km e para aqueles sem manutenção acima de 8,0m/km (SAYERS e KARAMIHAS, 1998 apud BERNUCCI *et al.*, 2007).

A Irregularidade Longitudinal pode ser levantada com medidas topográficas ou por equipamentos medidores do perfil longitudinal com ou sem contato, ou ainda indiretamente avaliada por equipamentos do tipo “resposta”, que fornecem um somatório de desvios do eixo de um veículo em relação à suspensão. Esses últimos fornecem um valor de QI (quociente de Irregularidade) que numericamente pode ser relacionado com o IRI através da expressão da Equação 24.

$$QI = 13IRI \quad (\text{Equação 24})$$

Odoki e Kerali (2000) afirmam que a evolução da Irregularidade Longitudinal em pavimentos com revestimento primário é afetada por mecanismos de ruptura ao cisalhamento, desintegração mecânica e arrancamento de partículas da superfície causado pelo tráfego e pela erosão. Os valores de IRI, segundo o autor, geralmente se situam na faixa de 4 a 15m/km, embora níveis mais baixos as vezes ocorrem com materiais finos. Valores superiores a 13m/km são geralmente relacionados à presença de buracos (“panelas”) ou sulcos de erosão transversais (“costeletas”). O autor expõe que o modelo de progressão da Irregularidade

Longitudinal introduzido no HDM-4 teve como base os estudos de Hodges *et al.* (1975), Visser (1981) e Paterson (1987), sendo que a evolução da Irregularidade é função das propriedades dos materiais (granulometria e IP), geometria da via, precipitações pluviométricas, compactação e intervenções de manutenção da via.

Com relação à perda de material de revestimento, o modelo adotado no programa foi o obtido por Paterson (1985), o qual é função das precipitações pluviométricas, volume de tráfego, geometria da via e característica do material de revestimento (granulometria e IP).

Quanto à trafegabilidade segura da via, segundo Odoki e Kerali (2000), não está inclusa sua avaliação dentro do programa HDM-4, mas a mesma poderá ser avaliada, sendo que deverão ser satisfeitos dois critérios definidos por Visser (1981):

- a) Trafegabilidade: é função da resistência ao cisalhamento do material saturado, sendo satisfatória quando atendida o critério da Equação 25.

$$ISC_{\min} \geq 8,25 + 3,75 \log_{10} AADT \quad (\text{Equação 25})$$

onde:

ISC_{min}: Índice de suporte Califórnia mínimo (%);

AADT: média de tráfego anual diária em ambas as direções (veículos por dia).

- b) Estabilidade superficial: relaciona-se à desagregação, sendo satisfeita quando atendida a desigualdade da Equação 26.

$$P075 \geq 14\% \quad (\text{Equação 26})$$

onde:

P075: material passante na peneira correspondente a 0,075mm (#200).

2.10 CRITÉRIOS E MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO

Nessa seção serão reunidos os critérios e modelos para a previsão de desempenho de pista encontrados na literatura, apresentando uma breve discussão sobre sua aplicabilidade. Alguns desses modelos e critérios que serão apresentados foram desenvolvidos especificamente para pavimentos com revestimento primário, enquanto outros não, não se excluindo, entretanto, sua eventual aplicabilidade.

Os defeitos descritos no item 2.2 podem ser reunidos, segundo suas características, em dois grupos: os de natureza não estrutural e os de ordem estrutural.

Os aspectos não estruturais envolvem a durabilidade da pista associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego e o atendimento das questões relacionadas ao conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos, não incluindo, entretanto, os defeitos pertinentes à aplicação dos carregamentos oriundos do tráfego. Vinculam-se a esses aspectos os defeitos de poeira, desagregação, falta de aderência com a pista molhada (“sabão”), rugosidade excessiva, corrugações e sulcos de erosão.

Por outro lado, os aspectos estruturais envolvem a capacidade de suporte do conjunto formado pelas camadas de revestimento primário e subleito quando submetidos à ação dos carregamentos oriundos do tráfego. Abrangem a previsão de comportamento em relação ao surgimento e evolução dos defeitos de deformação permanente (“afundamento de trilha de roda”), resistência ao cisalhamento, arrancamento de partículas e atoleiros.

2.10.1 Seleção inicial de materiais

A partir das alternativas de materiais potencialmente aplicáveis para uso no revestimento primário, os quais tenham sido pré-selecionados através de processos de identificação tátil-visual e investigações geotécnicas de campo, amparadas por consultas a informações geológicas e pedológicas, a primeira etapa consiste em realizar uma caracterização inicial desses materiais. Essa caracterização tem a finalidade de conduzir a seleção de materiais que atendem adequadamente os aspectos não estruturais, garantindo a não manifestação dos defeitos a eles vinculados e a eliminação de materiais que previamente se deduz seu baixo comportamento estrutural, dado pela sua natureza deformável e/ou expansiva.

Considerando a fração correspondente aos grãos que passam na peneira de 2mm, conforme exposto na Tabela 2 (item 2.4.2), Nogami e Villibor (1995) não recomendam a utilização para revestimento primário de solos pertencentes às classes NS' e NG'. Quanto às demais classes, os autores recomendam o uso de acordo com a seguinte ordem de prioridade: LA', LG', NA', LA e NA. Entretanto, é cabível considerar que o emprego dos solos do grupo LG' demanda a introdução de material granular, seja por mistura, sobreposição ou agulhamento, pois pela sua natureza argilosa apresentam problemas de aderência com a pista molhada (“sabão”). Para a utilização dos solos NA', LA e NA, entende-se ser necessária uma verificação prévia se o material não é expansivo e uma avaliação se a quantidade de silte não é elevada (poeira) e se a

quantidade de argila presente é suficiente para prevenir a ocorrência de erosão. Dada a forte presença da fração areia nesses solos, associa-se a vulnerabilidade do surgimento do problema de desagregação, o que leva a conclusão de que o emprego dos mesmos deve se restringir à correção de aderência das camadas executadas com solos do grupo LG', sendo que quando for através de camada sobreposta é razoável que se adote baixas espessuras.

Outra proposta para a seleção de materiais, considerando a avaliação da fração correspondente aos grãos que passam na peneira de 2mm é a Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008). Entretanto, embora se tenha conhecimento de resultados satisfatórios obtidos através da aplicação dessa especificação, há carência de publicações que expressem a sua validação.

Com relação à erosão superficial hídrica, a qual é definida por Vargas (1977) como sendo o resultado do arrancamento e arrastamento de grãos e torrões de solo pela pressão exercida por uma lâmina de água, vai depender, segundo o autor, da resistência que o solo oferece a essa pressão, a qual é chamada de erodibilidade. Nogami e Villibor (1995) definem erodibilidade específica como sendo a resistência intrínseca do solo ao destacamento das partículas sob a ação dinâmica do fluxo superficial e das gotas da chuva. Bastos (1999) agrupa de maneira abrangente diversos modelos existentes na literatura para a previsão da erodibilidade dos solos, os quais são escritos em função de um fator K, denominado de fator de erodibilidade. Para fins práticos de avaliação da erodibilidade, o autor sugere duas alternativas: a avaliação direta por ensaios de Inderbitzen ou a avaliação indireta através de correlações com propriedades geotécnicas dos solos.

No ensaio de Inderbitzen é medida a perda de solo em amostras cujas superfícies coincidem com um plano de inclinação variável por onde passa um fluxo de água com vazão controlada. Os resultados dos ensaios são expressos em peso seco de solo erodido acumulado por unidade de área da amostra e plotados em relação ao tempo de ensaio. Os dados de perda total de solo em cada ensaio são plotados contra a tensão cisalhante hidráulica τ_h atuante no ensaio, a qual pode ser estimada simplificadamente de acordo com a Equação 27.

$$\tau_h = \gamma_w hd \quad (\text{Equação 27})$$

onde:

τ_h : tensão cisalhante hidráulica;

γ_w : peso específico da água;

h: altura da lâmina de fluxo;
d: declividade da rampa.

A altura da lâmina de fluxo pode ser estimada de acordo com a Equação 28.

$$h = \frac{Q}{vB} \quad (\text{Equação 28})$$

onde:

D: altura da lâmina de fluxo;
Q: vazão;
v: velocidade do fluxo;
B: largura da rampa.

Aos dados plotados na curva perda de solo x τ_h é ajustada uma reta, cujo coeficiente angular representa o fator de erodibilidade K (Figura 23). Na interseção dessa reta com o eixo x encontra-se o valor de tensão cisalhante crítica τ_{hcrit} , a qual corresponde ao máximo valor de τ_h para erosão nula.

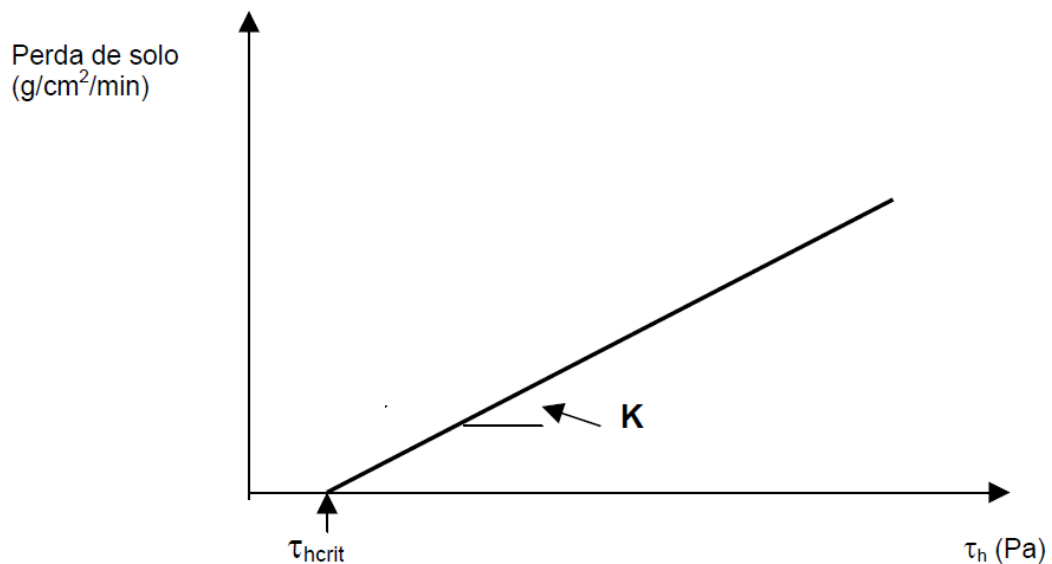


Figura 23: definição dos parâmetros K e a partir dos resultados dos ensaios de Inderbitzen (BASTOS, 1999).

Bastos (1999), propõe o critério a seguir para a previsão da erodibilidade dos solos de acordo com os valores do fator K obtidos nos ensaios de Inderbitzen:

$K < 0,001 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ – solos de baixa erodibilidade;

$0,001 \leq K \leq 0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ – solos de mediana erodibilidade;

$K > 0,1 \text{ g/cm}^2/\text{min}/\text{Pa}$ – solos de alta erodibilidade.

Para a avaliação indireta da erodibilidade, o autor propõe como primeira aproximação, a aplicação de critérios pelo teor de finos, sendo que são considerados potencialmente erodíveis solos que apresentam menos de 55% de material passante na peneira nº 200 (0,075mm) e/ou $IP < 10\%$. A partir de resultados dos ensaios de classificação MCT, segundo o autor, é possível aplicar o método de Villibor *et al.* (1986), considerado satisfatório para os solos subtropicais estudados. Solos do grupo LG' são considerados resistentes à erosão, solos dos grupos LA e LA' são potencialmente erodíveis, enquanto os solos NS' são considerados altamente erodíveis. Solos de outros grupos apresentam difícil previsão de erosão somente pela classificação MCT. Por fim, o autor propõe uma avaliação da erodibilidade a partir da variação do intercepto de coesão obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova na umidade natural e inundados, sendo que solos que apresentam uma diminuição maior ou igual a 85% do intercepto de coesão quando inundados são considerados potencialmente erodíveis.

As características de resistência à abrasão e durabilidade às ações climáticas dos materiais graúdos podem ser estimadas a partir dos resultados de ensaios de abrasão *Los Angeles*, de sanidade e de alteração de rochas água-estufa. Um aspecto limitante, no entanto, é a carência na literatura de parâmetros admissíveis para o caso específico da aplicação do material em camadas de revestimento primário. Por exemplo, no caso de agregados para o concreto asfáltico, Bernucci *et al.* (2007) expõe que o valor da Abrasão *Los Angeles* deve ser limitado a 55%. A especificação para revestimento primário do DER/SP, descrita em 2.6.2, preconiza que valores de desgaste de abrasão *Los Angeles* superiores a 55% são admitidos desde que se tenha conhecimento de desempenho satisfatório de material semelhante, quando utilizado como revestimento primário. Quanto à perda de massa dos agregados para uso em pavimentação quando submetidos ao ensaio de sanidade, Bernucci *et al.* (2007) expõe que o limite é de 12%. A especificação do DER/PR para revestimento primário impõem este mesmo limite para o material graúdo a ser utilizado em camadas de revestimento primário.

Quanto ao valor do diâmetro máximo dos agregados para garantir que não ocorra rugosidade excessiva não há consenso na literatura técnica. Keller e Sherar (2003), assim como a

especificação do DER/PR estabelecem um valor de 7,5cm. Paige-Green (1990) fixa em 3,8mm e D'Ávila, Hax e Freitas (2008) limitam que no máximo 5% do material tenha diâmetro superior a 3,8cm. A especificação do DER/SP limita o diâmetro em 2,5cm e Skorseth e Selim (2000) em 1,97cm.

2.10.2 Avaliação do comportamento estrutural

2.10.2.1 Considerações gerais

Uma vez selecionados os materiais ou misturas de materiais a serem empregados, resta definir qual(is) a(s) espessura(s) da(s) camada(s) de revestimento primário. Skorseth e Selim (2000) enfatizam que a avaliação da resistência do subleito e da espessura necessária para a camada de revestimento primário para resistir o tráfego pesado devem ser considerada.

Um adequado dimensionamento estrutural deve assegurar que não ocorra a ruptura ao cisalhamento do sistema composto pelas camadas de revestimento primário e o subleito e que as deformações permanentes não ultrapassem os limites admissíveis dentro do período de projeto. Para essa segunda questão, considerando uma segunda abordagem, também pode ser interessante estimar qual o período ou o número de solicitações necessárias para que a estrutura formada por espessuras conhecidas atinja as deformações admissíveis.

De acordo com Medina e Motta (2005), a deformação permanente total de um sistema composto por várias camadas corresponde ao somatório das deformações plásticas ou permanentes de cada camada ou subcamada.

Em razão de fatores econômicos, os pavimentos são concebidos para trabalhar num nível de tensões inferior ao limite elástico de seus materiais constituintes (SHARP e BOOKER, 1984). De acordo com os autores, é esperado que o pavimento seja submetido a um grande número de ciclos de carga durante sua vida útil e, conseqüentemente que a ruptura ocorrerá antes por uma deterioração gradual do que por um colapso repentino. Portanto, é desejável que a análise leve em conta as deformações permanentes que ocorrem nas estruturas dos pavimentos.

Segundo Dawson e Kolisoja (2006) as deformações permanentes podem ocorrer por várias razões. Segundo os autores, fundamentalmente são quatro mecanismos que contribuem, os quais são enquadrados nas categorias 0, 1, 2 e 3 descritas abaixo. Na prática, as deformações são produto da combinação de duas ou mais dessas categorias.

Categoria 0: ocorre quando o afundamento é gerado por uma pós-compactação da(s)

camada(s), sendo que, normalmente, a compactação da camada durante a fase construtiva é considerada suficiente para evitar afundamentos futuros e, neste caso, as deformações são baixas e a camada de base aumenta de densidade com o tempo, aumentando também sua rigidez e, conseqüentemente, melhorando a condição estrutural do pavimento;

Categoria 1: trata-se de deformações cisalhantes que ocorrem na região próxima a superfície, devido a baixa resistência ao cisalhamento da(s) camada(s) finais, sem serem observadas deformações permanentes no subleito;

Categoria 2: nessa categoria as deformações também são de natureza cisalhante, porém as camadas superiores possuem boa qualidade e as mesmas são condicionadas pela deformação permanente do subleito, sendo que o pavimento afunda como um todo, envolvendo todas as camadas e o subleito e não apenas a camada superficial;

Categoria 3: as deformações permanentes são produto da ocorrência de algum dano nas partículas dos materiais constituintes da(s) camada(s).

Conforme Guimarães (2009), vários estudos evidenciam que a deformação permanente é fortemente influenciada pela razão entre a tensão vertical (σ_1) e a tensão horizontal (σ_3), ou seja, a relação σ_1/σ_3 , sendo que esta relação está diretamente associada à tensão cisalhante. Quanto maior o valor da razão σ_1/σ_3 , maior é a deformação permanente.

Brown (1996) demonstra que a deformação permanente num solo gerada pela aplicação de um pulso de carga é fortemente dependente do nível de pré-adensamento que se encontra esse solo. Considera-se inicialmente um ponto de um solo em corte (pré-adensado), sendo seu estado de tensões inicial representado pela posição P no gráfico $q_x p'$ da Figura 24. Ao ser aplicado um pulso de carga de magnitude q_r , considerando que a velocidade de aplicação seja rápida, não ocorrerão variações nas tensões efetivas, gerando apenas excesso de poro-pressão, sendo que momentaneamente o estado de tensões atinge a posição E, a qual se encontra bastante afastada das imaginárias superfícies de escoamento. Por outro lado, considera-se que o mesmo solo seja utilizado para a construção de um aterro, e que após sua remoldagem, o estado inicial de um ponto desse aterro seja representado pela posição Q do gráfico da Figura 24, ou seja, num menor nível de pré-adensamento do que no ponto P em corte. Aplicando-se o mesmo pulso de carga de magnitude q_r , o estado de tensões atingirá a posição F, ultrapassando nesse caso a primeira superfície imaginária de escoamento, desenvolvendo deformações plásticas importantes.

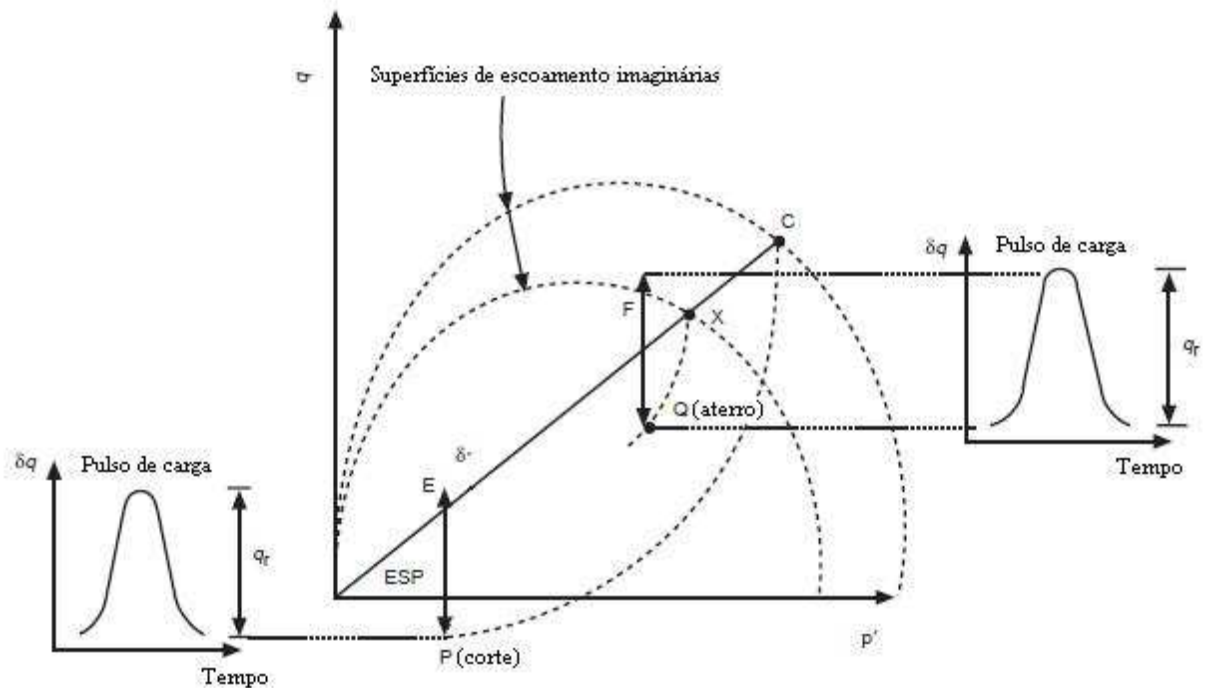


Figura 24: trajetórias de tensões geradas pela aplicação de uma carga móvel (adaptado de BROWN, 1996).

Korkiala-Tanttu (2008) aponta que, entre outros fatores, as deformações permanentes são afetadas também pela magnitude dos carregamentos, número de repetições de carga, taxa de carregamento, história dos carregamentos, pressão dos pneus, tipo de eixo e espessura das camadas.

De acordo com SAMARIS (2004), as deformações permanentes crescem significativamente com o aumento do teor de umidade. Parece existir, para cada material, um teor de umidade crítico acima da umidade ótima, a partir do qual as deformações permanentes crescem rapidamente. Esse valor é fortemente relacionado com o teor de finos do material, sendo que quanto maior, maior também é a sensibilidade no que se refere às deformações plásticas.

Conforme exposto no item 2.5 o aumento da umidade em solos não saturados ocasiona a diminuição da sucção, repercutindo, conseqüentemente, nas quedas do módulo de resiliência e da resistência ao cisalhamento do material.

Com relação à influência da porcentagem de finos na deformação permanente dos materiais, Lekarp (1999) *apud* Guimarães (2009) cita alguns autores que constataram um aumento na deformação permanente acumulada à medida que se aumenta a porcentagem de finos. Arm *et al.* (1995) observaram que a porcentagem de finos influencia a deformação permanente em solos siltosos. Entretanto, outros ensaios dos mesmos autores indicaram que a porcentagem de

finos não teve influência na deformação permanente de solos argilosos, ou seja, a quantidade de argila não mostrou qualquer relação com a deformação permanente para os ensaios realizados. Dunlap (1966) *apud* Guimarães (2009) observou que uma variação na granulometria tal que produza um acréscimo na massa específica, para uma mesma energia de compactação, faz diminuir a deformação permanente.

As peculiaridades dos solos tropicais devem ser consideradas, conforme exposto no item 2.4. Por exemplo, um aspecto a ser considerado é que a porcentagem de finos obtida através do ensaio de granulometria por sedimentação pode apresentar-se distorcida pela capacidade dos solos tropicais de formarem grumos ou microconcreções ferruginosas. Assim, no campo o solo pode apresentar-se num estado de agregação diferente da amostra obtida por destorroamento em laboratório antes da preparação dos corpos-de-prova.

Com relação à forma dos grãos, SAMARIS (2004) expõe que a resistência às deformações plásticas relaciona-se com a fricção entre os grãos, determinada pela rugosidade superficial e pelo embricamento entre as partículas, sendo que materiais em que há predominância de partículas angulares apresentam melhor comportamento em relação àqueles em que predominam partículas arredondadas. Os autores também afirmam que a mineralogia se constitui em mais um fator que tem relação com as deformações permanentes, por influenciar a forma das partículas, sua rugosidade superficial e também a qualidade e sensibilidade à variação de umidade da fração fina.

Brown (1996) cita um trabalho descrito por Freeme e Servas (1985) referente a um experimento envolvendo pavimentos com diferentes níveis de qualidade de materiais empregados na camada granular com relação à deformabilidade plástica e a injeção e retirada de água dessa camada, observando-se a relação com a evolução das deformações permanentes. A Figura 25 ilustra esse experimento. O nível de qualidade da camada granular diminui de G1 para G3. A vantagem da utilização de materiais adequados (nível G1) fica evidenciada. A influência de uma drenagem adequada também pode ser notada.

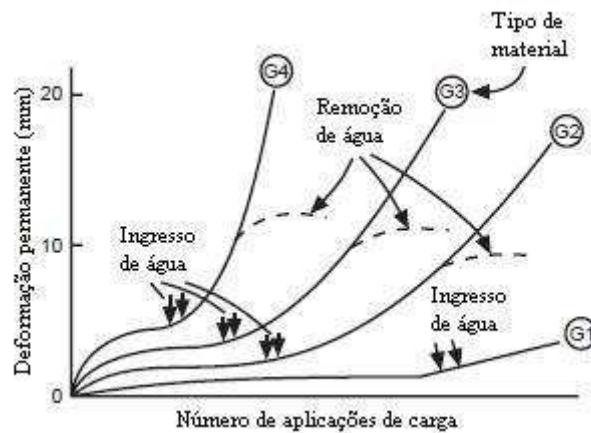


Figura 25: influência da água, drenagem e tipo de material na acumulação de deformação permanente (adaptado de FREEME e SERVAS, 1985 *apud* BROWN, 1996).

Um aumento no nível de compactação reduz o índice de vazios do material, aumentando sua resistência às deformações permanentes (SAMARIS, 2004).

2.10.2.2 Alguns modelos existentes para a previsão de comportamento estrutural

Para a avaliação da condição limite de suporte quanto à ruptura plástica, Medina e Motta (2005) apresentam um modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962), o qual indica que a tensão vertical admissível de um pavimento flexível de espessura tal que as tensões cisalhantes atuantes no subleito não ultrapassem a resistência ao cisalhamento sob a carga estática da roda mais pesada é, em primeira aproximação, dado pela expressão da Equação 29.

$$\sigma_v(\text{adm}) = \frac{\text{cMR}}{1 + 0,7 \log N} \quad (\text{Equação 29})$$

onde:

$\sigma_v(\text{adm})$: tensão vertical admissível;

c: coeficiente de proporcionalidade, sendo igual a 0,006 ou 0,008, segundo duas fontes de pesquisa;

MR: módulo de resiliência;

N: número de repetições de carga (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO).

Segundo os autores, o outro modo de encarar a questão é adotar uma expressão de capacidade de suporte de fundações sobre camadas estratificadas e entrar com parâmetros de resistência ao cisalhamento. O modelo proposto é aquele que foi desenvolvido por Vésic (1975) *apud* Medina e Motta (2005) e exposto na sequência. A Equação 30, segundo os autores, é válida

para área de carregamento retangular, $B \times L$.

$$q_0 = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot g(\phi_1) \right] e^{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K \tan(\phi_1) \left(\frac{H}{B} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1 \cot g(\phi_1) \quad (\text{Equação 30})$$

$$K = \frac{1 - \sin^2 \phi_1}{1 + \sin^2 \phi_1} \quad (\text{Equação 31})$$

$$q_0'' = c N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (\text{Equação 32})$$

onde:

q_0 : capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada superior;

q_0'' : capacidade de carga da fundação assente diretamente sobre a camada inferior;

c_1 e ϕ_1 : parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno da camada superior;

c e ϕ : parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno da camada inferior;

B : menor dimensão da área de carregamento;

L : maior dimensão da área de carregamento;

H : espessura da camada superior;

N_c , N_q e N_γ : fatores de carga;

S_c , S_q e S_γ : fatores de forma da fundação;

q : tensão efetiva do solo na cota de apoio da fundação.

Os fatores de carga N_c , N_q e N_γ são dados pelas expressões a seguir:

$$N_q = e^{\pi \tan(\phi) \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (\text{Equação 33})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot g(\phi) \quad (\text{Equação 34})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \tan(\phi) \quad (\text{Equação 35})$$

Os fatores de forma, para o caso específico de fundações circulares são dados pelas seguintes expressões:

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{Equação 36})$$

$$S_q = 1 + \text{tg}(\phi) \quad (\text{Equação 37})$$

$$S_\gamma = 0,60 \quad (\text{Equação 38})$$

Segundo a fonte citada, o cálculo que se faz considerando os parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos obtidos por ensaios estáticos é necessariamente conservador.

O Método Mecanístico-Empírico para Dimensionamento de Pavimentos da República da África do Sul apresentado no *South African Pavement Engineering Manual* (2013) contém modelos que permitem analisar camadas não cimentadas de base e sub-base e o subleito. No primeiro caso, os modelos preveem que as camadas sejam analisadas pela determinação do estado de tensões cisalhantes no meio da camada, comparando-o com a resistência ao cisalhamento do material, em termos de coesão e ângulo de atrito, através do emprego do modelo de Mohr-Coulomb. As funções de transferência são dadas pelas Equações 39 e 40.

$$F = \frac{\sigma_3 \left[K(\text{tg}^2(45^\circ + \phi/2) - 1) \right] + 2Kc \text{tg}(45^\circ + \phi/2)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{Equação 39})$$

$$N = 10^{(\alpha F + \beta)} \quad (\text{Equação 40})$$

onde:

F: razão de tensões;

σ_1 e σ_3 : tensões principais maior e menor, respectivamente, atuantes no meio da camada, sendo que caso σ_3 seja negativo (tensão de tração), ele deve ser considerado igual a zero e σ_1 deve ser acrescido do valor de σ_3 em módulo, de forma que o valor líquido de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ permaneça o mesmo e σ_3 seja igual a zero;

c e ϕ : parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno do material, respectivamente;

K: constante sugerida em função das condições de saturação do material, sendo igual a 0,65 para a condição saturada, 0,80 para condição de umidade moderada e 0,95 para a condição de umidade natural.

N: número de repetições de carga (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO);

α e β : coeficientes de regressão relacionados à classe da rodovia, assumindo valores de 2,605122 e 4,510819, respectivamente, para estradas rurais de tráfego leve.

Para a verificação da proteção do subleito contra deformações permanentes excessivas, o Método Mecanístico-Empírico para Dimensionamento de Pavimentos da República da África

do Sul propõe o modelo da Equação 41.

$$N = 10^{(a-10 \log \epsilon_v)} \quad (\text{Equação 41})$$

onde:

N: número de repetições de carga (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO);

a: coeficiente de regressão, sendo para estradas rurais de tráfego leve igual a 33,30 e 36,30 para deformações permanentes máximas de 10 e 20mm, respectivamente;

ϵ_v : deformação vertical elástica de compressão no topo do subleito.

Medina e Motta (2005) indicam que os valores admissíveis de afundamento de trilha de roda para vias asfaltadas, a qual é dado pela soma da contribuição de deformação permanente de cada camada, estão entre 10 e 20mm, podendo-se admitir 13mm como um valor de referência para pavimentos de alto volume de tráfego, e o máximo de 16mm para evitar problemas de segurança. Para as pavimentos com revestimento primário, de acordo com Ferreira (2004), os limites estabelecido em cada referência consultada diferem entre si, sendo considerados severos valores de 30mm, 50mm e 75mm.

Chevron (1984) *apud* Gonçalves (2002) propõe o modelo da Equação 42 para a previsão de ocorrência de afundamentos em trilha de roda.

$$N = 1,077 \times 10^{18} (\epsilon_v)^{-4,4843} \quad (\text{Equação 42})$$

onde:

N: número de repetições de carga (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO) para causar 0,75 polegadas (aproximadamente 19mm) de ATR;

ϵ_v : deformação vertical elástica de compressão no topo do subleito.

Nervis (2010), ao realizar a avaliação de um trecho experimental de pavimento com revestimento primário, verificou que os resultados obtidos pela aplicação dos modelos propostos por Vésic (1975), Heukelom e Klomp (1962) e Chevron (1984) tiveram boa aproximação com o observado a campo. Já os resultados obtidos pela aplicação dos modelos propostos pelo Método Sul Africano foram discrepantes e não realísticos para o pavimento estudado.

O comportamento de solos e materiais granulares quando submetidos a carregamento cíclico pode ser explicado pela teoria do *Shakedown*. De acordo com Sharp e Booker (1984),

carregamentos repetidos podem induzir a ruptura de um pavimento através da acumulação gradual de deformações permanentes em determinados locais, podendo ocorrer com isso uma ruptura por “colapso incremental”. Werkmeister, Dawson e Wellner (2001) expõem que essa situação é verificada quando o valor do quociente σ_d/σ_3 é elevado. Por outro lado, segundo os autores, as deformações permanentes resultantes de um carregamento com baixa relação σ_d/σ_3 pode encontrar um estado de equilíbrio após o período de pós-compactação. Isso faz surgir a possibilidade da existência de um nível crítico de tensões entre as condições estável e instável no pavimento, denominado limite de *shakedown*.

Werkmeister, Dawson e Wellner (2001) destacam que existem quatro tipos de comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de cargas repetidas, os quais são descritos na sequência e representados na Figura 26.

0 – Puramente elástico: a magnitude da carga repetida aplicada é suficientemente baixa para que não se verifique a ocorrência de deformações permanentes, sendo que tal condição provavelmente não existe para pavimentos;

1 – Shakedown elástico: a resposta da estrutura é plástica para um número finito de aplicações de carga, sendo que completado o limite de pós-compactação, o comportamento se torna puramente elástico e as deformações permanentes cessam;

2 – Shakedown plástico: nesse limite o nível de tensões aplicadas é ligeiramente inferior àquele necessário para ocasionar o colapso após a acumulação gradual de deformação permanente;

3 – Colapso Incremental: ocorre quando a carga repetida aplicada é relativamente alta, induzindo o pavimento a alcançar e exceder a condição de plastificação, sendo que as deformações permanentes se acumulam rapidamente e a ruptura ocorre num tempo relativamente curto.

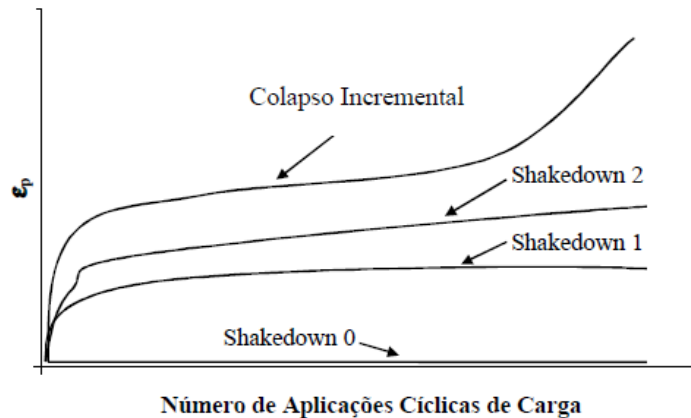


Figura 26: comportamento de uma estrutura elasto-plástica sob ciclos de cargas repetidas (adaptado de WERKMEISTER, DAWSON E WELLNER, 2001).

Basicamente, os modelos de previsão de deformação permanentes em solos e materiais granulares podem ser divididos em três grupos: modelos empíricos, que levam em consideração apenas o número de ciclos de carga aplicados; modelos que levam em conta o estado de tensões aplicado; e os modelos elasto-plásticos, que levam em conta os conceitos da Teoria da Plasticidade.

Consta na literatura técnica um grande número de modelos pertencentes ao primeiro grupo referenciado acima. O primeiro e bem conhecido modelo foi proposto por Barksdale (1972) *apud* Guimarães (2009), o qual prevê um crescimento linear das deformações permanentes com o número de ciclos de aplicação de carga (Equação 43).

$$\varepsilon_p = a + b \log(N) \quad (\text{Equação 43})$$

onde:

ε_p : deformação permanente alcançada após N aplicações de carga;

N: número de ciclos de carregamento;

a e b: parâmetros experimentais.

Em 1975 foi proposto o modelo clássico expresso na Equação 44, o qual é conhecido como modelo de Monismith. Uzan (1985) propôs um modelo (Equação 45) que relaciona o acúmulo de deformação permanente com a deformação resiliente atuante (MEDINA e MOTTA, 2005).

$$\varepsilon_p = AN^B \quad (\text{Equação 44})$$

$$\frac{\epsilon_p}{\epsilon_r} = \mu N^{-\alpha} \quad (\text{equação 45})$$

onde:

A, B, μ e α : parâmetros experimentais.

Hornych et al. (1993) *apud* Guimarães (2009) propuseram o modelo empírico expresso na equação 46.

$$\epsilon_p = A \left(1 - \left(\frac{N}{100} \right)^{-B} \right) \quad (\text{equação 46})$$

onde:

A e B: parâmetros experimentais.

Vários também são os modelos existentes que levam em conta o estado de tensão aplicado, geralmente bastante distintos entre si. Destacam-se os modelos apresentados por Brown (1996), Guimarães (2009) e aqueles apresentados pela Austroads (2013).

O modelo apresentado por Brown (1996), representado pela Equação 47, leva em conta a tensão desvio e a sucção do material.

$$\epsilon_p = A \log(N) \left(\frac{q_r}{s} \right)^B \quad (\text{Equação 47})$$

onde:

ϵ_p : deformação permanente alcançada após N aplicações de carga;

N: número de ciclos de carregamento;

q_r : invariante de tensão correspondente a aplicação de carga repetida;

s: sucção do material;

A e B: parâmetros experimentais.

Guimarães (2009) propôs o modelo contido na Equação 48 para a previsão de deformações permanentes em solos e materiais granulares. Segundo o autor, esse modelo mostrou-se ser adequado para a previsão da contribuição dos materiais pesquisados, de ampla faixa de origem e características, no afundamento de trilha de roda de pavimentos, considerando-se a umidade de compactação em torno da umidade ótima.

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} N^{\psi_4} \quad (\text{Equação 48})$$

onde:

$\varepsilon_p(\%)$: deformação permanente específica;

ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 : parâmetros de regressão;

σ_3 : tensão confinante;

σ_d : tensão desvio;

p_0 : pressão atmosférica ($p_0=100\text{kPa}$);

N : número de aplicações de carga.

Em trabalho publicado pela Austroads (2013) é apresentada a relação contida na Equação 49, a qual corresponde a uma representação esquemática do formato dos modelos adotados nas pesquisas do órgão sobre previsão de deformações permanentes. Essa relação reproduz a ideia de serem consideradas separadamente a contribuição do nível de tensões e do número de ciclos de carregamento na variação da deformação permanente contida na proposição de Brown (1996) e Guimarães (2009), se enquadrando, portanto, nesse contexto os modelos das Equações 47 e 48.

$$\varepsilon_p (N) = f(N)g(\sigma_{\max}) \quad (\text{Equação 49})$$

onde:

$\varepsilon_p(N)$: deformação permanente alcançada após N aplicações de carga;

N : número de ciclos de carregamento;

$f(N)$: função matemática de variável única N ;

$g(\dots)$: função genérica de componentes invariantes de tensor tensão;

σ_{\max} : tensão máxima alcançada durante um ciclo de carregamento.

Na Equação 50 é apresentada a função genérica que leva em conta o estado de tensões aplicado na previsão das deformações permanentes da Equação 49 e nas Equações 51 e 52 duas propostas referentes à $f(N)$. Nas equações 53 e 54 é reescrita a Equação 49, considerando as duas possibilidades de $f(N)$.

$$g(\sigma_{\max}) = \left(\frac{L_{\max}}{p_a} \right)^{\eta_1} \left(\frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)^{\eta_2} \quad (\text{Equação 50})$$

onde:

L_{\max} : comprimento da trajetória de tensões ($L_{\max} = \sqrt{p_{\max}^2 + q_{\max}^2}$);

p_{\max} : máximo p alcançado durante um ciclo de carregamento;

q_{\max} : máximo q alcançado durante um ciclo de carregamento;

p_a : pressão atmosférica ($p_a=100\text{kPa}$);

η_1 e η_2 : parâmetros do modelo.

$$f(N) = AN^B \quad (\text{Equação 51})$$

$$f(N) = A_1N^{B_1} + (mN + A_2)(1 - e^{-B_2N}) \quad (\text{Equação 52})$$

onde:

A, B, A_1 , B_1 , A_2 , B_2 e m: parâmetros dos modelos.

$$\epsilon_p(N) = AN^B \left(\frac{L_{\max}}{p_a} \right)^{\eta_1} \left(\frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)^{\eta_2} \quad (\text{Equação 53})$$

$$\epsilon_p(N) = [A_1N^{B_1} + (mN + A_2)(1 - e^{-B_2N})] \left(\frac{L_{\max}}{p_a} \right)^{\eta_1} \left(\frac{q_{\max}}{p_{\max}} \right)^{\eta_2} \quad (\text{Equação 54})$$

No referido trabalho, consta que os dois modelos apresentados acima (Equações 53 e 54) foram calibrados a partir da realização de ensaios de laboratório e utilização de modelagem de elementos finitos em 3D para oito amostras de britas produzidas a partir de quatro rochas diferentes. Nessa calibração foi considerado $\eta_1=\eta_2=1,00$ e obteve-se como resultado os valores dos parâmetros A, B, A_1 , B_1 , A_2 , B_2 e m das Equações 53 e 54 para cada amostra. Concluiu-se que o modelo da Equação 53 apresenta um melhor ajuste matemático do que a Equação 54, sendo que essa retorna valores de deformação superestimados.

Com relação aos modelos elasto-plásticos, os quais levam em conta os conceitos da Teoria da Plasticidade, a teoria mais conhecida e frequentemente adotada ou adaptada para modelagem da previsão do comportamento quanto às deformações permanentes dos solos é o Teorema do *Shakedown*, o qual, segundo Sharp e Booker (1984), foi introduzido por Melan (1938).

Quando num corpo submetido a um carregamento de cargas repetidas as deformações permanentes cessam a partir de um determinado número de aplicações de carga, diz-se que ele entrou em *shakedown*. A partir desse instante a resposta do material à solitação externa será

estritamente elástica. Com base nessa teoria, então existe um determinado valor de carregamento N , tal que a partir da aplicação de um número pequeno de ciclos com tal valor, o pavimento não apresentará acréscimo de deformações permanentes (FARIA, 1999).

Werkmeister, Dawson, e Wellner (2004), após analisar os resultados de muitos ensaios de ensaios triaxiais de cargas repetidas, estabeleceram uma relação (Equação 55) entre a tensão aplicada e as zonas limites dos comportamentos apresentados na Figura 26.

$$\sigma_{1\max} = \alpha \left(\frac{\sigma_{1\max}}{\sigma_3} \right)^\beta \quad (\text{Equação 55})$$

onde:

$\sigma_{1\max}$: tensão axial de pico;

σ_3 : tensão confinante;

α e β : parâmetros dos materiais.

Com isso se torna possível estender os limites do *shakedown* para razões de tensões não ensaiadas através de extrapolação, sendo que a situação de *shakedown* elástico (curva 1 da Figura 26), é associado a baixas razões de tensões.

Além das aplicações do Teorema de Melan, cita-se também o modelo elasto-plástico desenvolvido por Chazallon (2000, 2002), o qual se baseia em métodos numéricos considerando fluxo não associado, e sua descrição consta em documento publicado pelo SAMARIS (2004).

2.11 AVALIAÇÃO DE CAMPO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS DE PAVIMENTOS COM REVESTIMENTO PRIMÁRIO

Ferreira (2004), em sua dissertação de mestrado, estudou uma aplicação comparativa de diversos métodos existentes na literatura para avaliação das condições superficiais de pavimentos com revestimento primário. O experimento de campo consistiu na aplicação dos mesmos em uma via localizada no município de Piracaia-SP, dividida em cinco subseções. Foram realizadas duas avaliações, sendo a primeira no final da estação seca (10/08/03 a 16/08/03) a segunda no início da estação chuvosa (11/12/03 a 20/12/03).

A conclusão do autor foi que os métodos estudados não têm parâmetros gerais para defini-los

como um método ideal às condições das estradas brasileiras, visto que os mesmos foram desenvolvidos para aplicação em países que apresentam condições físicas e climáticas distintas do Brasil. No entanto, por ainda não se ter no Brasil um método de avaliação específico, o autor expõe que, com base nos resultados obtidos e analisados na pesquisa, o mais indicado para uso seria o RCS/DVI, sugerindo as seguintes alterações para torná-lo mais adequado às condições das estradas brasileiras:

- a) verificar a severidade dos defeitos avaliados, em especial, o afundamento de trilha de roda, ondulações e buracos, identificando a medida de profundidade ideal para assumir os níveis em baixo, médio ou alto, porque as medidas assumidas pelo DVI estão abaixo dos demais métodos, tornando-o muito rigoroso, como se constatou no experimento de campo;
- b) definir melhor as notas (valor-dedução) atribuídas aos defeitos na avaliação da combinação severidade/densidade, onde um bom exemplo está no método do RSMS, que apresentou a melhor correlação para esta questão. Não se pode considerar somente a severidade em detrimento da densidade, pois, em muitos casos, é mais desconfortável e menos seguro, por exemplo, vários buracos com profundidade baixa a um com profundidade alta e a extensão da subseção, que o método define em 500 m, como mínima, pode ser reduzida e aumentada a sua frequência, como sugestão: poderiam ser as extensões de 100 m e 3 unidades amostrais por subseção (início, meio e fim) e o valor-dedução, a ser assumido por defeito avaliado para a subseção, seria a média aritmética simples dos defeitos avaliados nas unidades amostrais ou a maior.

Segundo o autor, os demais parâmetros empregados pela metodologia do RCS/DVI são satisfatórios, destacando-se os defeitos a serem avaliados, em especial, os sulcos de erosão, que não constam nos demais métodos, mas se constitui num defeito comumente presente.

O método RCS/DVI (*Road Condition Survey/Detailed Visual Inspection*), segundo descrição de Ferreira (2004), foi elaborado pela OECD (*Organization for Economic Co-Operation and Development*) em 1990 e é baseado em dois diferentes níveis de inspeção: o levantamento da condição da estrada (*Road Condition Survey – RCS*) e a inspeção visual detalhada (*Detailed Visual Inspection – DVI*). Usualmente, o RCS é para ser conduzido sobre a rede rodoviária inteira, preferencialmente, pelo menos anualmente, porque isto fornece uma avaliação regular de todas as manutenções necessárias e das condições da rede rodoviária. O DVI deve ser

conduzido pelo menos naquelas seções que foram identificadas como uma necessidade maior de manutenção da pista pelo RCS.

Os equipamentos requeridos para a inspeção de campo são os seguintes: veículo, utensílios de segurança (cones, cavaletes e outros), trena (50 m), régua com borda reta (2m), calço, gabarito de seção transversal com nível de bolha, pá, picareta e uma câmera fotográfica.

O objetivo da inspeção visual detalhada (*Detailed Visual Inspection – DVI*) é registrar o tipo, a densidade e a severidade do defeito. Isto ajuda o engenheiro a determinar as causas do defeito e identificar as medidas apropriadas de reparos. Cada parâmetro do DVI é avaliado em escala de cinco pontos, de acordo com a Tabela 9, e as condições são classificadas pela densidade do defeito expressada na percentagem da superfície da área (< 10%, 10–50% e > 50%, de forma geral) e/ou pela sua severidade, por exemplo, no caso, das ondulações em baixo = < 2,0 cm, média = 2,0–5,0 cm e severa = >5,0 cm. Na Tabela de classificação, a densidade do defeito irá definir e a severidade definirá a coluna. Para cada valor 1,2 e 3, tem-se associada uma letra B (baixa), M (média) ou A (alta), respectivamente, a qual definirá a escolha da coluna na classe da severidade. Por exemplo, para o defeito de “Afundamento de Trilha de Roda- ATR” de densidade de 5% (linha 1) e severidade de 30mm (valor 2 – letra M – coluna central), a escala de classificação é 3.

Tabela 9: DVI – Método de inspeção, critério de avaliação e classe de severidade dos defeitos

Tipo de defeito	Método de Inspeção	Critério de Avaliação			Classe de Severidade		
		Valor	Densidade	Severidade	B	M	A
Afundamento de Trilha de Roda - ATR	Severidade: colocar uma madeira resistente de 2m na trilha e medir com uma régua a sua profundidade. Medir todas as ATR's observadas em toda a largura da estrada; o valor representativo é o maior valor medido. Densidade: percentagem do comprimento da subseção.	1	<10%	<20mm	1	3	5
		2	10-50%	20-50mm	2	4	5
		3	>50%	>50mm	3	5	5
Ondulações - OND	Medido pela colocação do gabarito no topo do sulco; medir a profundidade tanto como a distância entre dois sucessivos sulcos.	1	<10%	<20mm	1	3	4
		2	10-50%	20-50mm	2	3	5
		3	>50%	>50mm	3	4	5
Perda de Declividade - PED (STI)	Severidade: a medida executada com o gabarito equipado com um nível de cano e adaptado para declividade requerida. O gabarito é colocado na transversal no centro; um no final é colocado no centro. O outro do fim é levantado na altura h (mm) para conduzir o gabarito na posição do nível, o intervalo entre a face inferior do gabarito e a superfície da estrada constitui a medida da declividade transversal. Densidade: percentagem da superfície.	1	<10%	>50mm	1	3	4
		2	10-50%	20-50mm	2	3	5
		3	>50%	<20mm	3	4	5
Espessura de Cascalho - ESC	Medida a cada 500m a espessura remanescente do revestimento da superfície cavando um buraco até o nível da sub-base. Preencher o buraco após a medição recolocando o material escavado.	1	<10%	<10mm	1	3	5
		2	10-50%	10-50mm	2	3	5
		3	>50%	>50mm	3	4	5
Sulcos de Erosão - SUE	Colocar o gabarito na valeta e medir sua profundidade em mm com uma fita ou trena.	1	<10%	<20mm	1	3	5
		2	10-50%	20-50mm	2	4	5
		3	>50%	>50mm	3	5	5
Buracos - BUR	Densidade: Avaliação/Estimação do número de buracos para cada 100m de comprimento da estrada. Severidade: colocar o gabarito sobre o buraco e medir a profundidade do mesmo.	1	<5%	<20mm	1	3	5
		2	5-15%	20-40mm	2	4	5
		3	>15%	>40mm	3	5	5
Atoleiro - ATO	Densidade: Estimação da percentagem da superfície afetada.	1	<5%				
		2	5-50%				
		3	>50%				

Sendo: B - Baixo; M - Médio e A - Alto

(fonte: Ferreira, 2004)

O valor médio de cada defeito variará na escala de 0 a 5 e terá, para cada um desses valores, as condições da estrada, conforme mostra a Tabela 10.

Tabela 10: RCS/DVI – Escala e classificação da condição da estrada.

Escala	0 - 1,0	1,1 - 2,0	2,1 - 3,0	3,1 - 4,0	4,1 - 5,0
Classificação	Excelente	Boa	Regular	Ruim	Falida

(fonte: Ferreira, 2004)

Os parâmetros a serem avaliados tratam de tipos de defeitos definidos como os mais comuns e que podem ser distinguidos visualmente.

3 IMPLANTAÇÃO DE TRECHO EXPERIMENTAL

3.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA, GEOLÓGICA, PEDOLÓGICA E GEOTÉCNICA DO LOCAL

Conforme exposto no capítulo 1, implantou-se um trecho experimental de via provida de pavimento com revestimento primário no Município de São Gabriel-RS, o qual se constituiu no pavimento experimental alvo de avaliação de desempenho na presente pesquisa.

O município de São Gabriel está localizado na região da Campanha Gaúcha, na fronteira oeste do estado, a 320km da capital. O trecho experimental e as áreas de empréstimo dos materiais constituintes das camadas de revestimento primário estão situados no Projeto de Assentamento (PA) da reforma agrária denominado Conquista do Caiboaté, o qual é de jurisdição do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA. Esse PA localiza-se a aproximadamente 20km ao sul da sede do Município, próximo a localidade de Vacacaí, e é interceptado pela RS 630. As distâncias médias entre as áreas de empréstimo de argila e de saibro e o trecho experimental são de 3600 m e 5100 m, respectivamente (vide Figuras 27 e 28).

As informações apresentadas a seguir foram obtidas através de consulta aos mapas e textos disponíveis no site da Secretaria de Planejamento e Gestão do estado do Rio Grande do Sul (SEPLAG/RS). De acordo com a fonte, o clima do Rio Grande do Sul é o temperado do tipo subtropical, classificado como mesotérmico úmido. O trecho experimental e as áreas de empréstimo se encontram inseridos na transição das unidades geomorfológicas da Depressão Central para o Escudo Sulriograndense. No local, a temperatura média anual é de 19° C e a precipitação pluviométrica média anual é de 1600 a 1700 mm.

Conforme informações extraídas nos mapas disponibilizados no site do Centro Estadual de Meteorologia do Rio Grande do Sul (CEMETRS), a radiação solar anual média para o local é de 17 MJ/m².dia, variando de valores da ordem 10 MJ/m².dia no inverno e 23 MJ/m² no verão.

Através de consulta ao Mapa de Biomas elaborado pelo Instituto brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, verificou-se que o local está inserido no chamado bioma Pampa. De acordo com nota técnica que acompanha o referido mapa, esse bioma se caracteriza por clima chuvoso, sem período seco sistemático, mas marcado pela frequência de frentes polares e temperaturas negativas no período de inverno. Predomina no local uma vegetação rasteira do tipo herbácea/arbustiva. O relevo é aplainado e suave ondulado, caracterizado pela presença das chamadas coxilhas.

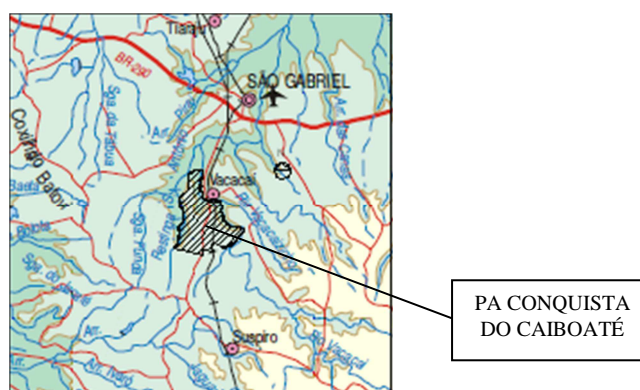


Figura 27: localização do Projeto de Assentamento – PA no mapa físico (adaptado de IBGE, 2004).

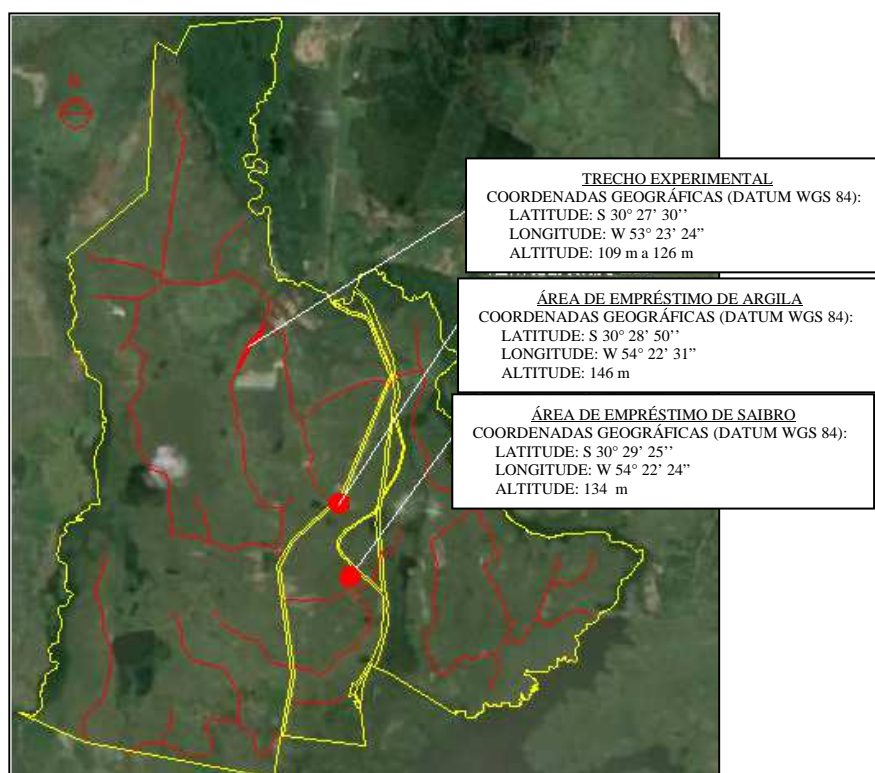


Figura 28: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre imagem de satélite (GOOGLE EARTH, 2016).

De acordo com o mapa geológico elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM (2008), o trecho experimental se encontra inserido na região designada pelo código Q4a e representada pela cor amarela (Figura 29), a qual integra a formação geológica constituída por depósitos aluviais de areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-argiloso, em calhas de rios e planícies de inundação, pertencente ao éon Farenozóico, era Cenozóica, período Neógeno, época do holoceno. A área de empréstimo de argila situa-se na região representada pela cor verde e pelo código P1rb (Figura 29), correspondente à Formação Rio Bonito, a qual abrange arcóseo, siltito, siltito carbonoso e quartzo-arenito, folhelho carbonoso e carvão, *tonstein*, diamictito com matriz carbonosa e marga, ambiente flúvio-deltaico, litorâneo e marinho plataformal, pertencente ao éon Farenozóico, era Paleozóica, período Permiano. Por fim, a área de empréstimo de saibro se localiza na região representada no mapa pela cor violeta e pelo código NP2γcbo (Figura 29), correspondente ao Complexo Cambaí – Domínio de Ortognaisses, onde predominam gnaisses monzogranítico, granodiorítico, tonalítico e trondhjemítico, contendo enclaves de anfibolitos, metaultramafitos e metagrabos, pertencente ao éon Proterozóico, era Neoproterozóica, período Criogeniano.

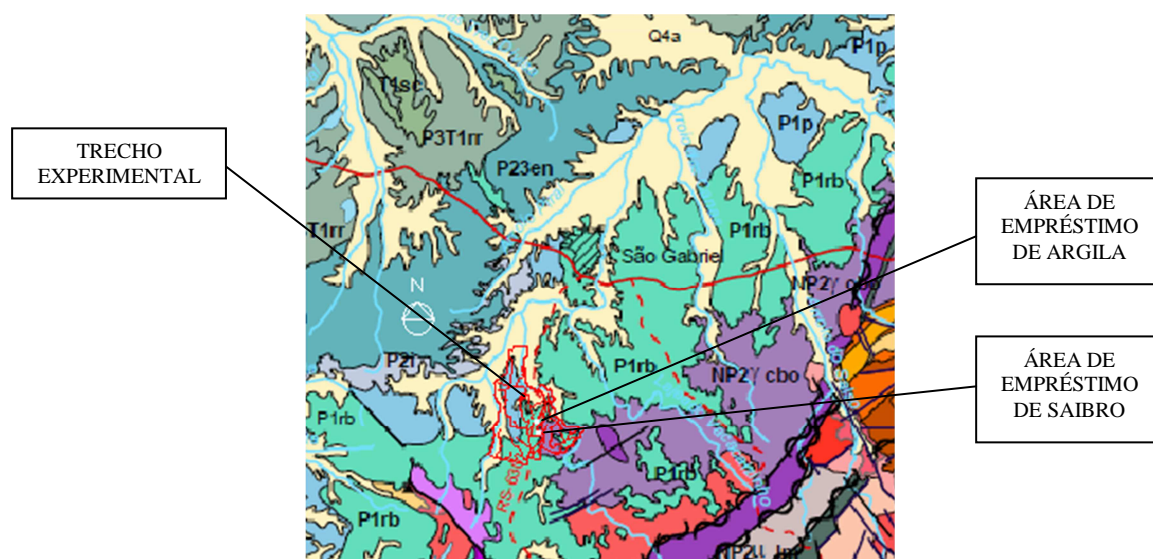


Figura 29: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2008).

Com relação à pedologia, através de consulta ao mapa de solos apresentado por Streck *et al.* (2008), verificou-se que o trecho experimental se encontra inserido na região de ocorrência de Planossolo Háplico Eutrófico arênico (Unidade Vacacaí), representado no mapa pela cor verde e pelo código SXe4 (Figura 30). Já as áreas de empréstimo, encontram-se situadas sobre uma região na qual se tem uma unidade de mapeamento combinada, formada pela associação

de Planossolo Háplico Eutrófico vertissólico (Unidade São Gabriel), representado no mapa pela cor verde e pelo código SXe1, com Argissolo Vermelho-Amarelo Distrófico úmbrico (Unidade Alto das Canas), representado pela cor rosa e pelo código PVAd8 (Figura 30). Através da observação da natureza dos perfis encontrados, concluiu-se que ambas as áreas de empréstimo se encontram situadas em zonas de inclusão de solos, cujas áreas não possuem o tamanho mínimo para serem representadas na escala do mapa e, portanto, foram incluídas na unidade circundante que ocupa uma maior extensão. Assim, através de observações de campo, tem-se que o perfil da área de empréstimo de argila, provavelmente pertence à Unidade Alto das Canas e o da área de empréstimo de saibro se trata de um Neossolo Regolítico.

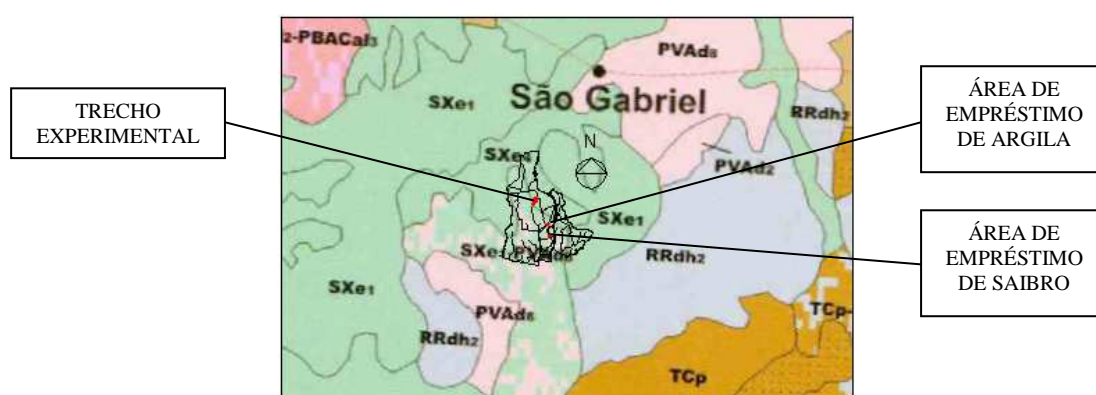


Figura 30: projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa de solos (STRECK *et al.*, 2008).

Segundo os autores, os Planossolos são solos imperfeitamente ou mal drenados, encontrados em áreas de várzea, com relevo plano a suave ondulado. Apresentam perfis com sequência de horizontes A-E-Bt-C, com o horizonte A geralmente de cor escura e o horizonte E de cor clara, ambos com textura mais arenosa, com passagem abrupta para o horizonte do tipo B plânico (Bt), bem mais argiloso e adensado, de cor acinzentada com ou sem mosqueados vermelhos e/ou amarelos.

O termo “Argissolo” deriva da presença de um horizonte subsuperficial mais argiloso no perfil. Os Argissolos são geralmente profundos a muito profundos variando de bem drenados a imperfeitamente drenados, apresentando um perfil com uma sequência de horizontes A-Bt-C ou A-E-Bt-C, onde o horizonte Bt é do tipo B textural, bem mais argiloso que os horizontes acima. Segundo os autores, os solos podem ser originados de diversos tipos de materiais, tais como basaltos, granitos, arenitos, argilitos e siltitos, sendo que no caso em questão, pela descrição geológica exposta acima, é provável que o mesmo seja originário do silito.

O termo “Neossolo” lembra solos “novos”, pouco desenvolvidos. São solos rasos ou profundos, apresentando no perfil uma sequência de horizontes A-R, A-C, A-C-R, A-Cr-R, O-R ou H-C, onde o horizonte designado pela notação Cr representa um saprólito. Pode eventualmente apresentar horizonte B de pouca espessura. São solos de formação muito recente, desenvolvidos a partir dos mais diversos tipos de rochas e encontrados nas mais diversas condições de relevo e drenagem. Os Neossolos Regolíticos apresentam o horizonte A assentado sobre a rocha totalmente alterada e contato com a rocha em profundidade maior que 50cm a partir da superfície, admitindo horizonte B com espessura menor que 10cm.

Na Figura 31 são apresentados os perfis geotécnicos obtidos a partir das observações dos perfis da escavação das áreas de empréstimo e através de sondagem a trado executada ao lado do trecho experimental.

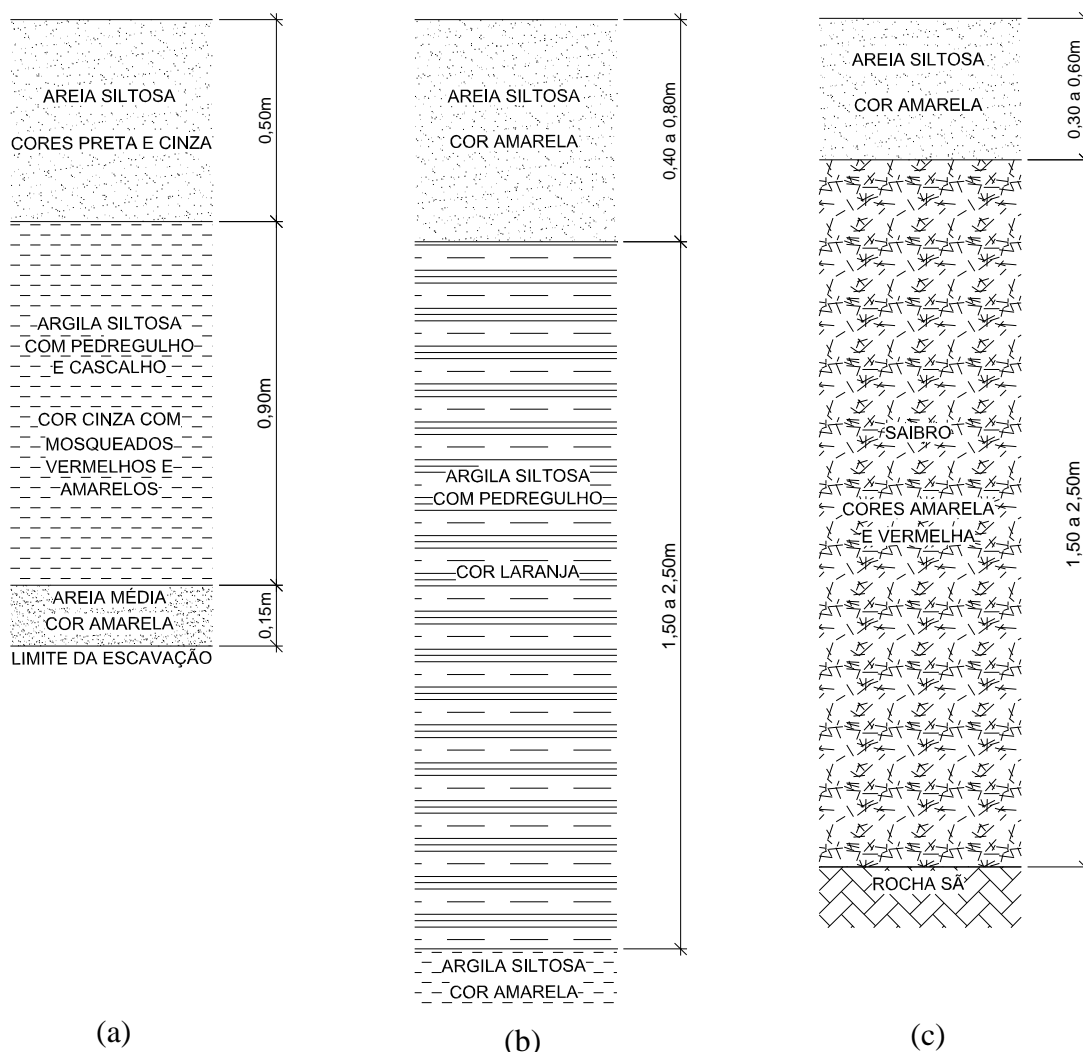


Figura 31: perfis geotécnicos dos solos. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo de argila e (c) área de empréstimo de saibro.

O subleito predominante do trecho experimental (Figura 31-a), excluindo-se alguns subtrechos em cortes e aterros, é composto de uma camada de areia siltosa, a qual possui coloração preta na porção mais superficial, alternando logo abaixo para a coloração cinza. A espessura dessa camada no ponto onde foi executado o furo de sondagem foi de 0,50m. Na sequência, foi encontrada uma camada de 0,90m de argila siltosa, contendo quantidade considerável de pedregulho e cascalho, possuindo cor cinza com mosqueados vermelhos e amarelos. Por fim, verificou-se a presença de areia média, cor amarela, na qual foi possível avançar com a perfuração em 15cm, até se atingir o limite da profundidade de escavação com os equipamentos disponíveis. Constatou-se que esse material apresentava umidade alta, fornecendo indícios que o nível de água se encontrava próximo. Observa-se que o perfil encontrado corresponde à descrição geológica do local, pois se trata de um solo aluvionar com a presença de areia grossa a fina, cascalho e sedimento siltico-argiloso. Da mesma forma, observa-se coerência do mesmo com a descrição pedológica apresentada anteriormente, uma vez que a camada superior corresponde aos horizontes A+E, com passagem abrupta para o horizonte Bt bem mais argiloso (argila siltosa), de cor acinzentada, apresentando mosqueados vermelhos e amarelos, o que a descrição previa como possibilidade.

Na área de empréstimo de argila (Figura 31-b), observou-se uma camada superficial de areia siltosa de cor amarela, com espessuras variando entre 0,40 a 0,80m e na sequência uma camada com espessura variando de 1,50m a 2,50m de argila siltosa com pedregulho, cor laranja, se constituindo a fonte de material empregado na camada inferior de revestimento primário. Essa camada encontrava-se assente sobre um solo constituído por argila siltosa, cor amarela. O local se situa numa cota mais elevada em relação à região circundante, permitindo uma forte incidência de radiação solar e apresenta um ambiente bem drenado, sendo que se somando isso com a ocorrência de chuvas regulares (precipitação pluviométrica média anual de 1600 a 1700mm, sem período seco sistemático, conforme descrito acima), gerou condições favoráveis para o surgimento de um solo pedogeneticamente mais evoluído. Dentre as possibilidades de rocha de origem pertinentes à formação geológica Rio Bonito descrita acima, pela granulometria argilo-siltosa da segunda e terceira camada do perfil, verifica-se a forte tendência de que o solo seja originário da rocha de siltito. A fração de pedregulho presente na segunda camada se trata de concreções de óxidos e hidróxidos formados no processo de intemperização do solo. O perfil encontrado satisfaz a classe denominada como Argissolo descrita acima, pois se observa a presença de um horizonte subsuperficial mais argiloso no perfil, tem-se a presença de um solo no mínimo profundo, bem drenado (enquadra

as situações de bem drenados a imperfeitamente drenados) e apresenta um perfil com uma sequência de horizontes A-Bt-C, sendo uma das possibilidades admitidas, onde o horizonte Bt é do tipo B textural, ou seja, significativamente mais argiloso do que o horizonte A.

O saibro empregado na camada superior do revestimento primário foi extraído da camada subsuperficial da sua respectiva área de empréstimo, com espessura variando entre 1,50m a 2,50m, coberto por uma camada de 0,30m a 0,60m de areia siltosa cor amarela e assente sobre a rocha sã (Figura 31-c). O material se constitui num saprólito oriundo de uma ou mais rochas do complexo geológico descrito anteriormente. Quanto à pedologia, conforme exposto anteriormente, o perfil em questão se enquadra na classe designada como “Neossolo Regolítico”, pois o mesmo possui solos pouco desenvolvidos, rasos e profundos, e uma sequência de horizontes A-Cr-R, sendo uma das sequências admitidas para a classe.

3.2 PROCEDIMENTOS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL E CARACTERÍSTICAS DA PISTA PRONTA

Conforme descrito no capítulo 1, se tratavam de 53km de estradas a serem implantadas pelo INCRA/RS no Projeto de Assentamento Conquista do Caiboaté, distribuídos em 23 vicinais. A mesma solução de revestimento primário foi empregada em todas essas vicinais, incluindo a pista experimental, a qual corresponde ao pavimento compreendido entre as estacas 2+900m e 3+600m da via designada como vicinal 7 (Figura 32), localizando-se na posição geográfica indicada nas Figuras 27 e 28. Tal solução foi apresentada e descrita no capítulo 1 (Figura 1). Foram adotadas 3 áreas de empréstimo de argila e a mesma área de empréstimo de saibro para todas as vias. A área de empréstimo de argila empregada no pavimento experimental foi utilizada em vários pavimentos, cuja soma das extensões perfaz 19km.

A pista experimental implantada possui uma extensão de 700m e largura de plataforma de rolamento de 4m (Figura 32), com fluxo nos dois sentidos. Para a escolha do local de sua implantação dentro do conjunto geral da malha, cujo traçado já havia sido pré-definido, levou-se em conta o avanço sequencial da execução das obras naquela ocasião e então se optou pela seleção de um pavimento pertencente a um ambiente onde se tem a predominância de solos mal drenados, com o intuito de estudar a pior situação possível em relação à umidade, porém com a presença de uma pequena elevação entre as estacas 3+300m e 3+500m, com o ponto mais alto próximo a estaca 3+400m, apresentando diferenças de nível de aproximadamente 8

e 16m em relação às estacas anteriores e posteriores, respectivamente, conferindo declividades longitudinais de aproximadamente 9% e 17%. Nesse pavimento, se dispõe de uma situação diferenciada de um ambiente de boas condições de drenagem e, dadas as declividades longitudinais mais acentuadas, são também fornecidas condições de avaliar o desempenho quanto à ocorrência de processos erosivos.

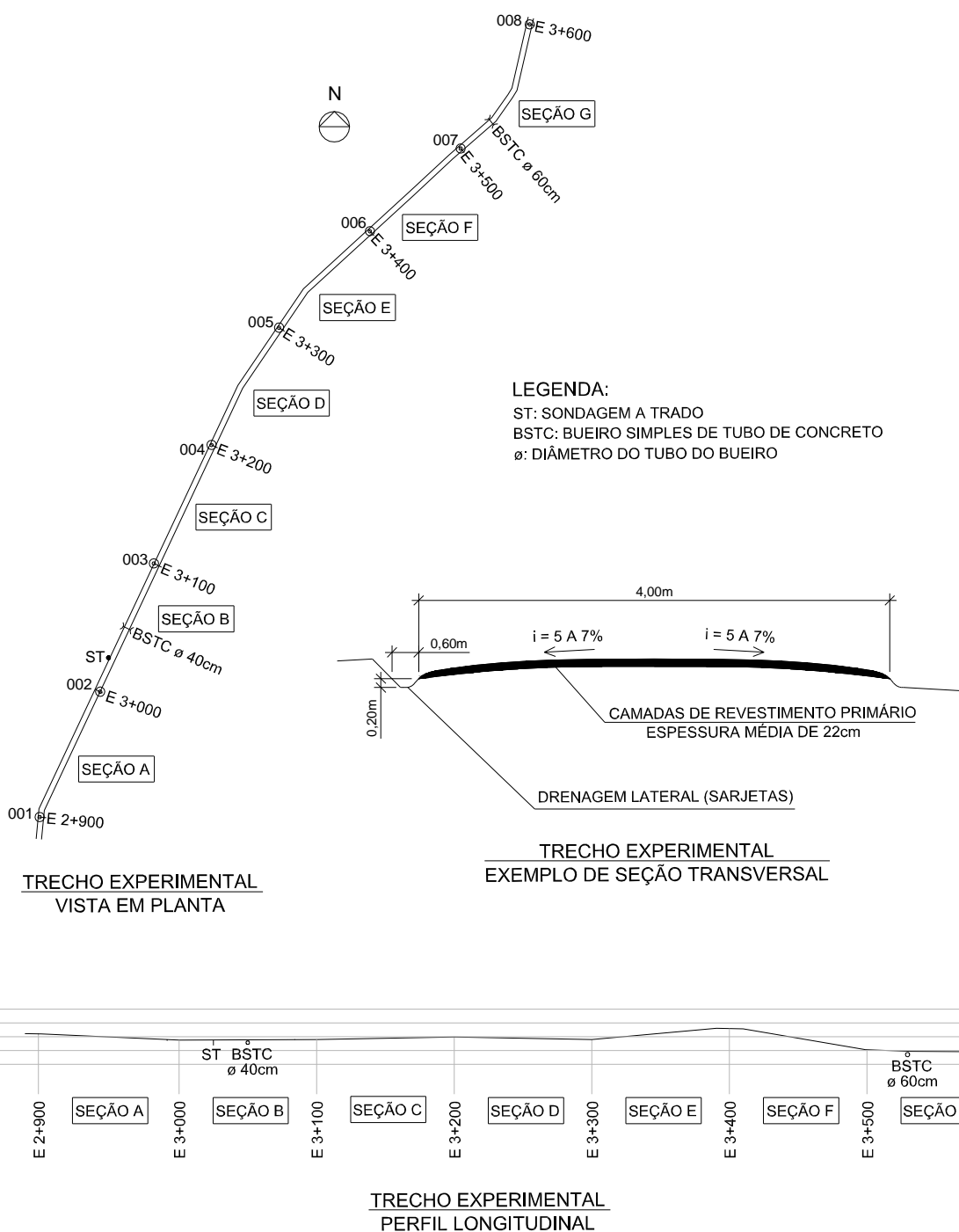


Figura 32: representação geométrica esquemática sem escala do trecho experimental.

As drenagens laterais, quando necessárias, foram constituídas de sarjetas em forma de canaleta com dimensões aproximadas de 0,60m de largura por 0,20m de profundidade em relação à borda da pista pronta, conforme representação esquemática exposta na Figura 32.

As variações topográficas, físicas e geométricas gerais e algumas outras ocorrências relevantes ao longo do perfil longitudinal são descritas a seguir:

- Estacas 2+900m a 2+930m: *grade* final da pista em cota ligeiramente mais elevada que o terreno circundante em ambas as bordas, dispensando a construção de sarjetas;
- Estacas 2+930m a 3+025m: *grade* final da pista encaixado em ambas as bordas, sendo executadas sarjetas que se prolongam até o início do aterro (estaca 3+025m), sendo que na estaca 3+025m foi executado o furo de sondagem a trado referenciado anteriormente para verificar as características geotécnicas do subleito;
- Estacas 3+025m a 3+075m: aterro construído com material de mesma natureza do subleito, sendo que aproximadamente na metade de sua extensão (estaca 3+050m) foi implantado um Bueiro Simples de Tubo de Concreto – BSTC de diâmetro interno (ϕ) igual a 40cm destinado a promover a passagem das águas do lado direito para o lado esquerdo da pista, sendo desnecessária a construção de drenagens laterais, pois as águas que se juntam no pé do talude à montante convergem para o bocal do bueiro;
- Estacas 3+075m a 3+200m: *grade* final da pista em cota ligeiramente mais elevada que o terreno circundante na borda esquerda, dispensando a construção de sarjetas e ligeiramente encaixada na borda direita, na qual foi executada sarjeta que se prolonga até o início do aterro (estaca 3+075m);
- Estacas 3+200m a 3+400m: *grade* final da pista encaixado em ambas as bordas, sendo executadas sarjetas que se prolongam até o ponto mais baixo (estaca 3+300m), onde as águas são dissipadas para os dois lados (ponto de divisor de águas), sendo que o trecho compreendido entre as estacas 3+300m a 3+400m é em subida com declividade de aproximadamente 9%;
- Estacas 3+400m a 3+500m: trecho predominantemente em corte, com declividade longitudinal de aproximadamente 17% e subleito constituído de solo ligeiramente mais argiloso e mais evoluído que o restante da pista experimental, em razão do corte e do ambiente possuir melhores condições de drenagem, provido de sarjetas que se

prolongam até o final do corte e início do aterro (próximo a estaca 3+500m);

- Estacas 3+500m a 3+600m: aterro pré-existente de aproximadamente 1,5m de altura construído com material de mesma natureza do subleito, sendo que na estaca 3+530 foi implantado um Bueiro Simples de Tubo de Concreto – BSTC de diâmetro interno (\emptyset) de 60cm destinado a promover a passagem das águas do lado direito para o lado esquerdo da pista, não sendo necessário a construção de drenagem laterais no trecho.

A seguir são enumeradas as etapas de construção do trecho experimental:

- a) etapa 1: limpeza da camada vegetal, sendo removido em torno de 30 a 40 cm de solo da primeira camada do subleito;
- b) etapa 2: implantação dos bueiros;
- c) etapa 3: execução dos cortes e aterros de recobrimento dos bueiros;
- d) etapa 4: regularização e conformação do *grade* final de terraplenagem (27/03/12);
- e) etapa 5: medição das deflexões do subleito com a utilização de viga Benkelman (28/03/12);
- f) etapa 6: carga, transporte, espalhamento e compactação da camada de argila com a utilização de rolos do tipo pé-de-carneiro e liso e coleta de amostras do solo do subleito e da argila descarregada na pista (18/04/12);
- g) etapa 7: realização de ensaios de frasco de areia, determinação da umidade *in situ* utilizando o método da frigideira, coleta de amostras para a conferência da umidade em laboratório para os solos do subleito e da camada de argila, realização do ensaio DCP e obtenção das medidas das espessuras da camada de argila executada (18/04/12);
- h) etapa 8: medição das deflexões sobre a camada de argila executada com a utilização de viga Benkelman (19/04/12);
- i) etapa 9: carga, transporte, espalhamento e compactação da camada de saibro com a utilização de rolo liso e coleta de amostras do saibro descarregado sobre a pista para realização de ensaios de laboratório (07/03/13);
- j) etapa 10: realização de ensaios de frasco de areia, determinação da umidade *in*

situ utilizando o método da frigideira, medição das deflexões da pista com a utilização de viga Benkelman e conferência das espessuras das camadas e do abaulamento, esse último através do uso de um inclinômetro digital (08/03/13).

A Figura 33 contém imagens do trecho experimental e na Tabela 11 são apresentados os dados da pista pronta (espessuras das camadas e abaulamentos).



(a)



(b)

Figura 33: fotos do trecho experimental. (a) camada de argila executada (a partir da estaca 2+950, no sentido decrescente); (b) pista pronta (a partir da estaca 3+150, no sentido crescente).

Tabela 11: espessuras das camadas de revestimento primário do pavimento experimental e abaulamento da pista pronta.

Estaca	Seções	Espessuras (cm)										Abaulamento (%)				
		Argila					Saibro									
		Lado direito	Lado esquerdo	Média			Lado direito	Lado esquerdo	Média			Lado direito	Lado esquerdo	Média		
				Lado Direito	Lado esquerdo	Média na seção			Lado Direito	Lado esquerdo	Média na seção			Lado Direito	Lado esquerdo	Média na seção
2+900	A	14	13	17,5	17,0	17,3	6	7	5,5	6,0	5,8	5,6	5,5	7,0	5,3	6,1
3+000		21	21				5	5				8,4	5,0			
3+000	B	16	21	18,5	18,5	18,5	5	5	7,0	7,0	7,0	8,4	5,0	7,6	5,1	6,3
3+100		21	16				9	9				6,7	5,2			
3+100	C	16	16	17,0	17,0	17,0	9	9	7,0	7,0	7,0	6,7	5,2	6,3	5,9	6,1
3+200		18	18				5	5				5,9	6,5			
3+200	D	18	18	20,0	21,0	20,5	5	5	7,0	6,5	6,8	5,9	6,5	6,1	6,5	6,3
3+300		22	24				9	8				6,3	6,5			
3+300	E	22	24	18,5	18,5	18,5	9	8	7,5	8,0	7,8	6,3	6,5	6,3	6,4	6,4
3+400		15	13				6	8				6,3	6,3			
3+400	F	15	13	15,0	14,0	14,5	6	8	7,0	8,5	7,8	6,3	6,3	5,9	6,3	6,1
3+500		15	15				8	9				5,5	6,2			
3+500	G	15	15	16,0	16,0	16,0	8	9	8,5	9,0	8,8	5,5	6,2	5,3	6,6	5,9
3+600		17	17				9	9				5,0	7,0			
Média				17,5	17,4	17,5			7,1	7,4	7,3			6,3	6,0	6,2
Desvio Padrão				1,7	2,2	1,9			0,9	1,1	0,9			0,7	0,6	0,2
Coefficiente de variação				0,10	0,13	0,11			0,13	0,15	0,13			0,12	0,10	0,03
Projeto		17,0					7,0					5 a 7				

Analisando-se os dados da Tabela 11, observa-se que as espessuras médias das camadas de revestimento ficaram ligeiramente acima do previsto, sendo que os valores apresentaram certa dispersão, a qual é indicada pelos valores dos coeficientes de variação. Verificou-se que os valores de coeficiente de variação ficaram todos abaixo de 0,25, fornecendo um indicativo de que a dispersão ficou dentro de limites toleráveis. Com relação aos valores de abaulamento, apenas um valor ficou fora dos limites especificados, apresentando uma dispersão de valores razoavelmente baixa.

Com a finalidade de serem avaliadas as diversas situações, especialmente em função das diferentes condições de drenagem, o trecho experimental, conforme demonstrado na Tabela 11, foi subdividido em 7 seções de 100m de extensão cada, limitadas pelas estacas inteiras. Suas características com relação às espessuras de revestimento executadas e o abaulamento da pista são apresentados na referida Tabela. Apresenta-se a seguir uma descrição resumida sobre as principais características de cada seção relacionadas às condições de drenagem:

- **Seção A (estacas 2+900m a 3+000m):** predomínio de *grade* final da pista encaixado em ambas as bordas, com presença de sarjetas laterais e baixa declividade longitudinal;

- **Seção B (estacas 3+000m a 3+100m):** subtrecho plano na sua porção central com pequena declividade longitudinal nas extremidades, observando-se a existência de um aterro construído com material de mesma natureza do subleito localizado entre as estacas 3+025m a 3+075m e um Bueiro Simples de Tubo de Concreto – BSTC de diâmetro interno (\varnothing) igual a 40cm na estaca 3+050, sendo o subtrecho em aterro desprovido de drenagens laterais, dada a não necessidade, e nos demais a presença de *grade* final da pista encaixado em uma ou em ambas as bordas, com sarjetas laterais implantadas sempre que o *grade* final da pista não se encontrava em cota mais elevada que o terreno circundante;
- **Seção C (estacas 3+100m a 3+200m):** subtrecho predominantemente plano, com *grade* final da pista em cota ligeiramente mais elevada que o terreno circundante na borda esquerda e ligeiramente encaixada com presença de sarjeta na borda direita;
- **Seção D (estacas 3+200m a 3+300m):** subtrecho predominantemente plano, com *grade* final da pista encaixado e presença de sarjeta em ambas as bordas;
- **Seção E (estacas 3+300m a 3+400m):** subtrecho em aclive suave com declividade de aproximadamente 9%, com *grade* final da pista encaixado e presença de sarjeta em ambas as bordas;
- **Seção F (estacas 3+400m a 3+500m):** subtrecho em declive e predominantemente em corte, com declividade longitudinal de aproximadamente 17%, com subleito constituído de solo ligeiramente mais argiloso e mais evoluído que o restante da pista experimental, em razão do corte e da presença de um ambiente de melhores condições de drenagem, sendo executadas sarjetas que se prolongam até o final do corte e início do aterro (próximo a estaca 3+500m);
- **Seção G (estacas 3+500m a 3+600m):** subtrecho predominantemente plano com a presença de aterro pré-existente de aproximadamente 1,5m de altura construído com material de mesma natureza do subleito e um Bueiro Simples de Tubo de Concreto – BSTC de diâmetro interno (\varnothing) igual a 60cm na estaca 3+530, desprovido de drenagens laterais, dada a não necessidade.

4 PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

4.1 COLETA DE AMOSTRAS

Durante a construção do pavimento experimental foram coletadas na pista amostras dos materiais constituintes das camadas de revestimento primário e do subleito para a realização de ensaios de laboratório. Foram coletados aproximadamente 100kg do solo do subleito, 200kg da argila siltosa e 200kg de saibro, utilizados nas camadas inferior e superior de revestimento primário, respectivamente. Os materiais foram condicionados em sacos fechados, sendo armazenados em local seco e protegido das intempéries.

Também foram coletadas amostras extraídas das camadas compactadas e condicionadas em cápsulas hermeticamente fechadas para a realização de ensaios de determinação de umidade em laboratório, tanto na ocasião da implantação das camadas, como nas datas em que foram realizadas as inspeções para o monitoramento do desempenho do pavimento experimental.

4.2 ENSAIOS REALIZADOS EM CAMPO

4.2.1 Ensaios de frasco de areia e de determinação de umidade

Para a obtenção do específico aparente seco (γ_{dcampo}) necessário para a verificação do Grau de Compactação (GC) das camadas de revestimento primário e do subleito utilizou-se o Método da Areia, seguindo as recomendações da Norma Brasileira NBR 7185:86. Para a determinação da umidade a campo empregou-se o Método da Frigideira preconizado pela norma DAER/RS EL 301/9 (Figura 34). Para as camadas do subleito e de argila os resultados de umidade foram posteriormente confrontados com aqueles obtidos em laboratório nas respectivas amostras condicionadas nas cápsulas, conforme descrito no item anterior.

No subleito foi realizado um ensaio na estaca 3+240, sendo previamente removida nesse ponto a camada de revestimento primário já executada, possibilitando que o mesmo fosse atingido. Na camada de argila foram realizados 6 ensaios, os quais foram localizados nas estacas 2+900, 3+000, 3+100, 3+300, 3+400 e 3+600. Na camada de saibro foram realizados

5 ensaios, sendo os mesmos localizados nas estacas 3+000, 3+200, 3+300, 3+500 e 3+600.



Figura 34: ensaios realizados a campo. (a) ensaio de frasco de areia; (b) determinação da umidade do solo através do Método da frigideira.

4.2.2 Ensaio DCP

No presente trabalho também foi realizado o emprego do Cone de Penetração Dinâmica (*Dynamic Cone Penetrometer* – DCP), também conhecido como ensaio DCP, como uma técnica alternativa para o controle tecnológico da qualidade de compactação das camadas do subleito e da camada de argila, sendo empregados o equipamento e os procedimentos descritos no item 2.3 (Figura 35).



Figura 35: realização do ensaio DCP.

Foram ensaiados pontos referentes às estacas 2+900, 2+940, 3+000, 3+040, 3+100, 3+140, 3+200, 3+240, 3+300, 3+400 e 3+600. A penetração do cone em cada ponto ultrapassou a camada de argila, aprofundando-se de 20 a 25cm no subleito.

4.2.3 Levantamento de deflexões

Mediram-se as deflexões do subleito e das camadas inferior e superior de revestimento primário, utilizando-se uma viga Benkelman analógica e seguindo as recomendações da Norma DNER-ME 024/94 (Figura 36). As deflexões foram medidas de 20 em 20m, intercalando-se as trilhas.



Figura 36: levantamento de deflexões sobre a camada inferior de revestimento primário.

4.2.4 Levantamentos de Irregularidades Longitudinais

Foram realizados ao longo da pesquisa 3 levantamentos para a obtenção do IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional). O primeiro deles ocorreu no mês de junho de 2013, ou seja, 3 meses após a pista se encontrar em operação. O segundo e o terceiro ocorreram, respectivamente, em setembro de 2014 e setembro de 2015.

Os referidos levantamentos contaram com a utilização de um perfilômetro inercial (a *laser*), o qual opera acoplado em um veículo de passeio (Figura 37). O equipamento funciona com o auxílio de medidores de distância sem contato (a *laser*), medidores de aceleração vertical do veículo (acelerômetros) e sistema preciso de medição de deslocamento/velocidade, sendo tudo gerenciado por um sistema microprocessado, que coordena a aquisição dos dados e os envia a um computador portátil, em tempo real, através de uma porta do tipo USB. Na realização dos trabalhos foram adotadas velocidades da ordem de 40km/h.



Figura 37: equipamento utilizado nos levantamentos de Irregularidades Longitudinais.

4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.3.1 Ensaios de caracterização

Os solos do subleito, assim como a argila e o saibro utilizados nas camadas de revestimento primário do pavimento experimental foram submetidos a ensaios de caracterização (granulometria, peso específico dos grãos e limites de Atteberg). Esses ensaios foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG, sendo seguidas as Normas Brasileiras NBR 6457:86, NBR 6508:84, NBR NM 53:2003, NBR 6502:95, NBR 7181:84, NBR 6459:84 e NBR 7180:84.

4.3.2 Ensaios de classificação MCT e voltados à aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Os ensaios padrão voltados à classificação MCT de cada material tomado individualmente foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG. Já os ensaios expeditos (método das pastilhas) foram realizados no Laboratório de Solos da Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas - UFPEL. Em ambos os ensaios foram seguidos os procedimentos descritos no item 2.4.2.

Na aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008), conforme descrito no item 2.8.4, são necessários os resultados dos ensaios de granulometria, do método expedito de classificação

MCT (método ou ensaio das pastilhas) e do ensaio de resistência a seco. Quanto aos dois primeiros, encontram-se descrito acima os procedimentos empregados e os locais em que foram realizados. Com relação ao último, seguiu-se a metodologia descrita no item 2.8.4 e, tal qual ao ensaio das pastilhas, foi realizado no Laboratório de Solos da Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas – UFPEL.

4.3.3 Ensaios de compactação, ISC e expansão

Os ensaios para a obtenção das curvas de compactação e para a determinação do Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR (*California Bearing Ratio*) e expansão dos materiais do subleito e daqueles empregados nas camadas de revestimento primário do pavimento experimental foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

As amostras foram preparadas de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6457:86. A referida norma prescreve que quando a porcentagem de material retido na peneira de 4,8mm for menor que 7% em peso seco ele deverá ser desprezado, independente se for utilizado no ensaio o cilindro grande ou pequeno. Do contrário, deverá ser utilizado o cilindro grande, sendo que, nesse caso, se a porcentagem de material retido na peneira de 19,1mm for menor que 10% em peso seco, deverá ser desprezado. No presente trabalho, independente da granulometria optou-se por utilizar o cilindro grande, embora para o material do subleito fosse possível utilizar o cilindro pequeno. Com base nos resultados dos ensaios de granulometria, os quais estão apresentados no capítulo seguinte, tem-se que no caso do solo do subleito foi utilizado todo o material, uma vez que praticamente 100% passa na peneira de 4,8mm. Para a argila, inclui-se a porção de material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 8%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%). Para o saibro, inclui-se a porção do material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 35%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%).

A moldagem dos corpos de prova e a execução dos ensaios de compactação e ISC ou CBR foi realizada de acordo com as Normas Brasileiras NBR 7182:86 e NBR 9895:87, sendo empregada a energia normal de compactação. No ensaio de expansão foi aplicada uma sobrecarga de 4,5kg.

4.3.4 Calibração do equipamento DCP

Entende-se como calibração do equipamento DCP a obtenção de curvas e correlações para os

solos que permitam, a campo, aferir a qualidade de compactação das camadas e estimar o ISC.

Na ocasião em que foram realizados os ensaios de compactação, os corpos de prova obtidos foram submetidos à aplicação do ensaio DCP quando ainda se encontravam dentro dos moldes. Com os resultados obtidos, foi possível plotar a curva DN x w e então extrair valores de DN limites para os quais se pode atribuir que a qualidade de compactação é adequada.

Ruver, Nervis e Rodrigues (2013), realizaram um estudo experimental com esses mesmos solos, cuja finalidade foi de verificar a validade de várias correlações ISC x DN constantes na literatura, as quais foram obtidas em pesquisas realizadas em diversos países, sendo algumas, segundo os autores, apresentadas por Silva Junior (2005), Berti e Paiva (2006), ASTM (2009) e Jordão (2009). Como resultado desse estudo, conclui-se que, em geral, as correlações existentes subestimam os ISCs para as camadas de solos estudados, de forma tanto mais acentuada à medida que a energia de compactação empregada na moldagem dos corpos de prova aumenta. Os autores expõem ainda que a correlação proposta por Lima (2000) apresenta uma estimativa adequada para os corpos de prova moldados na energia normal, mas subestima os valores para os corpos de prova compactados na energia modificada. Assim, os mesmos apresentam uma correlação para os solos em estudo, com um coeficiente de determinação (R^2) de 0,9974, a qual é apresentada na Equação 56.

$$ISC = 4735,5 \cdot DN^{-1,99} \quad (\text{equação 56})$$

Foram submetidos à calibração somente o solo do subleito e a argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário do pavimento experimental. Em razão do saibro empregado na camada superior do revestimento primário ter granulometria predominantemente pedregulhosa, não foi cogitado o emprego da metodologia DCP nesse material.

4.3.5 Ensaio de abrasão Los Angeles

Com a finalidade de avaliar a resistência à abrasão da fração graúda do saibro utilizado na camada superior do revestimento primária, a mesma foi submetida a um ensaio de abrasão *Los Angeles*. Esse ensaio foi realizado no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

O procedimento empregado na realização do ensaio seguiu a metodologia preconizada pela

Norma NBR NM 51:2001. O material em análise possui a totalidade das partículas passando na peneira de 25mm. Separou-se então 5000g de material seco retido na peneira de 2,4mm e procedeu-se a preparação da amostra de acordo com a Norma citada acima. Na sequência, a amostra foi submetida a 500 revoluções no interior do cilindro do equipamento padronizado contendo 6 esferas de aço, conferindo uma massa total de aproximadamente 2500g. Por fim, determinou-se, de acordo com o descrito na Norma, a massa do material retido na peneira de 1,7mm e calculou-se a porcentagem da mesma em relação à massa inicial da amostra, obtendo-se assim o valor da abrasão *Los Angeles*.

4.3.6 Ensaio de alteração água-estufa

A realização desse ensaio teve por finalidade simular a vulnerabilidade de alteração da fração gráuda do saibro quando submetido às ações climáticas. O procedimento empregado foi aquele prescrito no Método de Ensaio MRL – 02: Ensaio de Alteração de Rocha Água-Estufa (1990) da Companhia Energética de São Paulo – CESP. O ensaio foi realizado no Laboratório de Solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

O Método de Ensaio mencionado acima prevê que devem ser ensaiadas frações correspondentes a diversas granulometrias, sugerindo para cada qual a quantidade em peso de material seco a ser submetido ao ensaio. No presente caso, considerando a distribuição granulométrica do material, foram ensaiadas duas frações, sendo uma passante na peneira de 9,52mm e retida na de 4,76mm e a outra passante na de 4,76 mm e retida na de 2,00 mm, ambas constituídas de 500g de material seco.

As amostras foram submetidas à dez ciclos alternados de imersão em água (24 horas), e secagem em estufa (12 horas) a $100 \pm 5^\circ\text{C}$. Após retirar o material da estufa, deixava-se resfriar por uma hora antes da nova imersão de água. Ao final dos ciclos, quantificou-se a perda de material em peso seco de cada fração granulométrica.

4.3.7 Ensaio de Inderbitzen

Foram realizados ensaios de Inderbitzen em amostras compactadas do saibro utilizado na camada superior do revestimento primário com a finalidade de realizar uma avaliação direta da erodibilidade desse material, a qual o ensaio se propõe, conforme descrito em 2.10.1. Os ensaios foram realizados no Laboratório de Geologia Ambiental da Universidade Federal de Santa Maria – UFSM.

O equipamento utilizado consiste numa rampa hidráulica em chapa metálica de 25cm de

largura e 60cm de comprimento dotada de um orifício central, no qual é introduzida uma amostra de solo contida em um anel de PVC biselado de 10cm de diâmetro e 5cm de altura (Figura 38). Essa rampa é articulada, permitindo as seguintes regulagens de inclinação: 10°, 26°, 45° e 54°. O fluxo d'água é alimentado diretamente da rede hidráulica e o controle e medida de vazão são realizados por um registro e um rotâmetro, respectivamente. A amostra é instalada de tal forma que sua superfície coincida com o fundo da rampa. O sistema de coleta e seleção de material erodido é constituído por baldes plásticos de 60 litros e por um conjunto de peneiras nas malhas de 4,8mm, 2,0mm, 0,42mm e 0,075mm (peneiras #4, #10, #40 e #200, respectivamente).



Figura 38: ensaio de Inderbitzen.

Inicialmente foram moldados corpos de prova em cilindros grandes utilizados no ensaio de compactação, tomando como referência a umidade ótima e grau de compactação máximo do ensaio de Proctor normal. A preparação do solo utilizado seguiu o mesmo procedimento empregado nos ensaios de compactação descrito no item 4.3.3. A partir desses corpos de prova foram talhadas, com a utilização do anel de PVC biselado referido acima e ferramenta cortante, as amostras a serem submetidas ao ensaio, as quais ficaram contidas no interior do anel.

Foram realizados 4 ensaios, adotando-se inclinações da rampa de 10° e 26°, e para cada qual vazões de 3l/min e 6l/min. Como a inclinação máxima da pista experimental, conforme descrito em 3.2 é de 17% (10°), tornou-se desnecessário realizar ensaios com inclinações mais

elevadas. As vazões adotadas visam simular condições de precipitações mais brandas e mais intensas e assim obter curvas completas.

Nos tempos de 1min, 5min e 10min o balde coletor de sedimentos era substituído, de modo a individualizar a medição nesses tempos e no tempo final de 20min, no qual os ensaios eram encerrados. O material recolhido em cada balde era submetido a um peneiramento úmido no conjunto de peneiras especificado acima, sendo que o material retido em cada peneira era secado em estufa para a quantificação do peso seco. O sedimento passante na peneira #200 era medido indiretamente, a partir da coleta de uma amostra de água com finos, obtida do balde, após cuidadosa homogeneização. O material remanescente da amostra era retirado do anel e secado em estufa para obtenção de seu peso seco.

4.3.8 Ensaios para a obtenção das curvas de retenção

Os ensaios para obtenção das curvas de retenção dos três solos foram realizados utilizando-se o método do papel filtro, conforme será exposto a seguir. Tais ensaios foram realizados no Laboratório de Solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

Os corpos de prova foram moldados em um cilindro de 10 cm de diâmetro e 12,5 cm de altura. Para a realização da moldagem, tomaram-se como base os parâmetros das curvas de compactação obtidas nos ensaios de compactação, perseguindo-se atingir a umidade ótima e o grau de compactação máximo para a energia normal de Proctor. Salienta-se que, apesar do molde possuir diâmetro inferior ao cilindro grande utilizado no ensaio de compactação, adotou-se o mesmo critério quanto à preparação das amostras daquele empregado nos ensaios de compactação. Assim, no caso do solo do subleito foi utilizado todo o material, uma vez que praticamente 100% passa na peneira de 4,8mm, o que, a rigor, segundo a NBR 6457:1986, também seria aceito para o cilindro pequeno do ensaio de compactação. Para a argila, inclui-se a porção de material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 8%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%). Para o saibro, inclui-se a porção do material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 35%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%). A compactação foi realizada em três camadas, controlando-se o peso de material necessário para preenchimento de um terço do cilindro, quando compactado, para que fosse alcançado o peso específico máximo.

Posteriormente, a partir dos corpos de prova moldados no cilindro 10 cm de diâmetro e 12,5

cm de altura, foram talhados seis corpos de prova menores para cada um dos materiais estudados. Para obtenção dos corpos de prova do solo do subleito, empregaram-se anéis metálicos com dimensões aproximadas de 6,3 cm de diâmetro interno e 2 cm de altura, sendo os corpos de prova cuidadosamente talhados a partir do corpo de prova maior e acondicionados nesses anéis. Tentou-se realizar o mesmo procedimento também para a argila e o saibro. No entanto, a importante presença da fração pedregulho nesses solos dificultou o processo. Assim, optou-se por tomar como corpos de prova frações dos corpos de prova moldados no cilindro referido acima. Para isso, os corpos de prova cilíndricos foram partidos transversalmente em alturas de aproximadamente um terço da total, resultando em corpos de prova com o diâmetro de aproximadamente 100 mm e alturas variáveis. Nas Figuras 39-a, 39-b e 39-c são apresentadas imagens de corpos de prova obtidos para o solo do subleito, argila e saibro, respectivamente.



Figura 39: corpos de prova preparados para realização dos ensaios de obtenção das curvas de retenção. (a) solo do subleito; (b) argila e (c) saibro.

Após a moldagem dos corpos de prova, foram procedidos os ensaios voltados a obtenção das curvas de retenção de cada um dos solos analisados, sendo empregado o Método do Papel Filtro apresentado no item 2.5.2.3. Para tal, procedeu-se a variação do teor de umidade ao longo do tempo, obtendo-se assim as curvas de secagem e de umedecimento dos solos. Os ensaios foram iniciados com as curvas de secagem, partindo-se da umidade de moldagem dos corpos de prova.

Nos ensaios da argila e do saibro foram utilizados dois corpos de prova para cada teor de umidade nas primeiras curvas de secagem e de umedecimento, possibilitando assim a variação do teor de umidade do solo em cerca de 3% por semana. Após a obtenção das primeiras curvas, foram utilizados os seis corpos de prova individualmente, visando agilizar a execução dos ensaios, possibilitando a variação do teor de umidade em cerca de 6% por semana. No solo do subleito foram mantidos dois corpos de prova para cada teor de umidade ao longo de

todos os ciclos, pois o solo não apresentou curvas bem definidas, conforme será exposto no decorrer deste trabalho.

Para o controle da umidade dos solos, foi levado em consideração o fato de que o peso das partículas sólidas não se altera e, portanto, a variação da umidade pode ser controlada através do ganho ou perda de massa de água no corpo de prova. Durante a curva de secagem a variação da umidade foi acelerada com a colocação dos corpos de prova em uma estufa com temperatura de aproximadamente 100 °C. Durante o processo de umedecimento foi utilizado um conta gotas para a adição de água nos corpos de prova. A adição ou retirada de água foi controlada através de pesagens. O teor de umidade (w) foi controlado através da Equação 57, deduzida a partir das definições de índices físicos do solo.

$$w = w_i - \frac{(P_i - P)(1 + w_i)}{P_i} \quad (\text{Equação 57})$$

onde:

w : teor de umidade do solo;

w_i : teor de umidade inicial do solo (antes da secagem ou umedecimento);

P_i : peso inicial do corpo de prova (antes da secagem ou umedecimento);

P : peso do corpo de prova.

Para a execução dos ensaios, foram utilizados papéis filtro Whatman N° 42. Cada corpo de prova recebia em cada etapa dois pedaços de papel para o controle da sucção (papel sensor) e dois pedaços de papel para evitar o contato direto do papel filtro sensor com o solo (papel separador). Como sensores, foram utilizados para o solo do subleito, a argila e o saibro, respectivamente, papéis filtro recortados nos tamanhos de 2 cm x 2 cm, 3 cm x 3 cm e 3,5 cm x 3,5 cm. Já os papéis separadores empregados foram dos tamanhos de 2,5 cm x 2,5 cm para o solo do subleito, 3 cm x 3 cm para a argila e 4,5 cm x 4,5 cm para o saibro. A opção por diferentes tamanhos se deu de acordo com a presença da fração pedregulho no solo, adotando-se dimensões maiores à medida que a mesma era mais forte, buscando-se com isso obter valores os mais representativos possível e conseqüentemente minimizar a dispersão dos resultados.

Os papéis filtro foram instalados em contato com o solo, obtendo-se dessa forma a medição

da sucção mátrica. Em cada etapa, os corpos de prova eram isolados do ambiente através do emprego de *insufilm*, com o objetivo de manter a umidade do solo ao longo do período de equilíbrio energético, que variou de seis a sete dias. Na Figura 40 são apresentadas imagens dos conjuntos utilizados para a obtenção das curvas de retenção dos três solos estudados.



Figura 40: conjuntos utilizados para a obtenção das curvas de retenção. (a) solo do subleito; (b) argila e (c) saibro.

Após o envelopamento de cada corpo de prova, era tomado o peso inicial do conjunto e, na sequência, o mesmo era armazenado dentro de uma caixa de isopor, visando manter a temperatura constante ao longo do tempo de equilíbrio energético. Após esse período, cada um dos conjuntos era pesado novamente para o cálculo do teor de umidade final e posteriormente aberto para retirada dos papéis filtro sensores.

Em cada etapa, os papéis filtro sensores eram retirados das amostras com o auxílio de uma pinça e imediatamente acondicionados em cápsulas, devidamente identificadas, e pesados no estado úmido em balança com precisão de 0,0001 g. Posteriormente, eram levados para estufa, em temperatura controlada (60 °C), onde permaneciam por aproximadamente 24 h para secagem. Após esse período, os mesmos eram pesados novamente, possibilitando assim o cálculo do teor de umidade do papel filtro. Para que não houvesse influência da umidade de outros materiais, a estufa era utilizada exclusivamente para esse procedimento.

Através do teor de umidade do papel filtro, foi determinada a sucção matricial para os respectivos graus de saturação do solo, empregando-se as equações de calibração sugeridas por Chandler, Crilly e Montgomery-Smity (1992), as quais são apresentadas abaixo.

$$\log \psi = 4,84 - 0,0622w_f \quad w_f < 47 \quad (\text{Equação 58})$$

$$\log \psi = 6,05 - 2,48 \log w_f \quad w_f \geq 47 \quad (\text{Equação 59})$$

onde:

ψ : sucção mátrica ($u_a - u_w$);

w_f : teor de umidade do papel filtro.

O processo foi repetido a cada semana, obtendo-se assim as curvas de retenção do solo. Quando havia perdas de material do corpo de prova, por ocorrer esfarelamentos ou por alguns grãos aderirem ao *insufilm* que era descartado em cada etapa, eram sempre realizados os cálculos do teor de umidade considerando-se para as pesagens o material que havia se despreendido do conjunto. De posse desse valor, o material solto era descartado, fixando-se o teor de umidade para o material remanescente. Ao final de cada ciclo de secagem o solo era colocado em estufa com temperatura controlada de 100° C, por um período de 24 h para secagem total e correção de eventuais perdas de material, não contabilizadas no processo descrito anteriormente.

A partir dos dados obtidos, foram introduzidas curvas de ajuste definidas pelos modelos contidos nas equações 3 e 4, propostas por Gitirana Jr. e Fredlund (2004), apresentadas no item 2.5.2.4 deste trabalho, obtendo-se assim as curvas de retenção dos solos estudados.

4.3.9 Ensaio de Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto dos materiais empregados no revestimento primário do pavimento experimental e do solo do subleito. Tais ensaios foram realizados no Laboratório de Solos da UNISC e tiveram a finalidade de determinar os parâmetros de resistência dos referidos materiais, necessários para aplicação de alguns modelos de previsões de desempenho que os demandam.

Os procedimentos empregados para a realização dos ensaios seguiram as recomendações feitas por Head (1982), além da Norma ASTM D3080-90 (*Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*).

Uma prensa de cisalhamento convencional, do tipo deformação controlada, foi o equipamento utilizado para a realização dos ensaios (Figura 41). O equipamento ensaia corpos de prova 6,3 cm de diâmetro e 2 cm de altura, os quais são posicionados no centro de uma caixa bi-partida. Para a medição da força de cisalhamento aplicada ao corpo de prova utilizou-se uma célula de carga devidamente calibrada e os deslocamentos foram medidos por meio de extensômetros também devidamente calibrados. A coleta de dados de força cisalhante e deslocamentos foi

realizada através de leituras visuais nesses dispositivos, cujos valores eram anotados em uma planilha.



Figura 41: equipamento utilizado nos ensaios de cisalhamento direto.

No total, foram ensaiados nove corpos de prova para cada um dos materiais estudados, sendo três na condição inundada e os demais em dois teores de umidade de interesse.

Os corpos de prova foram moldados diretamente nos anéis de 6,3cm de diâmetro e 2 cm de altura. Para a realização da moldagem, tomaram-se como base os parâmetros das curvas de compactação obtidas nos ensaios de compactação, perseguindo-se atingir a umidade ótima e o grau de compactação máximo para a energia normal de Proctor. Da mesma forma que no item anterior, salienta-se que, apesar do anel de moldagem possuir diâmetro inferior ao cilindro grande utilizado no ensaio de compactação, adotou-se o mesmo critério quanto à preparação das amostras daquele empregado nos ensaios de compactação. Entende-se que a exclusão de determinada(s) fração(ões) de solo presentes nos ensaios de compactação e para a obtenção das curvas de retenção produziria resultados incoerentes, tendo em vista que os parâmetros de compactação e valores de sucção provavelmente seriam outros. A compactação foi realizada por prensagem, utilizando-se um soquete manual pequeno, em uma única camada, controlando-se o peso de material necessário para preenchimento do anel, quando compactado, para que fosse alcançado o peso específico máximo. Eram utilizados dois anéis sobrepostos, sendo que o superior tinha a função de colarinho.

Os corpos de prova destinados aos ensaios não inundados iam para a estufa por um período de 24 h para secagem e, na sequência, recebiam água, com o auxílio de um conta gotas, para que fossem levados até a umidade de interesse. Para cada material foram então preparados três

corpos de prova para cada teor de umidade pretendido, sendo de 5% e 11% para o solo do subleito, de 9,5% e 18,5% para a argila e de 4% e 10% para o saibro. Tais umidades correspondem a graus de saturação de aproximadamente 30% e 70%, respectivamente. Com isso, a intenção dos ensaios, considerando também aqueles conduzidos em corpos de prova inundados, seria cobrir níveis de grau de saturação desde aproximadamente 30% até o mais próximo possível de 100%.

Esses corpos de prova eram preparados para medição da sucção mátrica da mesma maneira com que foram preparados os corpos de prova utilizados para obtenção das curvas de retenção, conforme apresentado no item 4.3.7. A única diferenciação em relação à metodologia adotada para determinação das curvas de retenção dos solos, se deu pelo fato de todos os corpos de prova, independentemente do solo, terem recebido papéis filtro sensores com tamanho de 2 cm x 2 cm e papéis separadores de 2,5 cm x 2,5 cm. Essa diferenciação se fez necessária em função dos diâmetros dos corpos de prova (cerca de 6,3 cm).

Para a realização dos ensaios na condição inundada, os corpos de prova permaneceram submersos pelo período mínimo de 24 horas e, na sequência foram cisalhados. Os corpos de prova ensaiados nas umidades de interesse foram desenvolvidos no momento do ensaio para retirada dos papéis filtro e determinação da sucção. Esse procedimento teve como objetivo comparar a sucção do corpo de prova ensaiado com a sucção obtida nas curvas de retenção dos solos. A metodologia utilizada para a determinação da sucção foi a mesma empregada para determinação das curvas de retenção dos solos estudados, apresentada no item 4.3.7.

As tensões normais aplicadas durante os ensaios de cisalhamento direto foram de 30 kPa, 50 kPa e 100 kPa para o solo do subleito; 30 kPa, 100 kPa e 200 kPa para a argila; e 100 kPa, 200 kPa e 500 kPa para o saibro. Essas tensões foram escolhidas de modo a contemplar os níveis de tensão solicitados nas camadas do pavimento em estudo. As velocidades de execução dos ensaios foram definidas de acordo com as recomendações da ASTM D3080 (2011), sendo de 0,055 mm/min para os três materiais ensaiados.

4.3.10 Ensaios triaxiais de carga repetida

Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados com a finalidade de determinar o módulo de resiliência e para a análise das características de deformação permanente dos materiais empregados no revestimento primário e do solo do subleito do pavimento

experimental. Tais ensaios foram realizados no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, utilizando-se uma câmara triaxial (Figura 42).

Os corpos de prova foram moldados em um molde de metal tripartido com 10 cm de diâmetro e 20 cm de altura. Para a realização da moldagem, tomaram-se como base os parâmetros das curvas de compactação obtidas nos ensaios de compactação, perseguindo-se atingir a umidade ótima e o grau de compactação máximo para a energia normal de Proctor.

Salienta-se que, apesar do molde possuir diâmetro inferior ao cilindro grande utilizado no ensaio de compactação, adotou-se o mesmo critério quanto à preparação das amostras daquele empregado nos ensaios de compactação. Assim, no caso do solo do subleito foi utilizado todo o material, uma vez que praticamente 100% passa na peneira de 4,8mm, o que, a rigor, segundo a NBR 6457:1986, também seria aceito para o cilindro pequeno do ensaio de compactação. Para a argila, inclui-se a porção de material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 8%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%). Para o saibro, inclui-se a porção do material retido na peneira de 4,8mm (a qual foi de 35%) desprezando-se a fração de material retido na peneira de 19,1mm (a qual foi de 2%). Com isso, foi obedecida a relação de 1:5 do diâmetro máximo dos grãos para o diâmetro do CP. A compactação foi realizada em cinco camadas, controlando-se o peso de material necessário para preenchimento de um quinto do cilindro, quando compactado, para que fosse alcançado o peso específico máximo. Após a moldagem, cada corpo de prova era transportado e devidamente posicionado na câmara triaxial.

Na realização dos ensaios destinados a obtenção do módulo de resiliência dos materiais, dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Diferencial Transformer*) foram instalados no interior da câmara apoiados em parafusos extensores fixados no cabeçote (*top cap*) com a finalidade de medir as deformações elásticas. Na sequência foi efetuada a aplicação dos carregamentos através de um sistema pneumático de ar comprimido. As pressões aplicadas eram controladas automaticamente por um sistema ligado a um microcomputador gerenciado pelo programa SEEPAV 8200 (Sistema de Ensaio Especiais de Pavimentação). A aquisição dos dados de tensão desvio aplicada e deformação elástica foi realizada automaticamente pelo programa, o qual também calcula os módulos de resiliência para cada estado de tensão. Foram ensaiados dois corpos de prova para cada solo. Os ensaios foram realizados seguindo-se a Norma DNIT 134/2010-ME. A frequência das cargas repetidas é de 1 Hz (60 ciclos por minuto) e a duração é de cerca de 0,10 segundo.

Antes de iniciar o ensaio propriamente dito de determinação do módulo de resiliência, a Norma citada acima recomenda aplicar uma sequência de carregamentos dinâmicos com a finalidade de eliminar as grandes deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência. Assim, esse condicionamento prévio tem por objetivo reduzir a influência das deformações permanentes nos resultados. A referida Norma prescreve a aplicação de 1500 repetições, distribuídas em 3 pares de tensão confinante e tensão desvio, compreendendo 500 repetições em cada par. Porém, a experiência tem mostrado que em ensaios em solos, a aplicação do terceiro par tem ocasionado a ruptura do CP para a ampla maioria dos casos. Assim, optou-se por aplicar somente os dois primeiros estágios de condicionamento.



Figura 42: câmara utilizada nos ensaios triaxiais de carga repetida. Ensaio para a determinação de deformações permanentes em curso, com o emprego de um RDT (*Rectilinear Displacement Transducer*)

Para a determinação das deformações permanentes foi utilizada a mesma câmara triaxial e os

mesmos sistemas de aplicação de pressões dos ensaios de módulo de resiliência. Porém, para a aquisição dos dados de deformação não foram usados sensores do tipo LVDT, pois os mesmos não possuíam curso suficiente para registrar deformações permanentes da ordem de 2cm (10%) de potencial ocorrência nesse tipo de ensaio em solos. Em seu lugar, foi utilizado um transdutor de deslocamento resistivo do tipo RDT (*Rectilinear Displacement Transducer*) de especificação LTM 50 S, fabricado pela empresa italiana Gefran, com curso de 5cm. A recepção dos dados se dá através de um sistema composto por um equipamento denominado HBM *Spider 8* e um programa de computador denominado HBM *Catman 4.5*. O primeiro recebe os dados do RDT e os transmite a um computador cujo programa esteja instalado, sendo então gerados relatórios e gráficos que expressam os resultados obtidos. Além disso, nesse ensaio, diferentemente daquele destinado à obtenção de do módulo de resiliência, a fase de condicionamento prévio é dispensada.

Para cada solo foi ensaiado um CP para um par de tensões definido a partir de uma análise de valores que representariam a situação média prevista em campo, conforme será apresentado posteriormente. Além disso, para os dois materiais empregados nas camadas de revestimento primário foram realizados ensaios com multiestágios de tensões, ou seja, fixou-se um valor para a tensão confinante e após determinado número de ciclos de aplicação de carga axial repetida, previu-se um aumento no valor de tensão desvio. Na primeira modalidade de ensaio foi prevista a aplicação de 80.000 ciclos de carga axial repetida, sendo interrompido o ensaio no caso de se observar a ruptura do CP. Na segunda modalidade, previu-se a aplicação de 30.000 ciclos, divididos em 15 estágios para a argila (2000 ciclos para cada estágio) e 12 estágios para o saibro (2500 ciclos para cada estágio). Na prática, ocorreu a ruptura durante a aplicação do 12º e 2º estágios para os CPs de argila e saibro, respectivamente. Nas Tabelas 12 e 13 são apresentados os pares de tensão empregados nos ensaios.

Tabela 12: pares de tensão empregados nos ensaios de deformação permanente (ensaios com um único par de tensões).

Material	Tensão Confinante $\sigma_c = \sigma_3 = \sigma_h$ (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Tensão vertical $\sigma_v = \sigma_1 = \sigma_c + \sigma_d$ (kPa)	Relação de tensões σ_1 / σ_3
Subleito	50,4	102,9	153,3	3,0
Argila	50,4	206,8	257,2	5,0
Saibro	137,9	412,0	549,9	4,0

Tabela 13: pares de tensão empregados nos ensaios de deformação permanente (ensaios com multiestágios).

Estágio	Argila				Saibro			
	Tensão Confinante $\sigma_c = \sigma_3 = \sigma_h$ (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Tensão vertical $\sigma_v = \sigma_1 = \sigma_c + \sigma_d$ (kPa)	Relação de tensões σ_1 / σ_3	Tensão Confinante $\sigma_c = \sigma_3 = \sigma_h$ (kPa)	Tensão desvio σ_d (kPa)	Tensão vertical $\sigma_v = \sigma_1 = \sigma_c + \sigma_d$ (kPa)	Relação de tensões σ_1 / σ_3
1	50,4	25,2	75,6	1,5	137,9	68,9	206,8	1,5
2	50,4	50,4	100,8	2,0	137,9	137,9	275,8	2,0
3	50,4	75,6	126,0	2,5	-	-	-	-
4	50,4	100,8	151,2	3,0	-	-	-	-
5	50,4	126,0	176,4	3,5	-	-	-	-
6	50,4	151,2	201,6	4,0	-	-	-	-
7	50,4	176,4	226,8	4,5	-	-	-	-
8	50,4	201,6	252,0	5,0	-	-	-	-
9	50,4	226,8	277,2	5,5	-	-	-	-
10	50,4	252,0	302,4	6,0	-	-	-	-
11	50,4	277,2	327,6	6,5	-	-	-	-
12	50,4	302,4	352,8	7,0	-	-	-	-

Para efeitos práticos, considerou-se como critério de ruptura deformações permanentes superiores a 10% (equivalente a 2cm de deslocamento).

4.4 PROCEDIMENTOS EMPREGADOS NA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL

Com o objetivo de avaliar o desempenho do pavimento experimental, realizaram-se inspeções de campo, cujos procedimentos empregados, os quais serão descritos a seguir, foram desenvolvidos com base na metodologia da inspeção visual detalhada (*Detailed Visual Inspection – DVI*) apresentada no item 2.11. Nessas inspeções foram avaliadas a severidade e a densidade dos principais defeitos com ocorrência típica em vias com pavimento em revestimento primário submetidas ao tráfego e às condições climáticas. Na sequência são elencados os defeitos avaliados e descritos os critérios adotados para a mensuração da densidade e severidade de cada um, cujos resultados são utilizados para a definição das condições superficiais da via.

Ao todo, foram realizadas quatro inspeções para a avaliação do desempenho do pavimento experimental, conforme detalhamento apresentado na Tabela 14.

Tabela 14: inspeções realizadas durante o período de avaliação do pavimento experimental.

Inspeção	Datas	Tempo transcorrido desde a implantação do pavimento (meses)
1	15/03/14	12
2	12/09/14	18
3	15/03/15	24
4	09/09/15	30

Conforme exposto anteriormente, as ações climáticas podem interferir significativamente no desempenho de vias dessa natureza. A ação das chuvas, por exemplo, tem efeito direto no eventual surgimento de sulcos de erosão, possibilitando também a ocorrência de aumentos significativos do teor de umidade das camadas de revestimento e do subleito, os quais podem contribuir fortemente para o surgimento de defeitos como afundamento de trilha de roda e buracos. Por outro lado, a radiação solar intensa pode provocar uma diminuição do teor de umidade das camadas, contribuindo com ganhos de resistência, em função do efeito da sucção, a depender também da temperatura ambiente. Assim, foram levantados dados referentes às precipitações pluviométricas, à temperatura e quanto à radiação solar observadas no período de avaliação do pavimento experimental através de consulta realizada junto ao banco de dados disponível no *site* do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET para a estação meteorológica de São Gabriel-RS.

Ressalta-se que os levantamentos de Irregularidades Longitudinais, cujos resultados são expressos pelo IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional) e os procedimentos empregados foram apresentados no item 4.2.4, dentro do tópico ensaios de campo, não deixam de ser também uma ferramenta de avaliação de desempenho do pavimento experimental.

4.4.1 Monitoramento do teor de umidade das camadas

Com a finalidade de verificar o teor de umidade que se encontravam os materiais constituintes das camadas por ocasião de cada inspeção, eram coletadas amostras em alguns pontos aleatórios e outros estratégicos ao longo do trecho experimental.

Para a referida coleta eram abertas pequenas cavidades na pista com o emprego de ferramentas manuais e retiradas amostras a aproximadamente metade da altura de cada camada do revestimento primário e no topo do subleito. Essas amostras, assim que extraídas, eram imediatamente acondicionadas em sacos plásticos muito bem vedados, sendo depois

transportadas e submetidas a ensaios de determinação de umidade em estufa no Laboratório de Solos da Universidade de Santa Cruz do Sul – UNISC.

4.4.2 Metodologia e critérios de avaliação dos principais defeitos

4.4.2.1 Afundamento de Trilha de Roda

Para a avaliação desse defeito, eram realizadas medições das deformações permanentes nas trilhas direita e esquerda das estacas inteiras, ou seja, nas estacas iniciais e finais de cada seção definida na Tabela 11. As medidas eram realizadas utilizando-se como gabarito o inclinômetro metálico empregado na verificação do abaulamento da pista, o qual possui 1,20m de comprimento, e uma trena métrica de aço com precisão de 1mm. O valor médio das duas medidas em cada trilha, dado em mm, corresponde à severidade do defeito. A densidade do defeito era avaliada através de inspeção visual ao longo do comprimento de cada seção.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, obtinha-se a partir das Tabelas 9 e 10 a escala e a decorrente classificação da condição da estrada para cada uma das trilhas dentro de cada seção. A seguir eram calculados os valores médios das escalas para cada seção e para o trecho experimental como um todo e por meio da Tabela 10 eram obtidas para ambos as respectivas classificações das condições da estrada.

4.4.2.2 Ondulações e Atoleiros

Como não se observou o surgimento de tais defeitos nas inspeções realizadas, dispensa-se maiores detalhamentos quanto aos critérios que seriam utilizados para avaliação dos mesmos, os quais certamente teriam como base os procedimentos propostos na Tabela 9.

4.4.2.3 Buracos (“panelas”)

Para a avaliação desse defeito, eram medidos os diâmetros e profundidade dos buracos observados em cada seção. Para tal, utilizou-se trena de aço e como gabarito o inclinômetro metálico empregado para a verificação do abaulamento da pista. A profundidade dos buracos representa a severidade do defeito e a porcentagem da área ocupada pelos mesmos em relação à área da seção à densidade do defeito.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, obtinha-se a partir das Tabelas 9 e 10 a escala e a decorrente classificação da condição da estrada para cada seção. A partir da média dos valores das escalas das seções, obtinha-se, através da Tabela 10, a classificação da condição da estrada para o trecho experimental como um todo.

4.4.2.4 Perda de Abaulamento

Para cada estaca inteira, as quais demarcam o início e o final de cada seção do pavimento experimental definidas na Tabela 11, nas inspeções realizadas eram tomadas medidas do abaulamento em cada um dos lados da pista. Para tal, foi utilizado um inclinômetro digital metálico de 1,20m de comprimento.

Como o procedimento empregado é diferente daquele proposto na Tabela 9, foram introduzidas algumas adaptações nos critérios de avaliação. Assim, em cada inspeção, efetuou-se uma comparação do valor medido com aquele correspondente ao mínimo de 5% especificado, obtendo-se assim a porcentagem relativa de perda de abaulamento em relação ao mínimo desejável, a qual passa a representar a severidade do defeito. Nas situações em que os valores de abaulamento medidos eram maiores que 5%, então se considerou a não ocorrência do defeito. Na Tabela 9, para a avaliação da severidade é considerada a diferença de nível em mm entre a borda da pista e o centro, sendo que as condições de baixa, alta e média severidades, correspondem a valores maiores que 50mm, entre 20 e 50mm e menores que 50mm, respectivamente. Com a finalidade de adaptar o critério para o presente caso, estabeleceram-se faixas correspondentes, porém dadas em porcentagem de perda de abaulamento obtidas conforme descrito acima. Tomando-se como base a publicação de Nervis e Bittencourt (2012), dividiram-se as respectivas faixas de nível de severidade de acordo com a Tabela 15.

Tabela 15: classes de severidade do defeito de perda de abaulamento.

Severidade	Classe de Severidade
$\geq 5\%$	Baixa (B)
3,5% a 5%	Média (M)
$\leq 3,5\%$	Alta (A)

Para a determinação da densidade do defeito, computava-se a porcentagem de pontos na trilha em cada seção, obtendo-se assim o segundo parâmetro de entrada para esse critério de avaliação na Tabela 9, possibilitando assim que fosse determinada a escala e a classificação da condição da estrada. A seguir eram calculados os valores médios das escalas para cada seção e para o pavimento experimental como um todo e por meio da Tabela 10 foram obtidas para ambos as respectivas classificações das condições da estrada.

4.4.2.5 Perda de Espessura de Revestimento

Em cada estaca inteira era obtida nas inspeções uma medida da espessura remanescente da camada de revestimento de saibro em cada trilha da pista. O procedimento consistia na abertura manual de uma pequena cavidade na pista até que fosse atingida a camada subjacente (camada de argila) em cada um dos pontos considerados, medindo-se a espessura da camada com o uso da mesma trena de aço empregada na medição dos afundamentos de trilha de roda. Em cada inspeção, comparou-se o valor medido em cada estaca com aquele registrado no dia da implantação da pista (Tabela 11). Para cada trilha dentro da seção, o valor médio representa a severidade do defeito, enquanto que a porcentagem de pontos em que era observada a ocorrência do defeito representa a densidade do defeito.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, determinava-se a partir das Tabelas 9 e 10 a escala e a decorrente classificação da condição da estrada para cada trilha dentro de cada seção. A seguir eram calculados os valores médios das escalas para cada seção e para o pavimento experimental como um todo e por meio da Tabela 10 eram obtidas para ambos as respectivas classificações das condições da estrada.

4.4.2.6 Sulcos de Erosão

Para a determinação da densidade do defeito, media-se com a utilização de uma trena, a área atingida em cada uma das seções definidas na Tabela 11, calculando-se a correspondente porcentagem da mesma em relação à área total da seção. Para a determinação da severidade do defeito, mediu-se a profundidade dos sulcos mais acentuados em cada seção, utilizando-se o mesmo método empregado para a determinação do afundamento de trilha de roda, a qual é dada em mm, registrando-se esse valor.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, obtinha-se a partir das Tabelas 9 e 10 a escala e a decorrente classificação da condição da estrada para cada seção. A partir da média dos valores das escalas das seções, obtinha-se, através da Tabela 10, a classificação da condição da estrada para o pavimento experimental como um todo.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO

5.1 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.1.1 Ensaios de Caracterização

O material do subleito, de cor cinza, se trata de uma areia siltosa, mal-graduada, com presença de uma pequena quantidade de argila, predominando na fração areia as parcelas de areia fina e média. O material constituinte da camada inferior de revestimento primário do pavimento experimental, de cor laranja, apresentou granulometria descontínua e se trata de uma argila siltosa com razoável presença de pedregulho. Já o saibro, constituinte da camada superior do revestimento primário, se trata de um pedregulho arenoso bem graduado, com pequenas quantidades de silte e argila. Ressalta-se que tais classificações granulométricas referem-se à NBR 6502:95. Na Figura 43 são apresentadas as curvas granulométricas dos solos e na Tabela 16 são apresentadas suas principais características geotécnicas.

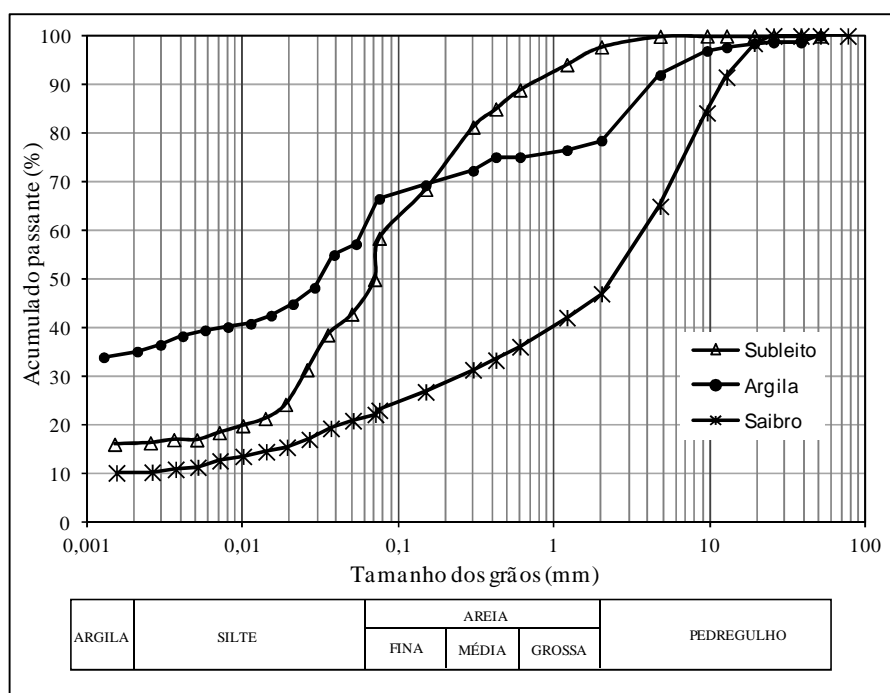


Figura 43: curvas de distribuição granulométrica dos solos.

Tabela 16: características geotécnicas dos materiais empregados no pavimento experimental.

Propriedades		Materiais		
		Solo do Subleito	Argila (camada inferior do revestimento)	Saibro (camada superior do revestimento)
Granulometria	Pedregulho ($2\text{mm} < \Phi \leq 60\text{mm}$)	2%	22%	54%
	Areia ($0,06\text{mm} < \Phi \leq 2\text{mm}$)	52%	17%	24%
	Silte ($0,002\text{mm} < \Phi \leq 0,06\text{mm}$)	30%	26%	12%
	Argila ($\Phi \leq 0,002\text{mm}$)	16%	35%	10%
	Classificação segundo a NBR 6502: 95	Areia siltosa	Argila siltosa	Pedregulho arenoso
	Diâmetro efetivo (D_{10})	$< 0,001\text{mm}$	$< 0,001\text{mm}$	0,0035mm
	Coeficiente de uniformidade (C_u)	> 80	> 60	1143
Coeficiente de curvatura (C_c)	> 8	< 1	2,86	
Tipo de Granulometria		Solo mal graduado	Granulometria descontínua	Solo bem graduado
Peso Específico dos Grãos - γ_s (kN/m ³)		25,92	27,55	25,16
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL	NL	44	35
	Limite de Plasticidade - LP	NP	28	26
	Índice de Plasticidade - IP	-	16	9
	Classificação segundo Burmister (1949) <i>apud</i> Das e Sobhan (2014)	Não Plástico	Plasticidade Média	Plasticidade Baixa
Classificação SUCS		ML	CL	SM
Classificação da AASHTO		A-4	A-7-6	A-2-4
Índice de Grupo - IG		0	10	0

Os Índices de Plasticidade são compatíveis com a natureza granulométrica dos solos, ou seja, o solo do subleito e o saibro da camada superior do revestimento primário, pelo fato de serem materiais predominantemente granulares, apresentaram características de não plástico e de plasticidade baixa, respectivamente, enquanto que a argila utilizada na camada inferior de revestimento primário, por ter predominância de frações finas na sua composição granulométrica (61% entre silte e argila) apresentou plasticidade média.

Com relação ao peso específico dos grãos ou sólidos, de acordo com Pinto (2002), os valores se situam em torno de 27kN/m³, sendo que grãos de quartzo costumam apresentar valores na ordem de 26,5kN/m³ e argilas lateríticas até 30kN/m³. No presente caso, os materiais predominantemente granulares, quais sejam, o solo do subleito e o saibro, apresentaram valores ligeiramente abaixo dos 26,5kN/m³ referenciados pelo autor, provavelmente devido a forte presença de grãos de feldspato potássico que costumam apresentar, segundo Caputo (1988), valores na ordem de 25kN/m³. Por sua vez, a argila apresentou valor ligeiramente

superior à média, mas dentro das margens previstas para argilas lateríticas, sendo o mesmo fortemente influenciado pelo elevado peso específico dos grãos de pedregulho ($31,55\text{kN/m}^3$), os quais, conforme visto anteriormente, representam 22% da composição granulométrica do solo. Esses grãos provavelmente se tratam de concreções de óxidos e/ou hidróxidos formadas durante o processo de intemperização do solo.

Quanto às classificações geotécnicas tradicionais, os solos do subleito e os materiais empregados nas camadas inferior e superior de revestimento primário do pavimento experimental se enquadram nas classificações ML, CL e SM, respectivamente, do Sistema Único de Classificação de Solos – SUCS e A-4, A-7-6 e A-2-4 do Sistema de Classificação da AASHTO. Na Tabela 17 são apresentadas as descrições referentes a cada um desses grupos de solo.

Tabela 17: descrição dos solos em estudo segundo as classificações geotécnicas tradicionais.

Materiais	Classificação SUCS		Classificação da AASHTO	
	Grupo	Descrição	Grupo	Descrição
Solo do Subleito	ML	Siltes, siltes arenosos e pedregulhosos com valor como fundação de pavimento de moderado a insatisfatório, compressibilidade e expansão escassa a média e características de drenagem moderadas a insatisfatórias. Inadequado para ser empregado como base sob a superfície em uso.	A-4	Silte não plástico ou moderadamente plástico, podendo conter uma mistura de silte, areia e pedregulho, com funcionamento como subleito de regular a mau.
Argila (camada inferior do revestimento)	CL	Argilas, argilas arenosas ou pedregulhosas de compressibilidade e expansão média e baixíssima permeabilidade.	A-7-6	Argilas, podendo conter uma mistura de solo argiloso, areia e pedregulho, altos valores de LL e IP, sendo plástico e sofrendo grande variação volumétrica. Funcionamento como subleito de fraco a pobre.
Saibro (camada superior do revestimento)	SM	Areia siltosa ou areia pedregulhosa, compressibilidade e expansão muito escassa e características de drenagem moderadas a insatisfatória. Valor insatisfatório para ser empregado como base sob a superfície em uso.	A-2-4	Solo tipicamente granular, com menos de 35% de material passante na peneira nº 200 e com uma parte mínima que passa na peneira nº 40 de comportamento não plástico ou moderadamente plástico. Funcionamento como subleito de excelente a bom.

(fonte: Vargas, 1977)

Verificam-se várias incoerências entre as descrições dos solos conforme sua classificação pelos sistemas SUCS e da AASHTO (Tabela 17) e suas características geotécnicas apresentadas na Figura 43 e na Tabela 16. Com relação ao solo do subleito, as classificações descrevem que se trata de silte ou silte arenoso e pedregulhoso, quando na verdade se trata de uma areia siltosa. Quanto à argila da camada inferior de revestimento, as classificações não preveem a forte presença da fração silte na composição do solo e a classificação da AASHTO prescreve um solo de alta plasticidade, sendo que na realidade o mesmo apresenta plasticidade média. Para o caso do saibro, a classificação SUCS o classifica como areia siltosa ou areia pedregulho, diferindo da classificação granulométrica de pedregulho arenoso constante na Tabela 16 realizada a partir da NBR 6502:95. Isso ocorre porque nesta o diâmetro mínimo dos grãos correspondente à fração pedregulho é de 2mm, enquanto que naquela é de 4,8mm. Quanto à plasticidade, a descrição das classificações para o saibro estão coerentes com os resultados dos ensaios.

Para a avaliação indireta da erodibilidade do saibro empregado na camada superior do revestimento primário do pavimento experimental por meio de uma primeira aproximação proposta por Bastos (1999) apresentada no item 2.10, a qual é baseada no teor de finos, o material pode ser considerado potencialmente erodível, pois apresenta menos de 55% de material passante na peneira nº 200 (0,075mm) e $IP < 10\%$.

5.1.2 Ensaios de classificação MCT e voltados à aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Na Tabela 18 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios das pastilhas e de resistência a seco. Os resultados desses dois ensaios são utilizados para a aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008) e o primeiro é utilizado também no método expedito de classificação MCT. Na Tabela 19 são apresentados, para cada material constituinte das camadas do pavimento experimental, os resultados obtidos nos ensaios padrão de classificação MCT e a classificação MCT através do método expedito realizada a partir dos dados da Tabela 18.

Tabela 18: resultados dos ensaios das pastilhas e resistência a seco.

Material Ensaiado	Ensaio das Pastilhas							Resistência a seco
	Contração (mm)	Penetração (mm)						
		5'	10'	15'	30'	2h	24h	
Solo do Subleito	0,6	0	1	3	5	5	5	Média
Argila (camada inferior do revestimento)	2,3	0	0	0	0	0	1	Muito Alta
Saibro (camada superior do revestimento)	1,6	3	3	3	3	3	3	Baixa

Tabela 19: classificação MCT dos solos.

Método/Parâmetros		Materiais		
		Solo do Subleito	Argila (camada inferior do revestimento)	Saibro (camada superior do revestimento)
Ensaio Padrão	Parâmetro c'	1,15	2,26	1,53
	Parâmetro e'	1,36	0,88	1,19
	Classificação MCT	NA'	LG'	NA'
Método Expedito	Contração (mm)	0,6	2,3	1,6
	Penetração (mm)	5,0	0	3,0
	Classificação MCT	NS'-NA'	LG'	NG'

Com relação à classificação MCT, observou-se que para os materiais estudados, os resultados obtidos através dos ensaios padrão e do método expedito foram distintos para os finos do saibro, coincidindo para o subleito e para a argila. Dessa forma, serão levados em consideração somente àqueles obtidos através do procedimento padrão. Cabe salientar que nos ensaios padrão de classificação MCT utilizam-se amostras compostas pela fração de solo que passa na peneira de 2mm e no método expedito pela fração que passa na peneira nº 40 (0,42mm). Isso sem dúvida contribui para a obtenção dos resultados diferentes, conforme tem se observado a ocorrência no presente caso. Destaca-se também, que no caso do saibro, conforme é possível verificar na curva granulométrica (Figura 43), menos de 50% do material passa pela peneira de 2mm (46%) e apenas 33% passa pela peneira nº 40. Desta forma, a classificação MCT se torna inapropriada para prever o comportamento do material como um todo, servindo apenas como indicativo quanto ao comportamento da fração fina do material.

O solo do subleito e a fração fina (46%) do saibro utilizado na camada superior de revestimento primário pertencem ao grupo NA' da classificação. Conforme descrito no item 2.4.2, os materiais pertencentes a esse grupo são constituídos por misturas de areias quartzosas (ou de minerais de propriedades similares) com finos de comportamento não laterítico, representados por solos saprolíticos oriundos de rochas ricas em quartzo tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros. Quando a areia for bem graduada e a natureza e porcentagem de finos obedecerem às condições estipuladas tradicionalmente, podem os solos desse grupo apresentar propriedades adequadas para serem usados como bases de pavimentos. Caso contrário, ou ainda, se contiverem, na fração areia ou silte, mica e/ou macrocristais de caolinita e/ou haloisita, eles podem ser totalmente inapropriados. Muitas de suas variedades podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes e muito sujeitas à erosão hidráulica. De forma geral, os materiais pertencentes a esse grupo, de acordo com a Tabela 2, se enquadram na 3ª colocação na ordem de prioridade de emprego no revestimento primário, ficando atrás dos solos de classificação LA' e LG'.

Tanto o solo do subleito como a fração fina do saibro são constituídos por misturas de areias, com a particularidade de que a fração predominante no saibro, de acordo com os critérios da NBR 6502:95, é o pedregulho. O primeiro material se trata de um solo transportado originário de várias rochas como granitos, gnaisses, arenitos, argilitos e siltitos, enquanto o último é um saprólito de gnaisse. Conforme apresentado na Tabela 16, o solo do subleito é mal graduado, sendo, portanto, conforme a classificação MCT, inadequado para funcionar como base de pavimentos. A rigor, o saibro também é contraindicado, pelo fato dos valores de LL e IP ultrapassarem os limites de 25% e 6%, respectivamente, estabelecidos pelas especificações tradicionais e não se enquadrar em nenhuma das faixas granulométricas por elas estipuladas. Tais considerações estão coerentes com as prescrições das classificações tradicionais (Tabela 15).

A argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário pertence ao grupo LG' da classificação MCT, o qual, segundo a descrição apresentada no item 2.4.2, é constituído por argilas ou argilas arenosas do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente como Latossolos, solos Podzólicos (atualmente englobados pelas classes dos Argissolos e Luvisolos) e Terras Rochas Estruturadas (pela atual classificação, incluídas nas classes dos Nitossolos e Argissolos). Assim, no presente caso, o solo pertence ao horizonte B de um Argissolo, originário da forte intemperização da rocha de silito.

Conforme descrito no item 2.3, os solos do grupo LG' quando possuem porcentagem relativamente elevada de areia, podem apresentar, quando compactados, boa capacidade de suporte e módulos de resiliência médios, baixa permeabilidade, razoável coesão, propriedades essas favoráveis para seu emprego em pavimentação. Não são expansivos, porém podem apresentar significativa contração. Possuem alta resistência à erosão hidráulica. No presente caso, a fração de areia é relativamente baixa (17%, contra 35% de argila e 26% de silte). Entretanto, se somada à porcentagem de 22% de pedregulho, tem-se 39% de fração granular na composição do solo. Os demais estudos e a avaliação de desempenho do pavimento experimental permitirão obter uma conclusão sobre essa questão. De forma geral, os materiais pertencentes a esse grupo, de acordo com a Tabela 2, se enquadram na 2ª colocação na ordem de prioridade de emprego no revestimento primário, ficando atrás apenas dos solos de classificação LA'.

Com relação à avaliação indireta da erodibilidade da fração fina do saibro empregado na camada superior do revestimento primário pelo método de Villibor *et al.* (1986) *apud* Bastos (1999) apresentado no item 2.10, tem-se que o material é potencialmente erodível. Como a porcentagem de material passante na peneira de 2mm é de apenas 46%, o método é insuficiente para avaliar o comportamento do material como um todo.

De posse das curvas granulométricas dos materiais (Figura 43) e dos resultados dos ensaios das pastilhas e de resistência a seco (Tabela 18), é possível aplicar a Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008), apresentada no item 2.8.4.

O solo do subleito não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas do quadro 2a da Tabela 5 e possui menos que 70% de material retido (42%) na peneira nº 200 (0,075mm). Nesse caso, a especificação remete aos quadros 2i, 2j e 2k da Tabela 5. Pelo fato da penetração ser maior que 2mm em 24 horas de reabsorção (Tabela 18) recai-se no quadro 2k e o material é classificado como inadequado para camada final de revestimento primário.

A argila siltosa também não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas do quadro 2a da Tabela 5 e como também possui menos que 70% de material retido (33%) na peneira nº 200 (0,075mm) a especificação remete aos quadros 2i, 2j e 2k da referida Tabela. Pelo fato da penetração ser menor que 2mm em 24 horas de reabsorção (Tabela 18) e a porcentagem retida na peneira nº 200 é menor que 60% recai-se no quadro 2i e o material é classificado como

adequado para camada final de revestimento primário, uma vez que apresenta resistência a seco muito alta e não se trata de um material transportado ou orgânico, com a ressalva de apresentar aderência deficiente em dias chuvosos (“sabão”).

O saibro empregado na camada superior do revestimento primário não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas do quadro 2a da Tabela 5 e possui mais que 70% de material retido (76%) na peneira nº 200 (0,075mm). Nesse caso a especificação remete aos quadros 2g e 2h da referida tabela. Como o material é bem graduado, o quadro 2g especifica que o material é inadequado para compor a estrutura do revestimento primário, porém pode ser usado, entre outros empregos, como camada corretiva em solos que apresentam falta de aderência.

5.1.3 Ensaios de compactação, ISC e expansão

Os resultados obtidos nos ensaios de compactação estão expressos através das curvas de compactação e de saturação (Figuras 44, 45 e 46) e dos dados constantes na Tabela 20 e os resultados dos ensaios de ISC ou CBR e expansão são apresentados na Tabela 21.

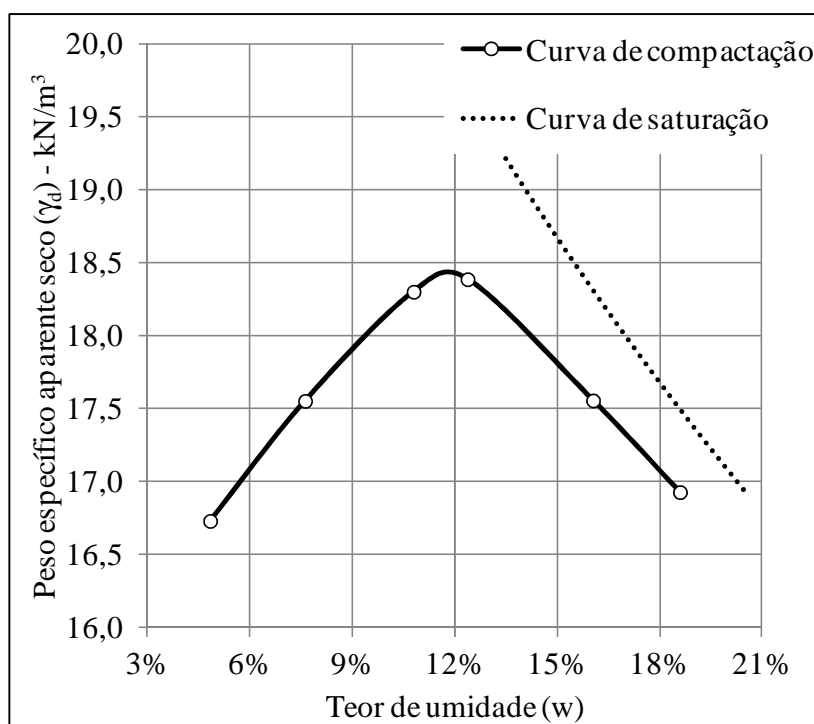


Figura 44: curva de compactação do solo do subleito.

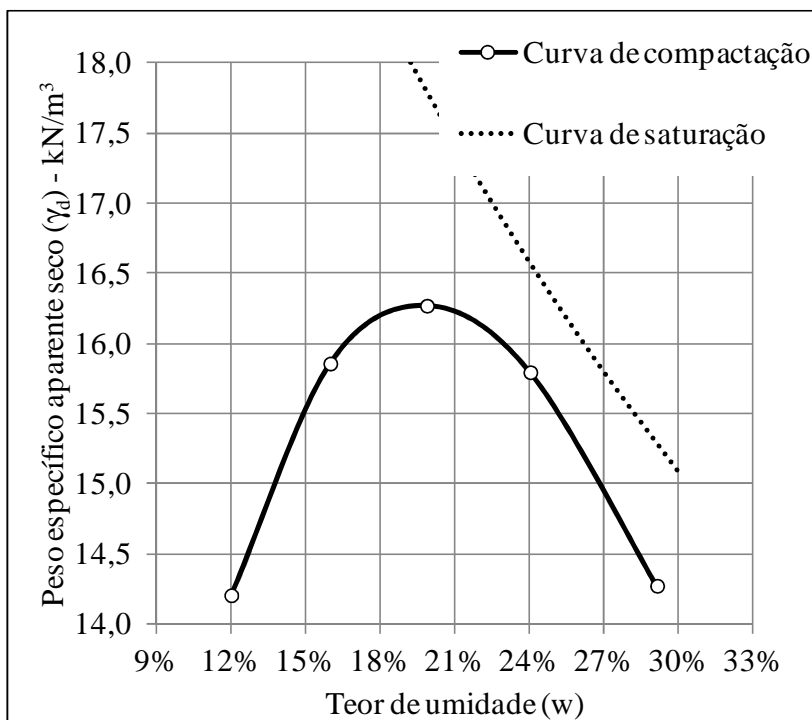


Figura 45: curva de compactação da argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário.

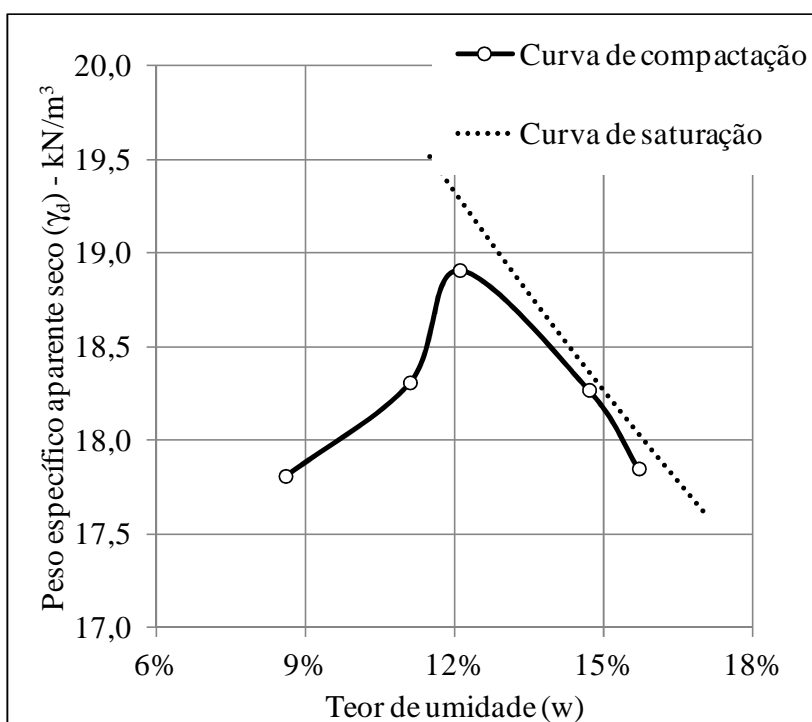


Figura 46: curva de compactação do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.

Tabela 20: resultados dos ensaios de compactação.

Parâmetros	Material		
	Solo do Subleito	Argila (camada inferior do revestimento)	Saibro (camada superior do revestimento)
γ_{dmax} (kN/m ³)	18,4	16,3	18,9
W _{ótima}	11,8%	19,5%	12,1%
S	75%	78%	92%

Tabela 21: resultados dos ensaios de ISC.

Parâmetros	Material		
	Solo do Subleito	Argila (camada inferior do revestimento)	Saibro (camada superior do revestimento)
ISC	19%	14%	8%
γ_d (kN/m ³)	18,4	16,3	19,0
W _{inicial}	11,0%	19,9%	11,1%
W _{final}	13,1%	23,7%	13,2%
Absorção	19,0%	19,2%	18,9%
Expansão	0,08%	0,15%	0,13%

Analisando-se as curvas de compactação (Figuras 45, 46 e 47) e os dados constantes na Tabela 20, constata-se que, conforme poderia ser esperado, o solo empregado na camada inferior de revestimento primário, por ser argilo-siltoso, apresenta valores maiores de umidade ótima pra valores menores de peso específico aparente seco do que o solo do subleito e o saibro utilizado na camada superior do revestimento primário, nos quais predominam as frações granulares nas suas composições granulométricas. Ambos os valores se encontram dentro da faixa de grandeza esperada para a natureza de cada material.

Com relação à capacidade de suporte expressa através do ISC ou CBR (Tabela 21), observa-se que seu valor para o solo do subleito é razoavelmente maior (em torno de 36%) do que para a argila siltosa empregada na camada inferior de revestimento. O valor de ISC de apenas 8% obtido para o saibro fornece um indicativo inicial de um solo com baixa capacidade de suporte. Numa primeira análise mais simplista, levando-se em conta somente esse parâmetro, tal situação apontaria total incoerência no arranjo das camadas, pois os valores de ISC decrescem nas camadas superiores. Entretanto, existem aspectos relevantes que não possuem necessariamente relação direta com o ISC, mas que se relacionam com o adequado comportamento dos materiais quanto aos principais defeitos relacionados no item 2.2.

De acordo com o exposto no capítulo 1, o solo do subleito e os materiais empregados no revestimento primário foram qualificados de acordo com a metodologia constante na Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008). Assim, de acordo com os resultados apresentados no item 5.1.2, o solo do subleito foi classificado como inadequado para trabalhar como camada final de revestimento primário, enquanto que a argila siltosa foi qualificada como material adequado, com a ressalva de apresentar aderência deficiente em dias chuvosos (sabão). Por sua vez, o saibro empregado na camada superior do revestimento primário foi classificado como material inadequado para compor a estrutura do revestimento primário, podendo, porém, ser usado como camada corretiva em solos que apresentam falta de aderência. Os estudos que integrarão o presente trabalho terão também como consequência checar essa especificação, assim como averiguar quais as espessuras de camadas que seriam adequadas, uma vez que a especificação não contempla essa questão.

Conforme apresentado no item 5.1.1, o solo do subleito é composto de areia siltosa. Independentemente de valores de ISC, solos com essa natureza, de acordo com o exposto nos itens 2.1 e 2.2, são indesejáveis para serem submetidos diretamente à ação do tráfego e do clima, tendo em vista a alta potencialidade do surgimento de problemas como a desagregação do material e o desencadeamento de processos erosivos em razão da deficiência de argila de boa qualidade e excesso de poeira devido a forte presença da fração silte. A especificação referida no parágrafo anterior acaba contemplando essa consideração.

Com base na classificação MCT apresentada no item 5.1.2, o solo do subleito apresenta características inapropriadas para uso em pavimentação. Por outro lado, a argila empregada na camada inferior do revestimento, segundo a descrição exposta no referido item, pode apresentar propriedades favoráveis ao seu emprego. Assim, observa-se que apesar do ISC do solo do subleito apresentar valor maior do que o da argila, esta se apresenta com características mais desejáveis do que aquele para emprego em revestimento primário.

Sob o ponto de vista estrutural, o ISC pode não representar adequadamente a capacidade de suporte e a deformabilidade de determinado material, tendo em vista a não garantia de correlação de seu valor com a resistência ao cisalhamento e o módulo de resiliência.

Através dos resultados dos ensaios de expansão expostos na Tabela 21, tem-se que os materiais são pouco expansivos, o que tem coerência com as previsões da classificação MCT.

Por outro lado, os ensaios de absorção indicaram uma importante alteração na umidade dos corpos de prova compactados na energia normal, o que aponta uma potencial absorção de água das chuvas pelas camadas constituintes do pavimento experimental, com possibilidades de queda do módulo de resiliência e da resistência ao cisalhamento das mesmas.

5.1.4 Calibração do equipamento DCP

Nas Figuras 47 e 48 são apresentadas as curvas DN *versus* Teor de umidade para os solos do subleito e da argila siltosa empregada na camada inferior de revestimento primário do pavimento experimental, respectivamente.

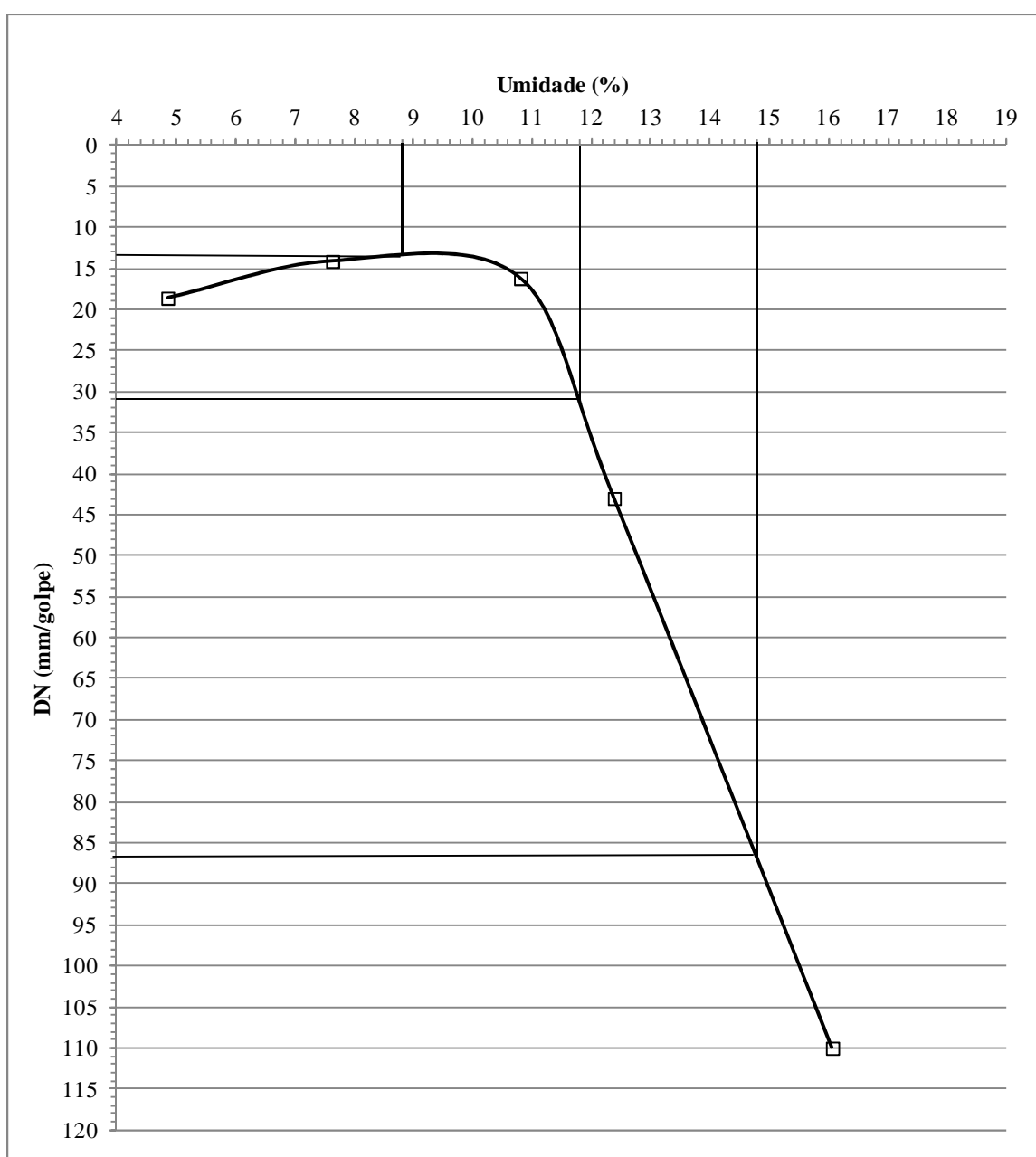


Figura 47: curva DN *versus* teor de umidade do solo do subleito.

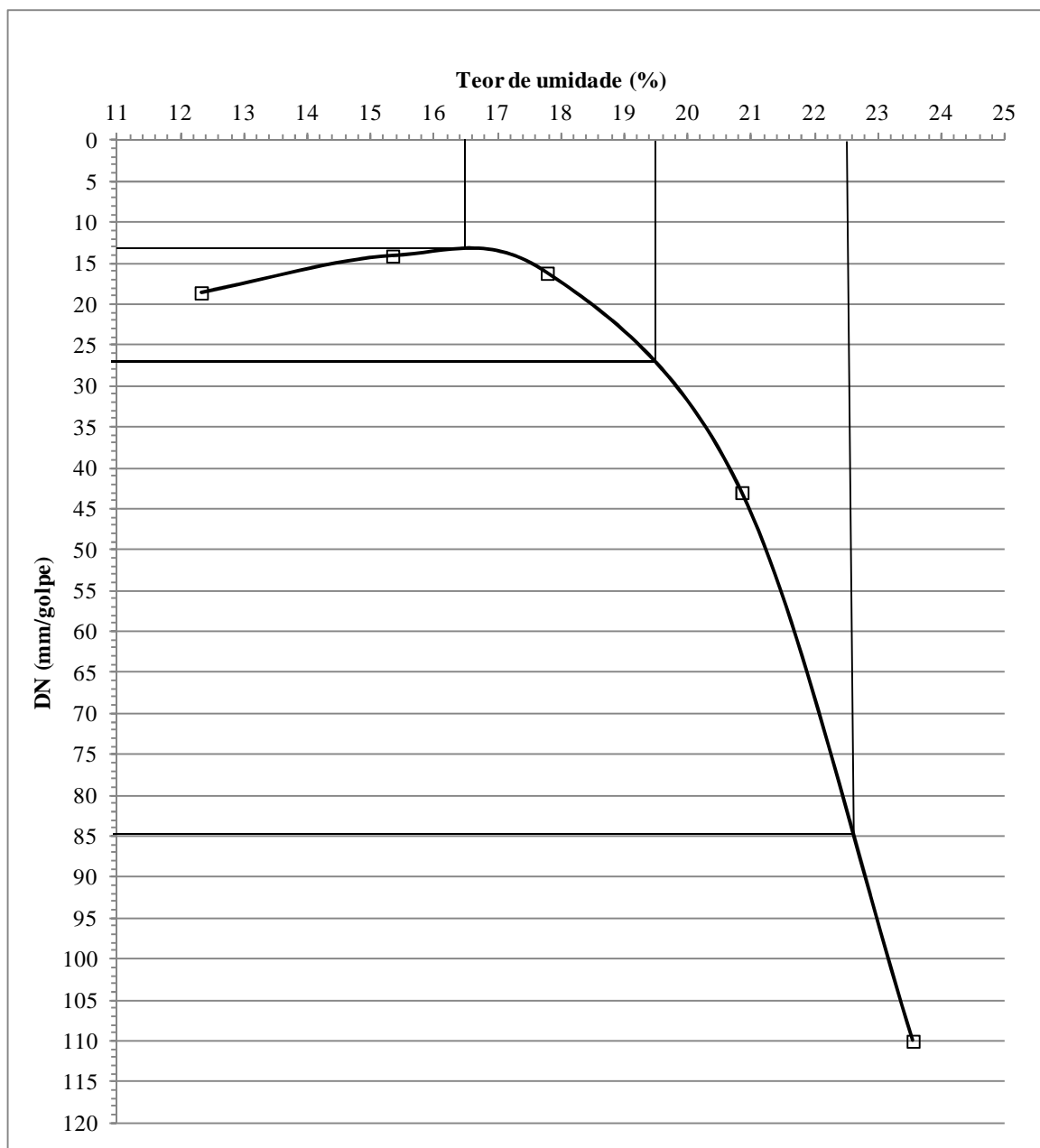


Figura 48: curva DN *versus* teor de umidade da argila siltosa empregada na camada inferior de revestimento primário.

Analisando-se as referidas curvas, verifica-se que o valor do índice DN é intensamente influenciado pela umidade de compactação. Para o solo do subleito (Figura 47), considerando-se a compactação na umidade ótima (11,8%) o DN correspondente é de 31,0mm/golpe. Para desvios de umidade de +3% e -3%, tem-se valores correspondentes de DN de 86,5mm/golpe e 13,5mm/golpe, respectivamente. Na argila siltosa (Figura 48) os valores são de 27,0mm/golpe, 85,5mm/golpe e 13,5mm/golpe, correspondentes à umidade ótima e desvios de umidade de +3% e -3%, respectivamente. Por não ser algo atrativo mensurar a umidade a cada ponto de medição de DN a campo, considerando-se que para o

presente estudo admitiu-se como sendo adequado um desvio de umidade de $\pm 3\%$, tem-se que valores obtidos próximos ao extremo correspondente ao desvio de umidade de -3% , teoricamente fornecem certa garantia de que a camada foi devidamente compactada.

5.1.5 Ensaio de abrasão *Los Angeles*

O valor de abrasão *Los Angeles* para a amostra de saibro ensaiada foi de **59,2%**.

Conforme exposto no item 2.10.1, verifica-se uma carência na literatura de valores limites de referência para emprego do material em camadas de revestimento primário. Tem-se que o material estudado, apresenta um resultado apenas ligeiramente acima do valor limite de 55% recomendado por Bernucci *et al.* (2007) para agregados a serem empregados em revestimento asfáltico. A especificação para revestimento primário do DER/SP, descrita em 2.6.2, preconiza que valores de desgaste de abrasão *Los Angeles* superiores a 55% são admitidos desde que se tenha conhecimento de desempenho satisfatório de material semelhante, quando utilizado como revestimento primário. Embora materiais semelhantes são largamente empregados em camadas de revestimento primário, não foram encontrados na literatura técnica registros de avaliações racionais quanto ao seu desempenho. Por considerar que o valor obtido ultrapassa em pouco o valor de referência, pode-se afirmar que o emprego do material seja minimamente aceitável em relação à resistência aos esforços abrasivos.

5.1.6 Ensaio de alteração água-estufa

Os resultados obtidos nesse ensaio estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22: resultados dos ensaios de alteração água-estufa.

Faixa granulométrica		Amostra	Peso (g)		Perda (%)	
Passante (mm)	Retida (mm)		Inicial	Final	Por amostra	Média
9,52	4,76	1	500,00	425,65	14,87	15,62
		2	500,00	418,16	16,37	
4,76	2,00	1	500,00	479,32	4,14	4,38
		2	500,00	476,88	4,62	

Embora não foram encontradas na literatura técnica valores limites de referência, observa-se que a ordem de grandeza dos percentuais de perda de material é baixa. Assim, pode-se afirmar que a fração graúda do saibro empregado na camada superior do revestimento primário do pavimento experimental tem baixo potencial de sofrer alterações pelos agentes climáticos.

5.1.7 Ensaio de Inderbitzen

Os resultados dos ensaios, os quais foram realizados somente com o saibro, são apresentados em termos de perda de solo por unidade de área e de tempo de ensaio e pela tensão cisalhante hidráulica (τ_h) aplicada no ensaio, calculada para condições específicas de fluxo e inclinações de rampa, conforme apresentado em 2.10.1.

De acordo com Bastos (1999), uma grande dúvida pertinente à análise dos resultados é quanto ao mais adequado tempo de ensaio padrão a ser assumido para o cálculo das taxas de erosão. Para o solo em estudo, realizou-se uma análise das curvas de evolução da perda de solo acumulada com o tempo, as quais para os 4 corpos de prova ensaiados apresentaram um comportamento típico àquele apresentado no gráfico da Figura 49, o qual corresponde ao corpo de prova de número 1. Salienta-se que nos ensaios foi utilizado o mesmo equipamento empregado nos estudos de Bastos (1999).

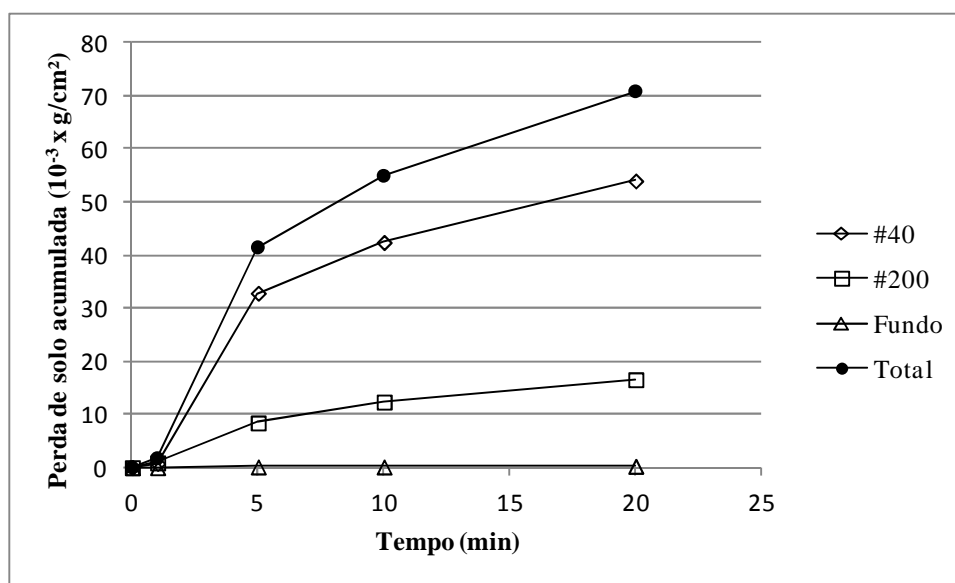


Figura 49: evolução da perda de solo acumulada com tempo de ensaio para o CP 01, representando o comportamento típico de todos os CPs.

Inicialmente, verifica-se que a grande contribuição para a perda de solo total é atribuída à fração retida na peneira #40, correspondente à malha de 0,42mm (de 76% a 91%), sendo que a parcela passante na peneira #40 e retida na peneira #200 (0,075mm) contribui de 9 a 24%. A contribuição de material passante na peneira #200 foi insignificante. Observando-se a composição granulométrica do material (Figura 43), tem-se que a fração retida na peneira #40 é de aproximadamente 67%, a parcela passante na peneira #40 e retida na peneira #200 é de aproximadamente 10% e a parcela passante na #200 é de aproximadamente 23%. Com isso,

constata-se que a fração mais graúda do solo (diâmetro dos grãos superior a 0,42mm) é mais vulnerável a sofrer perdas pelo processo erosivo, enquanto que a fração fina (com diâmetros de grãos abaixo de 0,075mm) praticamente não é afetada.

Verifica-se também que à medida que o tempo cresce, a taxa de perda de solo vai diminuindo. Mesmo assim, entre os tempos de 10 e 20 minutos ainda se observa a ocorrência de um valor importante de perda, embora numa taxa menor do que nos tempos medidos anteriores. Conclui-se então que uma diminuição expressiva da taxa de perda de solo ocorreria após os 20 minutos. Por esse motivo, se adotou 20 minutos com o tempo de ensaio padrão a ser assumido para o cálculo das taxas de erosão. Na Tabela 23 e no gráfico da Figura 50 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios.

Tabela 23: resultados obtidos nos ensaios de Inderbitzen.

Corpo de prova	Índices físicos				Resultados dos ensaios de Inderbitzen			
	Peso específico natural γ (kN/m ³)	Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade (%)	Grau de compactação (%)	i	Q (l/min)	τ_h (Pa)	Perda de solo (10 ⁻³ x g/cm ² /min)
1	2,05	1,85	-1,28	98	10°	3	1,136	3,54
2	2,06	1,83	0,00	97	10°	6	1,393	7,35
3	2,09	1,87	-0,56	99	26°	3	1,710	61,68
4	2,11	1,90	-1,14	101	26°	6	2,018	22,11

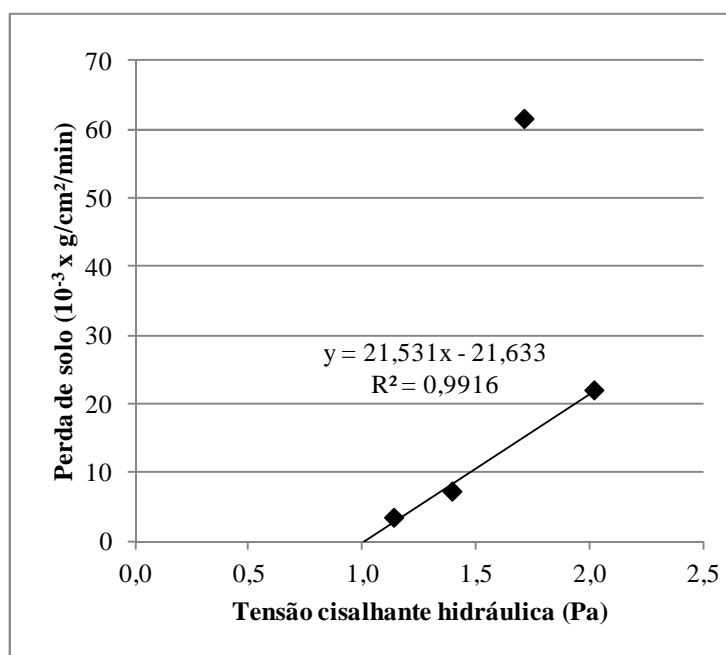


Figura 50: resultados dos ensaios de Inderbitzen.

Analisando-se o gráfico da Figura 50, verificou-se que o resultado pertinente ao corpo de prova 3 se apresentou fora da linha de tendência representada pelos resultados dos outros 3 corpos de prova. Como se trata de um solo graúdo, a eventual perda de alguns grãos maiores ou mais densos acaba impactando severamente nos resultados. Por esse motivo, optou-se por desprezar tal ponto quando da inserção da curva de ajuste de dados apresentada no referido gráfico. Assim, essa curva representou uma excelente correlação dos resultados dos corpos de prova remanescentes, traduzido por um coeficiente de correlação (R^2) de 0,9916.

Desta forma, o valor encontrado para tensão cisalhante crítica τ_{hcrit} , a qual corresponde ao máximo valor de τ_h para erosão nula, foi de 1Pa. O valor encontrado para fator de erodibilidade K foi de 0,02g/cm²/min/Pa. De acordo com o exposto no item 2.10.1, segundo critério proposto por Bastos (1999), esse valor fica enquadrado na faixa correspondente a um solo de mediana erodibilidade. Isso converge com a avaliação através dos critérios indiretos exposta nos itens 5.1.1 e 5.1.2 que consideraram o material potencialmente erodível.

5.1.8 Ensaios para a Obtenção das Curvas de Retenção

Nos gráficos das Figuras 51, 52 e 53 são apresentadas, respectivamente, as curvas de retenção obtidas para o solo do subleito, para a argila e para o saibro empregados nas camadas do revestimento primário do pavimento experimental. Para o ajuste matemático dos pontos obtidos de forma experimental e a consequente obtenção das curvas, foram usados os modelos propostos por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) apresentados no item 2.5.2.4 (Equações 3 e 4).

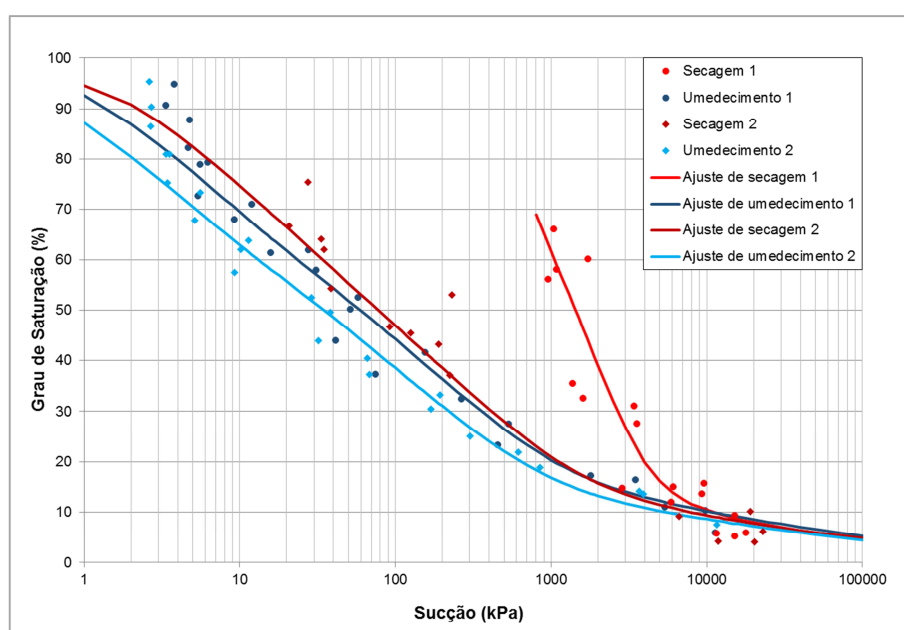


Figura 51: curvas de retenção do solo do subleito.

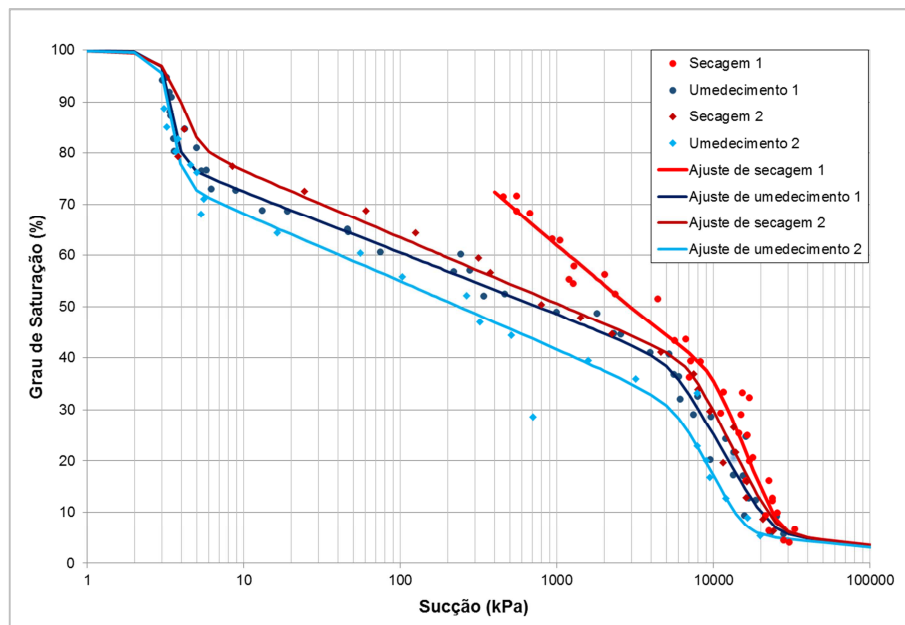


Figura 52: curvas de retenção da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.

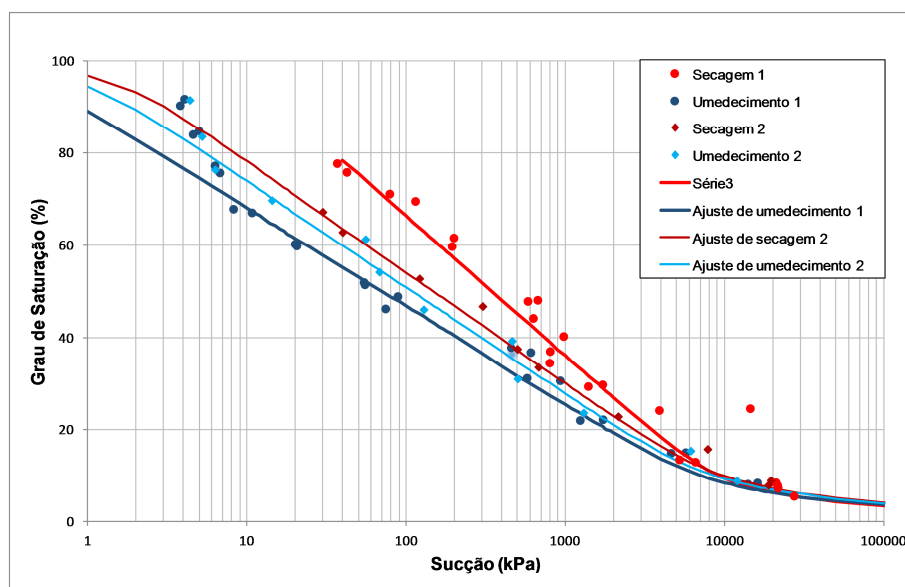


Figura 53: curvas de retenção do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.

Observa-se que os solos do subleito e o saibro apresentaram curvas de retenção unimodais, enquanto a argila apresentou curvas de retenção bimodais. É possível observar a existência de histerese entre as curvas de retenção, confirmando-se que a sucção observada para um solo, em um determinado grau de saturação, depende, entre outros fatores, do histórico de umedecimento e secagem por ele sofrido. Verifica-se que a amplitude da histerese, para os solos estudados, diminuiu significativamente do primeiro ciclo de secagem para o segundo.

Analisando-se os pontos obtidos nos ensaios do solo do subleito e do saibro, verifica-se uma tendência de coexistir uma inflexão na curva de retenção para valores de sucção inferiores a 10 kPa. Na verdade, trata-se de um vício de ensaio recorrente para graus de saturação mais elevados. Nessa situação, a amostra não conseguia reter toda a água e parte dela encontrava-se desprendida no interior do conjunto, logo a sucção medida era na verdade referente a um teor de umidade inferior. Frente a essa situação, os valores de entrada de ar das curvas de retenção foram estimados seguindo a tendência dos pontos obtidos para menores graus de saturação.

O problema exposto acima não foi observado na curva de retenção da argila, no entanto, o solo não apresentou um patamar intermediário bem definido, podendo ser observada uma inclinação do mesmo, descaracterizando o comportamento bimodal e indicando uma tendência ao comportamento unimodal. Outros autores obtiveram em seus trabalhos curvas de retenção bimodais com comportamentos semelhantes ao observado para as curvas de retenção da argila em estudo (e.g. Mendes, 2008; Feuerharmel, 2007).

Os índices físicos dos corpos de prova empregados para determinação das curvas de retenção dos solos estudados são apresentados na Tabela 24.

Tabela 24: índices físicos iniciais dos corpos de prova utilizados para a determinação das curvas de retenção.

Material	Corpo de prova	Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade Δw (%)	Grau de compactação GC (%)	Índice de vazios e	Grau de saturação S (%)
Solo do subleito	1	18,35	-1,19	100	0,41	67
	2*	19,65	-1,00	107	0,32	88
	3	18,36	-0,88	100	0,41	69
	4	18,64	-1,45	101	0,39	69
	5	18,43	-0,91	100	0,41	69
	6	18,85	-0,92	102	0,37	75
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	1	16,33	-1,48	100	0,69	72
	2	16,33	-1,48	100	0,69	72
	3	16,36	-1,05	100	0,68	74
	4	16,36	-1,05	100	0,68	74
	5	16,34	-1,29	100	0,69	73
	6	16,34	-1,29	100	0,69	73
Saibro (camada superior do revestimento)	1	18,93	-0,64	100	0,33	88
	2	18,93	-0,64	100	0,33	88
	3	18,91	-0,42	100	0,33	89
	4	18,91	-0,42	100	0,33	89
	5	18,96	-0,96	100	0,33	86
	6	18,96	-0,96	100	0,33	86

* Corpo de prova descartado

Analisando-se os dados constantes na Tabela 24, verifica-se que, em geral, os corpos de prova submetidos aos ensaios possuíam características próximas às condições ideais de compactação correspondentes à energia normal. As maiores variações foram verificadas no segundo corpo de prova do solo do subleito, para o qual os respectivos resultados foram desconsiderados.

5.1.9 Ensaios de Cisalhamento Direto

Os gráficos das Figuras 54, 55 e 56 expressam, respectivamente, os resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto do solo do subleito, da argila e do saibro empregados, respectivamente, nas camadas inferior e superior do revestimento primário do pavimento experimental. Os teores de umidade apresentados nos gráficos correspondem aos valores médios verificados ao final dos ensaios para cada uma das envoltórias de ruptura. A Tabela 25 resume e complementa os resultados apresentados graficamente.

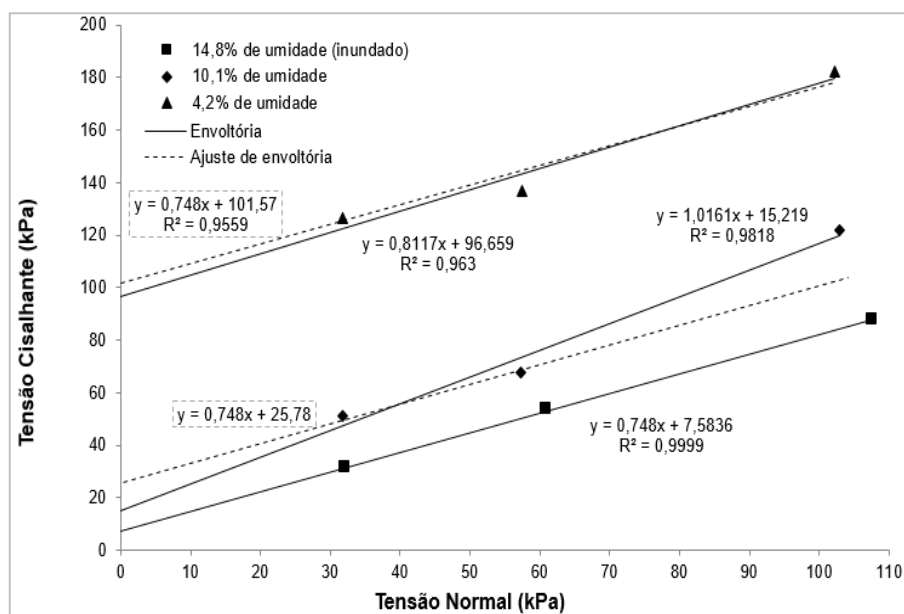


Figura 54: envoltórias de ruptura do solo do subleito.

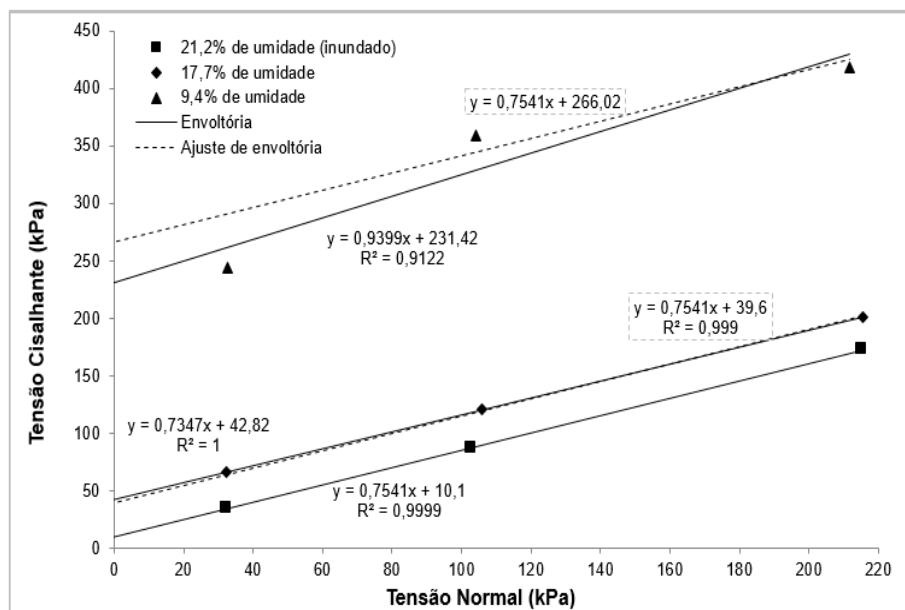


Figura 55: envoltórias de ruptura da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.

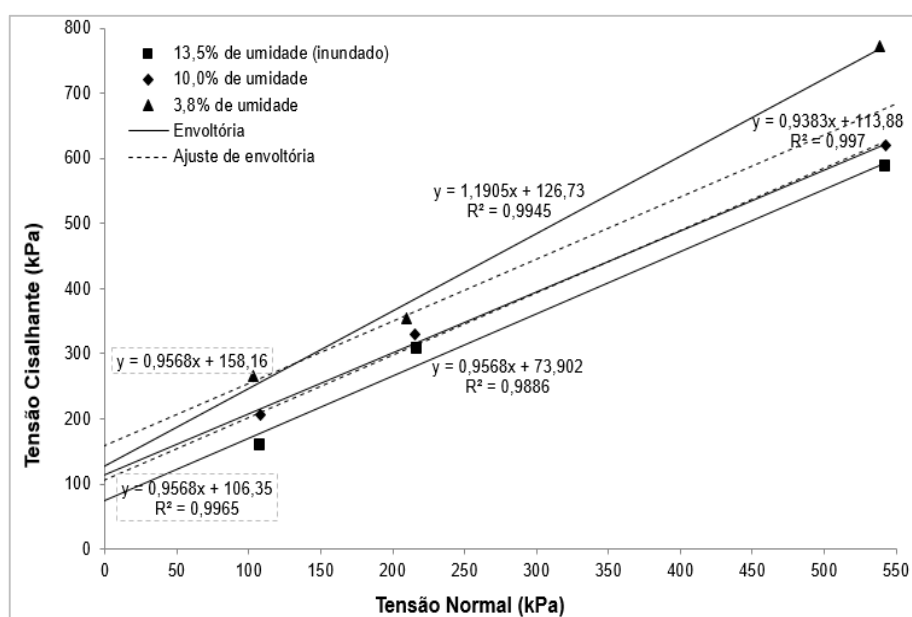


Figura 56: envoltórias de ruptura do saibro empregado na camada superior do revestimento primário.

Tabela 25: resultados obtidos nos ensaios de cisalhamento direto.

Material	Corpo de prova	Condições de moldagem				Condições do ensaio				Resultados dos ensaios					
		Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade Δw (%)	Grau de compactação GC (%)	Índice de vazios e	Umidade w (%)		Grau de saturação S (%)		Sucção ψ (kPa)	Tensão normal σ (kPa)	Tensão cisalhante máxima τ_{max} (kPa)	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ (°)	
						Em cada corpo de prova	Média	Em cada corpo de prova	Média						
Solo do subleito	1	18,15	0,93	99	0,43	15,2 (inund.)		92		0 (teor.)	32,19	31,46	8	37	
	2	18,12	0,93	98	0,43	14,8 (inund.)	14,8	89	90	0 (teor.)	60,99	53,54			
	3	18,32	0,93	99	0,42	14,5 (inund.)		90		0 (teor.)	107,55	87,90			
	1	18,52	-0,15	100	0,40	9,9		64		10,86	31,82	51,20	16	46	
		2	18,46	-0,15	100	0,40	10,2	10,1	66	65	7,65	57,22			67,68
		3	18,42	-0,15	100	0,41	10,1		65		9,11	102,88			121,79
	2	18,36	-0,15	100	0,41	4,0		25		106,57	31,69	126,48	97	39	
		2	18,40	-0,15	100	0,41	4,4	4,2	28	26	115,80	57,52			136,87
		3	18,29	-0,33	100	0,42	4,2		26		102,25	102,25			182,02
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	1	16,41	-0,49	99	0,68	21,6 (inund.)		88		0 (teor.)	32,37	35,00	10	37	
	2	16,31	-0,49	99	0,68	21,4 (inund.)	21,2	85	85	0 (teor.)	102,82	86,84			
	3	16,34	-0,49	99	0,69	20,6 (inund.)		83		0 (teor.)	215,35	172,80			
	1	16,45	-0,77	99	0,68	17,3		71		36,67	32,34	66,30	43	36	
		2	16,44	-0,77	99	0,68	17,7	17,7	72	72	32,98	105,90			121,09
		3	16,48	-0,77	100	0,67	18,1		74		35,67	215,71			201,11
	2	16,51	-0,77	100	0,67	9,4		39		1.623,33	32,60	243,97	231	43	
		2	16,54	-0,49	100	0,67	9,4	9,4	39	38	1.606,82	104,20			359,49
		3	16,34	-0,49	100	0,69	9,3		37		1.606,03	211,62			418,26
Saibro (camada superior do revestimento)	1	19,06	-0,23	101	0,32	13,7 (inund.)		100		0 (teor.)	108,04	157,94	74	44	
	2	18,69	-0,23	99	0,35	14,6 (inund.)	13,5	100	97	0 (teor.)	216,97	307,31			
	3	18,83	-0,23	100	0,34	12,1 (inund.)		90		0 (teor.)	542,45	586,46			
	1	18,55	-0,23	98	0,36	10,1		72		5,39	107,92	205,44	114	43	
		2	18,78	-0,23	99	0,34	9,9	10,0	73	73	5,04	215,88			329,33
		3	18,83	-0,23	100	0,34	9,8		73		7,50	542,68			619,86
	2	19,11	-0,51	101	0,32	3,9		31		416,40	103,31	266,49	127	50	
		2	19,03	-0,51	101	0,32	3,9	3,8	30	30	136,30	209,37			353,81
		3	19,01	-0,51	101	0,32	3,7		28		451,49	538,44			773,13

Inicialmente, observa-se que na moldagem dos corpos de prova a serem submetidos aos ensaios foram alcançadas condições próximas às ideais de compactação correspondentes à energia normal. Para os corpos de prova ensaiados na condição inundada, verifica-se que os valores de grau de saturação atingidos foram todos acima de 83%, ou seja, quando não atingida a saturação plena, chegou-se muito próximo dela. Para os CPs ensaiados na condição não inundada, os graus de saturação que foram atingidos ficaram dentro da ordem de grandeza de aproximadamente 30% e 70% que se mirava, conforme exposto no item 4.3.9.

Analisando-se os resultados expressos através das Figuras 54, 55 e 56 e os dados disponíveis na Tabela 25, observa-se um aumento da tensão cisalhante máxima com a diminuição do teor de umidade do solo. Verifica-se uma tendência de que o ângulo de atrito se mantenha constante para os diferentes teores de umidade, havendo um paralelismo entre diferentes envoltórias de ruptura. Isso é um indicativo de que o aumento das tensões cisalhantes foram ocasionadas, de maneira geral, pela elevação da coesão dos solos. Desta forma, constata-se que a sucção contribui na resistência ao cisalhamento como uma parcela de coesão aparente.

Entretanto, cada um dos solos estudados apresentou uma das três envoltórias com valor de ângulo de atrito discrepante com relação às outras duas. Ao analisar essas envoltórias, é possível observar que ao menos dois dos pontos obtidos indicam a tendência de um ângulo de atrito semelhante aos obtidos nas demais envoltórias, o que reforça a análise feita anteriormente. As alterações mais significativas verificadas nos ângulos de atrito podem ser explicadas pela complexidade presente nos estudos experimentais. Pequenas variações na estrutura interna das amostras, como presença de pedregulhos ou de pontos fragilizados podem ocasionar significativas mudanças na resistência ao cisalhamento verificada através dos ensaios.

O paralelismo observado entre diferentes envoltórias permite fazer uma simplificação dos dados (linhas de ajuste), fazendo com que os ângulos de atrito obtidos coincidam. Para efeitos deste trabalho, os ângulos de atrito escolhidos foram os obtidos nos ensaios inundados (ϕ'), tendo em vista que este é o menor ângulo verificado para o solo do subleito e praticamente coincide com os menores ângulos verificados para a argila e para o saibro. Com isso, os parâmetros de ruptura ajustados, para as diferentes envoltórias obtidas, podem ser resumidos através dos dados apresentados na Tabela 26.

Tabela 26: parâmetros de resistência dos materiais estudados.

Material	Umidade média w (%)	Grau de saturação S (%)	Coesão c (kPa)	Ângulo de atrito ϕ ($^{\circ}$)
Solo do subleito	14,8 (inundado)	90	8	37
	10,1	65	26	
	4,2	26	102	
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	21,2 (inundado)	85	10	37
	17,7	72	40	
	9,4	38	266	
Saibro (camada superior do revestimento)	13,5 (inundado)	97	74	44
	10,0	73	106	
	3,8	30	158	

Constata-se que, apesar do saibro possuir um valor de ISC na ordem da metade dos outros dois materiais, os parâmetros de resistência apontam que se trata de um material mais resistente que os demais. Isso demonstra que nem sempre o ISC se constitui num parâmetro confiável para estimar a resistência de um material.

Com relação à avaliação indireta da erodibilidade a partir da variação do intercepto de coesão obtido a partir de ensaios de cisalhamento direto com corpos de prova na umidade natural e inundados proposta por Bastos (1999) e apresentada em 2.10, tem-se que o saibro empregado na camada superior do revestimento primário não é considerado potencialmente erodível, pois a inundação do corpo de prova não resulta em redução maior do que 85% no intercepto de coesão, chegando a no máximo 53%, mesmo comparando-se com o valor correspondente à condição de umidade de apenas 3,8%. Isso diverge das outras avaliações através de critérios indiretos expostas em 5.1.1 e 5.1.2 que consideram o material como um todo e a fração fina do material, respectivamente, como potencialmente erodível e a avaliação direta através do ensaio de Inderbitzen (item 5.1.7), cujos resultados apontam para um material de mediana erodibilidade. Destaca-se, porém, que os estudos de Bastos (1999), foram conduzidos em amostras indeformadas coletadas num perfil natural, enquanto que no presente trabalho os ensaios foram realizados em amostras compactadas. Assim, pelo fato do índice de vazios ser significativamente menor, conseqüentemente o efeito da redução da coesão também será menor.

Na Tabela 27 é apresentado um comparativo dos valores de sucção medidos durante os ensaios de cisalhamento direto e os valores obtidos durante os ensaios para obtenção das curvas de retenção dos solos estudados, levando-se em consideração o teor de umidade e, conseqüentemente, o grau de saturação.

Tabela 27: comparativo entre os valores de sucção obtidos.

Material	Ensaio de cisalhamento direto				Sucção ψ (kPa)	Curvas de retenção								
	Umidade w (%)		Grau de saturação S (%)			Sucção ψ (kPa)								
	Em cada corpo de prova	Média	Em cada corpo de prova	Média		Secag. 1	Umed. 1	Secag. 2	Umed. 2					
Solo do subleito	9,9	10,1	64	65	10,86	900	15	21	8					
	10,2		66		7,65									
	10,1		65		9,11									
	4,0	4,2	25	106,57	3.000					500	600	310		
4,4	28		115,80											
4,2	26		102,25											
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	17,3	17,7	71			72	36,67	410	11				22	5
	17,7		72	32,98										
	18,1		74	35,67										
	9,4	9,4	39	1.623,33	7.750	5.000	6.500			1.750				
	9,4		39								1.606,82			
9,3	37		1.606,03											
Saibro (camada superior do revestimento)	10,1	10,0	72					73	5,39		60	6	16	11
	9,9		73						5,04					
	9,8		73	7,50										
	3,9	3,8	31	416,40	1.625	625	1.025	825						
	3,9		30						136,30					
3,7	28		451,49											

Analisando-se os dados expostos na Tabela 27, verificam-se algumas incoerências entre os valores de sucção correspondentes às curvas de retenção dos solos e obtidos durante os ensaios de cisalhamento direto. Como os corpos de prova foram secados em estufa e na sequência adicionada água até atingir-se a umidade de interesse, conforme exposto em 4.3.9, o esperado seria que os valores de sucção ficassem na mesma ordem de grandeza da curva de retenção correspondente ao primeiro umedecimento. Isso se observou para o caso do saibro, com exceção do CP 2 testado na umidade de 3,8%. No caso do solo do subleito, verificou-se isso somente para o caso das umidades mais altas. As diferenças verificadas para o caso das umidades mais baixas podem ser justificadas pelo fato de que para graus de saturação mais baixos pequenas variações em teores de umidade colaboram com significativas variações nos valores de sucção. Ou seja, pequenos erros na determinação da umidade, influenciam

fortemente nos resultados. Além disso, deve-se levar em consideração que a metodologia adotada para a moldagem dos corpos de prova utilizados no ensaio de cisalhamento direto foi diferente da adotada para os corpos de prova empregados na obtenção das curvas de retenção, o que pode ter afetado os resultados, além de imprecisões dos ensaios para obtenção dos valores de sucção, o que é muito vulnerável de acontecer nesse tipo de ensaio.

Para efeitos deste trabalho, optou-se pela determinação dos valores de ϕ^b com base nos valores de sucção obtidos a partir das curvas de retenção, tendo em vista que elas foram obtidas através de corpos de prova moldados por meio de uma metodologia padronizada de compactação e a partir de um conjunto mais expressivo de pontos. As curvas de retenção escolhidas, a favor da segurança, foram as que apresentaram os menores valores de sucção para os mesmos graus de saturação, em geral, curvas de umedecimento. Os gráficos das Figuras 57, 58 e 59 apresentam as envoltórias utilizadas para determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito, da argila e do saibro, respectivamente.

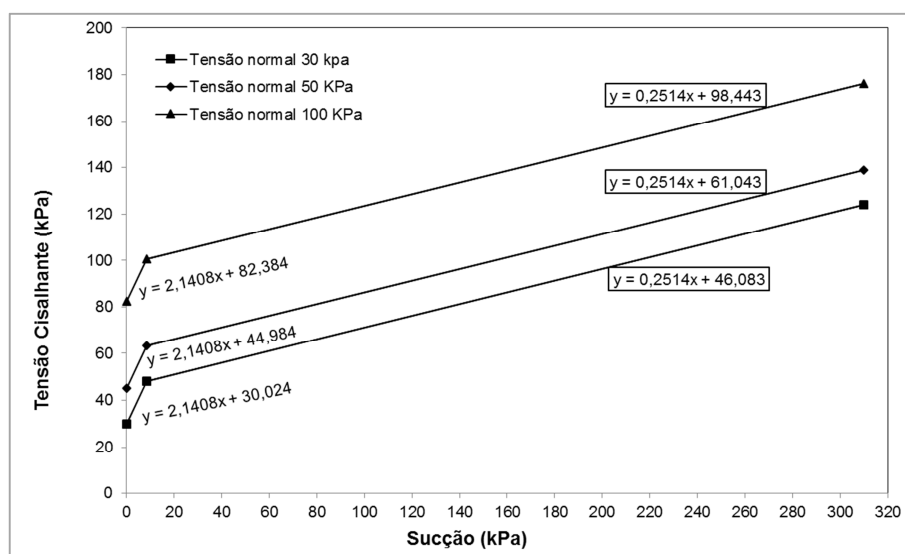


Figura 57: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b do solo do subleito.

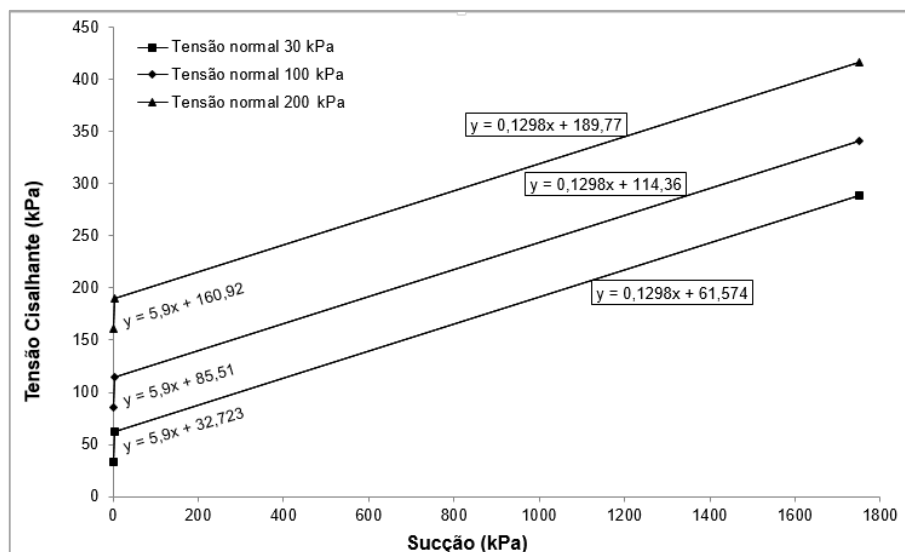


Figura 58: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b da argila empregada na camada inferior do revestimento primário.

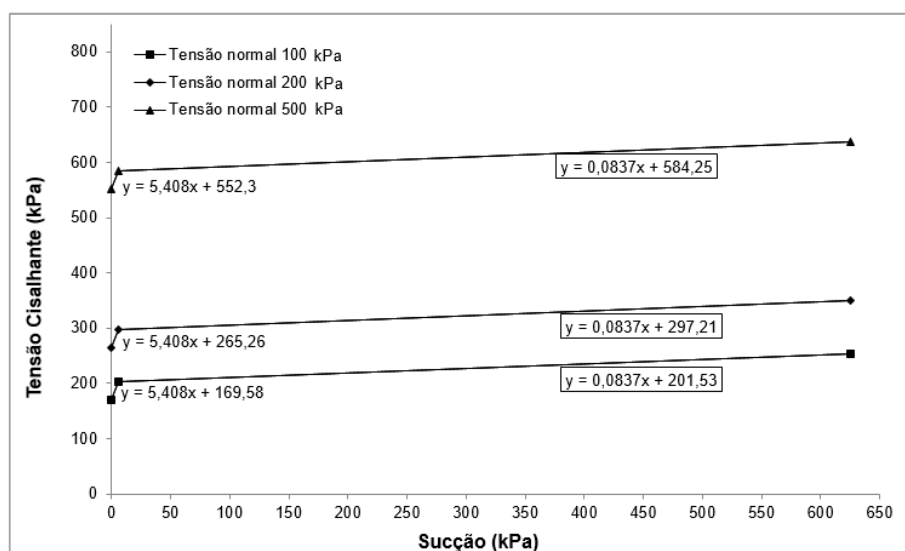


Figura 59: envoltórias para a determinação do ângulo ϕ^b do saibro empregado na camada inferior do revestimento primário.

Analisando-se os gráficos das Figuras 57, 58 e 59 é possível visualizar que o valor do ângulo ϕ^b dos solos analisados varia de acordo com o nível de sucção aplicado, ou seja, ϕ^b varia de forma não linear com a sucção. Com isso, foi possível realizar um ajuste bilinear, obtendo-se dessa forma dois valores de ϕ^b , válidos para os respectivos intervalos de sucção. A Tabela 28 reúne os valores dos ângulos ϕ^b a partir das envoltórias apresentadas e os valores dos parâmetros de resistência efetivos c' e ϕ' dos materiais estudados.

Tabela 28: valores dos parâmetros c' , ϕ' , ϕ^{b1} e ϕ^{b2} dos materiais estudados.

Material	c' (KPa)	ϕ' (°)	ϕ^{b1} (°)	ϕ^{b2} (°)
Solo do subleito	8	37	65 $0 < \psi \leq 8\text{kPa}$	14 $8 < \psi \leq 310\text{kPa}$
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	10	37	80 $0 < \psi \leq 5\text{kPa}$	7 $5 < \psi \leq 1.750\text{kPa}$
Saibro (camada superior do revestimento)	74	44	80 $0 < \psi \leq 6\text{kPa}$	5 $6 < \psi \leq 625\text{kPa}$

Através da análise dos resultados apresentados na Tabela 28, verificam-se valores de ϕ^{b1} bastante elevados. Constata-se que o valor de ϕ^b dependerá diretamente do intervalo de sucção analisado e da diferença verificada entre as tensões cisalhantes máximas obtidas para mesma tensão normal e diferentes teores de umidade. Para os solos em estudo, foram verificadas para o primeiro intervalo analisado significativos ganhos nas tensões cisalhantes para pequenos aumentos nos valores de sucção, justificando os valores elevados de ϕ^{b1} .

Mediante às variações verificadas para o ângulo ϕ^b dos materiais estudados, conclui-se que para a análise de solos na condição não saturada é coerente a adoção de intervalos curtos de sucção, possibilitando a obtenção de envoltórias de ruptura mais condizentes com o comportamento mecânico do material a ser estudado.

5.1.10 Ensaio triaxiais de carga repetida

5.1.10.1 Ensaio para a obtenção do módulo de resiliência

Observou-se que, para o solo do subleito e para o saibro utilizado na camada superior do revestimento primário, o valor do módulo de resiliência varia sobretudo em função do somatório das tensões (θ), de acordo com o modelo da Equação 20 ilustrado na Figura 14 como modelo areno-argiloso com $k_2 > 0$. Já para a argila empregada na camada inferior do revestimento primário, o valor do módulo de resiliência varia em função da tensão desvio (σ_d), conforme Equação 21, que está representado na Figura 14 como modelo genérico areno-argiloso, porém, atipicamente, com k_2 positivo. De acordo com Medina e Motta (2005), k_2 é em geral negativo, mas não necessariamente. Há registros de outros casos em que isso ocorreu, como por exemplo, os resultados obtidos por Weber (2013) para solos coesivos.

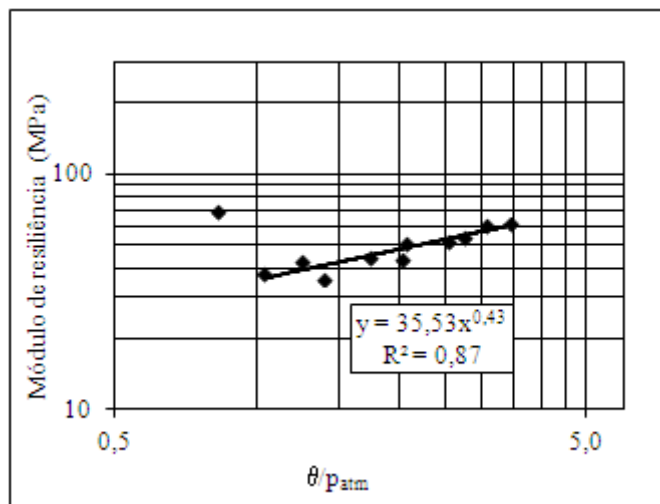
Para a presente análise, as tensões foram divididas pela pressão atmosférica (p_{atm}). Tal divisão deveu-se ao fato de que o programa computacional utilizado na análise mecânica a ser

apresentada no capítulo seguinte demandar, como entrada de dados, parâmetros de regressão determinados nessa condição.

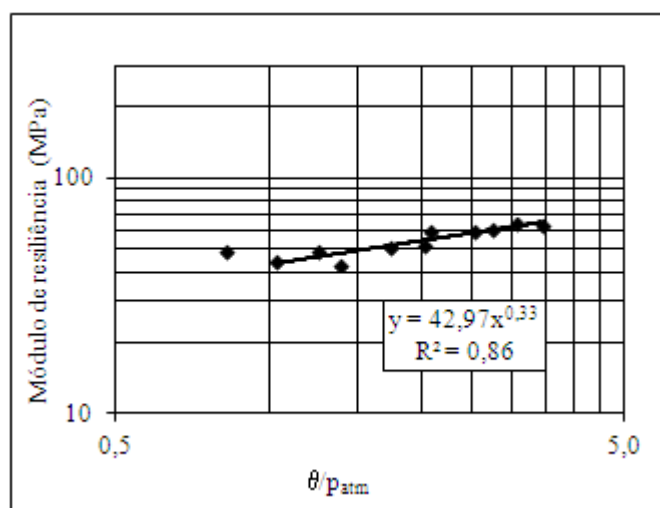
Os resultados obtidos nos ensaios estão apresentados nos gráficos das Figuras 60, 61 e 62 e na Tabela 29. Pelo fato dos valores dos coeficientes k_1 e k_2 obtidos em ambos os CPs ensaiados para cada material possuírem valores muito semelhantes, optou-se por plotar todos os valores em um único gráfico com a finalidade de se obter os valores de k_1 e k_2 representativos da camada.

Com relação ao solo do subleito (Figura 60), observou-se que em ambos os ensaios, o primeiro ponto obtido, o qual se refere a baixos níveis de tensão, se encontra notavelmente afastado da linha de tendência dos demais. Por essa razão, desprezou-se esse ponto ao se proceder a inserção das curvas de ajuste.

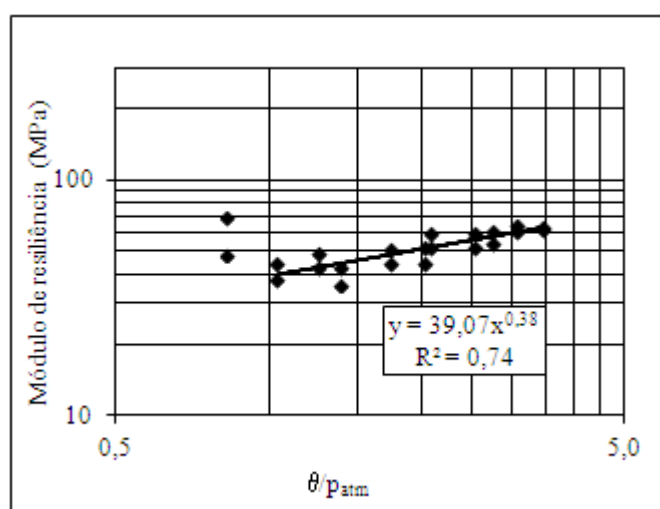
Observando-se os dados constantes na Tabela 29, verifica-se que todos os corpos de prova ensaiados foram moldados em condições de compactação condizentes com aquelas pretendidas, de acordo com o exposto no item 4.3.10.



(a)

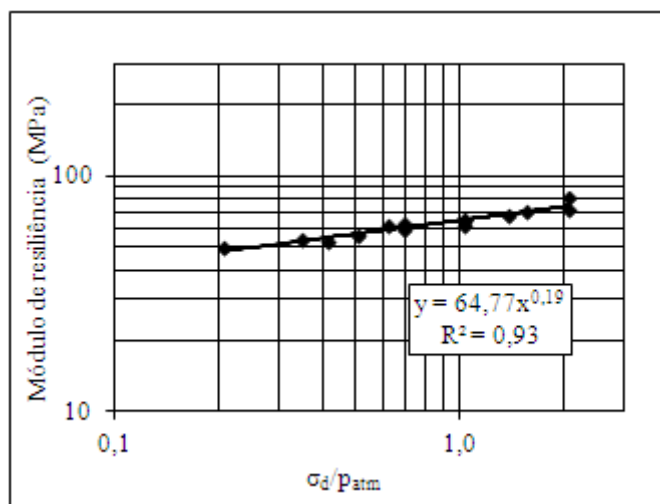


(b)

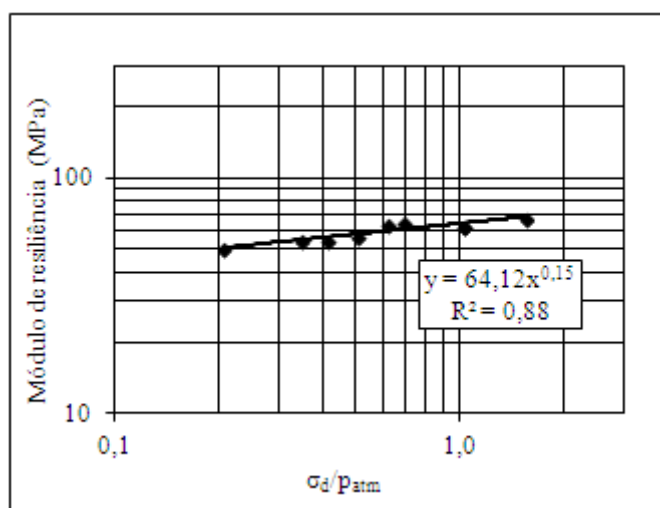


(c)

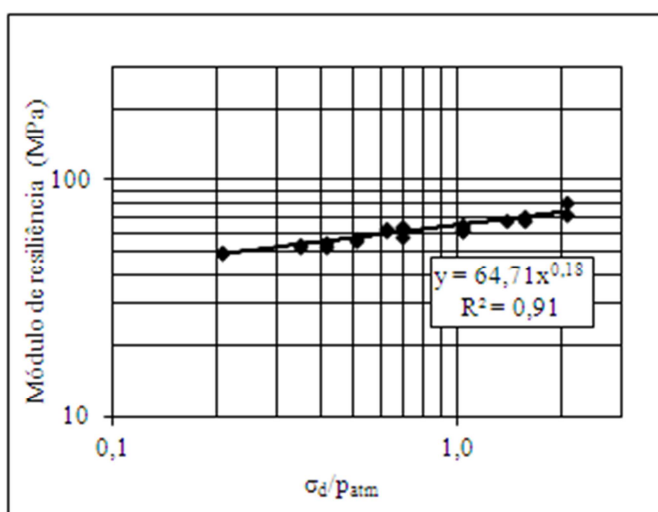
Figura 60: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito. (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.



(a)

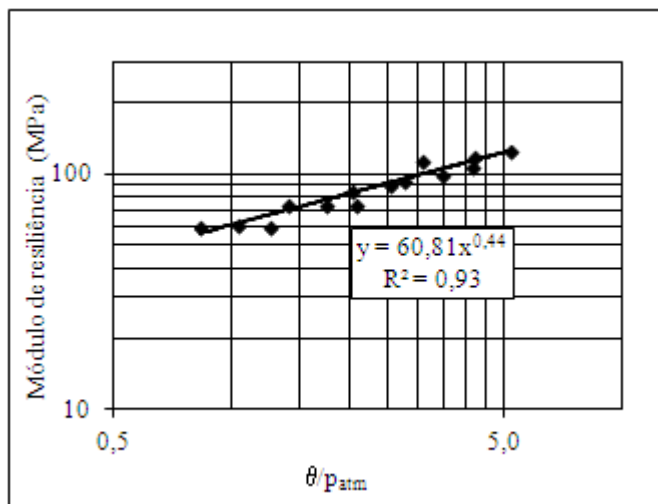


(b)

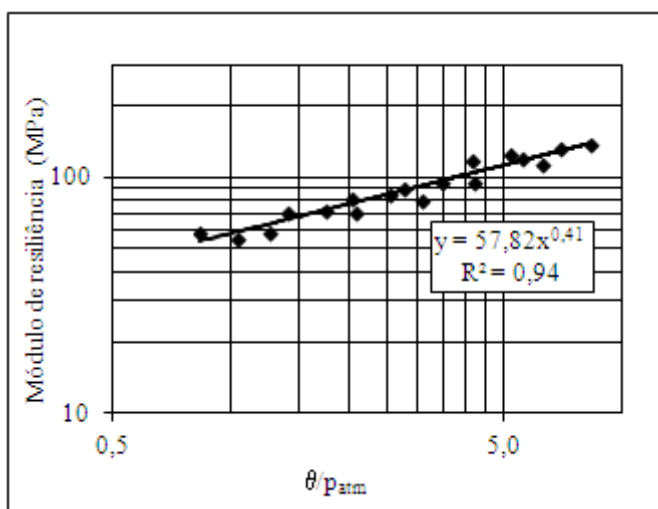


(c)

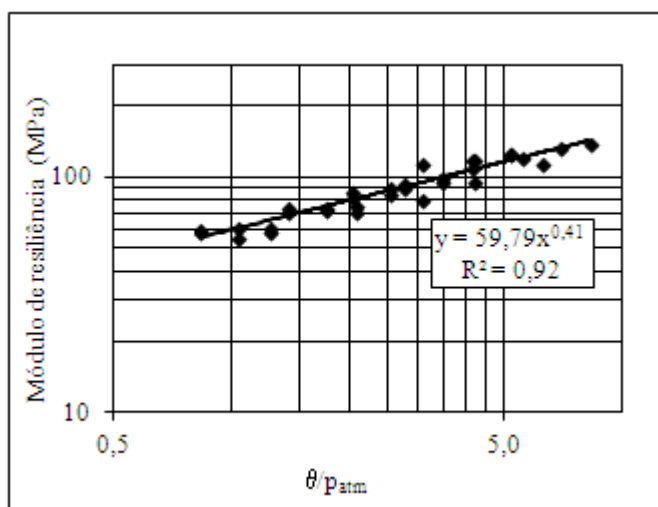
Figura 61: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência da argila siltosa (camada inferior do revestimento). (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.



(a)



(b)



(c)

Figura 62: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do saibro (camada superior do revestimento). (a) CP 01; (b) CP 02 e (c) Todos os valores.

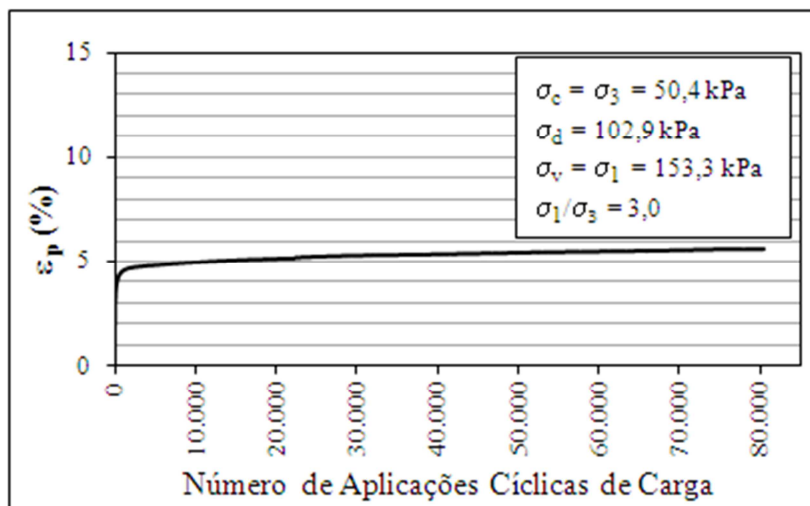
Tabela 29: resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência.

Material	Características dos Corpos de Prova				Modelos para a variação do módulo de resiliência mais apropriados
	Corpo de Prova	Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade Δw (%)	Grau de compactação GC (%)	
Solo do subleito	CP 01	18,37	0,1	100	$MR = 39,07 \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{0,38}$
	CP 02	18,33	-0,4	100	
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	CP 01	16,27	0,0	100	$MR = 64,71 \left(\frac{\sigma_d}{p_{atm}} \right)^{0,18}$
	CP 02	16,35	-0,3	100	
Saibro (camada superior do revestimento)	CP 01	19,03	-0,3	100	$MR = 59,79 \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{0,41}$
	CP 02	19,00	0,0	99	

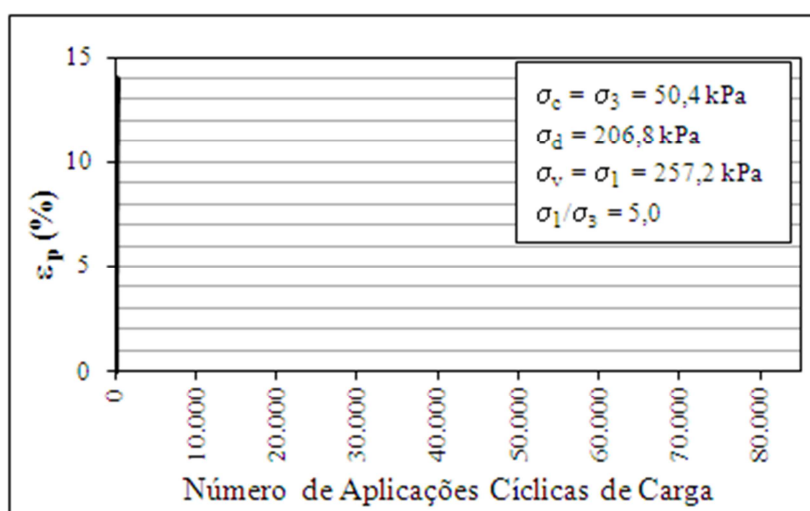
Comparando-se os resultados de módulo de resiliência obtidos para os três materiais, tem-se que a argila empregada na camada inferior do revestimento primário apresentou valores ligeiramente superiores ao solo do subleito e o saibro empregado na camada superior apresentou valores ligeiramente superiores aos obtidos para a argila. Isso demonstra que para os solos estudados, os valores de módulo de resiliência não se correlacionam com os valores de ISC, tendo em vista que estes crescem em ordem inversa em relação àqueles.

5.1.10.2 Ensaio de deformações permanentes

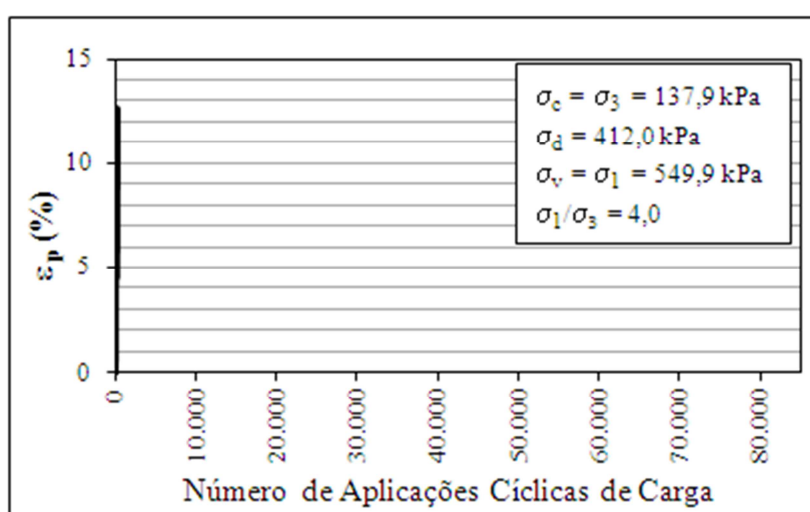
Os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados em estágio único estão apresentados nos gráficos da Figura 63. Na Tabela 30 constam as características de compactação dos corpos de prova que foram ensaiados.



(a)



(b)



(c)

Figura 63: evolução das deformações permanentes em ensaios de estágio único. (a) Subleito; (b) Argila siltosa (1ª camada de revestimento) e (c) Saibro (camada superior do revestimento).

Tabela 30: dados de compactação dos corpos de prova submetidos aos ensaios de deformações permanentes (estágio único).

Material	Características dos Corpos de Prova		
	Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade Δw (%)	Grau de compactação GC (%)
Solo do subleito	18,45	-0,5	100
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	16,23	-0,3	100
Saibro (camada superior do revestimento)	18,95	0,0	99

Conforme dados apresentados na Tabela 30, observa-se que as condições de compactação dos corpos de prova ensaiados foram satisfatórias.

Através dos resultados gráficos constantes na Figura 63, observa-se que o solo do subleito (Figura 63-a) apresentou uma taxa de crescimento elevada de deformações permanentes para os primeiros ciclos de carregamento, até serem atingidos valores da ordem de 4,5%. A partir desse acomodamento inicial, as deformações permanentes passaram a evoluir a taxas pequenas, atingindo um valor de 5,6% ao final dos 80.000 ciclos empregados no ensaio. Já os corpos de provas da argila siltosa empregada na camada inferior de revestimento primário e o saibro empregado na camada superior, para os pares de tensão aos quais foram ensaiados, não apresentaram o mesmo comportamento do solo do subleito. Conforme se pode observar nos gráficos das Figuras 63-b e 63-c, não ocorreu o acomodamento inicial e as deformações permanentes progrediram de maneira expressiva, sendo atingida a ruptura dos corpos de prova para um número de aplicações cíclicas de carga da ordem de 200.

Para os dados obtidos para o solo do subleito, aplicaram-se os modelos de ajuste que relacionam deformações permanentes com o número de aplicações cíclicas de carga apresentados em 2.10.2, quais sejam, Barksdale (1972), Monismith (1975) e Hornych et al. (1993), representados pelas equações 43, 44 e 46. Ambos apresentaram excelentes ajustes, com coeficientes de regressão r^2 , respectivamente, de 0,97, 0,93 e 0,94. Os resultados obtidos estão apresentados no gráfico da Figura 64.

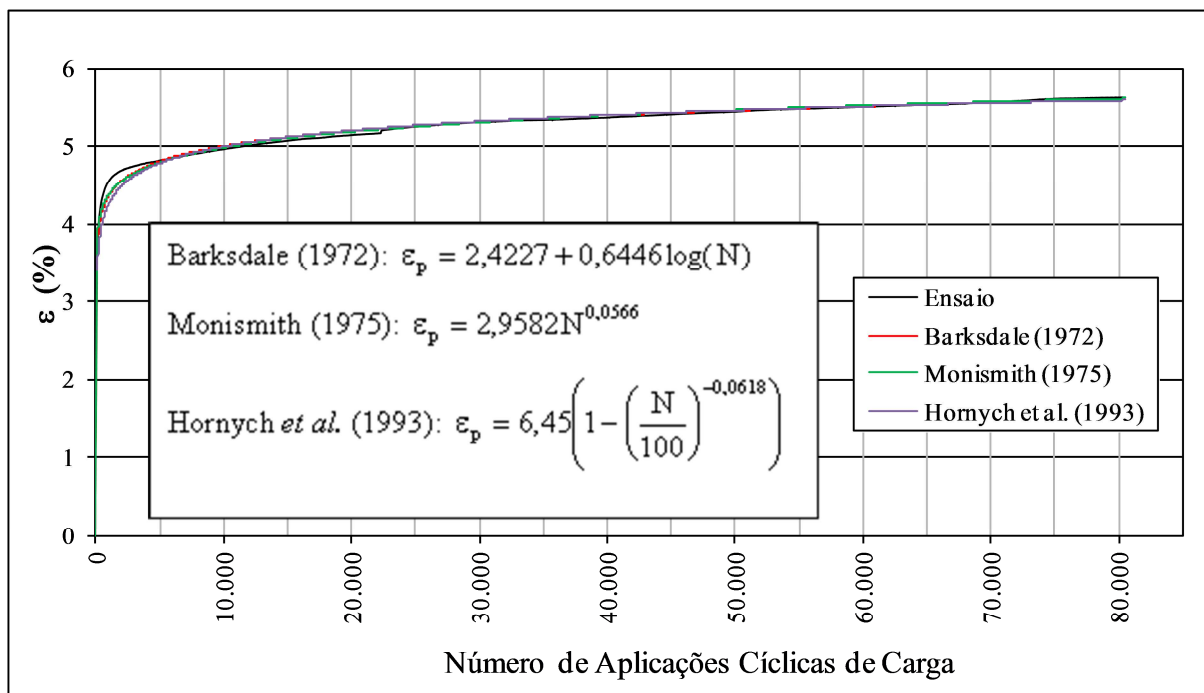
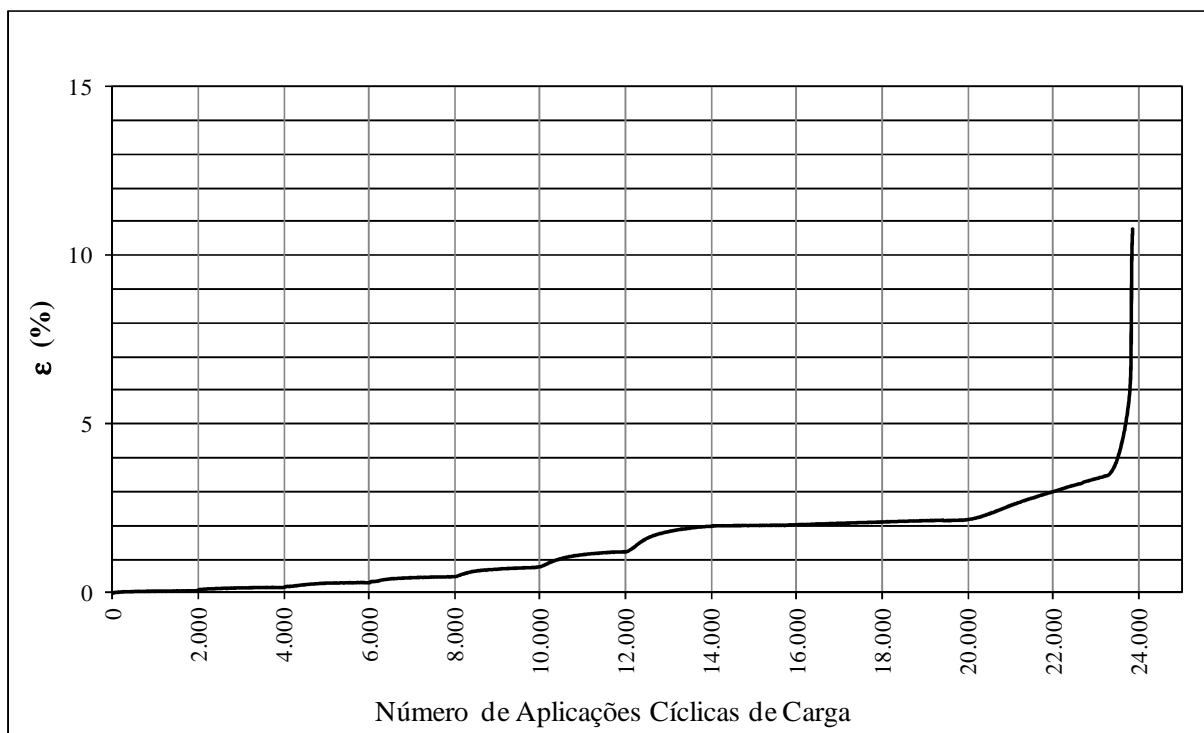
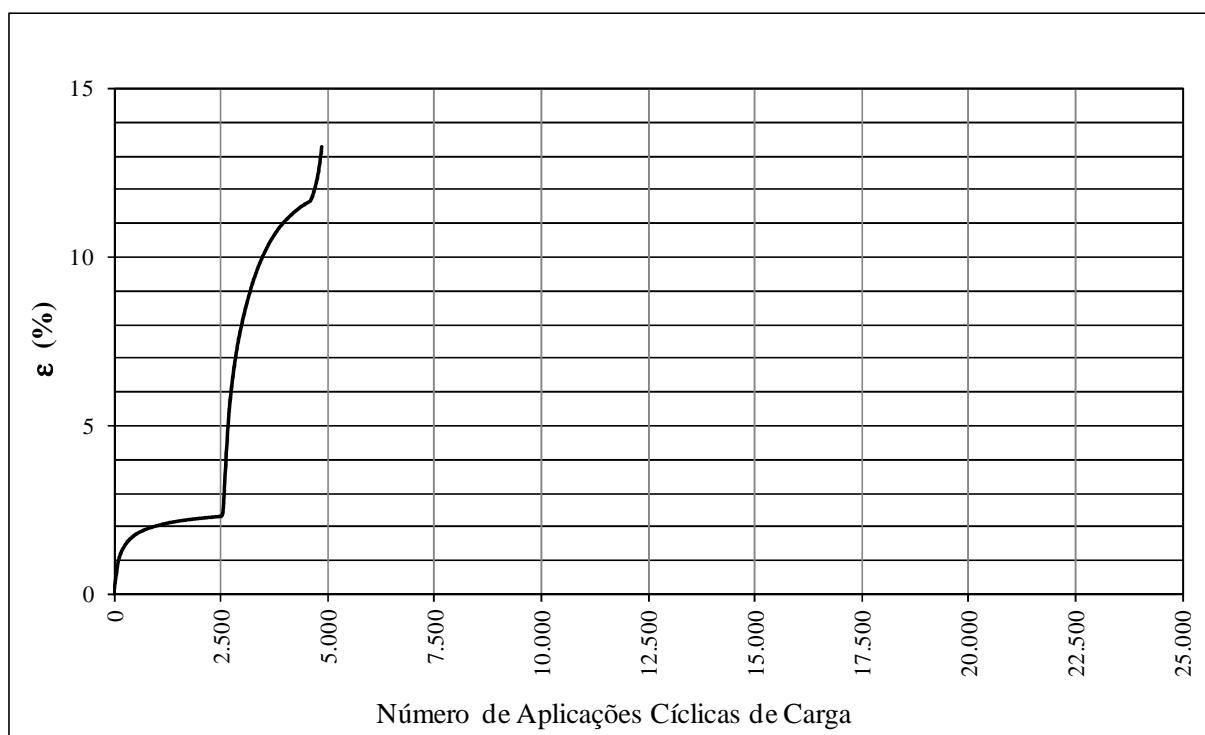


Figura 64: aplicação dos modelos de ajuste nos dados obtidos no ensaio de deformação permanente do solo do subleito.

Os resultados dos ensaios de deformação permanente realizados com multiestágios de tensão estão apresentados nos gráficos da Figura 65. Na Tabela 31 constam as características de compactação dos corpos de prova que foram ensaiados, na qual verifica-se que as mesmas foram satisfatórias.



(a)



(b)

Figura 65: evolução das deformações permanentes em ensaios de com multistágios de tensão. (a) argila siltosa (camada inferior do revestimento) e (b) saibro (camada superior do revestimento).

Tabela 31: dados de compactação dos corpos de prova submetidos aos ensaios de deformações permanentes (multiestágio de tensões).

Material	Características dos Corpos de Prova		
	Peso específico aparente seco γ_d (kN/m ³)	Desvio de umidade Δw (%)	Grau de compactação GC (%)
Argila siltosa (camada inferior do revestimento)	16,20	-0,5	99
Saibro (camada superior do revestimento)	18,97	0,1	100

No caso da argila (Figura 65-a), observou-se que a cada novo estágio de tensão desvio, as taxas de crescimento de deformações permanentes aumentam gradativamente, embora a valores baixos, até o 7º estágio de carregamento (14.000 ciclos), quando a relação de tensões σ_1/σ_3 era igual a 4,5. A partir desse ponto, até o 10º estágio de carregamento (σ_1/σ_3 igual a 6,0), fechando 20.000 ciclos, tem-se que as deformações permanentes acumuladas se mantiveram praticamente constantes, na faixa de 2%, mesmo tendo havido 3 incrementos de tensão desvio. Nos dois ciclos seguintes as deformações permanentes acumuladas passaram a aumentar em taxas um pouco mais expressivas, sendo observada a ruptura do corpo de prova no 12º estágio de carregamento, quando seu valor se encontrava na ordem de 3,5% e sofreu um incremento brusco, a aproximadamente 23.300 ciclos.

Valendo-se do resultado do ensaio com estágio único de tensões para a argila (Figura 63-b), o esperado para o ensaio com multiestágio de tensões era que a ruptura ocorresse quando fosse atingida uma relação σ_1/σ_3 em torno de 5,0, o que corresponde ao 8º estágio de carregamento (entre 1400 a 1600 ciclos), já que a tensão confinante aplicada foi a mesma. Entretanto, conforme exposto acima, surpreendentemente não foi o que aconteceu, ocorrendo a ruptura somente no 12º estágio de carregamento, quando a relação σ_1/σ_3 era igual a 7,0. Com isso, concluiu-se que o comportamento do material estudado em relação às deformações permanentes, para o nível de tensão confinante testado (50,4kPa), é diferente quando se aplica diretamente no CP uma tensão desvio correspondente a uma relação σ_1/σ_3 igual a 5 em comparação ao aumento gradativo da tensão desvio em estágios de carregamento. Nesta condição, o CP torna-se mais resistente, deforma pouco e não rompe com o mesmo nível de tensões. Isso provavelmente se dá em função de que o ensaio em multiestágio permite uma acomodação das partículas que resulta num ganho de resistência do solo, algo que não ocorre

no ensaio com estágio único.

O CP do saibro ensaiado com multiestágio de tensões, cujo resultado é expresso na Figura 65-b, resistiu bem ao primeiro estágio de carregamento, quando a relação de tensões σ_1/σ_3 era de 1,5, com deformações permanentes acumuladas da ordem de 3%. Entretanto, não resistiu ao carregamento seguinte, apresentando taxas elevadas de crescimento de deformações permanente, atingindo a ruptura para uma relação de tensões σ_1/σ_3 de 2,0.

Para os resultados do ensaio com multiestágio de tensões obtidos para argila (Figura 65-a), a cada estágio de carregamento foram subtraídos as deformações permanentes e os ciclos acumulados para os dados correspondentes do 1º ao 7º ciclos de carregamento, gerando com isso as curvas representadas por linhas contínuas no gráfico da Figura 71. Procedeu-se, então o ajuste dessas curvas pelos 3 modelos apresentados em 2.10.2 que levam em conta o nível de tensões, quais sejam, os propostos por Brown (1996), Guimarães (2009) e pela Austroads (2013), contidos nas equações 47, 48 e 53, respectivamente. O melhor ajuste obtido foi aquele referente à terceira proposta, representado no gráfico pelas linhas tracejadas, com coeficiente de regressão r^2 de 0,93. A equação referente a esse ajuste é apresentada sobre o gráfico.

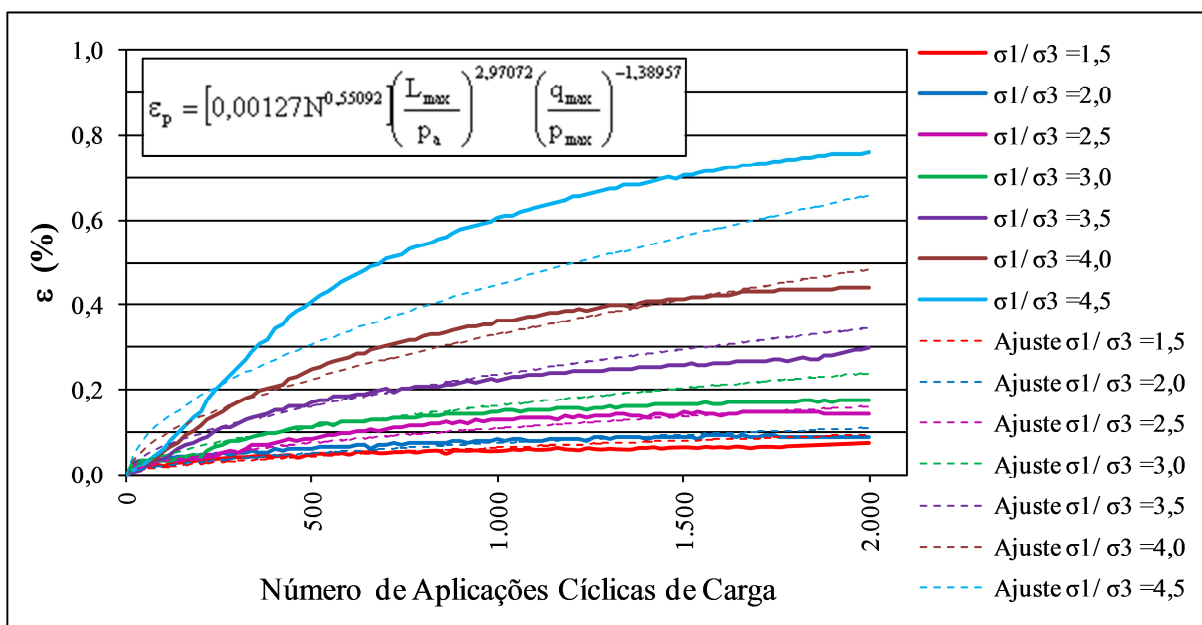


Figura 66: aplicação dos modelos de ajuste nos dados obtidos nos ensaios de deformação permanente da argila (multiestágios de tensão).

Apesar dos modelos de ajuste não terem sido obtidos a partir de ensaios com multiestágio de tensões, verifica-se que se aplicaram bem para o solo em estudo, em especial o proposto pela Austroads (2013).

5.2 ENSAIOS DE CAMPO

5.2.1 Ensaios de Frasco de Areia e de Determinação de Umidade

Na Tabela 32 são apresentados os resultados dos ensaios de frasco de areia e de umidade empregados para a verificação do grau de compactação do solo do subleito e das camadas de revestimento primário.

Tabela 32: resultados dos ensaios de frasco de areia e de umidade.

Camada	Estaca	Peso específico aparente seco γ (g/cm ³)	Umidade w (%)	Umidade ótima w_{ot} (%)	Peso específico aparente seco máximo γ_{dmax} (g/cm ³)	Grau de Compactação GC (%)	Desvio de umidade Δw (%)
Subleito	03+240	2,01	10,5	11,8	1,84	109	-1,3
Camada de argila (camada inferior do revestimento primário)	02+900	1,64	17,7	19,5	1,63	101	-1,8
	03+000	1,63	20,0			100	0,5
	03+100	1,75	20,9			107	1,4
	03+300	1,77	18,6			109	-0,9
	03+400	1,74	16,5			107	-3,0
Camada de saibro (camada superior do revestimento primário)	03+600	1,80	19,3	12,1	1,89	110	-0,2
	03+000	1,78	16,6			94	4,5
	03+200	1,82	11,2			96	-0,9
	03+300	1,67	16,7			88	4,6
	03+500	1,72	13,7			91	1,6
03+600	1,56	19,6	83	7,5			

Na camada do subleito, os resultados obtidos no ponto verificado apontam que a qualidade de compactação foi adequada, pois o grau de compactação obtido foi de 109%, com desvio de umidade de -1,3%.

Com relação à camada inferior de revestimento primário, tem-se que o grau de compactação ficou maior ou igual a 100% em todos os pontos verificados, com desvios de umidade variando de -3,0 a 1,4%, ou seja, dentro de limites razoáveis. Portanto, pode-se afirmar que a qualidade de compactação da camada foi satisfatória.

Por fim, verificou-se que a qualidade de compactação da camada de saibro ficou abaixo das condições ideais, devido a ocorrência de valores de grau de compactação baixos e de desvio de umidade elevados com relação à curva de compactação obtida em laboratório. Pondera-se,

entretanto, que os resultados obtidos podem não ser inteiramente confiáveis, tendo em vista a dificuldade operacional em realizar ensaios precisos em materiais nos quais a fração pedregulho predomina na composição granulométrica.

5.2.2 Ensaios DCP

Os resultados dos ensaios DCP são apresentados na Tabela 33.

Tabela 33: resultados dos ensaios DCP.

Camada	Estaca	DN (mm/golpe)				Índice de Suporte Califórnia ISC (%) (estimado pela Equação 68)			
		Referencial			Medido				
		$\Delta w = -3\%$	$\Delta w = 0$	$\Delta w = +3\%$					
Subleito	02+900				7,9	77			
	02+940				11,6	36			
	03+000				12,1	33			
	03+100				12,0	34			
	03+140	13,5	31,0	86,5	11,9	34			
	03+200				11,6	36			
	03+240				7,4	88			
	03+300				6,6	111			
	03+400				9,8	50			
	03+600				14,2	24			
Média					10,5	52,4			
Camada de argila (camada inferior do revestimento primário)	02+900							18,7	14
	02+940							14,9	22
	03+000							14,6	23
	03+100				14,1	24			
	03+140	13,5	27,0	85,0	12,4	32			
	03+200				11,7	35			
	03+240				13,1	28			
	03+300				14,4	23			
	03+400				14,1	24			
	03+600				22,5	10			
Média					15,1	23,6			

O valor médio do DCP para a camada de subleito foi de 10,5mm/golpe, o qual é inferior ao máximo de 13,5mm/golpe obtido na calibração do equipamento para um desvio de umidade de -3%. Dos dez pontos ensaiados, em nove os valores ficaram abaixo desse valor e um ficou ligeiramente acima. Isso implica em dizer que, de acordo com os resultados, a compactação da camada foi satisfatória. No ponto em que havia sido realizada a verificação pelos métodos

tradicionais (estaca 03+240), cujo grau de compactação obtido foi de 109%, a umidade medida foi de 10,5%. Ingressando-se com esse valor no gráfico da Figura 48, tem-se um DCP correspondente de 15mm/golpe, cujo valor corresponderia a um grau de compactação inferior a 100%. Como se obteve um valor de 7,4mm/golpe, é possível deduzir que o grau de compactação superou o valor de 100%, indicando coerência entre o ensaio DCP e a metodologia tradicional de controle de compactação. Realizando-se uma análise dos valores estimados de ISC, verifica-se que os mesmos superaram o valor de 19% obtido em laboratório em todos os pontos, em alguns consideravelmente, fornecendo mais um indicativo de que a compactação foi adequada, mesmo no ponto em que o DCP ficou acima do valor máximo de 13,5mm/golpe correspondente a um desvio de umidade de -3%.

Na camada de argila, o valor médio do DCP foi de 15,1mm/golpe, valor esse ligeiramente superior ao valor máximo de 13,5mm/golpe obtido na calibração do equipamento (Figura 49), considerando um desvio de umidade de -3%. Dos dez pontos ensaiados, em oito os valores ficaram próximos do mencionado valor e dois se afastaram um pouco. Coincidentemente, nesses dois pontos (estacas 2+900 e 3+600), haviam sido realizados os ensaios convencionais. Ingressando-se com os valores das umidades no gráfico de calibração do equipamento (Figura 49), tem-se que os DCPs para se alcançar os graus de compactação ideais teriam que ser menores que 21,0mm/golpe e 28,5mm/golpe, respectivamente para as estacas 2+900 e 3+600. Os valores obtidos foram de 18,7mm/golpe e 22,5mm/golpe, respectivamente, indicando que foram atingidas condições satisfatórias de compactação e coerência com os ensaios tradicionais. O único ponto em que se observou certa incoerência entre os ensaios tradicionais e o DCP foi o correspondente à estaca 3+400, no qual o valor do DCP correspondente para se obter um grau de compactação de 107% com desvio de umidade de -3% teria que ser um número menor que 13,0mm/golpe e o valor obtido foi de 14,1mm/golpe. Por outro lado, realizando-se uma análise a partir dos valores de ISC estimados, verifica-se que somente na estaca 3+600, o valor obtido de 10% é menor que o valor de 14% de laboratório.

A metodologia DCP se apresentou como uma boa alternativa para o controle tecnológico de compactação. Entretanto, verificou-se que os valores obtidos para as camadas do pavimento experimental estudado são fortemente influenciados pelo teor de umidade dos solos compactados, sendo que pequenas variações repercutem em consideráveis diferenças no valor do DCP. Assim, considerando-se o presente caso, verificou-se que para se obter sucesso no emprego do método, se torna necessário conhecer com boa margem de segurança o teor de umidade da camada compactada. Para tal, seria recomendável medir a umidade em cada ponto

ensaiado, o que tornaria o processo muito demorado, ou então tomar as devidas precauções na execução para garantir uma boa homogeneidade no teor de umidade, de forma que um ponto medido possa representar de maneira confiável uma região mais ampla. Além disso, como proposta de aprimoramento do método em relação ao prescrito na literatura, constatou-se ser interessante quando da realização do procedimento experimental de calibração do equipamento DCP, além de submeter ao ensaio DCP os CPs moldados para o ensaio de compactação, moldar mais dois CPs com umidades correspondentes aos extremos dos desvios de umidade aceitáveis, aplicando-se, porém, uma energia tal para obter o grau de compactação exigível (controle de peso), submetendo-se esses CPs ao ensaio DCP. Isso permite obter valores de DCP de referência para os desvios de umidade admissíveis para o grau de compactação mínimo e não simplesmente para um grau de compactação correspondente à energia de compactação, que acaba sendo inferior ao mínimo.

5.2.3 Deflexões

Na Tabela 34 são apresentadas as deflexões medidas no topo de cada camada compactada e os principais indicadores estatísticos calculados para o conjunto de dados (média, mediana, desvio padrão e coeficiente de variação). Os coeficientes de variação iguais a 0,50 e 0,34 para as deflexões medidas sobre o subleito e sobre a pista pronta, respectivamente, indicaram uma acentuada heterogeneidade dos dados, enquanto que o valor de 0,25 referente às medidas sobre a camada de argila indica baixa dispersão dos dados. Na Figura 67 são representadas graficamente as variações das deflexões medidas sobre cada camada ao longo do trecho experimental.

Tabela 34: deflexões medidas no topo das camadas compactadas.

Estaca (km)	Lado da Pista	Deflexões (0,01mm)		
		Sobre o subleito	Sobre a camada de argila (camada inferior do revestimento primário)	Sobre a pista pronta ou camada de saibro (camada superior do revestimento primário)
2+900	E	350	64	64
2+920	D	210	68	60
2+940	E	138	60	110
2+960	D	166	88	72
2+980	E	158	62	84
3+000	D	160	80	52
3+020	E	124	70	120
3+040	D	90	90	86
3+060	E	110	68	144
3+080	D	124	66	66
3+100	E	72	44	54
3+120	D	234	118	104
3+140	E	150	94	100
3+160	D	164	70	110
3+180	E	128	66	114
3+200	D	416	70	90
3+220	E	148	46	118
3+240	D	260	54	94
3+260	E	150	64	100
3+280	D	244	94	76
3+300	E	194	88	112
3+320	D	60	88	52
3+340	E	64	94	132
3+360	D	228	88	76
3+380	E	108	50	60
3+400	D	100	84	32
3+420	E	122	50	44
3+440	D	162	56	92
3+460	E	146	62	26
3+480	D	154	76	56
3+500	E	30	54	108
3+520	D	78	92	116
3+540	E	144	50	94
3+560	D	126	70	46
3+580	E	120	46	94
3+600	D	270	70	80
Análise Estatística das Deflexões	Subleito	Média (0,01mm):	158,4	
		Mediana (0,01mm):	147,0	
		Desvio Padrão (0,01mm):	78,9	
		Coefficiente de Variação:	0,50	
	Sobre a camada de argila	Média (0,01mm):	70,9	
		Mediana (0,01mm):	69,0	
		Desvio Padrão (0,01mm):	17,4	
		Coefficiente de Variação:	0,25	
	Sobre a pista pronta	Média (0,01mm):	84,4	
		Mediana (0,01mm):	88,0	
		Desvio Padrão (0,01mm):	28,9	
		Coefficiente de Variação:	0,34	

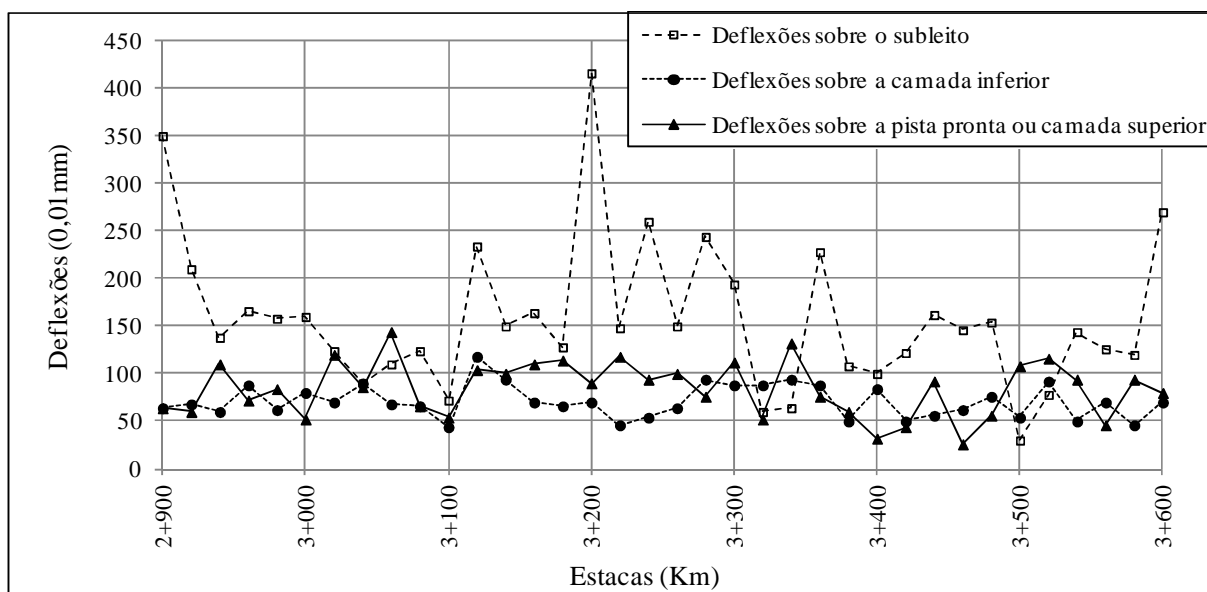


Figura 67: representação gráfica da variação das deflexões ao longo do trecho experimental.

Com os dados da Tabela 34, gerou-se por meio do *software* STATISTICA 7, o gráfico da Figura 68, o qual permite visualizar a distribuição dos valores das deflexões medidas.

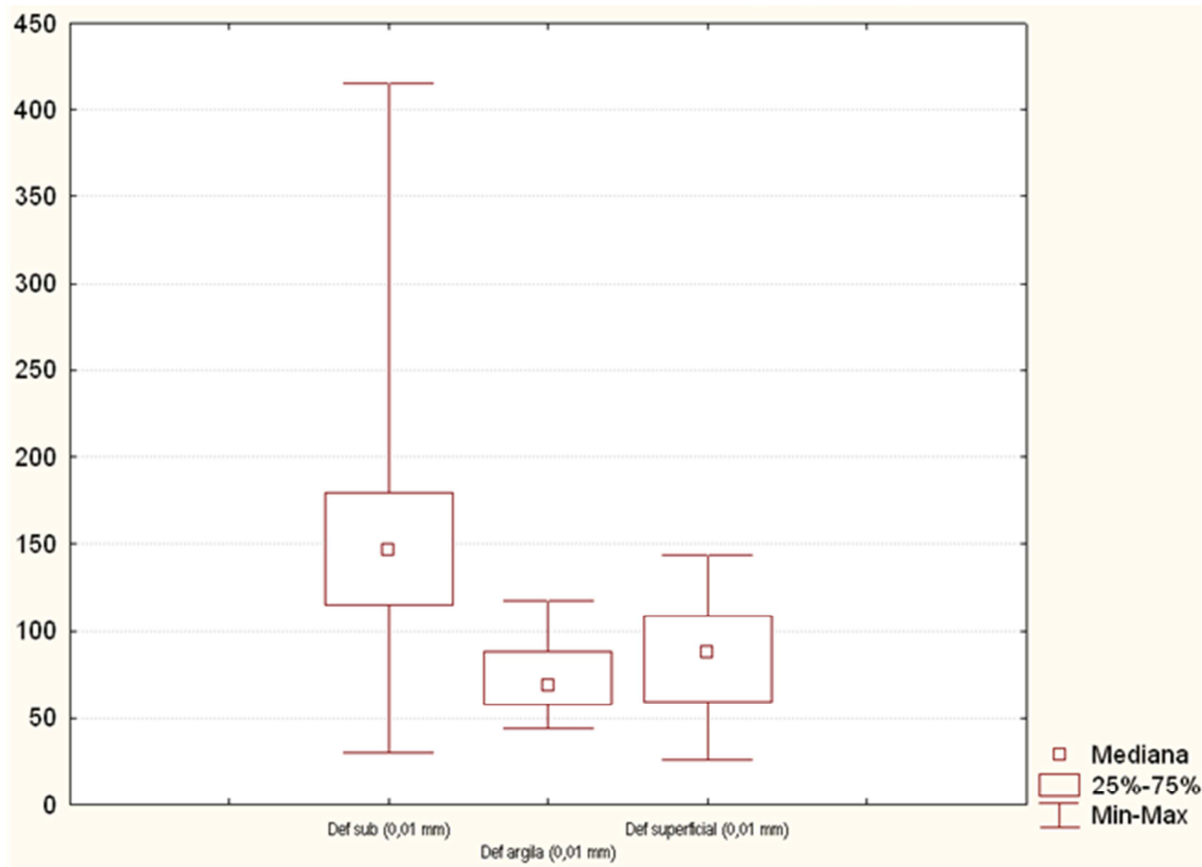


Figura 68: box 4 whiskers plot das deflexões medidas no topo de cada camada (*software* STATISTICA 7)

No caso das deflexões do subleito, apesar da dispersão dos dados ser elevada, é possível visualizar através do gráfico da Figura 68 que, eliminando-se os quartis superior e inferior, 50% dos dados estão contidos numa faixa que vai de aproximadamente 115×10^{-2} mm a 180×10^{-2} mm. Já para os dados correspondentes às deflexões medidas sobre a camada de argila, tem-se que 50% dos dados ficam compreendidos numa faixa entre aproximadamente 55×10^{-2} mm e 90×10^{-2} mm e sobre a pista pronta numa faixa entre aproximadamente 60×10^{-2} mm e 110×10^{-2} mm

Investigou-se a eventual existência de correlação dos valores de deflexões correspondentes à camada inferior de revestimento com as do subleito e as da pista pronta com as da camada inferior e as do subleito. Entretanto, verificou-se que não se mostra presente essa correlação.

5.2.4 Levantamento de Irregularidades Longitudinais

Na Tabela 35 são apresentados os valores obtidos para o IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional) nos três levantamentos realizados durante a pesquisa.

Tabela 35: valores obtidos para o IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional).

Estacas		Seção	IRI médio		
Inicial	Final		Junho de 2013 (3 meses após a construção do trecho experimental)	Setembro de 2014 (18 meses após a construção do trecho experimental)	Setembro de 2015 (30 meses após a construção do trecho experimental)
2+900	3+000	A	7,6	4,4	3,8
3+000	3+100	B	6,7	8,9	8,7
3+100	3+200	C		4,6	6,3
3+200	3+300	D	6,3	5,0	3,8
3+300	3+400	E		6,3	6,2
3+400	3+500	F	7,4	5,6	4,8
3+500	3+600	G		6,9	7,9
Média do trecho experimental			7,0	6,0	5,9

Analisando-se os resultados obtidos, constata-se que a Irregularidade média do trecho experimental expressa pelo IRI surpreendentemente diminuiu do primeiro levantamento em relação ao segundo, realizados 3 meses e 18 meses após a construção do pavimento. Isso provavelmente se deve a ocorrência de uma acomodação das partículas do solo da camada superficial causada pela ação do tráfego (pós-compactação), proporcionando uma superfície

mais regular. O IRI médio do terceiro levantamento, realizado 30 meses após a construção do pavimento, se manteve praticamente constante. Salienta-se, no entanto, que entre o segundo e o terceiro levantamento o trecho experimental sofreu reparos em alguns pontos que se encontravam intransitáveis, em particular para a correção de um “afundamento na trilha de roda” profundo na região da estaca 3+022 e sulcos de erosão nas seções F e G. Analisando-se individualmente cada seção, constata-se um aumento da Irregularidade nas seções C e G, redução nas seções A, D e F, com o IRI mantendo-se praticamente constantes nas demais seções.

Os valores de IRI levantados indicam uma pista com boas condições de trafegabilidade, mesmo depois de 33 meses de sua construção, pois de acordo com o exposto no item 2.9, segundo Sayers e Karamihas (1998) apud Bernuci et al (2007) para vias dessa natureza com manutenção o valor do IRI tem se situado na faixa de 3,5 a 10,0m/km e para aquelas sem manutenção acima de 8,0m/km e segundo Odoki e Kerali (2000), os valores geralmente se situam na faixa de 4 a 15m/km, embora níveis mais baixos as vezes ocorrem com materiais finos e valores superiores a 13m/km são geralmente relacionados à presença de buracos (“painelas”) ou sulcos de erosão transversais (“costeletas”). Tem-se que apenas na seção B os valores são ligeiramente superiores a 8,0m/km.

6 PREVISÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL PELA APLICAÇÃO DE ALGUNS MODELOS, CRITÉRIOS E ESPECIFICAÇÕES EXISTENTES NA LITERATURA

No item 2.10 foram reunidos critérios e modelos para a previsão de desempenho encontrados na literatura, sendo os mesmos agrupados de acordo com duas abordagens: seleção inicial de materiais e previsão de comportamento estrutural.

No presente capítulo são apresentados os resultados da aplicação dos modelos e critérios mencionados acima e também das diversas especificações sobre a camada de revestimento primário descritas no item 2.8 e do programa HDM-4, conferindo uma análise crítica sobre os mesmos.

6.1 QUALIFICAÇÃO INICIAL DOS MATERIAIS

Conforme exposto no capítulo 1, a seleção dos materiais empregados nas camadas de revestimento primário quando da concepção do projeto elaborado pelo INCRA/RS foi realizada empregando-se a “Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)”. O enquadramento desses materiais a cada aplicação encontra-se descrito no item 5.1.2. Como resultado, tem-se que o solo do subleito é classificado como inadequado para camada final de revestimento primário, enquanto que a argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário é classificada como adequada, com a ressalva de apresentar aderência deficiente em dias chuvosos (“sabão”). Já o saibro empregado na camada superior do revestimento primário é considerado inadequado para compor a estrutura do revestimento primário, porém pode ser usado, entre outros empregos, como camada corretiva em solos que apresentam falta de aderência.

De acordo com as classificações tradicionais (SUCS e da AASHTO), conforme apresentado na Tabela 17, o solo do subleito e a argila siltosa são impróprios para uso em pavimentação.

Já o saibro é considerado impróprio pela classificação SUCS, porém pela classificação da AASHTO a previsão de funcionamento como sub-base é de excelente a bom.

Tomando-se como referência o ensaio de classificação MCT, tem-se que o solo do subleito e a fração fina do saibro utilizado na camada superior de revestimento primário pertencem ao grupo NA'. De acordo com Nogami e Villibor (1995), os materiais desse grupo podem apresentar propriedades adequadas para serem empregados em base de pavimentos, desde que sejam bem graduados e a natureza e porcentagem de finos obedecerem às condições estipuladas tradicionalmente. Conforme apresentado no item 5.1.2, ambos os materiais, solo do subleito e saibro, são contraindicados para funcionar como base de pavimentos, este pelo fato dos valores de LL e IP ultrapassarem os limites estabelecidos pelas especificações tradicionais e não se enquadrar nenhuma das faixas granulométricas por elas estipuladas e aquele por ser mal graduado.

A argila siltosa empregada na camada inferior do revestimento primário pertence ao grupo LG' da classificação MCT. Conforme exposto no item 2.10.1, Nogami e Villibor (1995) recomendam a utilização dos solos pertencentes a esse grupo para revestimento primário na segunda ordem de prioridade. Entretanto, ponderou-se no referido item que o emprego dos solos do grupo LG' demanda a introdução de material granular, seja por mistura, sobreposição ou agulhamento, pois pela sua natureza argilosa apresentam problemas de aderência com a pista molhada ("sabão"), sendo que a esbelta camada de saibro empregada sobre a camada de argila viria a suprir essa deficiência.

Quanto ao valor do diâmetro máximo dos agregados da camada superior, tem-se que o mesmo ficou na ordem de 2cm. Esse valor ficou dentro dos limites mencionados pela literatura consultada referenciados no item 2.10.1 para garantir que não ocorra rugosidade excessiva.

Com relação à erodibilidade do saibro empregado na camada superior do revestimento primário, a avaliação realizada pelo método direto (ensaio de Inderbitzen, cujos resultados estão apresentados em 5.1.7) apontou, segundo critério proposto por Bastos (1999) exposto no item 2.10, se tratar de um solo de mediana erodibilidade.

Uma previsão da ocorrência de erosão no pavimento experimental em estudo pode ser realizada, sendo simuladas três situações descritas a seguir:

A. Uma área de contribuição pluviométrica de 2m de largura e comprimento L igual a

metade da largura da pista de rolamento num pavimento plano com abaulamento máximo de 7% convergindo para um caminho preferencial de fluxo de água formado por uma concavidade de bordas suaves de 5cm de largura (B) e baixa profundidade;

- B. Uma área de contribuição pluviométrica de 2m de largura num pavimento com certa declividade longitudinal com abaulamento máximo de 7% e comprimento L correspondente ao da linha de máxima declividade resultante do centro até a borda da pista de rolamento, convergindo para um caminho preferencial de fluxo de água formado por uma concavidade de bordas suaves de 5cm de largura (B) e baixa profundidade;
- C. Pavimento em declive em que já ocorreram deformações permanentes e/ou perda de espessura de revestimento nas trilhas, comprometendo o abaulamento, gerando um caminho longitudinal preferencial de fluxo de água formado por uma concavidade de bordas suaves e baixa profundidade, com largura B estimada de 0,5m, sendo a área de contribuição pluviométrica dada pelo comprimento L do declive multiplicado pela metade da largura da pista de rolamento.

Para as três situações consideradas acima, calculou-se a tensão cisalhante hidráulica τ_h atuante a campo a partir da Equação 27. A altura h da lâmina de fluxo foi calculada a partir da Equação 28. Para tal, tornou-se necessário determinar para cada caso o valor da vazão Q e da velocidade de escoamento v. O Manual de Pavimentação do DNIT (2006) recomenda para cálculos de vazão Q para bacias pequenas (até 2km²) o emprego do Método Racional, descrito pela Equação 60.

$$Q = CIA \quad (\text{Equação 60})$$

onde:

Q: vazão;

C: coeficiente de escoamento;

I: intensidade de precipitação para um tempo de concentração de 5 minutos;

A: área da bacia de contribuição.

O valor sugerido Manual de Pavimentação do DNIT (2006) para o coeficiente de escoamento C em superfícies com revestimento primário é de 0,4 a 0,6, sendo adotado, para os cálculos o

segundo valor, considerando-se a pior situação. Para a intensidade de precipitação I para um tempo de concentração de 5 minutos adotou-se o valor de 155mm/h, correspondente à região de São Gabriel-RS, obtido a partir dos resultados de estudos publicados por Sampaio (2011).

Para o cálculo da velocidade de escoamento v , o Manual de Pavimentação do DNIT (2006) recomenda o emprego da Fórmula de Manning, descrita pela Equação 61.

$$v = \frac{R^{2/3} \sqrt{d}}{n} \quad (\text{Equação 61})$$

onde:

v : velocidade de escoamento;

R : raio hidráulico (área molhada/perímetro molhado)

d : declividade da lâmina d'água;

n : coeficiente de rugosidade ou coeficiente de Manning, sendo adotado igual a 0,03.

Como os canais de escoamento considerados nas três situações expostas acima são formados por concavidades de bordas suaves e baixa profundidade, é possível aproximar o valor do perímetro molhado pela largura da concavidade sem prejuízos para o cálculo. Assim, foram estimados valores para a altura h da lâmina de fluxo, calculados os valores de R e da velocidade de escoamento e recalculados os valores de h de forma iterativa até que os valores calculados fossem aproximadamente iguais aos valores estimados.

Obtidos os valores das tensões cisalhantes hidráulicas τ_h para cada situação, vislumbram-se duas possibilidades. Se o valor for menor que a tensão cisalhante crítica τ_{crit} de 1Pa obtida experimentalmente para o material em estudo (vide item 5.1.7), então não há previsão de ocorrência de erosão. Caso esse valor for superado, então é calculada a perda do solo por erosão pela equação de ajuste obtida a partir dos resultados dos ensaios de laboratório (Figura 50). Os resultados dos cálculos realizados para as três situações estipuladas acima são expressos na Tabela 36.

Tabela 36: previsão de perda de solo por erosão para a camada superficial (saibro) do pavimento experimental.

Situação	Seção	i (°)	d (m/m)	L (m)	B (m)	A (m ²)	Q (m ³ /s)	h est. (cm)	R (m)	v (m/s)	h (cm)	τ (Pa)	Perda de solo (10 ⁻³ g/cm ² /min)
A	B e G	4,00	0,07000	2,00	0,05	4,00	0,000103	0,04	0,00040	0,05	0,04	0,28	0,00
B	A	4,92	0,08602	2,46	0,05	4,92	0,000127	0,05	0,00045	0,06	0,04	0,39	0,00
	C	4,15	0,07253	2,07	0,05	4,14	0,000107	0,04	0,00040	0,05	0,04	0,29	0,00
	D	4,15	0,07253	2,07	0,05	4,14	0,000107	0,04	0,00040	0,05	0,04	0,29	0,00
	E	6,50	0,11402	3,26	0,05	6,52	0,000168	0,05	0,00050	0,07	0,05	0,57	0,00
	F	10,42	0,18385	5,25	0,05	10,51	0,000271	0,06	0,00064	0,11	0,05	1,18	3,70
C	A	2,86	0,05000	71,00	0,50	142,00	0,003668	0,09	0,00090	0,07	0,11	0,45	0,00
	C	1,09	0,01900	86,00	0,50	172,00	0,004443	0,14	0,00140	0,06	0,15	0,27	0,00
	D	1,09	0,01900	85,00	0,50	170,00	0,004392	0,14	0,00140	0,06	0,15	0,27	0,00
	E	5,14	0,09000	64,00	0,50	128,00	0,003307	0,07	0,00070	0,08	0,08	0,63	0,00
	F	9,65	0,17000	68,00	0,50	136,00	0,003513	0,06	0,00060	0,10	0,07	1,02	0,33

Analisando-se os resultados obtidos na Tabela 36, verifica-se que para os subtrechos planos (Situação A – seções B e G) e de baixa declividade longitudinal (Situação B – seções A, C, D e E), a previsão é de não ocorrência de problemas de erosão. Já para o subtrecho mais inclinado (Seção F), os resultados preveem possibilidades de ocorrência de erosão tanto no sentido transversal, através de sulcos inclinados (Situação B), como no sentido longitudinal (Situação C), caso ocorram deformações permanentes e/ou perda de espessura de revestimento nas trilhas, comprometendo o abaulamento e gerando um caminho preferencial de fluxo d'água. Para essa seção estima-se que, tomando-se a situação mais extrema (Situação B), cada chuva intensa de duração de 1 hora, considerando-se o caminho preferencial de 5 cm de largura e 5,25 m de comprimento total, seria suficiente para remover aproximadamente 600g de material, aumentando a profundidade do sulco de erosão em aproximadamente 1mm.

A partir do valor de desgaste de abrasão *Los Angeles* apresentado no item 5.1.5, é possível afirmar, conforme exposto no referido item, que o saibro apresenta boa resistência aos esforços abrasivos, uma vez que tal valor ultrapassa apenas ligeiramente os valores limites da especificação para revestimento primário do DER/SP e para agregados a serem empregados em revestimentos asfálticos. Tem-se ainda que a referida especificação tolera valores de desgaste de abrasão *Los Angeles* superiores ao limite pré-estabelecido, desde que se tenha conhecimento de desempenho satisfatório de material semelhante, quando utilizado como revestimento primário.

A previsão do desempenho do saibro empregado na camada superior do revestimento primário quando a sofrer alterações pelos agentes climáticos é de que seja pouco vulnerável.

Os resultados dos ensaios de alteração água-estufa apresentados no item 5.1.6 demonstraram que a ordem de grandeza dos percentuais de perda de material foi baixa para as amostras ensaiadas.

Quanto à trafegabilidade segura da via, avaliada segundo critério proposto por Odoki e Kerali (2000), descrito pela equação 25 e apresentado no item 2.9, tem-se que o ISC mínimo calculado para o presente caso foi de 22,75%. Portanto, o ISC do saibro empregado na camada superior do revestimento primário, que apresentou ISC de 8%, não atende o critério proposto. Entretanto, conforme exposto pelo referido autor, a trafegabilidade é função da resistência ao cisalhamento do material saturado. Na verdade, o modelo está atrelando essa resistência ao valor do ISC. Porém, conforme apresentado anteriormente, embora o resultado do ISC do material foi baixo a resistência ao cisalhamento foi elevada.

Quanto à estabilidade superficial, segundo Odoki e Kerali (2000) a mesma se relaciona à desagregação, sendo satisfeita quando a quantidade de material passante na peneira de 0,075mm (#200) é maior que 14%. No presente caso, de acordo com a curva granulométrica do saibro empregado na camada superior do revestimento primário apresentada no gráfico da Figura 43 (item 5.1.1), a referida porcentagem é de 22%, portanto, atendendo esse critério.

6.2 APLICAÇÕES DE ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES PARA REVESTIMENTO PRIMÁRIO ENCONTRADAS NA LITERATURA

Neste item procurou-se aplicar para o caso em estudo as especificações sobre a camada de revestimento primário encontradas na literatura e descritas no item 2.8, procedendo-se uma análise crítica a respeito das mesmas.

6.2.1 Especificação do DNIT

De acordo com esta especificação, tem-se que, dos materiais empregados nas camadas de revestimento primário do pavimento experimental, somente o saibro atende um dos grupos da classificação da AASHTO exigida pela especificação (Tabela 3), no caso o grupo A-2-4. Esse material se enquadraria na descrição de “Cascalho quartzoso”, atendendo as exigências de granulometria e plasticidade referente a ele e sendo qualificado como “bom” para emprego em revestimento primário. Desta forma, se tivesse sido seguida esta especificação para o projeto do revestimento primário, a solução seria o emprego de 10 a 20cm de saibro sobre o subleito existente.

Ressalta-se que a classificação da AASHTO e os critérios tradicionais baseados na granulometria e nos limites de plasticidade, sobre os quais a especificação do DNIT está atrelada, se aplicam a materiais gerados por intemperismo físico, mas apresentam limitações para solos gerados por intemperismo químico.

6.2.2 Especificação do DER/SP

Os materiais empregados nas camadas de revestimento primário não atendem a especificação, pois não se enquadram nas exigências do limite de liquidez e índice de plasticidade máximos. Além disso, o saibro não atende a quantidade mínima de argila exigida, assim como o solo do subleito, embora esse atenda a primeira exigência.

O problema recairia na indisponibilidade de materiais naturais na região para atender integralmente a presente especificação. Talvez fosse possível obter um material que atendesse, a partir de uma mistura adequada de argila e solo do subleito. Porém, cabe salientar que, para solos gerados por intemperismo químico, faz pouco sentido adotar como critério de seleção os limites de Atterberg e os índices a eles relacionados.

6.2.3 Especificação do DER/PR

A argila siltosa empregada na camada inferior do pavimento experimental é considerada aplicável desde que corrigida a deficiência de aderência. O saibro não é considerado apto por apresentar CBR baixo. Por outro lado, o solo do subleito pode ser considerado aplicável, mas a especificação ressalta que “a durabilidade deve ser avaliada”, não estabelecendo, entretanto, critérios de como isso deve ser feito.

6.2.4 Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Essa especificação foi a utilizada na seleção inicial dos materiais (projeto do pavimento experimental), conforme descrito anteriormente, sendo já esgotado em outros itens o seu enquadramento.

6.2.5 Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP)

Os materiais empregados não atendem a faixa granulométrica exigida pela especificação. Valem as mesmas considerações expostas no item 6.2.2 a respeito da indisponibilidade de

materiais naturais na região para atender integralmente a presente especificação. Talvez fosse possível obter um material apropriado a partir de misturas dos materiais existentes. Porém, ressalta-se que acabasse recaindo novamente na adoção de especificação embasada nos critérios tradicionais (granulometria e limites), podendo apresentar resultados inadequados para materiais solos gerados por intemperismo químico.

6.2.6 Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (US Agency for International Development – USAID)

A argila siltosa empregada na camada de suporte é descartada em razão de apresentar índice de plasticidade superior aos limites estabelecidos pela especificação. O solo do subleito, embora atenda tais limites, não é recomendado por se enquadrar numa faixa granulométrica tal que seja considerado muito fino. Já o saibro, atende os limites de índice de plasticidade e se enquadra na faixa granulométrica que o classifica como material ideal, bom para regiões semitropicais até regiões áridas.

Repete-se a mesma consideração do item anterior quanto ao emprego de critérios tradicionais (granulometria e limites) para materiais gerados por intemperismo químico.

6.2.7 Especificações do Departamento de Transportes da República da África do Sul (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads)

Conforme exposto no item 2.8.7, a referida especificação preconiza a utilização de um modelo, o qual está contido na Equação 23, destinado a dimensionar a espessura da camada de revestimento primário em função do CBR, da diminuição da espessura da camada ocasionada pela compactação induzida pela ação do tráfego e da perda anual de espessura de camada. Considerando a espessura média do revestimento do pavimento experimental pré-fixada em 248mm, aplicando-se o referido modelo, resulta que, desconsiderando a questão da qualificação inicial dos materiais, teríamos numa primeira análise uma durabilidade de pelo menos 22 anos. Sem dúvida, essa previsão é exagerada e, portanto, se mostra desfavorável sua aplicação.

Os critérios preconizados pela especificação voltados à qualificação inicial dos materiais, conforme apresentado na Tabela 8, exigem alguns ensaios não muito triviais. Para este trabalho, tais ensaios não foram realizados, impossibilitando assim a aplicação desses critérios.

6.3 APLICAÇÃO DO PROGRAMA HDM 4

6.3.1 Estimativa do tráfego

Através de consulta junto aos moradores locais foi possível estimar o tráfego médio anual do trecho experimental, informação que se constitui como dado de entrada do programa HDM 4 e também para a avaliação de desempenho do referido pavimento. De acordo com as informações obtidas, o tráfego apresenta a seguinte composição:

- Carros de passeio: média de 4 veículos por dia, representando 1460 veículos por ano;
- Utilitários (camionetes): média de 1 por dia, representando 365 veículos por ano;
- Caminhão do transporte do leite (ESRS + ESRD): 3 vezes por semana, vazio na ida e carregado na volta, perfazendo 156 passagens vazio e 156 passagens carregado durante o ano e uma média respectiva de 0,43 passagens por dia;
- Ônibus escolar (ESRS + ESRD): 5 vezes por semana, vazio na ida e carregado na volta, perfazendo 261 passagens vazio e 256 passagens carregado durante o ano e uma média respectiva de 0,71 passagens por dia;
- Trator agrícola com reboque e sem reboque (ESRS + ESRS ou ESRS + ESRS + 2xESRS): 6 por semana, sendo em média 5 sem reboque e 1 com reboque, totalizando 261 e 52 passagens por ano e uma média de 0,71 e 0,14 passagens por dia, respectivamente;
- Caminhão pesado (ESRS + TD): 4 por dia, vazio na ida e carregado na volta, durante 3 meses no ano, quais sejam, abril e metade do mês de maio nas colheitas da soja, do arroz e do milho, metade do mês de janeiro na colheita do milho e 15 dias entre outubro e novembro para a colheita do trigo, totalizando 360 passagens vazio e 360 passagens carregado no ano e uma média diária de 0,99 veículos.
- Motocicletas: média de 10 por dia, totalizando 3650 por ano;
- Carroça: média de 10 por dia, totalizando 3650 por ano;
- Charete: média de 10 por dia, totalizando 3650 por ano;
- Bicicletas: média de 2 por dia, totalizando 730 por ano.

As informações acima foram organizadas na Tabela 37 de forma a obter o número N de repetições de carga equivalente ao Eixo Simples de Roda Dupla – ESRD de 8,2t padrão

médio diário e anual. Para a obtenção do Fator de Veículo (FV) para cada composição mista, foram considerados os fatores de equivalência (FC) de carga do USACE (Corpo de Engenheiros do Exército Norte-Americano), da AASHTO e ESALF (*Equivalent Standard Axle Load Factor*), os quais constam no Manual de Estudos de Tráfego do DNIT (2006). Dessa forma, obteve-se o número N correspondente às 3 metodologias mencionadas, cujos valores constam na Tabela 37. Esse processo se torna necessário uma vez que pelo fato do DNIT adotar a metodologia da USACE, a referência padrão predominantemente adotada no país tem sido essa, porém os modelos internacionais de previsão de desempenho são baseados na metodologia da AASHTO e o programa HDM 4 adota o ESALF.

Tabela 37: tráfego estimado do trecho experimental.

Veículo		Composição/Peso Total (PT) (Fontes: DNIT (2006), programa HDM 4 e internet)	FV _{USACE}	FV _{AASHTO}	FV _{ESALF}	Número médio de passagens diárias	Composição do tráfego (%)	N _{USACE}	N _{AASHTO}	N _{ESALF}
Motorizados	Automóveis	PT = 1,2t	0	0	0	4,00	19,89	0,000	0,000	0,000
	Camionetes	PT = 1,5t	0	0	0	1,00	4,97	0,000	0,000	0,000
	Caminhão médio vazio	ESRS-5t + ESRD-1t	0,134	0,149	0,330	0,43	2,14	0,058	0,064	0,142
	Caminhão médio carregado	ESRS-6t + ESRD-10t	3,567	2,722	2,938	0,43	2,14	1,534	1,170	1,263
	Ônibus vazio	ESRS-5t + ESRD-1t	0,134	0,149	0,330	0,71	3,53	0,095	0,106	0,234
	Ônibus carregado	ESRS-6t + ESRD-10t	3,567	2,722	2,938	0,71	3,53	2,533	1,933	2,086
	Trator agrícola (MF 255 41cv) s/reboque	ESRS-1t + ESRS-2,4t	0,007	0,006	0,018	0,71	3,53	0,005	0,004	0,013
	Trator agrícola (MF 255 41cv) c/reboque Triton PT=5t	ESRS-1t + ESRS-2,4t + 2 x ESRS-2,5t	0,024	0,021	0,039	0,14	0,70	0,003	0,003	0,005
	Caminhão pesado vazio	ESRS-5t + TD-4,5t	0,163	0,156	0,345	0,99	4,92	0,161	0,154	0,342
	Caminhão pesado carregado	ESRS-6t + TD-17t	8,827	1,970	3,896	0,99	4,92	8,739	1,950	3,857
Motocicletas	PT = 0,2t	0	0	0	10,00	49,73	0,000	0,000	0,000	
Total Veículos Motorizados						20,11	100,00	13,128	5,385	7,942
Não motorizados	Carroça	PT = 1,2t	0	0	0	10,00	45,45	0,000	0,000	0,000
	Charete	PT = 0,1t	0	0	0	10,00	45,45	0,000	0,000	0,000
	Bicicletas	PT = 0,1t	0	0	0	2,00	9,09	0,000	0,000	0,000
Total Veículos Não Motorizados						22,00	100,00	0,000	0,000	0,000
							N _{diário}	13,128	5,385	7,942
							N _{anual}	4,8E+03	2,0E+03	2,9E+03

O número estimado N de repetições de carga equivalente ao eixo padrão, considerando os fatores de equivalência do DNIT (método USACE) foi de 13,13 por dia ou $4,8 \times 10^3$ por ano, o que é considerado um baixo volume de tráfego. Os automóveis, camionetes e veículos não motorizados não contribuem para o aumento do N, não afetando, portanto, a degradação estrutural da via. Entretanto, o programa HDM 4 considera que esses veículos contribuem para a perda de espessura de revestimento (arrancamento de partículas), afetando com isso a evolução da Irregularidade de pista. Tem-se que a relação entre o N_{USACE} e o N_{AASHTO}, no presente caso, é de 2,4, e entre o N_{USACE} e o N_{ESALF} é de 1,7.

6.3.2 Entrada de dados

Atendendo a demanda de entrada de dados exigida pelo programa, foram fornecidas as informações constantes na Tabela 38.

Tabela 38: dados de entrada para o programa HDM 4.

Informações demandadas	Dados fornecidos	Observações
Tipo de fluxo	Estrada de pista simples com fluxo nas duas direções	
Padrão do fluxo	Sazonal	Há uma concentração maior de fluxo nas épocas de colheita das culturas anuais
Zona climática	Subtropical fria e úmida	
Classe da estrada	Terciária ou local	
Tipo de revestimento	Pedregulho	Como o programa avalia somente condições superficiais, interessa a camada superior do revestimento primário (saibro)
Comprimento	0,7km	
Largura da pista	4m	
Largura do acostamento	-	
Número de Subidas/descidas	7,14 por km	5 subidas/descidas no pavimento de 0,7 km
Soma dos desníveis	49,12 m/km	70,17 m para o pavimento de 0,7 km
Curvatura média horizontal	107,16°/km	
Limite de velocidade	60km/h	
Altitude	120m	
Características dos materiais	Granulometria e limites de Atteberg constantes na Figura 43 e Tabela 16 do item 5.1.1	Considerou-se a camada de saibro como revestimento e a camada de argila como “subleito”, pois o programa prevê que após ocorrer a perda de toda a espessura do revestimento a progressão do IRI depende da camada imediatamente abaixo, a qual, no presente caso, não é o subleito.
Espessura da camada de revestimento primário	73mm (Tabela 11)	Espessura média
Definição do tráfego	Utilização dos dados constantes na Tabela 37	
IRI inicial	7,0 m/km (levantado a campo, 3 meses após a construção da pista).	

Após inseridos os dados de entrada, executou-se o programa, de forma a ocorrer o processamento dos cálculos e a geração do relatório com os resultados.

6.3.3 Resultados Obtidos

Na Tabela 39 são apresentados os resultados obtidos para a previsão de desempenho do pavimento experimental de acordo com o programa HDM 4.

Tabela 39: previsão de desempenho do pavimento experimental de acordo com o programa HDM 4.

Ano	Espessura do revestimento primário (mm)	Redução de espessura em relação à inicial (mm)	IRI (m/km)
2013 (condição inicial)	73	-	7,0
2014	53	20	7,3
2015	32	41	8,0
2016	12	61	9,1
2017	0	73	10,4
2018	0	73	11,1
2019	0	73	11,4
2020	0	73	11,6
2021	0	73	11,7
2022	0	73	11,8

Analisando-se esses resultados, tem-se a previsão da redução de aproximadamente 20 mm de espessura de revestimento por ano, sendo que em 3 anos a camada de saibro seria toda perdida e a partir de então a superfície da pista passaria a ser a camada de argila siltosa. Com relação à evolução esperada do IRI, verifica-se que ao ser atingida a perda total da camada de saibro, é ultrapassado o valor limite de 10m/km para vias desprovidas de revestimento mais nobre (asfalto, concreto, etc.) com manutenção, de acordo com Sayers e Karamihas (1998) *apud* Bernuci et al (2007). No segundo ano, espera-se um IRI de 8m/km, o qual, segundo os autores, corresponde ao valor a partir do qual se enquadram as vias de referida natureza sem manutenção.

Na Tabela 40 e no gráfico da Figura 69 são reunidos os valores esperados de IRI de acordo com a aplicação do programa HDM 4 e aqueles obtidos nos levantamentos de campo apresentados no item 5.2.4.

Tabela 40: valores de IRI previstos pelo programa HDM 4 e levantados a campo.

Ano	IRI (m/km)								
	Previsto pelo HDM4	Levantados a campo							Trecho experimental
		Seções							
		A	B	C	D	E	F	G	
2013	7,0	7,6	6,7	6,7	6,3	6,3	7,4	7,4	7,0
2014	7,3	4,4	8,9	4,6	5,0	6,3	5,6	6,9	6,0
2015	8,0	3,8	8,7	6,3	3,8	6,2	4,8	7,9	5,9

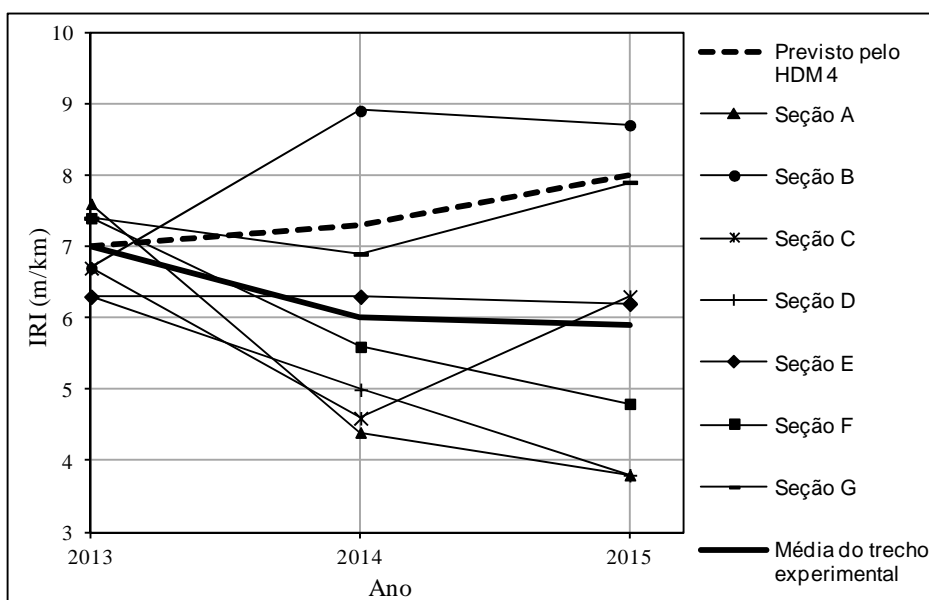


Figura 69: evolução do IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional).

Comparando-se os valores previstos para o IRI com aqueles medidos a campo, observa-se que, em geral, a Irregularidade não evoluiu como o previsto pelo programa, pois os valores de IRI na maioria das vezes diminuíram com o tempo, ao invés de aumentar. Apenas na seção B, os valores levantados superaram aqueles previstos, apresentando um acréscimo no segundo levantamento em relação ao inicial e uma ligeira diminuição do segundo para o terceiro levantamento. Na seção G, os valores levantados se aproximaram bastante dos valores previstos, embora no segundo levantamento tenha ocorrido um ligeiro decréscimo, enquanto que o programa prevê evolução sempre crescente.

Conforme exposto no item 5.2.4, a tendência geral do IRI levantado a campo diminuir com o tempo ao invés de aumentar, se deve provavelmente à ocorrência de uma acomodação das partículas do solo da camada superficial causada pela ação do tráfego (pós-compactação), proporcionando uma superfície mais regular.

Conforme exposto no item 3.2, na seção B tem-se um subtrecho plano na sua porção central com pequena declividade longitudinal nas extremidades, observando-se a existência de um aterro de 50m (metade de comprimento da seção) construído com material de mesma natureza do subleito na parte central. Na seção G o subtrecho é predominantemente plano com a presença de aterro pré-existente de aproximadamente 1,5m de altura, construído com material de mesma natureza do subleito. Embora possa ser coincidência, verifica-se que os maiores valores de IRI e que mais se aproximam das previsões do programa HDM 4 se localizaram nas seções do trecho experimental há considerável extensão de aterros.

6.4 PREVISÃO DE COMPORTAMENTO ESTRUTURAL

6.4.1 Análises Mecanísticas

Efetuar-se análises mecanísticas considerando algumas hipóteses relacionadas à umidade das camadas do pavimento, com a finalidade de obter as respostas estruturais em pontos específicos do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) oriundas da ação do carregamento para a análise do comportamento estrutural do pavimento experimental.

As referidas análises mecanísticas consideram as estruturas compostas de um sistema de múltiplas camadas com comportamento elástico. Para as análises mecanísticas deste estudo foi empregado o software EVERSTRESS 5.0 desenvolvido pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Washington (EUA). A estrutura analisada é caracterizada pela espessura das camadas, pelos módulos de resiliência, coeficientes de *poisson* e peso específico. São fornecidas as opções de considerar as interfaces das camadas plenamente aderidas entre si, parcialmente aderidas ou deslizantes. Os carregamentos são caracterizados pelo número de rodas, carga por roda e coordenadas do centro da roda. O programa considera que as cargas transmitidas ao pavimento são uniformemente distribuídas em áreas circulares e que a tensão de contato roda-pavimento é igual a pressão de diflação dos pneus.

Um aspecto importante em relação ao *software* é que ele permite que se incluam parâmetros de modelos, possibilitando assim a variação do módulo de resiliência no interior das camadas

em função do estado de tensões atuante na profundidade considerada. Em outras palavras, o programa admite considerar situações com módulo de resiliência constante ou variando de acordo com os modelos referentes às Equações 20 e 21 apresentadas no item 2.6.1.

Para a presente análise foi considerada uma seção típica (Figura 70) predominante do pavimento experimental em relação às espessuras das camadas de revestimento primário, para as quais se adotaram os valores médios, sem considerar suas variações ao longo do trecho experimental. Além disso, não foram analisados os subtrechos em corte ou aterro, mas somente a remoção média de 35cm superficiais da camada superior do subleito representado pelo perfil da Figura 31-a, pois conforme exposto no item 3.2, nas atividades de limpeza da camada vegetal foram removidos em torno de 30 a 40cm de solo. Assim, foi considerada uma espessura média de 15cm para essa camada, já que inicialmente ela possuía 50cm (Figura 31-a).



Figura 70: seção típica da estrutura do pavimento analisado.

O carregamento considerado nas análises foi o do eixo padrão do DNIT (eixo simples de rodas duplas - ESRD de 8,2t) especificado na norma DNER-ME 024/94, resultando numa carga de 2,05t ou 20,5kN por roda e na geometria de carregamento ilustrada na Figura 71. A pressão de inflação dos pneus foi considerada constante e igual a 0,56MPa. As posições analisadas foram aquelas correspondentes aos pontos X_1 (sob uma das rodas) e X_2 (posição intermediária entre as rodas) representadas na Figura 71.

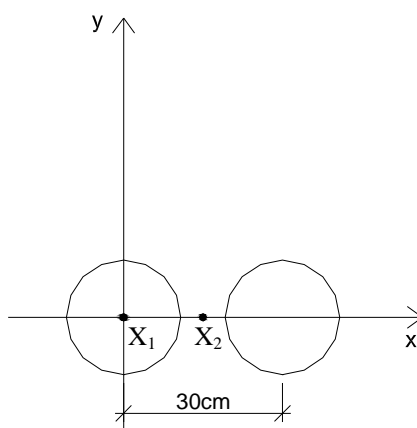


Figura 71: esquema ilustrativo da geometria do carregamento.

O dado de entrada principal para a realização das análises mecânicas é o módulo de resiliência (MR) de cada camada. Para as camadas de revestimento primário (saibro e argila) e a camada superior do subleito (areia siltosa) foram determinados os valores de módulo em laboratório para corpos de prova moldados na umidade ótima, cujos resultados foram apresentados no item 5.1.10. Porém, não foram determinados os valores das camadas inferiores. Entretanto, foram levantadas as deflexões a campo (D_{campo}) sobre cada camada executada, cujos valores estão apresentados no item 5.2.3 (Tabela 34). Assim, foram tomados os valores médios das deflexões levantadas sobre a camada de saibro (pista pronta) e sobre a camada de argila (camada inferior do revestimento primário) e foram rodadas análises atribuindo-se valores médios para o módulo de resiliência das camadas inferiores do subleito até que os valores de deflexão gerados pelo *software* (D_{calc}) convergissem para os valores levantados a campo, obtendo-se assim o valor médio do módulo de resiliência das referidas camadas subjacentes. Procedeu-se uma tentativa de incluir na análise também a consideração das deflexões levantadas sobre o subleito, porém deparou-se com a impossibilidade do módulo médio convergir para um mesmo valor. Assim, descartou-se essa abordagem, tendo em vista, inicialmente, a acentuada heterogeneidade dos valores das deflexões levantadas sobre a camada de subleito, o que gera dúvidas quanto ao grau de representatividade do valor médio. Além disso, acredita-se que a compactação das camadas de revestimento tenha gerado uma compactação adicional na(s) camada(s) do subleito, o que conseqüentemente teria ocasionado um aumento nos valores de módulo de resiliência médios atuantes a campo. Na Figura 72 é apresentado um esquema ilustrativo da análise realizada.

Tanto para a análise descrita no parágrafo anterior, como as análises subsequentes foram adotados coeficientes de *Poisson* (μ) para as camadas seguindo-se as indicações de valores

típicos sugeridas por Medina e Motta (2005). Os autores afirmam que os valores usuais são de 0,35 para materiais granulares e 0,45 para solos argilosos. Assim, foram adotados valores de 0,35 para as camadas de saibro (camada superior do revestimento primário) e a camada superior do subleito constituída de areia siltosa, 0,45 para a camada de argila (camada inferior do revestimento primário) e 0,40 para as camadas inferiores, considerando que as mesmas são constituídas por uma mistura de materiais granulares e argila. Quanto aos valores de peso específico natural das camadas, para a análise referida no parágrafo anterior, para as três primeiras camadas foram adotados os valores calculados a partir dos resultados dos ensaios de compactação apresentados no item 5.1.3 para o solo compactado na umidade ótima e com grau de compactação de 100%. Para as camadas inferiores do subleito, foi adotado um valor médio de 21,0 kN/m³. Em todas as análises considerou-se as interfaces de contato entre as camadas consideradas plenamente aderidas entre si.

$D_{\text{campo}} = 84,4 \times 10^{-2} \text{mm}$				$D_{\text{campo}} = 70,9 \times 10^{-2} \text{mm}$			
SAIBRO	$MR = 59,79 \left(\frac{\theta}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,41}$	$\mu = 0,35$ $\gamma = 21,2 \text{kN/m}^3$	7,3cm	ARGILA	$MR = 64,71 \left(\frac{\sigma_d}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,18}$	$\mu = 0,45$ $\gamma = 19,5 \text{kN/m}^3$	17,5cm
ARGILA	$MR = 64,71 \left(\frac{\sigma_d}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,18}$	$\mu = 0,45$ $\gamma = 19,5 \text{kN/m}^3$	17,5cm	ARGILA	$MR = 64,71 \left(\frac{\sigma_d}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,18}$	$\mu = 0,45$ $\gamma = 19,5 \text{kN/m}^3$	17,5cm
AREIA SILTOSA	$MR = 39,07 \left(\frac{\theta}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,38}$	$\mu = 0,35$ $\gamma = 20,6 \text{kN/m}^3$	15,0cm	AREIA SILTOSA	$MR = 39,07 \left(\frac{\theta}{P_{\text{adm}}} \right)^{0,38}$	$\mu = 0,35$ $\gamma = 20,6 \text{kN/m}^3$	15,0cm
CAMADAS INFERIORES	$MR = ?$	$\mu = 0,40$ $\gamma = 21,0 \text{kN/m}^3$		CAMADAS INFERIORES	$MR = ?$	$\mu = 0,40$ $\gamma = 21,0 \text{kN/m}^3$	

Figura 72: representação esquemática da análise para a estimativa do módulo de resiliência médio das camadas inferiores do subleito.

Os resultados obtidos nas análises para a estimativa do valor médio do módulo de resiliência das camadas inferiores do subleito são apresentados na Tabela 41.

Tabela 41: resultados obtidos nas análises mecânicas para estimativa do valor médio do módulo de resiliência das camadas inferiores do subleito.

Camadas	Deflexões (10^{-2} x mm)		Módulos de resiliência médios (MPa)
	Levantadas a campo D_{campo}	Calculadas pelo EVERSTRESS D_{calc}	
Saibro (camada superior do revestimento primário)	84,4	82,6	107
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	70,9	72,6	75
Areia siltosa (camada superior do subleito)	-	-	48
Camadas inferiores do subleito	-	-	256

Conforme resultados apresentados na Tabela 41, para um valor médio constante de 256 MPa representando as camadas inferiores do subleito, foram obtidos valores de deflexão a partir do emprego do *software* EVERSTRESS para as estruturas analisadas representadas na Figura 72 muito próximos dos valores médios das deflexões levantadas a campo no pavimento experimental sobre as camadas superior e inferior do revestimento primário. Assim, para os cálculos seguintes, esse foi o valor adotado. Os módulos de resiliência médios para as camadas de revestimento primário e para a camada superior do subleito foram gerados pelo *software* na análise da estrutura correspondente à pista pronta representada na Figura 72.

Na sequência foram realizadas análises mecânicas com o propósito de obter respostas estruturais para posterior análises estruturais que levariam em conta 8 hipóteses distintas em relação às umidades das camadas. Essas hipóteses estão descritas a seguir.

Hipótese 1: todas as camadas no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Hipótese 2: todas as camadas no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, mas considerando-se que as camadas foram assim compactadas, porém sofreram ciclos de secagem e umedecimento, retornando ao referido teor de umidade.

Hipótese 3: todas as camadas se encontrando saturadas.

Hipótese 4: a camada de saibro (camada superior de revestimento primário) saturada e as demais no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Hipótese 5: a camada de saibro (camada superior de revestimento primário) e os 5cm superiores da camada de argila (camada inferior do revestimento primário) saturadas e o restante dessa camada, assim como as demais camadas se encontrando no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Hipótese 6: considerando a perda total da camada de saibro (camada superior de revestimento primário), os 5cm superiores da camada de argila (camada inferior do revestimento primário) saturados e o restante dessa camada, assim como as demais camadas no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Hipótese 7: a camada de areia siltosa (camada superior do subleito) saturada e as demais no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Hipótese 8: a camada de saibro (camada superior de revestimento primário) e a camada de areia siltosa (camada superior do subleito) saturadas e as demais no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Em termos de análise mecânica, as análises pertinentes às hipóteses 1 e 2 correspondem àquela realizada para a estimativa do módulo de resiliência médio das camadas inferiores do subleito da estrutura correspondente à pista pronta representada na Figura 72.

Os parâmetros utilizados nas análises mecânicas correspondentes às hipóteses descritas acima constam na Tabela 42.

Com relação ao módulo de resiliência, para as camadas inferiores do subleito, adotou-se o valor médio de módulo de resiliência de 256 MPa estimado conforme descrito anteriormente. Para as demais camadas, quando não saturadas, foram adotados os valores obtidos nos ensaios

de laboratório apresentados no item 5.1.10. Porém, quando saturadas, foram estimados valores considerando-se reduções nos valores médios constantes na Tabela 41. A magnitude dessas reduções foi definida com base nos gráficos das Figuras 18 e 19 apresentados no item 2.6.3 oriundos dos estudos da AASHTO (2000) e que expressam uma previsão de variação do módulo de resiliência em função do grau de saturação do solo, para solos finos e granulares, respectivamente. Para o saibro (camada superior do revestimento primário), argila siltosa (camada inferior do revestimento primário) e areia siltosa (camada superior do subleito) os graus de saturação correspondente à umidade ótima são, respectivamente, de 92%, 78% e 75% (Tabela 20). Consequentemente, os referidos solos quando saturados sofrem uma elevação do grau de saturação em relação à saturação na umidade ótima de 8%, 12% e 25%, respectivamente. Assim, ingressando-se com esses valores, no gráfico da Figura 18 para a argila siltosa e no da Figura 19 para o saibro e areia siltosa, tem-se uma estimativa de redução nos valores do módulo de resiliência de aproximadamente 20% para o saibro, 50% para a argila e 40% para a areia siltosa, resultando nos valores apresentados na Tabela 42.

Para os coeficientes de *Poisson* (μ) foram mantidos os mesmos valores constantes na Figura 72, cuja fonte e critérios para sua adoção já foram explicados anteriormente. Quanto aos valores de peso específico, para as três camadas superiores foram adotados os valores calculados a partir dos resultados dos ensaios de compactação apresentados no item 5.1.3, levando-se em conta o teor de umidade do solo (umidade ótima ou saturado). Para as camadas inferiores do subleito, foi adotado um valor médio de 21,0 kN/m³.

Tabela 42: parâmetros empregados nas análises mecânicas.

Camadas	μ	γ (kN/m ³)		Módulo de Resiliência MR (Mpa)	
		Na umidade ótima	Saturada	Na umidade ótima	Saturada
Saibro (camada superior do revestimento primário)	0,35	21,2	21,6	$MR = 59,79 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,41}$	86
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	0,45	19,5	20,0	$MR = 64,71 \left(\frac{\sigma_d}{P_{atm}} \right)^{0,18}$	37
Areia siltosa (camada superior do subleito)	0,35	20,6	21,3	$MR = 39,07 \left(\frac{\theta}{P_{atm}} \right)^{0,38}$	29
Camadas inferiores do subleito	0,40	21,0	-	256	-

Na Tabela 43 são apresentadas as respostas estruturais obtidas nas análises mecânicas realizadas para as 8 hipóteses descritas anteriormente.

Tabela 43: respostas estruturais do pavimento obtidas a partir do *software* Everstres.

Respostas estruturais			Hipóteses							
Tipo	Camada e posição		1 e 2	3	4	5	6	7	8	
Tensões (kPa)	Saibro	X ₁	σ_v	560	560	560	560	-	560	560
			σ_1	531	514	539	529	-	530	538
			σ_3	215	192	219	175	-	227	229
		X ₂	σ_v	0	0	0	0	-	0	0
			σ_1	166	153	166	157	-	180	178
			σ_3	43	31	41	15	-	61	58
	Argila	X ₁	σ_v	449	419	462	458	560	444	458
			σ_1	250	244	257	411*	555*	237	244
			σ_3	20	27	20	161*	358*	4	5
		X ₂	σ_v	158	174	151	173	0,00	154	147
			σ_1	186	192	186	192*	180*	173	174
			σ_3	13	23	12	87*	13*	-4	-4
	Subleito (camada superior)	X ₁	σ_v	151	156	153	161	224	135	137
			σ_1	118	124	119	125	158	110	112
			σ_3	16	18	16	15	15	21	21
		X ₂	σ_v	152	159	153	160	181	139	140
			σ_1	126	133	127	132	156	119	120
			σ_3	18	21	18	17	17	23	23
ϵ_v (10 ⁻⁶)	Saibro		1.773	1.366	2.616	2.150	-	1.599	2.434	
	Argila		4.097	7.861	4.160	7.652	4.947	4.014	4.056	
	Subleito (camada de cima)		2.055	5.047	3.004	3.158	4.185	4.222	4.293	

σ_v : tensão vertical no topo da camada;

σ_1 e σ_3 : tensões normais maior e menor, respectivamente;

ϵ_v : deformação elástica de compressão no topo da camada.

* Considerando somente a espessura de 5cm de camada saturada.

Analisando-se os dados da Tabela 43, constata-se que para as várias hipóteses consideradas, não se observa variações de magnitude consideráveis nos valores das tensões normais e no topo das camadas, exceto na hipótese 6, na qual se considera a perda total da camada de saibro. Isso significa que, para o caso em estudo, a redução nos valores dos módulos de resiliência das camadas em função da saturação não gerou um impacto considerável nos valores das tensões. Por outro lado, verificou-se uma influência bem mais considerável nos valores da deformação elástica de compressão no topo das camadas.

6.4.2 Abordagens focadas na resistência ao cisalhamento das camadas

As análises e modelos com abordagens focadas na ruptura por cisalhamento das camadas são baseadas no princípio de que as ações atuantes, resultantes do tráfego, não podem superar a resistência ou a capacidade de carga das camadas ou do pavimento como um todo. Para tal, são demandadas as tensões atuantes e os parâmetros de resistência c e ϕ dos materiais que constituem as camadas. No presente estudo, foram contempladas nessas abordagens análises de tensões segundo os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e os modelos da República da África do Sul, de Vésic (1975) e de Heukelom e Klomp (1962), os quais foram apresentados no item 2.10.2.2.

Com relação às ações atuantes, foram consideradas nas abordagens aquelas atuantes no ponto médio ou no topo das camadas, a depender da análise, as quais foram calculadas para cada hipótese descrita no item 6.4.1 e constam na Tabela 43 desse item.

Quanto aos parâmetros de resistência das camadas, os mesmos foram adotados para cada situação, a partir dos resultados de cisalhamento direto e dos ensaios para a obtenção das curvas de retenção, apresentados nos itens 5.1.9 e 5.1.8, respectivamente. Os valores estão apresentados na Tabela 44.

Tabela 44: parâmetros de resistência das camadas adotados nos cálculos.

Camadas	Situação 1*			Situação 2*			Situação 3*		
	ψ (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)	ψ (kPa)	c (kPa)	ϕ (°)
Saibro (camada superior do revestimento primário)	11,0	108	44	0	74	44	0	74	44
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	250,0	68	37	4,0	33	37	0	10	37
Areia siltosa (camada superior do subleito)	700,0	198	37	3,5	16	37	0	8	37

* Situação 1: teor de umidade da camada correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim ela foi compactada, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ocorrência de variações de umidade.

Situação 2: teor de umidade da camada correspondente à ótima de compactação, mas considerando-se que ela foi assim compactada, porém sofreu ciclos de secagem e umedecimento, retornando ao referido teor de umidade.

Situação 3: camada saturada.

Observa-se que se a camada sofre ciclos de molhagem e secagem, mesmo que o teor de umidade retorne para a umidade ótima há uma perda expressiva de coesão. Para a camada saturada a perda de coesão é ainda mais expressiva.

6.4.2.1 Análise de tensões

Uma primeira avaliação se as camadas irão sofrer ruptura por cisalhamento consiste em verificar se o nível de tensões num ponto médio da camada resulta numa tensão de cisalhamento que venha a ultrapassar a resistência ao cisalhamento da respectiva camada. Isso pode ser ilustrado através do gráfico da Figura 73, onde que para dada tensão principal menor σ_3 , existe uma tensão principal maior máxima σ_{1max} tal que o círculo de Mohr correspondente não ultrapasse a envoltória de ruptura de Mohr-Coulumb do material.

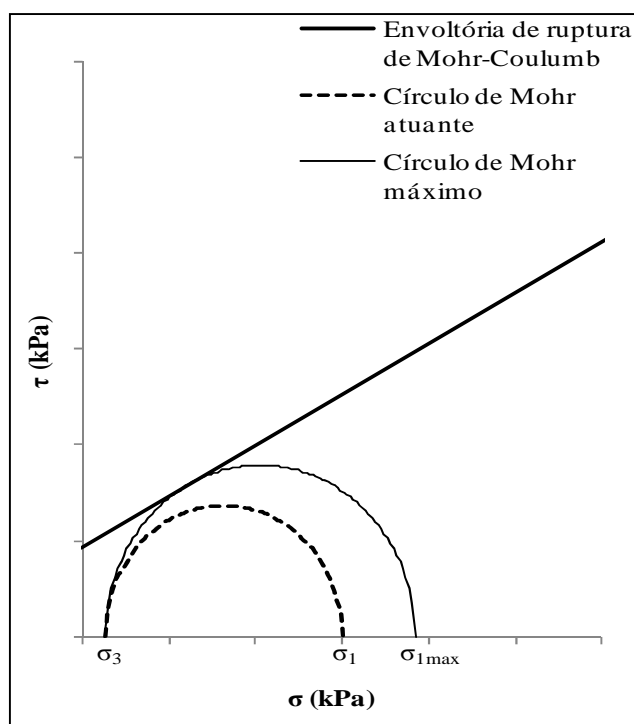


Figura 73: gráfico que representa as tensões normais atuantes no meio de uma camada de pavimento frente a sua resistência ao cisalhamento.

Conforme Das e Sobhan (2014), a tensão σ_{1max} pode ser determinada pela Equação 62.

$$\sigma_{1max} = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) + 2c \operatorname{ctg} \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right) \quad (\text{Equação 62})$$

A partir disso é possível definir um Fator de Segurança FS (Equação 63), o qual relaciona para a tensão principal menor σ_3 atuante, a tensão principal maior máxima σ_{1max} com a tensão

principal maior atuante σ_1 . Valores de FS abaixo de 1 significa que o círculo de Mohr atuante naquele ponto em análise, no presente caso no meio da camada, está ultrapassando o limite de resistência do material representada pela envoltória de Mohr-Coulomb.

$$FS = \frac{\sigma_{1max}}{\sigma_1} \quad (\text{Equação 63})$$

Os resultados obtidos nesta análise estão apresentados na Tabela 45.

Tabela 45: valores dos Fatores de Segurança FS calculados a partir da análise de tensões resistentes *versus* tensões atuantes.

Camadas	Hipóteses							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Saibro (camada superior do revestimento primário)	3,20	2,90	2,75	2,90	2,50	-	3,33	3,02
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	1,41	0,85	0,61	1,37	1,90	0,51	1,22	1,20
Areia siltosa (camada superior do subleito)	6,85	1,08	0,87	6,81	6,52	5,41	1,05	1,04

Analisando-se os resultados obtidos (Tabela 45), observa-se que, para a hipótese 2, a qual considera as camadas com teor de umidade correspondente à ótima de compactação, porém após terem ocorrido ciclos de secagem e umedecimento, os Fatores de Segurança caem expressivamente, principalmente para as camadas de argila e areia siltosa, em relação àqueles referentes à hipótese 1, a qual considera as camadas com o mesmo teor de umidade, mas sem ter ocorrido ciclos de secagem e umedecimento. Isso ocorre em razão da queda expressiva da parcela de coesão, pela importante diminuição da coesão aparente, a qual é função da variação da sucção nos solos. Assim, tem-se que na hipótese 1, considerando-se as tensões atuantes no meio de cada camada, os Fatores de Segurança se encontram todos acima de 1, indicando a não ocorrência da ruptura por cisalhamento, enquanto que para a hipótese 2, ocorreria a ruptura da camada de argila e a camada de areia siltosa assumiria um Fator de Segurança com valor ligeiramente acima de 1 (próximo da ruptura).

Na hipótese 3 (as 3 camadas saturadas), se observa a ruptura das camadas de argila e areia siltosa. Embora o Fator de Segurança para a camada de saibro seja alto, pondera-se que para as análises foram considerados nos cálculos os parâmetros correspondentes à resistência drenada dos materiais. Entretanto, prevalece uma incerteza da possibilidade de na prática ser

mobilizada a resistência não drenada dos materiais quando da solicitação das cargas móveis, com probabilidade maior de ocorrência nas camadas de argila e areia siltosa (elevado teor de finos), mas não descartando a possibilidade de ocorrência na camada de saibro (menor teor de finos). Essa possibilidade, acarretaria na diminuição dos fatores de segurança, podendo eventualmente resultar num Fator de Segurança abaixo de 1 também para a camada de saibro. Essa análise demandaria ensaios de resistência ao cisalhamento conduzidos na condição não drenada, os quais não foram realizados no presente trabalho.

Na hipótese 4, a qual considera a camada de saibro saturada e as demais no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, sem ter ocorrido previamente ciclos de secagem e umedecimento, tem-se que os Fatores de Segurança para todas as camadas ficam acima de 1. Porém, cabe a mesma consideração exposta no parágrafo anterior quanto à possibilidade da mobilização da resistência não drenada para a camada de saibro.

Na hipótese 5, a qual considera que além da camada de saibro se encontrar saturada, os 5cm superiores da camada de argila também se encontrariam, novamente os Fatores de Segurança para todas as camadas ficam acima de 1, com boa margem de segurança. Mas outra vez cabe ressaltar a possibilidade da mobilização da resistência não drenada para as camadas saturadas.

Na hipótese 6, a qual considera a perda total da camada de saibro e os 5cm superiores da camada de argila saturados, tem-se a ruptura dessa camada, mesmo considerando-se a mobilização da resistência drenada.

Na hipótese 7, a qual considera somente a camada de areia siltosa saturada, e na hipótese 8, a qual considera, além dessa, também a camada de saibro saturada, tem-se que os Fatores de Segurança para todas as camadas ficam acima de 1, porém com pequena margem de segurança para o caso da camada de areia siltosa. Na possibilidade de mobilização da resistência não drenada, certamente resultaria na ruptura dessa camada, e eventualmente também da camada de saibro no caso da hipótese 8.

6.4.2.2 Modelo da República da África do Sul

Esse modelo, apresentado no item 2.10.2.2 prevê, inicialmente, que as camadas sejam analisadas pela determinação do estado de tensões cisalhantes no meio da camada, comparando-o com a resistência ao cisalhamento do material, em termos de coesão e ângulo de atrito, através do emprego do modelo de Mohr-Coulomb, sendo determinada a razão de

tensões F através da Equação 39 apresentada no referido item. A seguir, para cada hipótese descrita acima, foi calculado o número de repetições de carga N_{AASHTO} (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO) através do emprego da função de transferência dada pela Equação 40, também apresentada no item 2.10.2.2. Para o valor da constante K da Equação 40, a qual é função das condições de saturação do material (sugerida como 0,65 para a condição saturada, 0,80 para condição de umidade moderada e 0,95 para a condição de umidade natural), fixou-se para todas as hipóteses o valor de 0,95, tendo em vista que as variações nas condições de saturação já estão consideradas na definição dos parâmetros de resistência dos materiais.

A conversão do NAASHTO para o NUSACE, o qual corresponde ao número de repetições de carga equivalente ao eixo padrão do DNIT, foi realizada considerando a relação entre o NUSACE e o NAASHTO de 2,4, verificada para o presente caso, conforme exposto no item 6.3.1. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 46.

Tabela 46: resultados obtidos pela aplicação do modelo da República da África do Sul para a verificação da ruptura ao cisalhamento das camadas do pavimento.

Camadas	Grandezas	Hipóteses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Saibro (camada superior do revestimento primário)	F	4,47	3,99	3,61	3,98	3,08	-	4,82	4,29
	N_{AASHTO}	$1,42 \times 10^{16}$	$7,90 \times 10^{14}$	$8,01 \times 10^{13}$	$7,77 \times 10^{14}$	$3,34 \times 10^{12}$	-	$1,20 \times 10^{17}$	$4,80 \times 10^{15}$
	N_{USACE}	$3,40 \times 10^{16}$	$1,90 \times 10^{15}$	$1,92 \times 10^{14}$	$1,86 \times 10^{15}$	$8,00 \times 10^{12}$	-	$2,89 \times 10^{17}$	$1,15 \times 10^{16}$
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	F	1,37	0,79	0,53	1,33	2,35	0,45	1,16	1,14
	N_{AASHTO}	$1,20 \times 10^8$	$3,75 \times 10^6$	$7,84 \times 10^5$	$9,64 \times 10^7$	$4,26 \times 10^{10}$	$4,72 \times 10^5$	$3,48 \times 10^7$	$3,02 \times 10^7$
	N_{USACE}	$2,88 \times 10^8$	$9,01 \times 10^6$	$1,88 \times 10^6$	$2,31 \times 10^8$	$1,02 \times 10^{11}$	$1,13 \times 10^6$	$8,36 \times 10^7$	$7,26 \times 10^7$
Areia siltosa (camada superior do subleito)	F	7,43	1,04	0,80	7,36	6,97	5,58	1,01	1,00
	N_{AASHTO}	$7,48 \times 10^{23}$	$3,96 \times 10^7$	$3,91 \times 10^6$	$4,92 \times 10^{23}$	$4,77 \times 10^{22}$	$1,13 \times 10^{19}$	$1,42 \times 10^7$	$1,31 \times 10^7$
	N_{USACE}	$1,79 \times 10^{24}$	$3,91 \times 10^6$	$9,38 \times 10^6$	$1,18 \times 10^{24}$	$1,15 \times 10^{23}$	$2,70 \times 10^{19}$	$3,42 \times 10^7$	$3,14 \times 10^7$

Analisando-se os valores obtidos, observa-se que a função de transferência representada na Equação 40 conduz a valores consideravelmente elevados de número de repetições de carga para todas as hipóteses consideradas para que ocorra a ruptura ao cisalhamento das camadas, o que a primeira vista reflete numa conclusão de que o modelo não se aplica para o tipo de via em estudo.

6.4.2.3 Modelo proposto por Vésic (1975)

Este modelo, descrito no item 2.10.2.2, retorna a capacidade de suporte de fundações sobre camadas estratificadas em função de parâmetros de resistência ao cisalhamento, através do emprego das equações 30 e 32 apresentadas no referido item.

Como primeira consideração, simplificou-se o problema para 3 camadas, admitindo-se que as cargas que atingem as camadas inferiores do subleito são baixas, podendo ser desprezadas sem prejuízos significativos para a análise. Além disso, embora o modelo tenha sido concebido para uma sapata reangular de dimensões $L \times B$, tornou-se necessário introduzir uma adaptação para área circular do carregamento, uma vez que a aplicação do carregamento correspondente ao eixo padrão do DNIT para uma pressão de inflação dos pneus considerada constante e igual a 0,56MPa vai resultar numa área de contato que pode ser aproximada por um círculo de 21,6cm de diâmetro. Assim, tomou-se $L = B = 0,216\text{m}$.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento e os pesos específicos das camadas empregados nos cálculos foram aqueles apresentados nas Tabelas 44 e 42, respectivamente.

Uma vez efetuados os cálculos, foram obtidas para cada hipótese descrita anteriormente as tensões correspondentes às capacidades de suporte q_0 , q_0'' e q_0''' , referentes ao topo das camadas de saibro (camada superior do revestimento primário), argila siltosa (camada inferior do revestimento primário) e areia siltosa (camada superior do subleito), respectivamente. Dividindo-se essas tensões pelas tensões verticais atuantes no topo de cada camada σ_v apresentadas na Tabela 43, foram obtidos os valores dos Fatores de Segurança FS para cada situação. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 47.

Através dos resultados expostos na Tabela 47, observa-se que o emprego do modelo de Vésic (1975), incluídas as adaptações e simplificações adotadas, conduz a valores de capacidade de suporte extremamente elevados, mesmo para as hipóteses que consideram uma ou mais camadas saturadas. É notável que para as camadas não saturadas, a consideração da sucção e a presença da parcela de coesão aparente decorrente da mesma na coesão total impacta consideravelmente no aumento da capacidade de suporte. Porém, pondera-se que estão contidas no modelo grandezas que apresentam variação exponencial em função do ângulo de atrito interno ϕ dos materiais. Assim, a partir de certos valores de ϕ , uma pequena imprecisão na determinação experimental de seu valor para mais, repercute num grande aumento do valor da capacidade de suporte.

Tabela 47: resultados obtidos pela aplicação do modelo proposto por Vésic (1975).

Camadas	Grandezas	Hipóteses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Saibro (camada superior do revestimento primário)	σ_v (kPa)	560	560	560	560	560	-	560	560
	q_0 (kPa)	99.680	10.529	5.532	99.633	99.299	-	7.036	6.988
	FS	178,00	18,80	9,88	177,92	177,32	-	12,56	12,48
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	σ_v (kPa)	449	449	419	462	458	560	445	458
	q_0'' (kPa)	63.084	6.596	3.427	63.091	62.879	62.367	4.344	4.350
	FS	140,44	14,68	8,18	136,45	137,14	111,37	9,77	9,49
Areia siltosa (camada superior do subleito)	σ_v (kPa)	152	152	159	153	161	224	139	141
	q_0''' (kPa)	19.974	2.038	1.073	19.977	19.977	19.858	1.253	1.255
	FS	131,26	13,40	6,74	130,55	161,43	88,53	9,00	8,93

Ressalta-se novamente que para as hipóteses que consideram uma ou mais camadas saturadas, foram considerados no cálculo os parâmetros de resistência efetivos c' e ϕ' , os quais correspondem à resistência drenada do solo. Entretanto, caso a velocidade de aplicação das cargas a campo seja suficientemente rápida para mobilizar a resistência não drenada, essa simulação é inadequada, sendo que seria necessário considerar a mesma nos cálculos. Como no presente trabalho não foram realizados ensaios na condição não drenada, não foi possível realizar essa simulação.

6.4.2.4 Modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962)

Esse modelo, o qual foi apresentado no item 2.10.2.2 indica que a tensão vertical admissível de um pavimento flexível de espessura tal que as tensões cisalhantes atuantes no subleito não ultrapassem a resistência ao cisalhamento sob a carga estática da roda mais pesada é, em primeira aproximação, dado pela expressão da Equação 29 apresentada no referido item, a qual é função do Módulo de Resiliência MR do subleito e do número de repetições de carga N_{AASHTO} (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO).

Os valores de Módulo de Resiliência MR empregados nos cálculos foram aqueles constantes na Tabela 42. O valor de coeficiente de proporcionalidade c adotado foi de 0,006. A conversão do N_{AASHTO} para o N_{USACE} , o qual corresponde ao número de repetições de carga equivalente ao eixo padrão do DNIT, foi realizada considerando a relação entre o N_{USACE} e o N_{AASHTO} de 2,4, verificada para o presente caso, conforme exposto no item 6.3.1. Os

resultados obtidos estão apresentados na Tabela 48.

Tabela 48: resultados obtidos pela aplicação do modelo proposto por Heukelom e Klomp (1962).

Camada	Grandezas	Hipóteses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Areia siltosa (camada superior do subleito)	MR (MPa)	48	48	29	48	48	48	29	29
	σ_v (kPa)	152	152	159	153	161	224	139	141
	N_{AASHTO}	19	19	2	18	13	3	3	3
	N_{USACE}	44	44	4	42	31	6	6	6

Conforme se pode observar através dos resultados obtidos e apresentados na Tabela 48, a previsão de comportamento pela aplicação do modelo de Heukelom e Klomp (1962) é de ruptura extremamente precoce do subleito para todas as hipóteses consideradas, com um número pequeno de aplicações de carga, em alguns casos logo nas primeiras passagens do eixo padrão do DNIT.

6.4.3 Abordagens embasadas na deformabilidade

6.4.3.1 Modelo proposto por Chevron (1984)

O modelo proposto por Chevron (1984), contido na Equação 42 apresentada no item 2.10.2.2, prevê que o número de repetições de carga N_{AASHTO} (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO) para causar 0,75 polegadas (aproximadamente 19mm) de Afundamento de Trilha de Roda – ATR é função da deformação vertical elástica de compressão ϵ_v no topo do subleito.

Os valores de deformação vertical elástica de compressão ϵ_v do topo do subleito utilizados nos cálculos constam na Tabela 43. A conversão do N_{AASHTO} para o N_{USACE} , o qual corresponde ao número de repetições de carga equivalente ao eixo padrão do DNIT, foi realizada considerando a relação entre o N_{USACE} e o N_{AASHTO} de 2,4, verificada para o presente caso, conforme exposto no item 6.3.1. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 49.

Através dos resultados obtidos e apresentados na Tabela 49, tem-se que a previsão pela aplicação do modelo de Chevron (1984) é de que os afundamentos de trilha de roda ultrapassem o valor de 19mm para uma solicitação correspondente ao número de repetições de carga equivalente ao eixo padrão do DNIT (N_{USACE}) de $3,67 \times 10^3$ para as hipóteses 1 e 2. Entretanto, como se pode constatar, o impacto é considerável para as hipóteses que

consideram a camada superior do subleito saturada (3, 7 e 8), naquelas em que há saturação do saibro ou desse e parte da camada de argila (4 e 5) ou na hipótese da perda da camada de saibro e a saturação dos 5 cm superiores da camada de argila (6).

Tabela 49: resultados obtidos pela aplicação do modelo de Chevron (1984).

Camada	Grandezas	Hipóteses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Areia siltosa (camada superior do subleito)	$\varepsilon_v (10^{-6})$	2.055	2.055	5.047	3.004	3.158	4.185	4.222	4.293
	N_{AASHTO}	$1,50 \times 10^3$	$1,50 \times 10^3$	27	274	219	62	60	56
	N_{USACE}	$3,67 \times 10^3$	$3,67 \times 10^3$	66	668	534	152	145	135

A previsão do aumento das deformações permanentes pela saturação do solo vai ao encontro do experimento descrito por Freeme e Servas (1985) *apud* Brown (1996) ilustrado pela Figura 25, apresentada no item 2.10.2.1, no qual a saturação resulta num aumento da taxa de crescimento das deformações permanentes em função da aplicação das cargas repetidas, sendo tanto maior, quanto menor for a qualidade do material. No presente caso, a qualidade da camada superior do subleito, que no modelo é função indireta do módulo de resiliência, é baixa, portanto, sofrendo forte impacto pela saturação.

6.4.3.2 Modelo da República da África do Sul (1984)

Esse modelo, tal qual o anterior, prevê que o número de repetições de carga N_{AASHTO} (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO) para causar determinado Afundamento de Trilha de Roda – ATR é função da deformação vertical elástica de compressão ε_v no topo do subleito. O modelo é contido na Equação 41 apresentada no item 2.10.2.2.

Para o coeficiente de regressão “a” foi adotado o valor de 36,30, o qual é sugerido pelo método para estradas rurais de tráfego leve e deformações permanentes máximas de 20mm. Quanto aos dados de entrada de ε_v e a conversão do N_{AASHTO} para o N_{USACE} , valem as mesmas considerações do item anterior. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 50.

Tabela 50: resultados obtidos pela aplicação do modelo da República da África do Sul referente às deformações permanentes.

Camada	Grandezas	Hipóteses							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Areia siltosa (camada superior do subleito)	$\varepsilon_v (10^{-6})$	2.055	2.055	5.047	3.004	3.158	4.185	4.222	4.293
	N_{AASHTO}	$1,49 \times 10^3$	$1,49 \times 10^3$	1	34	21	2	11	1
	N_{USACE}	$3,63 \times 10^3$	$3,63 \times 10^3$	1	82	50	3	27	3

Através dos resultados obtidos e apresentados na Tabela 50, tem-se que a previsão pela aplicação do modelo da República da África do Sul é de que os afundamentos de trilha de roda ultrapassem o valor de 20mm para uma solicitação correspondente ao número de repetições de carga equivalente ao eixo padrão do DNIT (N_{USACE}) de $3,63 \times 10^3$ para as hipóteses 1 e 2. Entretanto, como se pode constatar, o impacto é considerável para as hipóteses que consideram a camada superior do subleito saturada (3, 7 e 8), naquelas em que há saturação do saibro ou desse e parte da camada de argila (4 e 5) ou na hipótese da perda da camada de saibro e a saturação dos 5 cm superiores da camada de argila (6).

Valem as mesmas considerações do item anterior com relação à previsão do aumento das deformações permanentes pela saturação das camadas e em função da qualidade do material.

6.4.3.3 Estimativa dos Afundamentos de Trilha de Roda a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente

Realizou-se uma estimativa dos afundamentos de Trilha de Roda a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente apresentados no item 5.1.10.2, considerando-se a ideia de que os afundamentos totais são resultado da soma dos afundamentos individuais de cada camada. Assim, foi estimada a evolução dos afundamentos com a aplicação das cargas repetidas. Nesse caso, foi considerada somente a hipótese 1 descrita anteriormente, pois os ensaios de laboratório foram conduzidos em corpos de prova moldados na umidade ótima, sem serem submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

As deformações permanentes ε_p para as camadas de areia siltosa (camada superior do subleito) e de argila siltosa (camada inferior do revestimento primário) foram calculadas, respectivamente, a partir das equações de ajuste de Barksdale (1972) e da Austroads (2013), apresentadas, respectivamente, nos gráficos das Figuras 64 e 71 do item 5.1.10.2. Para a camada de saibro, não foi possível realizar em laboratório, por limitações dos equipamentos, ensaios de deformação permanente com tensões que se aproximassem daquelas calculadas

através da análise mecânica e apresentadas na Tabela 43. Para os ensaios realizados em níveis de tensões menores, o material apresentou deformações consideráveis para um baixo número de repetições de carga, inclusive atingindo precocemente a ruptura dos corpos de prova. Assim, para efeitos da presente estimativa, foram desprezadas as deformações permanentes da camada de saibro. Os pontos calculados, para fins de comparações a serem apresentadas posteriormente, se referiram aos valores de N_{USACE} correspondentes a cada levantamento de campo realizado para fins de monitoramento do pavimento experimental que serão apresentados no capítulo 7, ou seja, a parte inicial da curva é suprimida. Os resultados dessa estimativa são apresentados na Tabela 51 e no gráfico da Figura 74.

Tabela 51: estimativas de afundamentos de trilha de roda do pavimento experimental com base nos ensaios de deformação permanente.

Camadas		Estimativa das Deformações Permanentes (ϵ_p) e Afundamentos de Trilha de Roda (ATR)									
Identificação	Espessura média (cm)	NAASHTO: 0,00E+00		NAASHTO: 2,00E+03		NAASHTO: 3,00E+03		NAASHTO: 4,00E+03		NAASHTO: 5,00E+03	
		NUSACE: 0,00E+00		NUSACE: 4,80E+03		NUSACE: 7,20E+03		NUSACE: 9,60E+03		NUSACE: 1,20E+04	
		ϵ_p (%)	ATR (mm)	ϵ_p (%)	ATR (mm)	ϵ_p (%)	ATR (mm)	ϵ_p (%)	ATR (mm)	ϵ_p (%)	ATR (mm)
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	17,5	0,00	0	3,27	6	4,09	7	4,79	8	5,42	9
Areia siltosa (camada superior do subleito)	15,0	0,00	0	4,55	7	4,66	7	4,74	7	4,81	7
Total	32,5	0	0	3,86	13	4,35	14	4,77	16	5,14	17

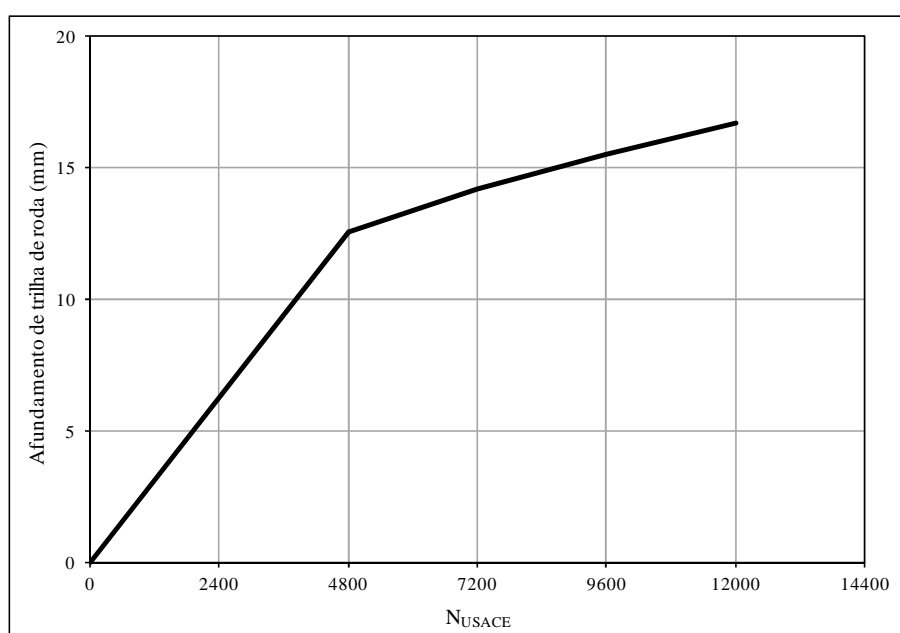


Figura 74: estimativa de afundamentos de trilha de roda do pavimento experimental com base nos ensaios de deformação permanente.

Analisando-se os resultados obtidos e apresentados acima, observa-se que após 12000 ciclos de repetições da carga correspondente ao eixo padrão do DNIT, estima-se um afundamento de trilha de roda de 17mm, o qual é um valor relativamente baixo para o tipo de via em estudo.

Sobre a qualificação inicial dos materiais apresentada no presente Capítulo, tem-se que as previsões de comportamento baseadas nas classificações tradicionais apresentam coerência com aquelas oriundas da especificação desenvolvida por D'Ávila, Hax e Freitas (2008) e da classificação MCT apenas para a areia siltosa da camada superior do subleito.

Foi proposto no presente Capítulo um método para prever a possibilidade de ocorrência de erosão da camada de saibro nas várias seções do trecho experimental com base nos resultados do ensaio de Inderbitzen e de conceitos básicos das áreas de Hidrologia e Hidráulica. No Capítulo 7 é apresentada uma comparação entre essa previsão e o comportamento observado em campo.

Com relação ao emprego das especificações de revestimento primário encontradas na literatura, foram constatadas diferenças substanciais entre elas quanto à qualificação dos materiais e às soluções sugeridas. A Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008) foi a utilizada na concepção do projeto de revestimento primário, portanto foi a que estabeleceu a solução em duas camadas sobrepostas. Das demais especificações, se fosse seguida a do DNIT, a solução sugerida para o local seria o emprego de 10 a 20cm de saibro sobre o subleito existente. As especificações restantes (do DER/SP, de Dakota do Sul e da Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional), ou consideram todos os materiais inadequados, ou então lhes faltam elementos para a avaliação. As que consideram todos os materiais inadequados, são concebidas a partir de critérios e sistemas de classificação que não contemplam as especificidades dos solos gerados em regiões tropicais ou subtropicais úmidas e bem drenadas.

Quanto ao emprego do programa HDM 4, tem-se que a progressão das Irregularidades levantadas, representadas pelo IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional), não obedeceu o previsto através do programa, pois os valores de IRI tenderam a diminuir com o tempo, ao invés de aumentar. Conclui-se que essa tendência se deva provavelmente à ocorrência de uma acomodação das partículas do solo da camada superficial causada pela ação do tráfego (pós-compactação), proporcionando uma superfície mais regular

na trilha de roda do que a inicial. Já para o outro quesito considerado no programa, qual seja, a perda de espessura de revestimento primário, será apresentado no Capítulo 7 um comparativo com as ocorrências levantadas a campo.

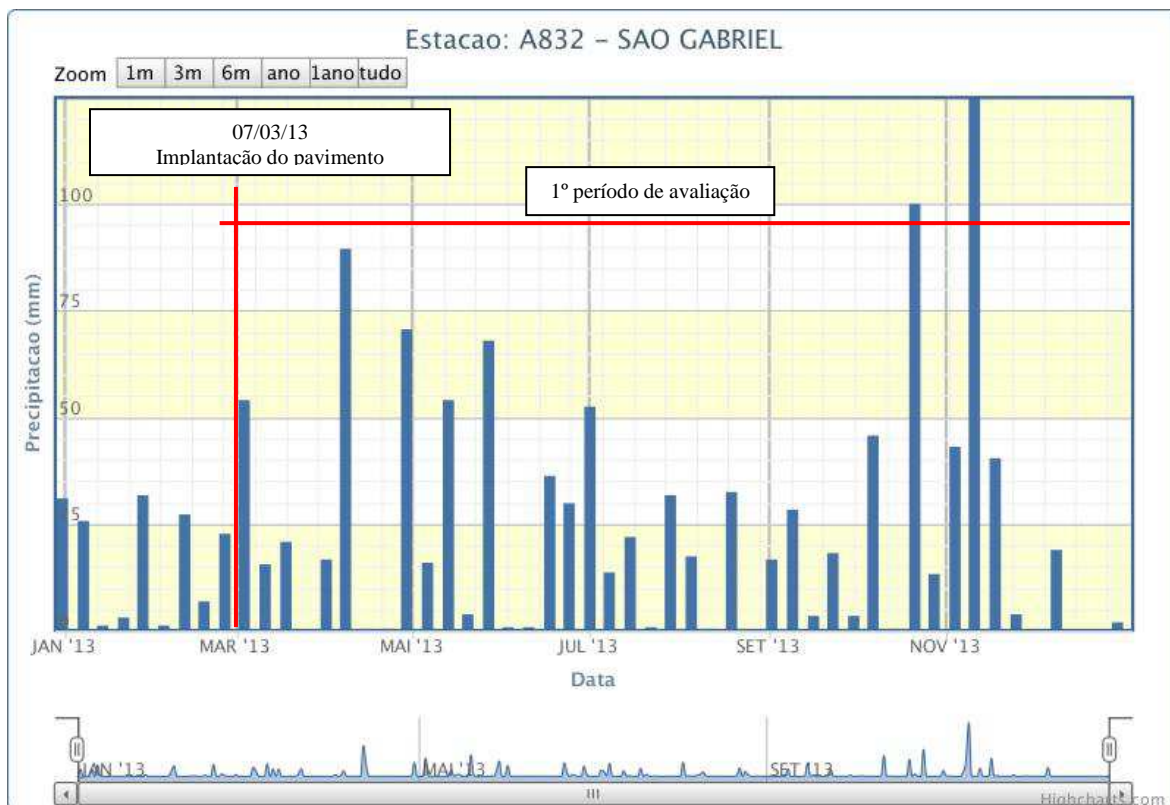
Dos modelos apresentados para a previsão do comportamento estrutural do pavimento experimental, apenas o modelo aqui designado como “Análise de Tensões” conduziu a previsões consistentes com o comportamento observado no campo, conforme resultados que serão apresentados no Capítulo 7.

7 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS DADOS E RESULTADOS OBTIDOS NA AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO PAVIMENTO EXPERIMENTAL

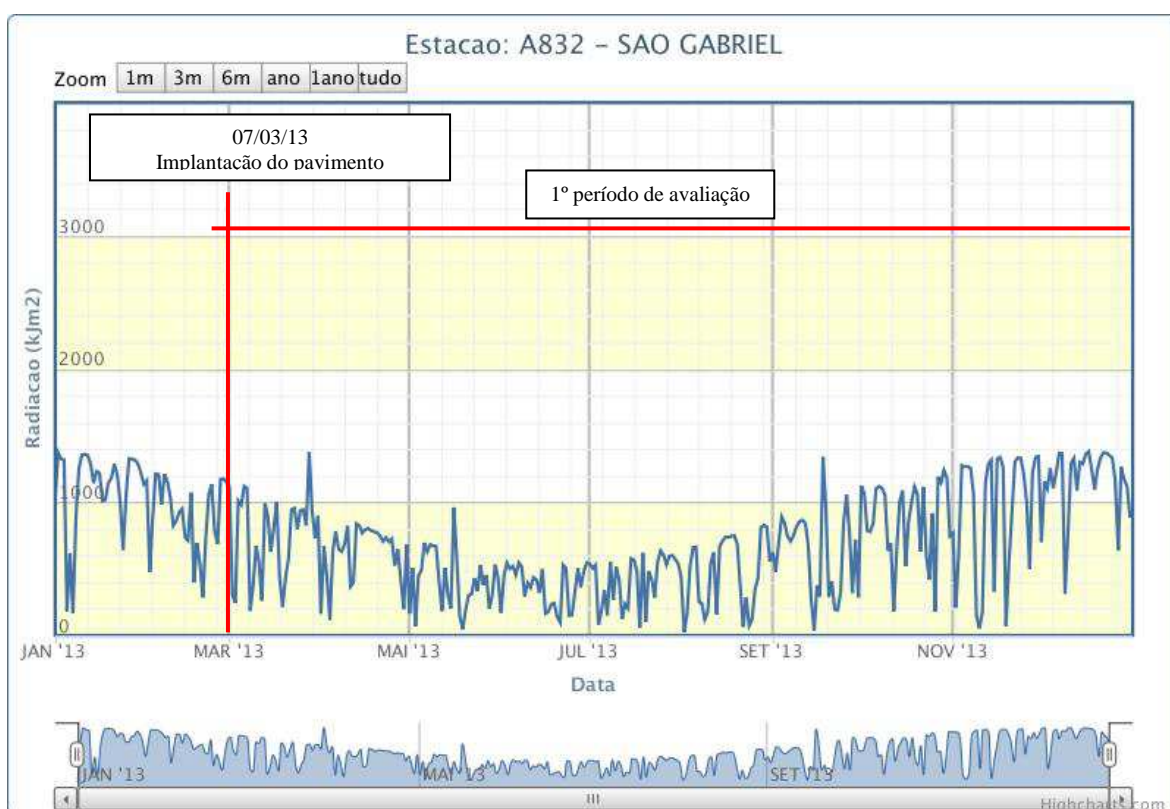
7.1 PRECIPITAÇÕES PLUVIOMÉTRICAS, RADIAÇÃO SOLAR E TEMPERATURA

Nos gráficos das Figuras 75, 76 e 77 são apresentados os dados referentes às precipitações pluviométricas, à radiação solar e à temperatura de ocorrência nos anos de 2013, 2014 e 2015, cujo período ficou compreendida a avaliação do pavimento experimental, os quais se encontram disponíveis no *site* do Instituto Nacional de Meteorologia – INMET e foram elaborados a partir dos dados obtidos na estação meteorológica de São Gabriel-RS.

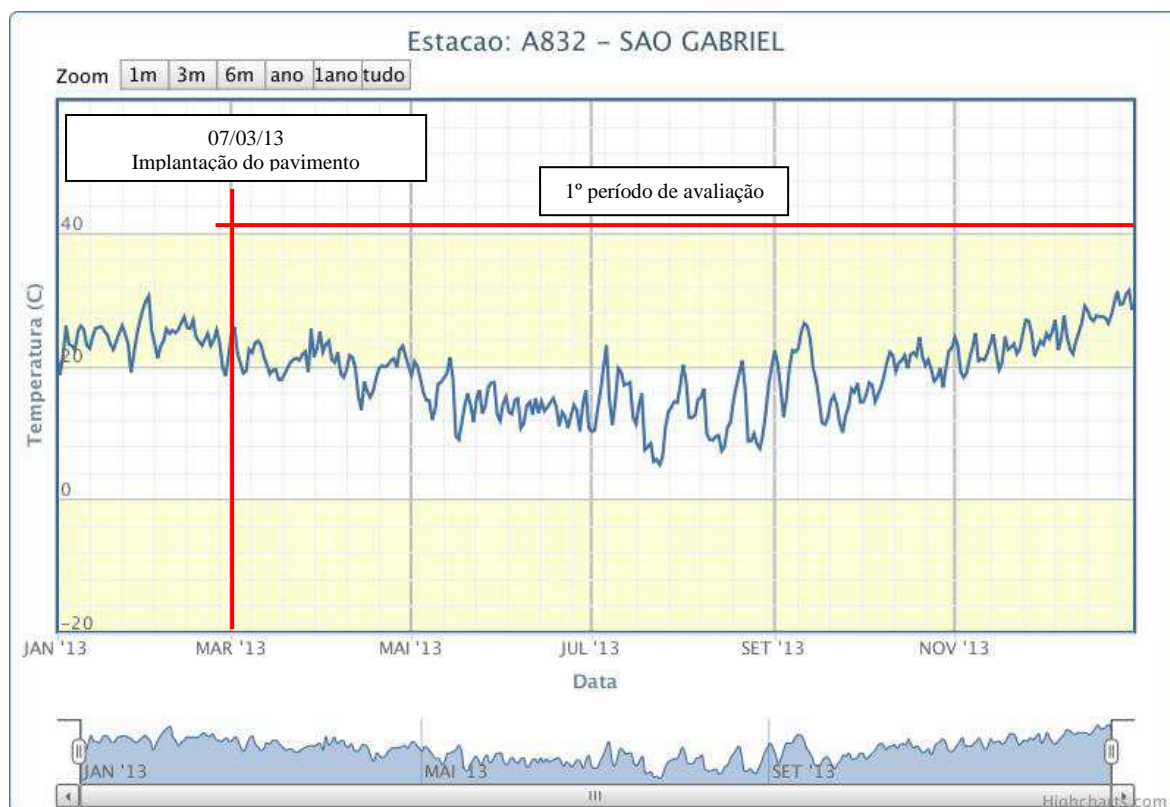
Quando os referidos gráficos são visualizados *on line*, ao se posicionar o cursor sobre as colunas ou as curvas são informados os valores absolutos das grandezas. Isso possibilitou a extração de informações em dias ou períodos de maior interesse, assim como obter as precipitações pluviométricas acumuladas desde a data da construção do trecho experimental até a data de cada inspeção realizada e entre uma inspeção e outra, as quais são apresentadas na Tabela 52.



(a)

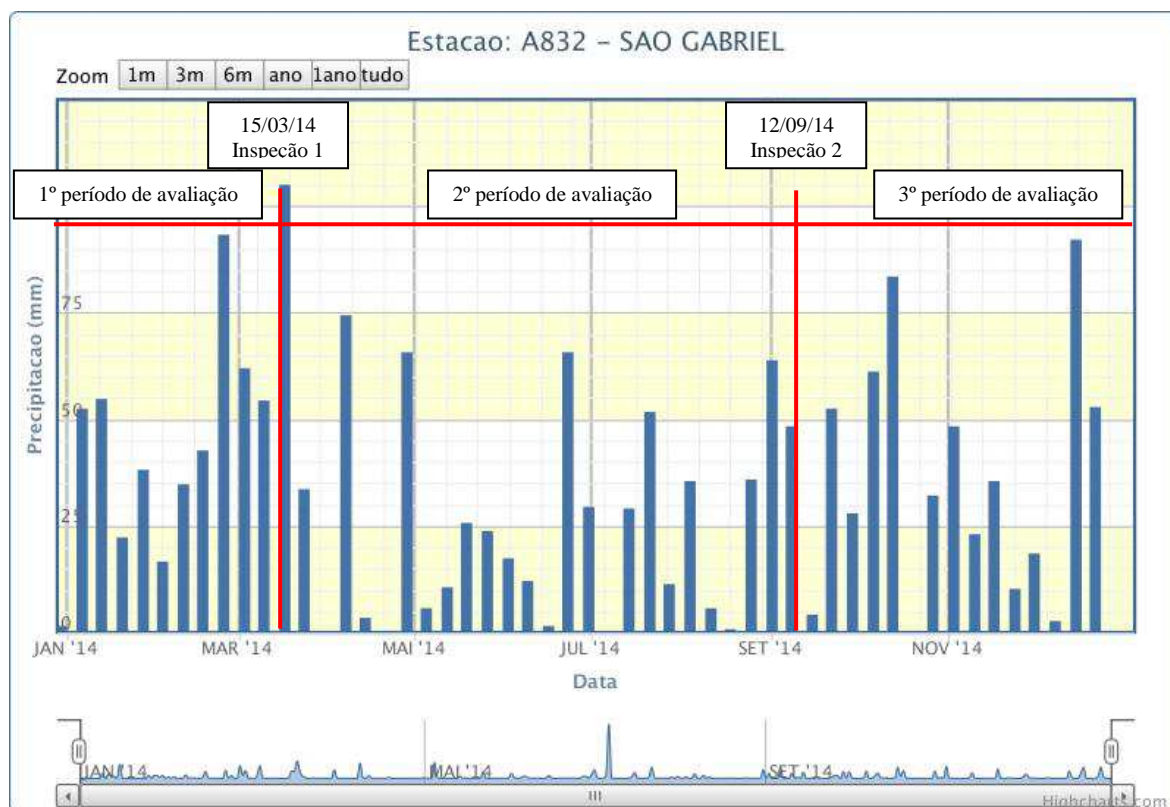


(b)

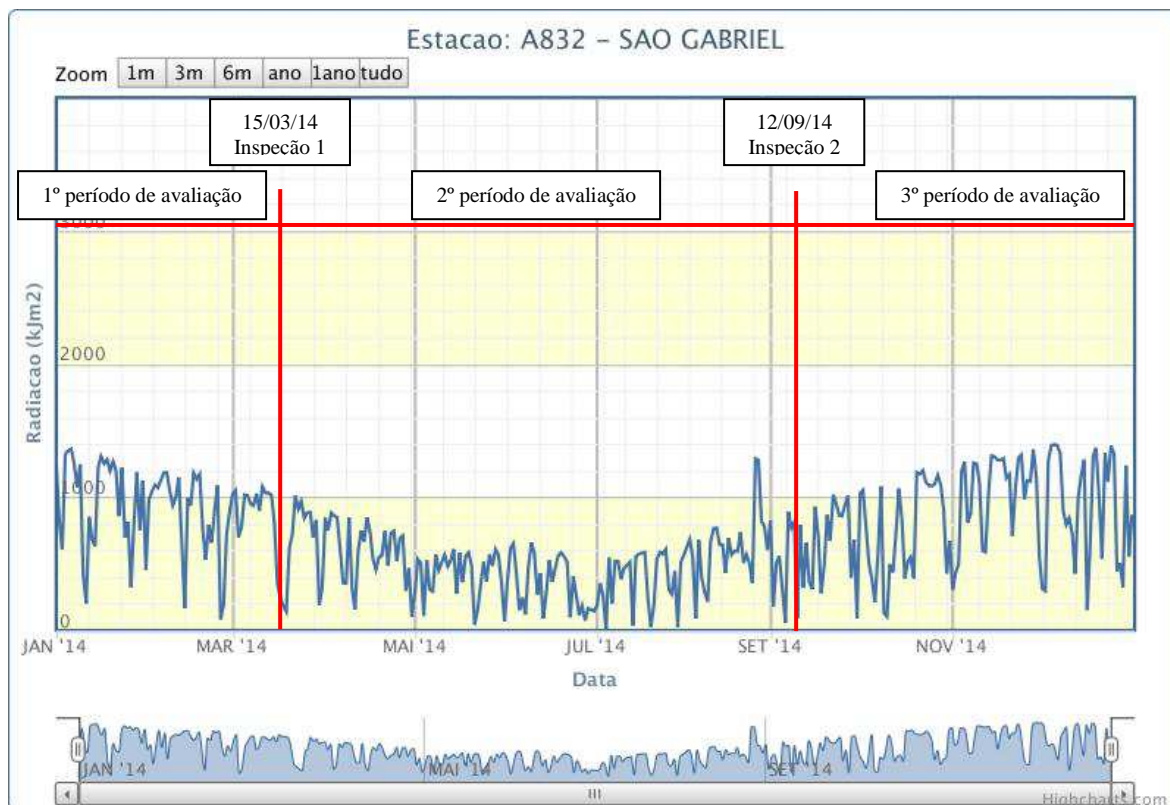


(c)

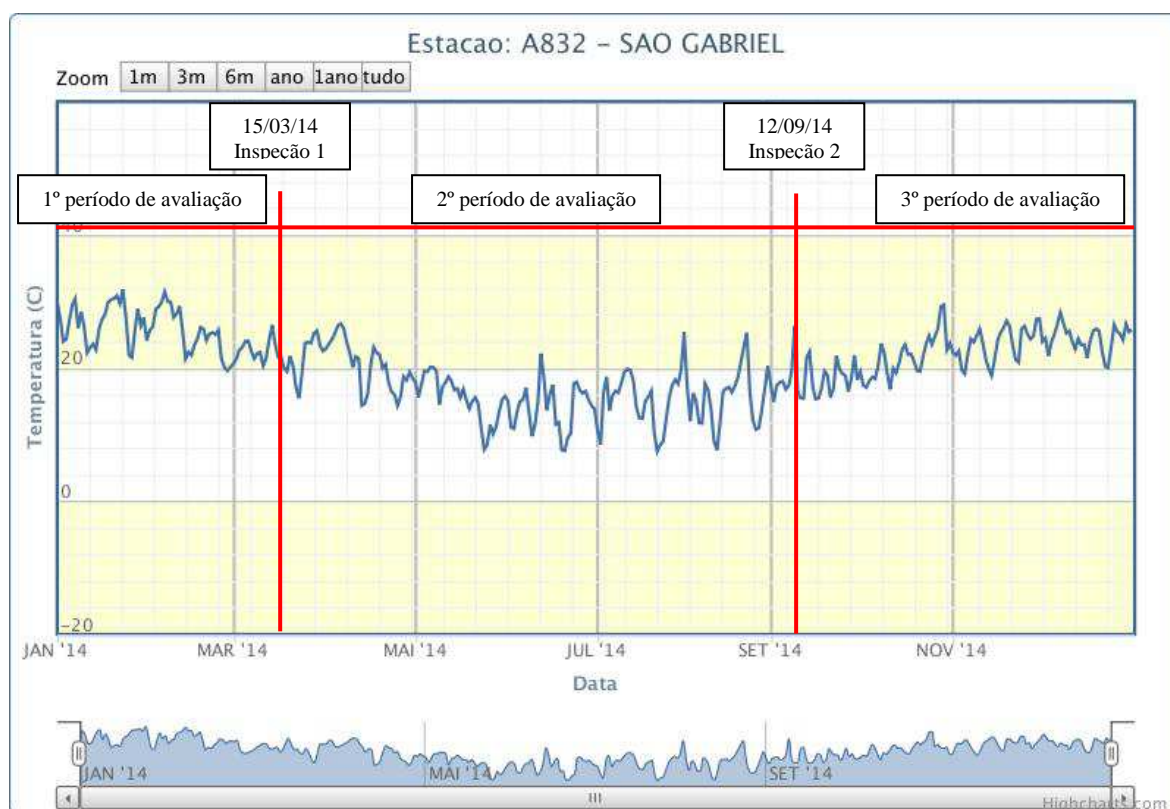
Figura 75: dados meteorológicos de 2013. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).



(a)

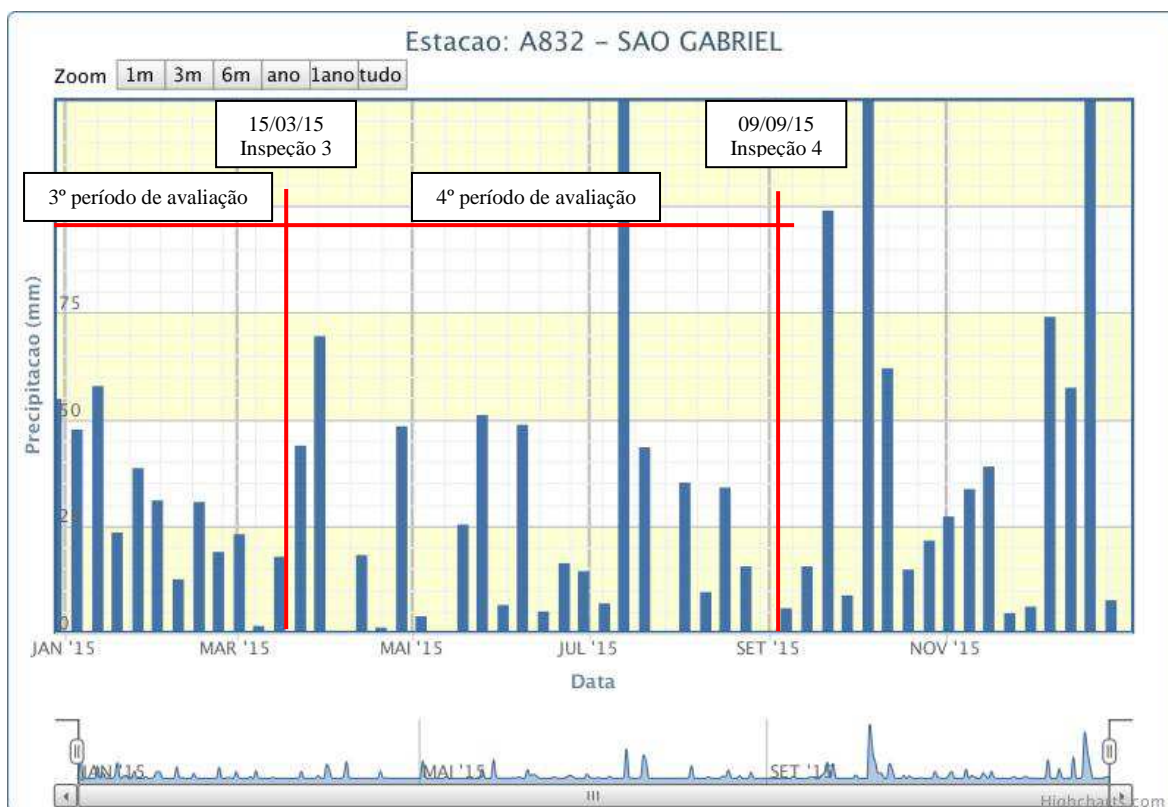


(b)

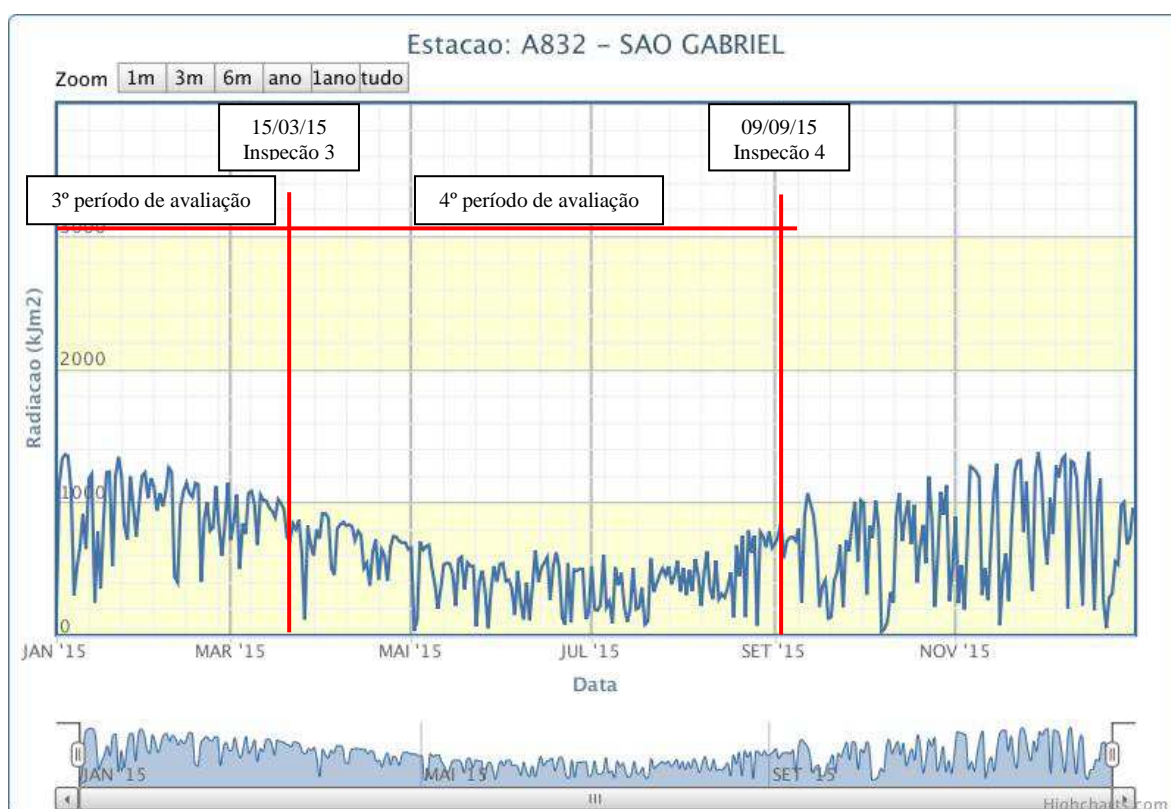


(c)

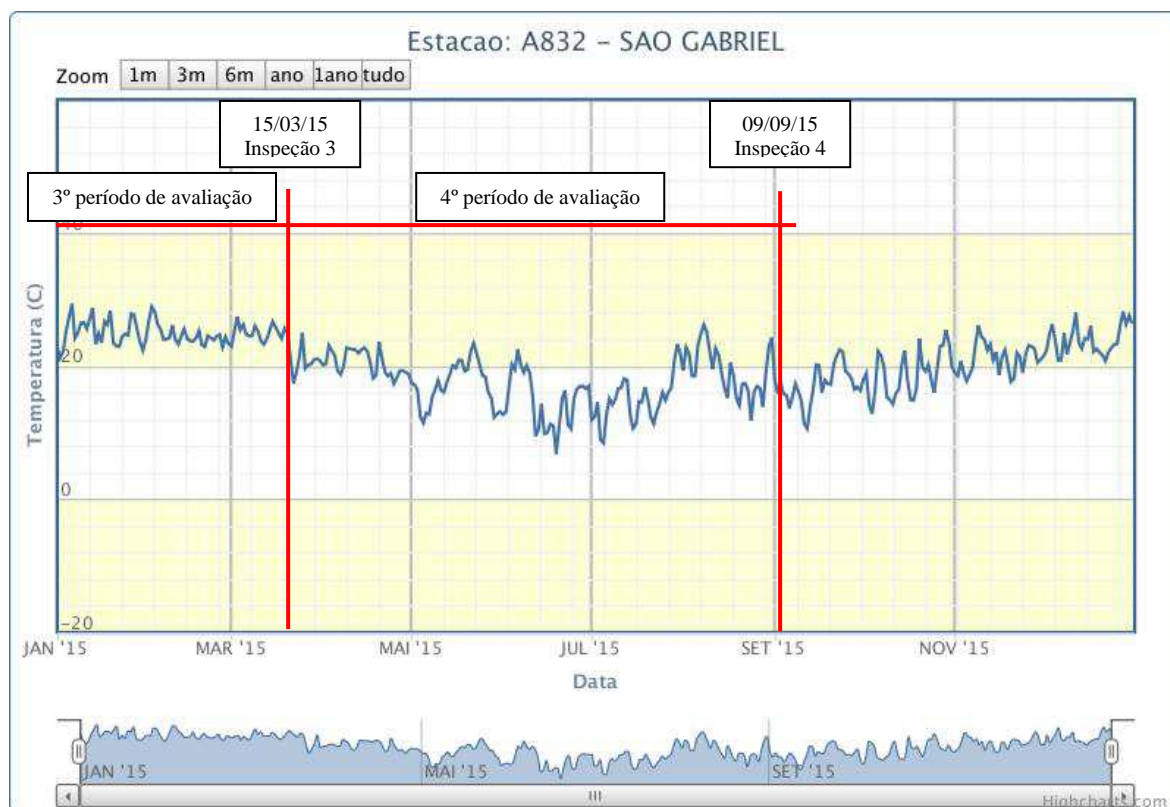
Figura 76: dados meteorológicos de 2014. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).



(a)



(b)



(c)

Figura 77: dados meteorológicos de 2014. (a) precipitações pluviométricas, (b) radiação solar e (c) temperatura (INMET, 2016).

Tabela 52: Precipitações pluviométricas acumuladas.

Inspeção	Datas	Tempo transcorrido (meses)	Precipitações pluviométricas acumuladas no período (mm)	Precipitações pluviométricas acumuladas desde a construção (mm)
1	15/03/14	12	1.500	1.500
2	12/09/14	18	778	2.278
3	15/03/15	24	910	3.188
4	09/09/15	30	656	3.844

(fonte: INMET, 2016)

Considerando-se que as precipitações pluviométricas anuais esperadas para São Gabriel-RS, conforme exposto no item 3.1, são de 1600 a 1700 mm, tem-se que no primeiro ano de operação do trecho experimental as precipitações acumuladas ficaram ligeiramente abaixo da média, enquanto que no segundo ano ficaram dentro da referida faixa (1.688 mm). No último semestre de avaliação as precipitações se mostraram abaixo da média.

Durante o primeiro ano de avaliação do desempenho do pavimento experimental, observou-se

a ocorrência de alguns dias ou períodos de maior intensidade de chuvas nos meses de abril, maio, outubro e especialmente no mês de novembro de 2013 e janeiro, fevereiro e março de 2014, alternados com a ocorrência de forte radiação solar, cuja maior intensidade se observa nos meses de novembro de 2013 e janeiro de 2014. As temperaturas foram moderadas a baixas nos meses de abril, maio, outubro de 2013, enquanto que no mês de janeiro oscilaram com picos de temperaturas elevadas e temperaturas moderadas. Por sua vez, os meses das estações de outono, inverno e início de primavera foram pouco chuvosos, porém a intensidade da incidência de radiação solar foi bem menor quando comparada aos demais meses, com predomínio de temperaturas baixas. Entre final de novembro de 2013 e início de janeiro de 2014 observam-se períodos de estiagem e intensa radiação solar, com predomínio de temperaturas elevadas (vide gráficos das Figuras 75 e 76).

Entre a primeira e a segunda inspeção, observou-se a ocorrência de alguns dias ou períodos de maior intensidade de chuvas especialmente no mês de março, mas também nos meses de maio, junho, julho e setembro de 2014. Com relação à radiação solar, predominaram incidências de menor intensidade, acompanhadas de temperaturas predominantemente baixas (vide gráficos da Figura 76).

Entre a segunda e a terceira inspeção, predominaram períodos de maior intensidade de chuvas, com destaque para o mês de janeiro de 2015 e com exceção para os meses de fevereiro e março de 2015, nos quais as intensidades foram bem menores. As chuvas alternavam-se com incidências de radiação solar, cuja magnitude se mostrou mais acentuada no período compreendido entre metade do mês de outubro de 2014 e final de fevereiro de 2015, e temperatura predominantemente elevadas, exceto para o mês de novembro de 2014, no qual se mostraram mais moderadas (vide gráficos das Figuras 76 e 77).

Por fim, entre a terceira e a quarta inspeção, com exceção de dois períodos observados no mês de julho de 2015, não ocorreram outros períodos de precipitações de elevada intensidade. A intensidade das incidências de radiação solar no período foi predominantemente baixa e as temperaturas foram de moderadas a baixa, com alguns dias de temperaturas elevadas no mês de agosto de 2015 (vide gráficos da Figura 77).

7.2 TEORES DE UMIDADE DAS CAMADAS EM CADA INSPEÇÃO

Na Tabela 53 são apresentados os valores dos teores de umidade das camadas medidos no dia

posterior à finalização da construção do trecho experimental e em cada inspeção realizada.

As estacas onde foram retiradas as amostras foram escolhidas aleatoriamente, fazendo-se coincidir com algumas em que se dispunha dos valores determinados no dia posterior ao término das obras. Exceção foi a estaca 3+022, pois nessa localização se observou já na primeira inspeção a presença de defeitos no lado esquerdo da via (“trilha de roda” e perda de espessura de revestimento), ocasionados pelo acúmulo de água em função de um problema construtivo em relação à drenagem.

Tabela 53: teores de umidade das camadas medidos por ocasião de cada inspeção do pavimento experimental.

Camada	Estaca	Seção	Ensaio de compactação			Execução			Medição em 03/14		Medição em 09/14		Medição em 03/15		Medição em 09/15	
			Umidade ótima w_{ot} (%)	Peso específico aparente seco máximo γ_{max} (g/cm ³)	Grau de saturação S (%)	Umidade w (%)	Peso específico aparente seco γ (g/cm ³)	Grau de saturação S (%)	Umidade w (%)	Grau de saturação S* (%)	Umidade w (%)	Grau de saturação S* (%)	Umidade w (%)	Grau de saturação S* (%)	Umidade w (%)	Grau de saturação S* (%)
Subleito	3+000	A/B	11,8	1,84	75	-	-	-	12,5	79	12,4	79	11,6	74	11,1	70
	3+022	B				-	-	-	12,8	81	12,3	78	12,0	76	-	-
	3+240	D				10,5	2,01	94	11,1	99	9,0	81	8,2	73	7,1	64
	3+300	D/E				-	-	-	8,3	53	7,5	48	8,2	52	9,6	61
	3+600	G				-	-	-	13,6	86	11,0	70	10,9	69	11,5	73
Argila (camada inferior do revestimento)	3+000	A/B	19,5	1,63	78	20,0	1,63	80	23,2	93	17,0	68	16,8	67	18,0	72
	3+022	B				-	-	-	22,2	89	15,8	63	15,6	62	-	-
	3+300	D/E				18,6	1,77	92	17,5	87	16,9	84	16,5	82	17,3	86
	3+600	G				19,3	1,80	100	18,9	98	16,2	84	16,0	83	16,3	85
Saibro (camada superior do revestimento)	3+000	A/B	12,1	1,89	92	16,6	1,78	100	14,3	86	10,3	62	8,0	48	7,1	43
	3+022	B				-	-	-	18,0	100	18,2	100	18,0	100	-	-
	3+300	D/E				16,7	1,66	82	7,9	39	7,5	37	7,1	35	6,5	32
	3+600	G				19,6	1,57	82	8,5	35	11,3	47	11,0	46	6,5	27

* Quando não se dispõe do valor do peso específico aparente seco na execução para o ponto, considerou-se, para efeito de cálculo do grau de saturação, o valor correspondente ao máximo do Proctor normal, sendo os resultados limitados a valores de 100% nos casos onde esse é ultrapassado.

Analisando-se os dados da Tabela 53, verifica-se que na camada de saibro, sem levar em conta a estaca 3+022, já por ocasião da inspeção 1, ocorreu uma diminuição significativa da umidade (ressecamento) com relação àquela em que a camada foi executada nos pontos amostrados, a qual era bastante acima da ótima. Algumas horas antes da coleta das amostras ocorreu uma precipitação pluviométrica de 29 mm. Porém, ou ela não foi suficiente para gerar um aumento significativo no teor de umidade da camada ou, então, a perda de umidade por infiltração e evaporação foi relativamente rápida. Nas inspeções seguintes, a tendência geral foi de cada vez a umidade diminuir mais. Ressalta-se que as mesmas ocorreram em períodos

secos ou de poucas chuvas, com radiação solar de moderada a intensa e temperaturas de moderadas a elevadas. Na segunda inspeção, havia ocorrido uma precipitação de 4 mm imediatamente antes da coleta das amostras. Observa-se que o teor de umidade da primeira amostra de saibro coletada naquele dia, na estaca 3+600, sofreu um aumento de 2,8% em relação ao da inspeção 1. Entretanto, nas demais estacas, devido à incidência da radiação solar de intensidade moderada (1000 KJ.m²) e temperatura elevada (média diária de 26° C), já se observa um ressecamento da camada. A hipótese mais provável que se pode deduzir é de que a umidade da camada aumenta com as precipitações, podendo eventualmente atingir a saturação, porém a ação da radiação solar e da temperatura elevada é mais preponderante, ocasionando uma diminuição da umidade de forma rápida e para níveis bem abaixo daqueles em que a camada foi compactada, gerando ciclos repetidos de umedecimento e secagem.

Quanto à camada de argila, verificou-se que a tendência geral foi a umidade da camada diminuir ao longo das inspeções, demonstrando que a água das chuvas, mesmo que venha a saturar a camada sobrejacente de saibro não chega a penetrar na argila, exceto se a via apresentar problemas de drenagem que venham a gerar acúmulo de água na pista.

Entretanto, em um dos pontos amostrados (estaca 3+000) na inspeção 1, a umidade da camada de argila aumentou em 3,2% em relação àquela em que a pista foi executada, se situando 3,7% acima da umidade ótima de compactação e atingindo um grau de saturação de 93%. Constata-se que nesse ponto a umidade do subleito é elevada em relação à umidade ótima de compactação. Aliás, pelos resultados obtidos na inspeção 1, verificou-se que os teores de umidade do subleito são um pouco elevados quando comparados à umidade ótima, exceto aquele referente à estaca 3+300. Constatou-se que, em função na natureza pedológica do perfil do solo exposta no item 3.1, com a passagem abrupta dos horizontes A+E para o horizonte do tipo B plânico (Bt) há uma diminuição brusca na permeabilidade do solo. Somando-se isso à questão de se tratar de terrenos de topografia plana e, portanto, mal drenados, observou-se a existência temporária de um lençol freático suspenso, conforme demonstrado na Figura 78, correspondente a uma imagem obtida no local no dia da inspeção 1, o qual resultou da precipitação pluviométrica de 29 mm ocorrida na madrugada anterior.

Nas estacas 3+300 e 3+600 tem-se que os teores de umidade da camada de argila sofreram pequena variação, situando-se ligeiramente abaixo dos iniciais, sendo que na estaca 3+300, o teor de umidade do solo do subleito é bastante baixo. O que ocorre é que na região circundante à estaca 3+300 o terreno é bem drenado, não formando o lençol freático suspenso,

e na estaca 3+600 a umidade de compactação da argila já correspondia a um grau de saturação próximo a 100% e o mesmo permaneceu muito próximo desse valor.



Figura 78: Presença temporária de lençol freático suspenso observada em 15/03/14 na altura da estaca 3+000.

Durante a inspeção 2, na região da estaca 3+300 havia água acumulada na lateral da pista devido a um problema de obstrução da sarjeta (Figura 79). Entretanto, observando-se os dados da Tabela 53, tem-se que os teores de umidade das camadas não aumentam em relação à inspeção anterior e permanecem afastados do grau de saturação máximo.



Figura 79: Acúmulo de água na lateral da pista na altura da estaca 3+300 na ocasião da inspeção 2 devido a problemas de drenagem.

Por outro lado, a radiação solar e as temperaturas elevadas repercutem em quedas substanciais

dos teores de umidade tanto da camada de argila quanto do subleito. Em alguns pontos ocorrem ciclos de molhagem e secagem, enquanto em outros só ocorre a secagem, a depender da presença ou não do lençol freático suspenso ou de problemas de drenagem.

Na estaca 3+022, posição a qual havia uma falha de drenagem que ocasionava o acúmulo de água na pista, observou-se que o saibro constituinte da camada superior do revestimento primário encontrava-se saturado em todas as inspeções em que foram coletadas amostras. Entretanto, observou-se que os teores de umidade das amostras coletadas na porção média da camada de argila subjacente ao saibro e no topo do subleito não foram afetados e os materiais não sofreram saturação. Através de observação visual, constatou-se que a camada de argila se encontrava saturada apenas na porção superior numa espessura de aproximadamente 5 cm. Na inspeção 4 não consta coleta de amostras porque a pista sofreu reparos nesse ponto por se encontrar em condições intransitáveis.

7.3 DEFEITOS OBSERVADOS E SUA EVOLUÇÃO NO TEMPO

7.3.1 Afundamentos de Trilha de Roda

Na Tabela 54 são apresentados os valores médios dos afundamentos de trilha de roda para cada trilha dentro de cada seção, para a seção e para o trecho experimental como um todo, de ocorrência nas 4 inspeções realizadas. Nas Figuras 80 e 81 são apresentados, respectivamente, gráficos que demonstram a variação das deformações permanentes com o tempo e com as precipitações pluviométricas acumuladas.

Tabela 54: ocorrência de defeito de afundamento de trilha de roda.

Inspeção	Tempo (meses)	NUSACE	Grandezas	Seções																					Média do trecho experimental			
				A			B			C			D			E			F			G						
				LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M				
0	0	0,00E+00	Severidade média (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Densidade (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
1	12	4,80E+03	Severidade média (mm)	1,5	9,5	5,5	3,0	9,5	6,3	2,5	1,0	1,8	1,0	1,0	1,0	1,0	0,0	0,5	10,0	6,0	8,0	15,0	13,0	14,0	5,3			
			Densidade (%)	50	50	50	100	50	75	50	50	50	50	50	50	50	0	25	100	50	75	100	100	100	60,7			
			Escala (0-5)	2,0	2,0	2,0	3,0	2,0	2,5	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	2,0	0,0	1,0	3,0	2,0	2,5	3,0	3,0	3,0	2,1			
			Classificação da condição da estrada	B	B	B	RE	B	RE	B	B	B	B	B	B	B	E	E	RE	B	RE	RE	RE	RE	RE			
2	18	7,20E+03	Severidade média (mm)	10,0	10,0	10,0	17,5	15,0	16,3	12,5	6,0	9,3	5,0	5,0	5,0	2,0	5,0	3,5	22,0	7,0	14,5	26,0	13,0	19,5	11,1			
			Densidade (%)	50	50	50	100	100	100	100	100	100	50	100	75	50	100	75	100	100	100	100	100	100	85,7			
			Escala (0-5)	2,0	2,0	2,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	2,0	3,0	2,5	2,0	3,0	2,5	5,0	3,0	4,0	5,0	3,0	4,0	3,0			
			Classificação da condição da estrada	B	B	B	RE	RE	RE	RE	RE	RE	B	RE	RE	B	RE	RE	F	RE	RU	F	RE	RU	RE			
3	24	9,60E+03	Severidade média (mm)	16,0	20,5	18,3	19,5	20,0	19,8	17,0	9,0	13,0	7,5	10,0	8,8	4,5	13,5	9,0	24,5	11,0	17,8	26,0	13,0	19,5	15,1			
			Densidade (%)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	50	100	75	50	100	75	100	100	100	100	100	100	92,9			
			Escala (0-5)	3,0	5,0	4,0	3,0	5,0	4,0	3,0	3,0	3,0	2,0	3,0	2,5	2,0	3,0	2,5	5,0	3,0	4,0	5,0	3,0	4,0	3,4			
			Classificação da condição da estrada	RE	F	RU	RE	F	RU	RE	RE	RE	B	RE	RE	B	RE	RE	F	RE	RU	F	RE	RU	RU			
4	30	1,20E+04	Severidade média (mm)	24,5	30,0	27,3	32,0	33,5	32,8	27,5	22,5	25,0	9,0	10,0	9,5	8,0	13,5	10,8	26,5	11,0	18,8	26,0	15,0	20,5	20,6			
			Densidade (%)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100,0			
			Escala (0-5)	5	5	5	5	5	5	5	5	5	3	3	3	3	3	3	5	3	4	5	3	4	4,1			
			Classificação da condição da estrada	F	F	F	F	F	F	F	F	F	RE	RE	RE	RE	RE	RE	F	RE	RU	F	RE	RU	F			

Legenda:
 LD: lado direito ou trilha da direita; LE: lado esquerdo ou trilha da esquerda; M: valor médio para a seção; E: excelente; B: boa; RE: regular; RU: ruim; F: falida.

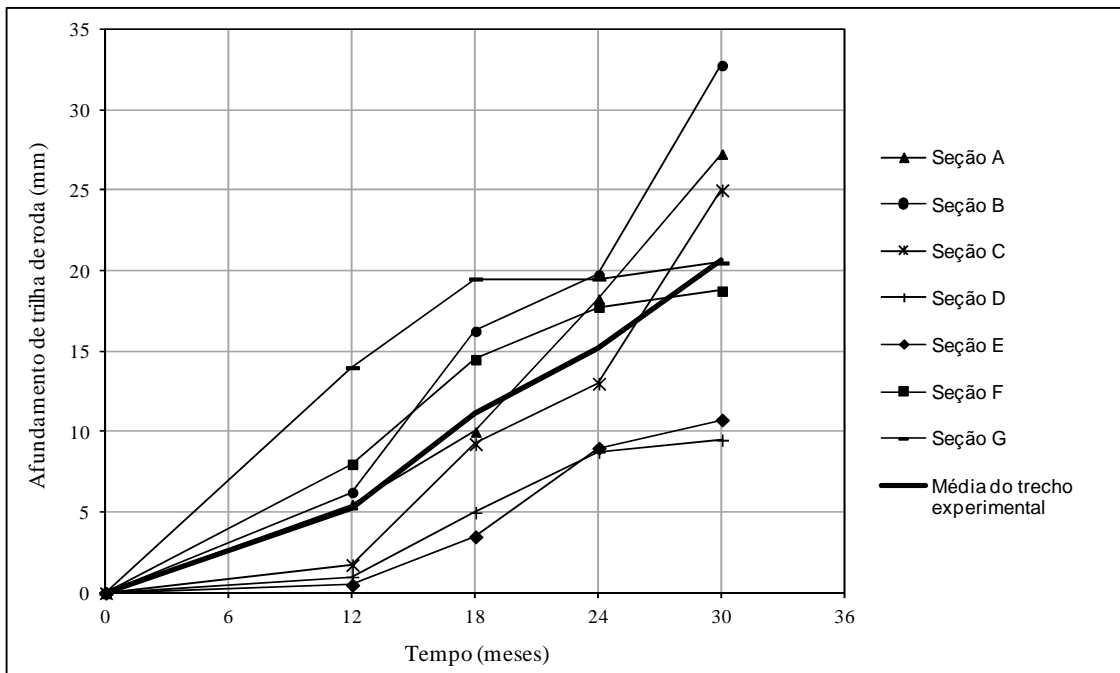


Figura 80: representação gráfica da evolução dos afundamentos de trilha de roda com o tempo.

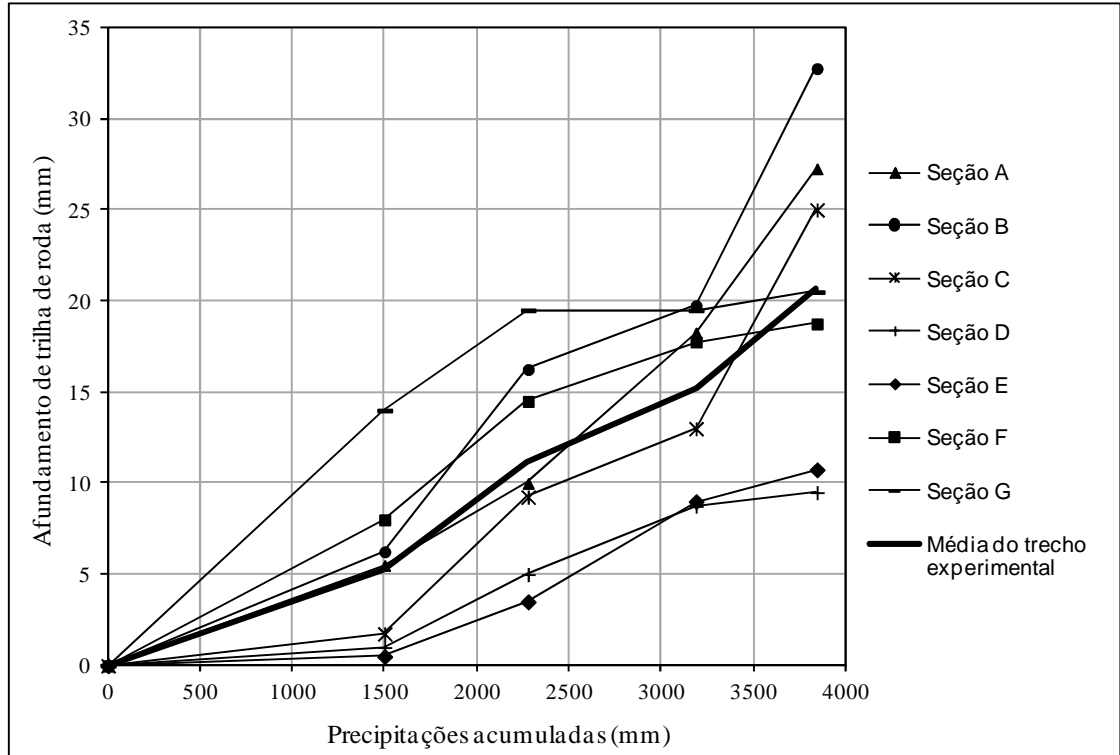


Figura 81: representação gráfica da evolução dos afundamentos de trilha de roda com as precipitações pluviométricas acumuladas.

Inicialmente, destaca-se a existência de algumas incertezas na mensuração do defeito, pois o

mesmo pode eventualmente se sobrepor à perda de material de revestimento primário nas trilhas de roda, causadas pelo tráfego e/ou por erosão longitudinal nos pavimento em declive, somando-se aos afundamentos.

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 54, verifica-se que, considerando-se a metodologia empregada, a classificação das condições médias do pavimento experimental para este defeito é regular após um ano de operação da pista, passando para ruim após dois anos e para a condição falida após dois anos e meio. Analisando-se o gráfico da Figura 80, observa-se que o defeito se manifesta de forma mais expressiva nas seções A, B, C, F e G e com menor intensidade nas seções D e E. Entretanto, embora nas seções F e G a taxa de crescimento inicial dos valores foi maior do que, especialmente, nas seções A e C até a inspeção 3 (um ano e meio após a construção do trecho experimental), nas primeiras se observa uma tendência dos valores se estabilizarem, enquanto nas seções A, B e C se verificou um aumento considerável nos valores por ocasião da última inspeção.

Verifica-se uma clara tendência de que a ocorrência do aumento dos afundamentos médios no último período ao invés da estabilização se dê por conta da perda de espessura de revestimento primário, cujos resultados dos levantamentos referentes a esse defeito serão apresentados no item 7.3.4. Isso pode ser melhor explicado através das Figuras 82 e 83.

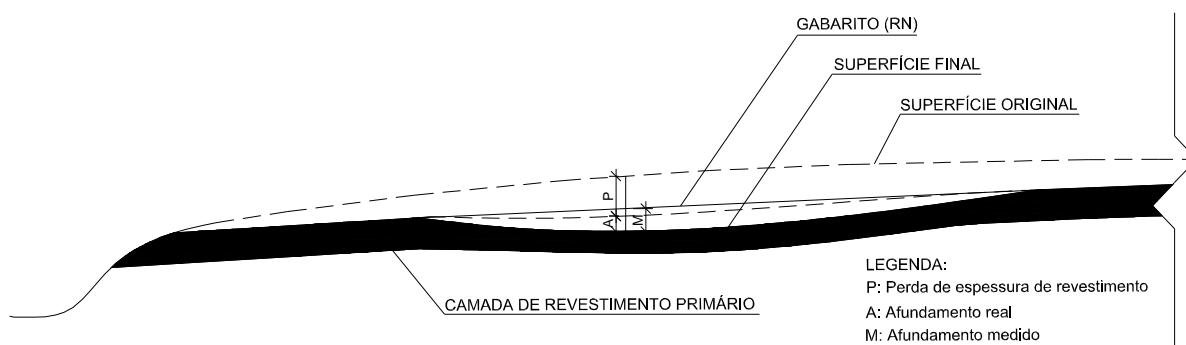


Figura 82: ilustração esquemática do processo de medição dos afundamentos de trilha de roda.

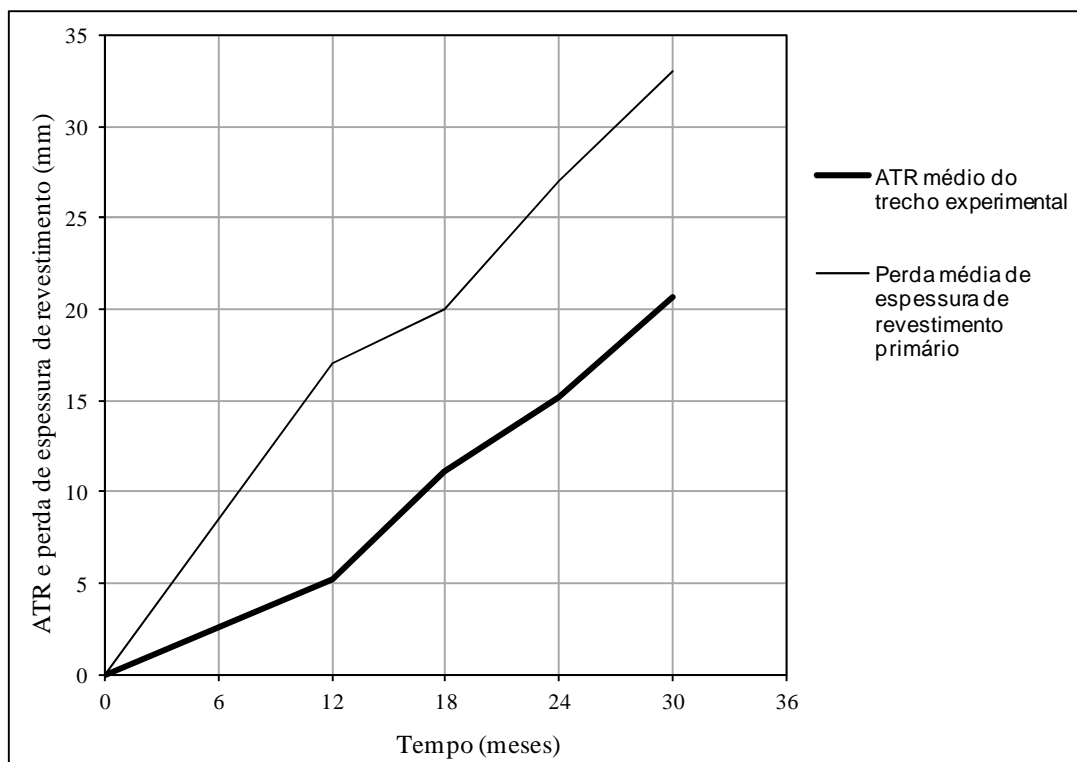


Figura 83: influência da perda de espessura de revestimento primário nos afundamentos de trilha de roda medidos.

Na Figura 82 consta de maneira esquemática a representação de que a perda de espessura de revestimento primário geralmente é maior na trilha de roda que no restante da seção. Assim, ao serem medidos os afundamentos, cuja referência são as bordas laterais, é possível visualizar a influência da perda de espessura de revestimento nas medidas realizadas. O paralelismo das curvas referentes aos afundamentos e à perda de espessura de revestimento primário apresentadas na Figura 83 reforçam essa observação.

Com relação aos valores absolutos de afundamentos de trilha de roda apresentados na Tabela 54, observa-se que após um ano de operação da pista não há valores superiores ao máximo de 16mm para evitar problemas de segurança segundo Medina e Motta (2005), embora a classificação da condição média da via com base no método DVI seja regular. Isso é um indicativo da necessidade da revisão dos índices estabelecidos no método, conforme já sugere Ferreira (2004). Após um ano e meio, valores maiores que 16 mm aparecem nas seções B, F e G, classificadas como regular, ruim e ruim, respectivamente, e após dois anos, nas seções A, B, C, F e G, classificadas, respectivamente, como ruim, ruim, regular, ruim e ruim. Porém os valores não ultrapassam 30 mm, sendo que, de acordo com Ferreira (2004), para vias revestidas com revestimento primário ou sem revestimento, os limites estabelecidos em cada

referência consultada diferem entre si, sendo considerados severos valores de 30mm, 50mm e 75mm. Após dois anos e meio, valores maiores que 16 mm aparecem nas seções A, B, C, F e G, consideradas falida, falida, falida, ruim e ruim, respectivamente. Porém somente nas seções A e B os valores superam ligeiramente 30 mm.

Observando-se o gráfico da Figura 81, constata-se que as deformações permanentes evoluem a partir de uma tendência praticamente linear com as precipitações pluviométricas acumuladas. Como essas tem uma evolução razoavelmente uniforme no tempo, assim como o tráfego, não é possível avaliar sua interferência nos valores obtidos.

Nas Figuras 84 e 85 são apresentadas imagens das condições gerais da via nas seções A e D, respectivamente, nas datas de término das obras e após dois anos e meio.

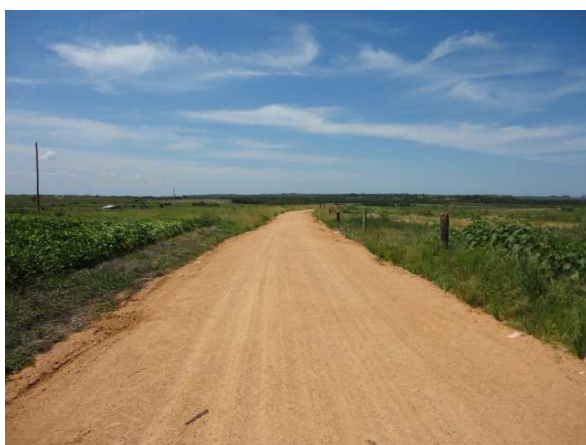


(a)



(b)

Figura 84: condições gerais do trecho experimental na altura da seção A. (a) na data da construção e (b) após dois anos e meio.



(a)



(b)

Figura 85: condições gerais do trecho experimental na altura da seção D. (a) na data da construção e (b) após dois anos e meio.

Tomando-se as estacas em que se dispõe de dados de afundamentos de trilha de roda e umidades das camadas determinadas na mesma inspeção, realizou-se uma investigação para verificar a influência dessas nas deformações permanentes, através de uma análise de regressão linear múltipla realizada com o emprego do programa excel. Constatou-se que, além do tráfego acumulado N_{USACE} , a umidade do subleito w_s apresenta uma tendência de influenciar nas deformações permanentes DP , de acordo com equação de correlação gerada pelo programa (Equação 64), cujo coeficiente de regressão r^2 é igual a 0,75, indicando um bom ajuste. A equação de ajuste é válida para intervalos de umidade do subleito de 7,5% a 13,6% e de N_{USACE} de $4,8 \times 10^3$ a $1,2 \times 10^4$.

$$DP = 1,39 \left(\frac{N_{USACE}}{1000} \right) + 2,75w_s - 28,31 \quad (\text{Equação 64})$$

Através dos dados referentes ao monitoramento das umidades das camadas ao longo da avaliação do pavimento experimental apresentados na Tabela 53 do item 7.2, observa-se uma tendência geral de haver um ressecamento do subleito e das camadas de revestimento primário ao longo do tempo. Eventualmente, a camada de saibro, por ser mais permeável, por ocasião das chuvas, sofria um aumento de umidade, mas tão logo a chuva cessava sofria um ressecamento, tão mais acentuado quanto maior fosse a temperatura e a radiação solar. Assim, tem-se que para a maior parte da extensão do trecho experimental, na maior parte do tempo, as condições de operação da pista em relação às umidades das camadas foram próximas ou melhores da correspondente à hipótese 1 considerada nas estimativas de previsão de comportamento estrutural apresentadas no Capítulo 6. Essa hipótese considera todas as camadas se encontrando no teor de umidade correspondente à ótima de compactação, considerando-se que assim foram compactadas, mantendo-se nessas condições, ou seja, sem ciclos de umedecimento e secagem. Em ocorrendo somente secagem, que foi o que aconteceu na maioria dos casos para o subleito e a camada de argila, melhoram as características de resistência e deformabilidade. No caso da camada de saibro, fica claro que ocorreram ciclos de umedecimento e secagem. Entretanto, a maior parte do tempo esteve numa condição de saturação bem abaixo daquela correspondente à umidade ótima, fazendo com que suas características de deformabilidade elástica e de resistência melhorassem, mesmo após terem ocorrido ciclos de molhagem e secagem. Além disso, mesmo nos curtos espaços de tempo em que essa camada se encontrava em umidade superior à ótima, a queda no módulo de resiliência e na sua resistência é baixa em relação à camada de argila e ao subleito.

Assim, comparando-se o comportamento estrutural previsto para a hipótese 1, cujos resultados estão apresentados no item 6.4, com o desempenho real do pavimento experimental, tem-se que para a maior parte da extensão do trecho experimental não se observa a ruptura por cisalhamento das camadas, convergindo com o previsto na análise de tensões apresentada na Tabela 45 do item 6.4.2.1. As previsões pela aplicação dos modelos da República da África do Sul e de Vésic (1975), cujos resultados são apresentados nas Tabelas 46 do item 6.4.2.2 e 47 do item 6.4.2.3 também confirmam isso, entretanto, conforme exposto nos referidos itens, os resultados previstos se mostram otimistas demais, sendo que, notavelmente, o primeiro não se aplica para o tipo de via em estudo. O modelo de Eukelom e Klomp (1962) previa a ruptura ao cisalhamento da camada de subleito de forma precoce (Tabela 48 do item 6.4.2.4), o que na prática não aconteceu. Os modelos de Chevron (1984) e da República da África do Sul (Tabelas 49 do item 6.4.3.1 e 50 do item 6.4.3.2, respectivamente) previam que os afundamentos de trilha de roda atingiriam 19mm e 20mm para valores de N_{USACE} da ordem de $3,6 \times 10^3$, porém na prática tais afundamentos se manifestaram a partir de valores de N_{USACE} de $9,6 \times 10^3$.

Com relação aos afundamentos de trilha de roda estimados a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente (item 6.4.3.3) frente aqueles medidos a campo, foram plotados os valores no gráfico da Figura 86, com a finalidade de melhor visualizar a comparação entre eles. No gráfico da Figura 87 plotou-se os afundamentos estimados e os medidos *versus* $\sqrt{N_{USACE}}$ com a finalidade de comparar as respectivas taxas de evolução.

Observa-se que a estimativa, mesmo desprezando-se as deformações do saibro, não se distancia consideravelmente dos resultados obtidos no campo, sem desconsiderar, obviamente, a influência da perda de espessura de revestimento nas medições, conforme exposto anteriormente. Conclui-se que as camadas, em especial a de saibro, em geral, deformaram bem menos a campo do que os ensaios indicaram e nas condições normais de umidade não se observou a ruptura da camada de saibro, diferentemente do que ocorreu nos ensaios de laboratório. Isso provavelmente se relaciona ao inevitável afastamento dos níveis de tensões de campo das camadas comparado àqueles empregados no laboratório e à severidade de aplicação das cargas nos ensaios. A campo, entre a aplicação de uma carga e outra existe um considerável espaço de tempo, enquanto no ensaio esse tempo é de 0,9 segundos. Isso torna o ensaio mais severo do que as condições de campo, pois nestas é possibilitada a recuperação das deformações elásticas e a consequente acomodação das partículas, enquanto naquele não é.

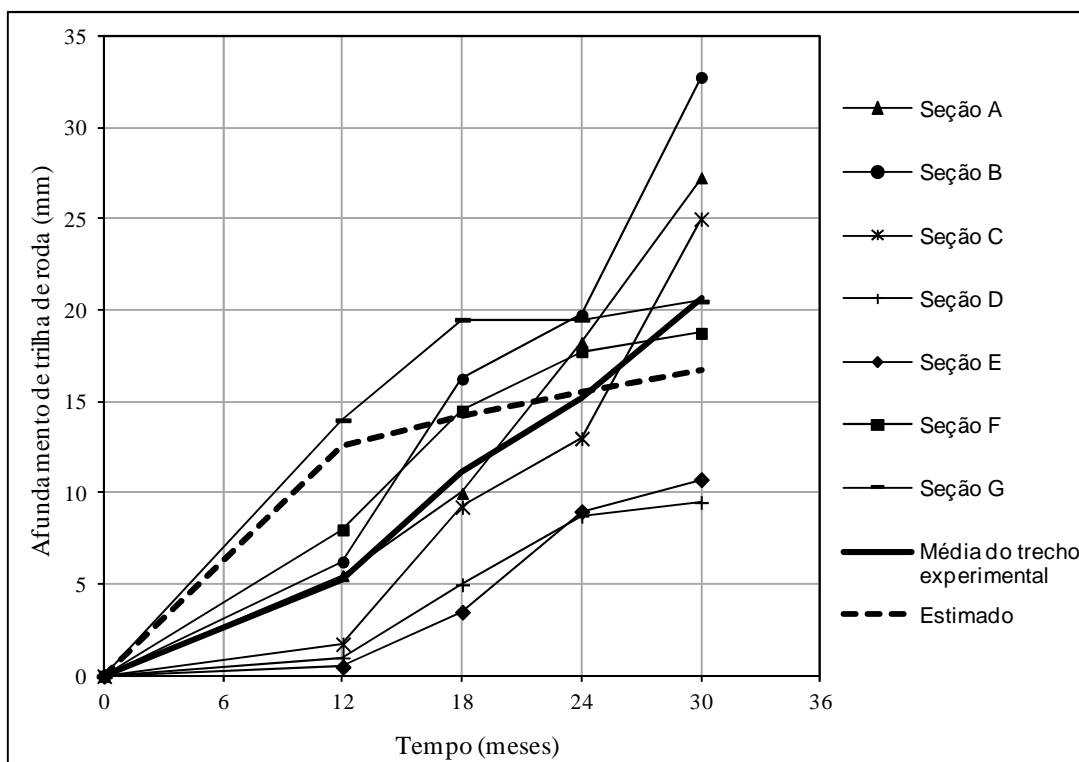


Figura 86: afundamentos de trilha de roda levantados em campo e estimados a partir dos ensaios de deformação permanente.

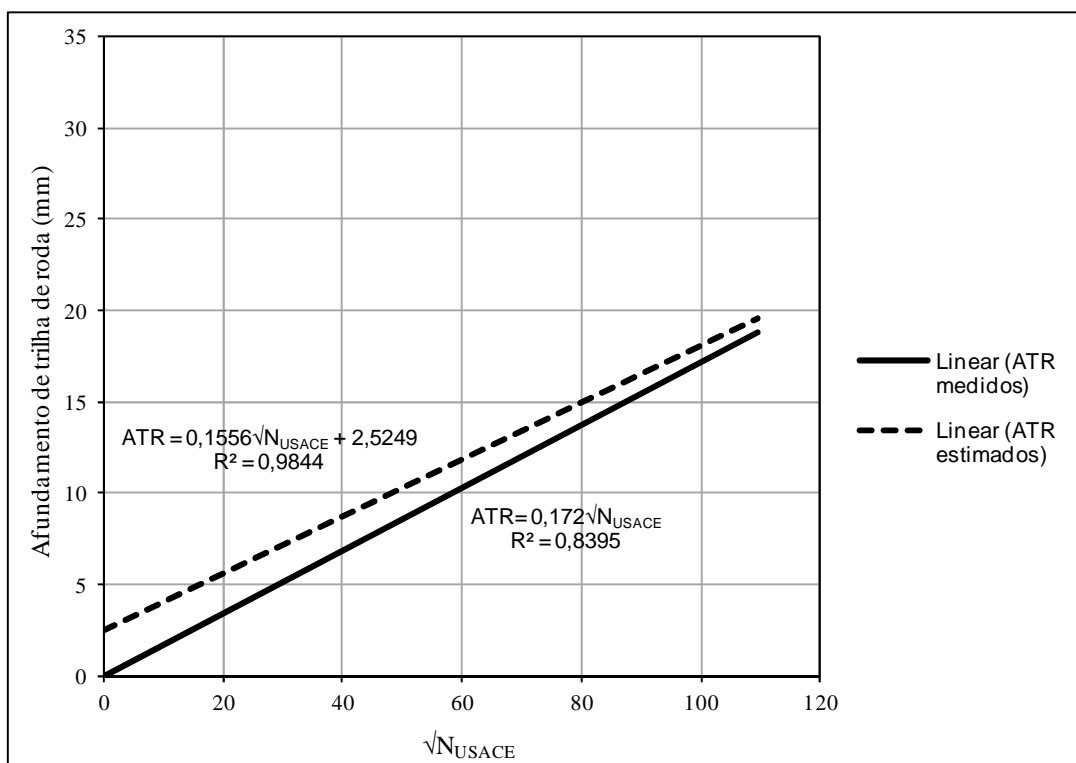


Figura 87: afundamentos de Trilha de Roda estimados e medidos a campo *versus* $\sqrt{N_{USACE}}$.

Analisando-se o gráfico da Figura 87, verifica-se que, embora as deformações iniciais nos ensaios sejam maiores que as medidas em campo, a taxa de evolução em ambas é muito semelhante, sendo ligeiramente superior no campo, não se ignorando que nessas há a influência da perda de espessura de revestimento nas mensurações, conforme exposto anteriormente. Assim, conclui-se que, desprezando-se as deformações permanentes dos ensaios do saibro, foi possível estimar a partir dos resultados dos ensaios de laboratório a taxa de evolução dos afundamentos de trilha de roda no campo.

Registra-se a ocorrência de um problema localizado na estaca 3+022 em que, devido a falhas na drenagem, houve uma perda quase que total da camada de saibro e o surgimento de afundamentos da ordem de 80mm já no primeiro ano (Figura 88). Verificou-se que o elevado teor de umidade da camada de saibro e de uma porção superficial de aproximadamente 5cm da camada de argila já foi suficiente para causar a degradação da pista naquele local.



Figura 88: problema pontual de elevadas deformações permanentes e perdas de material de revestimento primário na altura da estaca 3+022.

Nas previsões de comportamento estrutural apresentadas no item 6.4 as hipóteses que representam as condições de camada de saibro e 5 cm superiores da camada de argila saturados e a perda total da camada de saibro, com as cargas aplicadas diretamente sobre os 5 cm superiores da camada de argila saturada são a 5 a 6, respectivamente. Na análise de tensões apresentadas na Tabela 45 do item 6.4.2.1 para a hipótese 5 não ocorreria a ruptura por cisalhamento das camadas, enquanto na hipótese 6 ocorreria a ruptura dos 5 cm superiores da argila na posição localizada entre as duas rodas. Entretanto, conforme descrito no referido item, foram considerados na análise os parâmetros correspondentes à resistência drenada dos

materiais, podendo eventualmente ser mobilizada a resistência não drenada, sendo o valor dessa desconhecido, pelo fato de não serem conduzidos ensaios nessas condições. Uma vez ocorrendo isso, eventualmente se verificaria em nível de análises, a ruptura de uma ou das duas camadas saturadas na hipótese 5 e muito mais facilmente da camada saturada de argila na hipótese 6. Isso serve de indício de que nas condições de camada saturada, em especial para solos finos, tem-se que é solicitada a resistência não drenada das camadas. Nessa situação, a aplicação de uma carga móvel, considerando que a velocidade de aplicação seja rápida, não ocorrerão variações nas tensões efetivas, gerando apenas excesso de poropressão, conforme afirmação de Brown (1996) exposta no item 2.10.2.1.

Entre as inspeções 3 e 4 foram realizados reparos no local referido acima, pois a estrada se encontrava intransitável naquela posição.

7.3.2 Buracos (“panelas”)

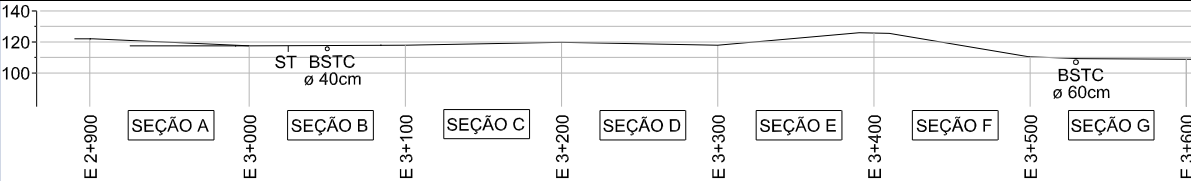
Conforme resultados apresentados na Tabela 55, foram encontrados 3 buracos na seção D, já na primeira inspeção, aumentando para 4 a partir da inspeção 3, sendo os mesmos localizados muito próximos um do outro (Figura 89). Essa ocorrência implicou que a condição da estrada, segundo a metodologia DVI, nessa seção foi considerada falida. Na seção E, se manifestaram 3 buracos na inspeção 3, também muito próximos um do outro (Figura 90), implicando condição de estrada nessa seção de ruim nessa inspeção e de falida na inspeção 4.

As condições médias do pavimento experimental como um todo foram de excelente até a segunda inspeção, regredindo para boa a partir da terceira inspeção.

Os abaulamentos da pista medidos em pontos próximos aos defeitos (Figura 89-a) foram menores que 0,5%. Isso confirma a relação da deficiência desses com a ocorrência do defeito.

Essa situação recai nas hipóteses 5 e 6 de previsão de comportamento descritas no item 6.4. Dessa forma, são válidas para o problema as mesmas considerações expostas no item anterior.

Tabela 55: ocorrência de defeito de buracos (“panelas”).



Inspeção	Tempo (meses)	NUSACE	Grandezas	Seções							Média do trecho experimental			
				A	B	C	D			E		F	G	
0	0	0,00E+00	Diâmetro (m)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			Severidade (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			Área (m²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
1	12	4,80E+03	Diâmetro (m)	-	-	-	0,17	0,23	0,27	-	-	-	-	
			Severidade (mm)	-	-	-	35	42	53	-	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	0,1	-	-	-	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	0,0	-	-	-	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7	
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	F	E	E	E	E	E		
2	18	7,20E+03	Diâmetro (m)	-	-	-	0,60	0,64	0,80	-	-	-	-	
			Severidade (mm)	-	-	-	50	50	53	-	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	1,6	-	-	-	-	-		
			Densidade (%)	-	-	-	0,4	-	-	-	-	-		
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,7		
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	F	E	E	E	E			
3	24	9,60E+03	Diâmetro (m)	-	-	-	0,90	0,80	0,77	0,90	0,90	0,90	-	-
			Severidade (mm)	-	-	-	65	40	34	40	50	30	-	-
			Área (m²)	-	-	-	1,99	-	-	1,91	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	0,50	-	-	0,48	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	5,0	4,0	0,0	0,0	0,0	1,3		
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	F	RU	E	E	B			
4	30	1,20E+04	Diâmetro (m)	-	-	-	0,90	0,90	0,90	1,00	1,20	1,00	-	-
			Severidade (mm)	-	-	-	46	44	33	57	51	37	-	-
			Área (m²)	-	-	-	3,04	-	-	2,70	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	0,76	-	-	0,68	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	5,0	5,0	0,0	0,0	1,4			
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	F	F	E	E	B			

Legenda:
E: excelente; B: boa; RE: regular; RU: ruim; F: falida.



(a)



(b)

Figura 89: ocorrência do defeito de buracos (“panelas”) na seção D.
(a) inspeção 1 e (b) inspeção 2.



(a)



(b)

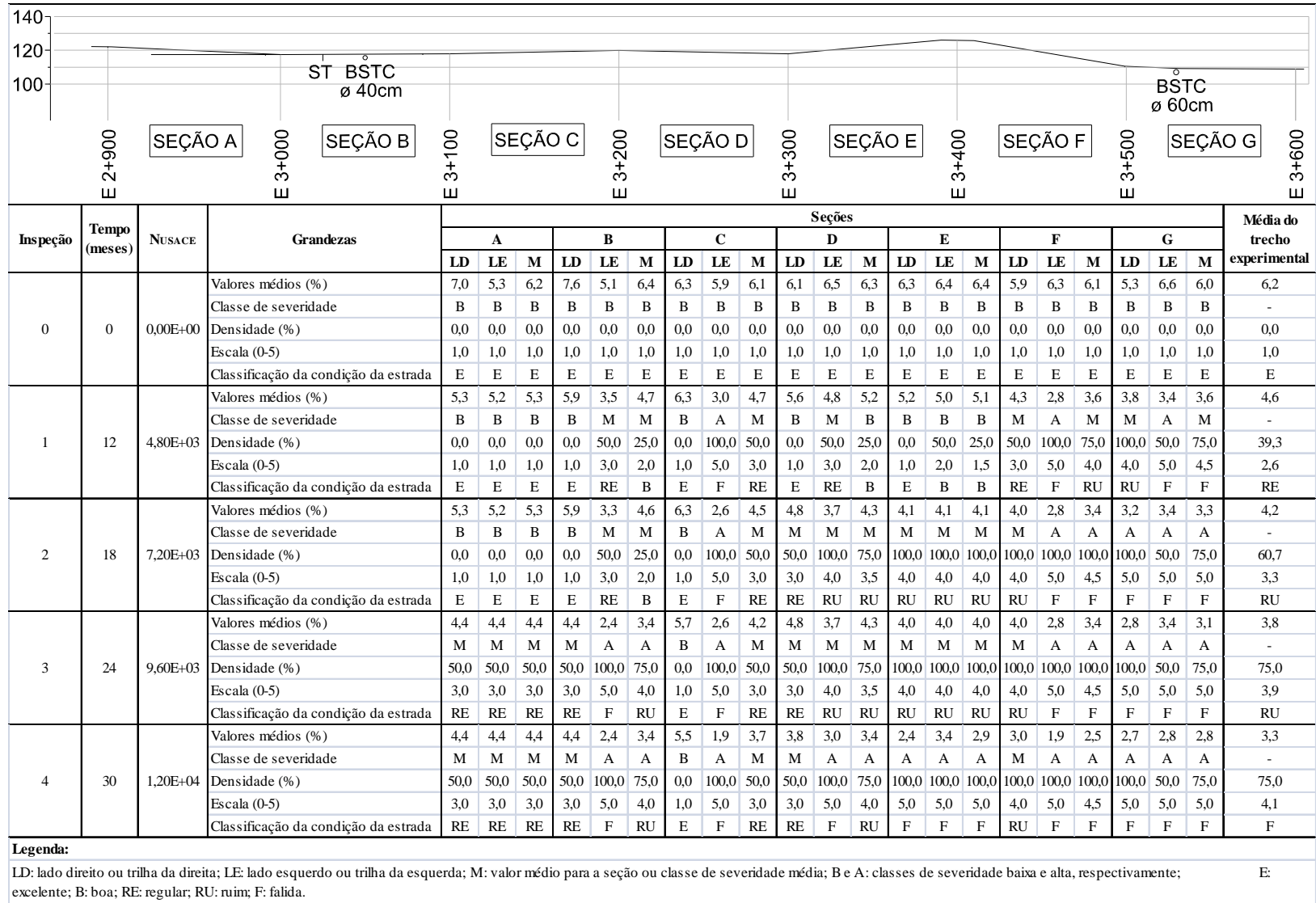
Figura 90: ocorrência do defeito de buracos (“panelas”) na seção E.
(a) inspeção 3 e (b) inspeção 4.

7.3.3 Perda de Abaulamento

Os resultados da Tabela 56 demonstram que a condição média do pavimento experimental para o defeito regrediu para regular e ruim, após o primeiro e segundo ano, respectivamente, e para falida, após dois anos e meio. O defeito apareceu com maior intensidade e mais cedo nas seções F e G e logo após nas seções D e E.

Apesar da forte presença do defeito, até a data da última inspeção, a incidência de buracos (“panelas”) havia sido relativamente baixa, conforme relatado no item anterior. Porém, quando presente, se manifestou exatamente em pontos de abaulamento precário. O defeito se relaciona com as deformações da pista provenientes dos afundamentos de trilha de roda, processos erosivos e perda de espessura de revestimento.

Tabela 56: perda de abaulamento.



7.3.4 Perda de Espessura de Revestimento

De acordo com os resultados apresentados na Tabela 46, verifica-se que a condição média do pavimento experimental, segundo critérios estabelecidos pela metodologia DVI, regrediu para regular após o primeiro ano e para ruim após o segundo ano, assim permanecendo por ocasião da última inspeção. A espessura média da camada de saibro diminuiu do valor inicial de 7,3cm para 4,0 cm em dois anos e meio, indicando que o saibro empregado, além de ser de mediana erodibilidade, é bastante vulnerável a sofrer processos de desagregação. Conforme exposto em 2.2, a desagregação é causada pela deficiência de finos ou quando os mesmos possuem características geotécnicas inadequadas. Segundo Odoki e Kerali (2000), a situação é atendida quando a quantidade de material passante na peneira de 0,075 mm (#200) é maior que 14%, sendo que, conforme descrito no item 6.1, no presente caso, ela é atendida, pois essa porcentagem é de 22%. Entretanto, tal prescrição, não traz referência à natureza dos finos.

Conforme exposto no item 6.1. tomando-se como referência o ensaio de classificação MCT, tem-se que a fração fina do saibro (material passante na peneira de 2 mm) utilizado na camada superior de revestimento primário pertence ao grupo NA', sendo contraindicados para uso em pavimentação.

Observa-se que as perdas mais consideráveis ocorrem nas seções G, F e B, nesta ordem.

Na seção G, a qualidade de compactação do saibro foi muito insatisfatória, conforme é possível observar através dos resultados de frasco de areia e umidade apresentados na Tabela 32 (item 5.2.1). Notavelmente esse fato contribuiu para perdas tão consideráveis.

Com relação às seções B e F, pelo fato da pista apresentar declividade longitudinal nos pontos de amostragem (estacas inteiras), é provável que além das ações normais do tráfego, processos erosivos tenham contribuído para agravar as perdas de material.

Tabela 57: perda de espessura de revestimento.

Inspeção	Tempo (meses)	NUSACE	Grandezas	Seções																		Média do trecho experimental			
				A			B			C			D			E			F				G		
				LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M	LD	LE	M		LD	LE	M
0	0	0,00E+00	Espessuras médias (cm)	5,5	6,0	5,8	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	7,0	6,5	6,8	7,5	8,0	7,8	7,0	8,5	7,8	8,5	9,0	8,8	7,3
			Severidade dada pela perda de espessura (mm)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Densidade (%)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
1	12	4,80E+03	Espessuras médias (cm)	5,5	6,0	5,8	4,5	6,0	5,3	4,5	6,0	5,3	6,0	6,5	6,3	6,0	7,5	6,8	4,5	6,5	5,5	3,5	5,5	4,5	5,6
			Severidade dada pela perda de espessura (mm)	0	0	0	25	10	18	25	10	18	10	0	5	15	5	10	25	20	23	50	35	43	16
			Densidade (%)	0,0	0,0	0,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	0,0	25,0	100,0	50,0	75,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	57,1
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	0,0	1,5	4,0	2,0	3,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	2,6
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RE	E	B	RU	B	RE	RU	RU	RU	RU	RU	RU	RE
2	18	7,20E+03	Espessuras médias (cm)	5,0	6,0	5,5	4,0	6,0	5,0	4,5	6,0	5,3	6,0	5,5	5,8	6,0	6,5	6,3	4,0	6,5	5,3	3,0	5,0	4,0	5,3
			Severidade dada pela perda de espessura (mm)	5	0	3	30	10	20	25	10	18	10	10	10	15	15	15	30	20	25	55	40	48	20
			Densidade (%)	50,0	0,0	25,0	100,0	50,0	75,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	71,4
			Escala (0-5)	2,0	0,0	1,0	4,0	3,0	3,5	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	5,0	4,0	4,5	3,3
			Classificação da condição da estrada	B	E	E	RU	RE	RU	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RU	RU	RU	RU	RU	RU	F	RU	F	RU
3	24	9,60E+03	Espessuras médias (cm)	5,0	5,5	5,3	4,0	5,0	4,5	4,5	5,5	5,0	5,5	5,0	5,3	4,5	5,0	4,8	3,0	5,0	4,0	3,0	4,5	3,8	4,6
			Severidade dada pela perda de espessura (mm)	5	5	5	30	20	25	25	15	20	15	15	15	30	30	30	40	35	38	55	45	50	26
			Densidade (%)	50,0	100,0	75,0	100,0	100,0	100,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	50,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	82,1
			Escala (0-5)	2,0	3,0	2,5	4,0	4,0	4,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0	5,0	4,0	4,5	3,6
			Classificação da condição da estrada	B	RE	RE	RU	RU	RU	RE	RE	RE	RE	RE	RE	RU	RU	RU	RU	RU	RU	F	RU	F	RU
4	30	1,20E+04	Espessuras médias (cm)	4,0	5,0	4,5	3,0	3,5	3,3	4,0	4,0	4,0	5,0	4,5	4,8	4,5	4,5	4,5	3,0	4,5	3,8	3,0	3,5	3,3	4,0
			Severidade dada pela perda de espessura (mm)	15	10	13	40	35	38	30	30	30	20	20	20	30	35	33	40	40	40	55	55	55	33
			Densidade (%)	50,0	100,0	75,0	100,0	100,0	100,0	100,0	50,0	75,0	100,0	50,0	75,0	100,0	50,0	75,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	100,0	85,7
			Escala (0-5)	3,0	4,0	3,5	4,0	4,0	4,0	4,0	3,0	3,5	4,0	3,0	3,5	4,0	3,0	3,5	4,0	4,0	4,0	5,0	5,0	5,0	3,9
			Classificação da condição da estrada	RE	RU	RU	RU	RU	RU	RU	RE	RU	RU	RE	RU	RU	RU	RU	RU	RU	RU	F	F	F	RU

Legenda:
 LD: lado direito ou trilha da direita; LE: lado esquerdo ou trilha da esquerda; M: valor médio para a seção; E: excelente; B: boa; RE: regular; RU: ruim; F: falida.

Os resultados obtidos pela aplicação do programa HDM 4 (Tabela 39) previam perdas de aproximadamente 20mm por ano. Na Tabela 58 é apresentado um comparativo entre os valores previstos e aqueles levantados a campo.

Tabela 58: comparativo entre os valores de perdas de revestimento primário previstos pelo programa HDM 4 e levantados a campo.

Tempo (anos)	Perdas acumuladas de espessura de revestimento primário (mm)								
	Previsão do HDM4	Médias dos levantamentos de campo							Média do pavimento experimental
		Seção A	Seção B	Seção C	Seção D	Seção E	Seção F	Seção G	
1,0	20	0	18	18	5	10	23	43	16
1,5	30	3	20	18	10	15	25	48	20
2,0	40	5	25	20	15	30	38	50	26
2,5	51	13	38	30	20	33	40	55	33

Observando-se os valores da Tabela 58, constata-se que para a maioria das seções, assim como para a média do pavimento experimental, a previsão do programa HDM4 foi, em geral, pessimista. Exceções podem ser consideradas para o primeiro ano nas seções B, C e F, além da média do pavimento experimental e para a seção F até o segundo ano, onde os valores previstos estão próximos dos valores de campo. A seção G foi a única em que as perdas foram, em geral, bem maiores do que o previsto pelo programa. Porém, o valor da perda acumulada em dois anos e meio converge com o esperado.

7.3.5 Sulcos de Erosão

Foram verificados problemas de erosão nas seções F e G, conforme apresentado na Tabela 59 e ilustrados por meio das imagens da Figura 91.

Na seção F uma primeira área se manifestou já na primeira inspeção, enquanto na seção G tal manifestação se deu somente na inspeção 3. Ambas repercutiram na classificação da estrada, de acordo com a metodologia DVI, como falida em tais seções. Na segunda inspeção, surgiu uma segunda área na seção F, agravando ainda mais a situação.

Tabela 59: problemas de erosão.

Inspeção	Tempo (meses)	NUSACE	Grandezas	Seções							Média do trecho experimental		
				A	B	C	D	E	F	G			
0	0	0,00E+00	Severidade (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	E	E	E	E	E
1	12	4,80E+03	Severidade (mm)	-	-	-	-	-	65,0	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	-	-	5,0	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	1,3	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	0,7	
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	F	E	E	E	
2	18	7,20E+03	Severidade (mm)	-	-	-	-	-	70 60	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	-	-	8 5	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	2,1	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	0,0	0,0	0,7	
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	F	E	E	E	
3	24	9,60E+03	Severidade (mm)	-	-	-	-	-	100 60	300,0	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	-	-	23 15	43,0	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	9,5	10,8	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	5,0	5,0	1,4	1,4	
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	F	F	B	B	
4*	30	1,20E+04	Severidade (mm)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			Área (m²)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			Densidade (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	-	
			Escala (0-5)	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	
			Classificação da condição da estrada	E	E	E	E	E	E	E	E	E	

Legenda:
 E: excelente; B: boa; RE: regular; RU: ruim; F: falida.

*Foram realizados reparos na estrada no período, sendo eliminados os sulcos de erosão nas seções F e G, tendo em vista que nessa região a mesma se encontrava intransitável.



Figura 91: sulcos de erosão. (a) seção F e (b) Seção G.

As condições médias do pavimento experimental como um todo, com base na metodologia DVI, permaneceram como excelentes até a inspeção 3, quando foi rebaixada para boa.

No período compreendido entre a terceira e a quarta inspeção, a via passou por alguns reparos, sendo corrigidos os sulcos de erosão nas seções F e G, devolvendo as condições plenas de trafegabilidade e a classificação da via para esse defeito, segundo a metodologia DVI, voltou a ser excelente.

De forma geral, foram confirmadas as previsões expostas na Tabela 36 do item 6.1, onde era esperado a ocorrência de problemas somente na seção F, em razão da alta declividade longitudinal. Entretanto, o problema acabou se manifestando também na seção G, que embora se trate de um pavimento mais plano, os afundamentos nas trilhas de roda acumulados com o tempo criaram um caminho preferencial para o escoamento da água oriunda do declive da seção F.

Pode-se afirmar também que as avaliações direta da erodibilidade do saibro, que segundo critério proposto por Bastos (1999), o mesmo fica enquadrado na faixa correspondente a um solo de mediana erodibilidade, e indiretas, as quais consideraram o material potencialmente erodível, ambas expostas em 5.1.7, foram adequadas, pois o material se mostrou erodível somente quando submetido a tensões cisalhantes hidráulicas médias.

Os sulcos longitudinais ilustrados na Figura 91-b acabaram interferindo no surgimento ou na quantificação de outros defeitos. Como justamente nessa posição (estaca 3+500) se localizava o ponto de coleta de leituras de afundamento de trilha de roda, abaulamento de pista e perda de espessura de revestimento, os resultados acabavam trazendo impacto nas duas seções, F e

G, uma vez que as amostragens eram realizadas nas estacas inteiras e os valores interpolados. Isso contribui para explicar o fato de que nessas duas seções os afundamentos de trilha de roda foram elevados, assim como as perdas de revestimento primário e de abaulamento da pista. Como na medição do primeiro não tem como separar erosão de deformações permanentes, as duas acabaram se sobrepondo, elevando os valores. Além disso, a erosão ocasionou perdas substanciais de espessura de revestimento primário. Ambos os problemas ocasionaram uma deformação global na pista, gerando perdas de abaulamento.

Após dois anos e meio de monitoramento do pavimento experimental, avaliou-se que o desempenho do pavimento foi, de forma geral, satisfatório. Houve apenas uma intervenção de manutenção em dois locais isolados, superando a média geral para vias da natureza em questão.

Com relação aos defeitos levantados, verificou-se a ocorrência de alguns buracos (“panelas”), a ruptura das camadas localmente na estaca 3+022 e ocorrência de sulcos de erosão nas seções F e G, sendo os mesmos corrigidos através da intervenção referida acima. A perda de espessura de revestimento primário e de abaulamento da pista foi considerável, porém ainda sem comprometer a trafegabilidade. Os afundamentos de trilha de roda, em geral, pouco excederam o máximo de 16mm para evitar problemas de segurança segundo Medina e Motta (2005). Somente duas seções das sete monitoradas os valores superam ligeiramente 30 mm, sendo que, de acordo com Ferreira (2004), para vias revestidas com revestimento primário ou sem revestimento, os limites estabelecidos em cada referência consultada diferem entre si, sendo considerados severos valores de 30mm, 50mm e 75mm.

A camada de argila empregada no revestimento primário é pouco vulnerável a sofrer variação de umidade, exceto quando exposta a um ambiente de inundação por um período mais prolongado, sendo que ao ocorrer isso, houve a saturação de aproximadamente 5cm superiores, resultando a ruptura dessa espessura pela passagem da carga móvel. Assim, a degradação ocorre de maneira progressiva, pois sendo perdida essa espessura, os próximos 5cm abaixo poderão ficar saturados e romper e assim sucessivamente.

O desempenho do pavimento experimental poderia ter sido ainda melhor, caso não tivessem ocorrido algumas deficiências construtivas, tais como a falha de drenagem na estaca 3+022, abaulamento inadequado em alguns locais específicos e a insatisfatória qualidade de compactação da camada de saibro.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

Após dois anos e meio de monitoramento do com revestimento primário construído em Projeto de Assentamento no Município de São Gabriel, Fronteira Oeste do Rio Grande do Sul, Brasil, chegou-se a conclusão geral que nesse tipo de pavimento os principais mecanismos de degradação são:

- a) acúmulo de deformações permanentes, causado pelo tráfego e influenciado pela umidade do subleito;
- b) perda de espessura de revestimento, associada a processos erosivos e à desagregação dos materiais;
- c) formação de sulcos de erosão, associada ao grau de erodibilidade dos materiais, às precipitações pluviométricas, à declividade e à área de contribuição;
- d) formação de painéis, associada ao tráfego e à saturação das camadas;
- e) perda de abaulamento, associada às deformações plásticas e à perda de espessura de revestimento primário.

O acúmulo de deformações permanentes, associado ao defeito de afundamento de trilha de roda, é gerado pelo tráfego e é fortemente afetado pelo teor de umidade do subleito. Registra-se, entretanto, a impossibilidade de medir-se isoladamente o defeito em campo, devido às sobreposições da perda de material de revestimento primário nas trilhas de roda, que acabam se somando aos afundamentos.

Com relação aos buracos ou “painéis”, observou-se que sua formação está associada ao acúmulo da água das chuvas sobre a pista, sendo que a deficiência no abaulamento da superfície da via se constitui num fator determinante, recomendando-se uma declividade transversal de 5 a 7%.

A perda progressiva de abaulamento da superfície da via com o tempo se deu por alterações geométricas da seção transversal, as quais foram associadas às deformações plásticas e à perda de espessura do revestimento primário.

Identificou-se que os problemas de erosão superficial observados estão vinculados aos seguintes fatores: potencial erodível do material, declividade transversal e longitudinal da via, precipitações pluviométricas (intensidade e frequência) e área de contribuição.

Quanto à perda de espessura de revestimento, identificou-se que os fatores que afetam esse defeito são a ocorrência de erosão e a vulnerabilidade do material a sofrer desagregação, sendo que essa última determina a maior facilidade com que as partículas do solo são removidas pela passagem das rodas dos veículos e arremessadas para fora da trilha de roda. A vulnerabilidade à desagregação é função dos finos presentes no material (quantidade e tipo) e da qualidade de compactação. Onde a qualidade de compactação da camada superior do revestimento primário deixou a desejar, a perda de espessura se manifestou mais fortemente. A quantidade de finos, considerando-se a bibliografia disponível, seria adequada para a camada de desgaste. Entretanto, o mau desempenho do pavimento experimental com relação a esse quesito provavelmente se deva ao fato de se tratar de finos de comportamento não laterítico.

A seguir são apresentadas as conclusões relacionadas aos objetivos específicos, as quais dão sustentação à conclusão geral anteriormente exposta.

Quanto à qualificação inicial dos materiais

No presente trabalho, foi realizada uma qualificação inicial dos materiais empregados no pavimento experimental com revestimento primário, tomando-se como referência alguns critérios constantes na literatura. Na Tabela 60 é apresentado um resumo das diferentes prescrições, confrontando-as com o comportamento real dos materiais em laboratório e no campo.

Tabela 60: comparativo entre alguns critérios de qualificação inicial de materiais e o desempenho observado em campo.

Camadas	Prescrição dos materiais			Comportamento observado em laboratório e no campo	
	D'Ávila, Hax e Freitas (2008)	Classificações tradicionais			Classificação MCT
		SUCS	AASHTO		
Areia siltosa (camada superior do subleito)	Inadequado para camada final de revestimento primário.	Solo ML Comportamento como subleito de moderado a insatisfatório. Inadequado para ser empregado como base sob a superfície em uso.	Solo A-4 Comportamento como subleito de regular a mau.	Solo NA' Inadequado como base de pavimentos. Prioridade 3 para uso como revestimento primário.	De difícil compactação, muito resiliente e de fácil desagregação, algo observado durante a construção da pista e no levantamento deflectométrico. Possui elevada coesão quando compactada na umidade ótima e antes de sofrer ciclos de umedecimento/secagem, graças à forte contribuição da sucção, a qual é perdida quando saturada ou sofre drástica redução após tais ciclos, aos quais a camada é muito propensa devido a sua permeabilidade moderada.
Argila siltosa (camada inferior do revestimento primário)	Adequado para camada final de revestimento primário, com a ressalva de apresentar aderência deficiente em dias chuvosos ("sabão")	Solo CL Compressibilidade e expansão médias e baixíssima permeabilidade.	Solo A-7-6 Funcionamento como subleito de fraco a pobre.	Solo LG' Boa capacidade de suporte e módulos de resiliência médios, baixa permeabilidade, razoável coesão, sendo indicado para uso em pavimentação. Prioridade 2 para uso como revestimento primário.	Apresentou módulo de resiliência baixo, mas coesão elevada quando compactado na umidade ótima e antes de sofrer ciclos de umedecimento/secagem, graças à forte contribuição da sucção, a qual é perdida quando saturada ou sofre drástica redução após tais ciclos. Mostrou-se pouco propensa a isso, devido à baixa permeabilidade, exceto quando exposta à inundação prolongada. Apresentou boa capacidade de suporte e baixas deformações plásticas quando não saturada, porém mau comportamento quando saturada.
Saibro (camada superior do revestimento primário)	Inadequado para compor a estrutura do revestimento primário, porém pode ser usado como camada corretiva em solos que apresentam falta de aderência.	Solo SM Insatisfatório para ser empregado como base sob a superfície em uso.	Solo A-2-4 Funcionamento como subleito de excelente a bom.	Solo com finos NA' Inadequado como base de pavimentos. A fração <2mm (46%) tem prioridade 3 para uso como revestimento primário.	Em laboratório apresentou módulo de resiliência superior aos anteriores, parâmetros efetivos de resistência ao cisalhamento elevados, sucção baixa na umidade ótima, alta deformabilidade plástica e potencialmente erodível. Em campo apresentou boa capacidade de suporte e baixa deformabilidade plástica, porém se mostrou potencialmente erodível, vulnerável à desagregação e a perda de espessura de revestimento.

A partir do comparativo apresentado na Tabela 60, concluiu-se que somente para a areia siltosa do subleito as prescrições oriundas das classificações tradicionais apresentaram coerência com o comportamento observado no laboratório e em campo. Já aquelas oriundas da especificação desenvolvida por D'Ávila, Hax e Freitas (2008) e da classificação MCT mostraram-se consistentes para as três camadas estudadas.

Quanto à erosão

Mostrou-se que é possível estimar-se o comportamento quanto à erodibilidade da camada de saibro em campo através do ensaio de Inderbitzen (avaliação direta da erodibilidade).

Também se observou que é possível qualificar o saibro quanto à erodibilidade através das

avaliações indiretas baseadas no teor de finos e no Índice de Plasticidade e na Classificação MCT. Entretanto, não se obteve previsões acuradas de erosão quando se empregou o critério da redução da coesão por inundação nos ensaios de cisalhamento direto. Pondera-se, entretanto, que, diferentemente dos valores de referência, que foram obtidos a partir de amostras indeformadas coletadas num perfil natural, no presente trabalho os ensaios foram realizados em amostras compactadas. Assim, pelo fato do índice de vazios ser significativamente menor, conseqüentemente o efeito da redução da coesão também será menor.

Quanto à aplicabilidade de algumas especificações concebidas para o revestimento primário

Observou-se que a Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008) previu de forma mais acurada o comportamento dos materiais empregados no trecho experimental.

Quanto às previsões de desempenho feitas com o programa HDM 4

Para o pavimento experimental a evolução das Irregularidades Longitudinais, representadas pelo IRI – *International Roughness Index* (Índice de Irregularidade Internacional), não foi adequadamente prevista pelo programa, pois no campo os valores de IRI tenderam a diminuir com o tempo, ao invés de aumentar, como previsto pelo modelo. Conclui-se que essa tendência se deva provavelmente à ocorrência de uma pós-compactação, proporcionando uma superfície mais regular na trilha de roda do que a inicial.

Já com relação à perda de espessura de revestimento primário, na maioria das seções, assim como na média do trecho experimental, a previsão do programa HDM 4 foi, em geral, pessimista.

É possível supor que os modelos empíricos incluídos no programa foram gerados a partir de dados obtidos em trechos com menor qualidade de execução do que a do trecho experimental da presente pesquisa.

Quanto às abordagens de previsão de comportamento estrutural

Das abordagens empregadas na previsão de comportamento estrutural do pavimento experimental, apenas aquela aqui designada como “Análise de Tensões” conduziu a previsões consistentes com o observado no campo.

O modelo proposto por Vésic (1975), se mostrou otimista demais, devido aos valores de ângulo de atrito interno dos materiais serem muito elevados. Constatou-se que, tanto para esse modelo como para a abordagem mencionada no parágrafo anterior, caso seja necessário avaliar o comportamento de camadas saturadas, é necessário conhecer a resistência não drenada das mesmas.

Os dois modelos mencionados acima abordam a ruptura por cisalhamento das camadas. Além desses, para essa mesma finalidade, foram testados os modelos da República da África do Sul e de Eukelom e Klomp (1962), concluindo-se que eles não se aplicam para pavimentos com revestimento primário, por conduzir a previsões muito distantes do comportamento observado no campo.

Com relação aos modelos empregados para previsões de afundamento de trilha de roda, nenhum deles conduziu a previsões compatíveis com o comportamento observado no campo. A estimativa realizada a partir dos resultados dos ensaios de deformação permanente, desprezando-se os do saibro, resultou em valores finais próximos aos valores médios observados a campo. Observou-se que nos ensaios as deformações iniciais são maiores do que as deformações médias de campo, porém as taxas de evolução são semelhantes, com a correspondente as de campo ligeiramente maior.

As camadas, em especial a de saibro, em geral, deformaram bem menos do que os ensaios previam, sendo que nas condições normais de umidade não se observou a ruptura da camada de saibro, diferentemente do que ocorreu nos ensaios. Isso provavelmente se relaciona ao afastamento dos níveis de tensões de campo das camadas comparado àqueles empregados no laboratório e à severidade de aplicação das cargas nos ensaios. No campo, entre a aplicação de uma carga e outra existe um considerável intervalo de tempo, enquanto no ensaio laboratorial o tempo de repouso é de 0,9 segundos. Isso torna o ensaio mais severo do que as condições de campo, pois nestas é possibilitada a recuperação das deformações elásticas e a consequente acomodação das partículas, enquanto naquele não é.

Quanto ao emprego da metodologia DCP para o controle tecnológico de compactação

A metodologia DCP se apresentou como uma boa alternativa para o controle tecnológico de compactação. Entretanto, verificou-se que os valores DN (DCP *number*) medidos nas camadas do pavimento experimental foram fortemente influenciados pelo teor de umidade,

sendo que pequenas variações resultam em consideráveis diferenças no valor do DN. Assim, considerando-se o presente caso, verificou-se que para se obter sucesso no emprego do método, se torna necessário conhecer com boa margem de segurança o teor de umidade da camada compactada. Para tal, seria recomendável medir a umidade em cada local ensaiado, o que tornaria o processo muito demorado, ou então tomar as devidas precauções na execução para garantir uma boa homogeneidade no teor de umidade, de forma que um local avaliado possa representar de maneira confiável uma região mais ampla.

Quanto à avaliação geral do desempenho da solução adotada

De forma geral, o pavimento experimental apresentou bom desempenho. A solução adotada se mostrou bastante durável, proporcionando um bom nível de conforto ao usuário. Após dois anos e meio de operação, com exposição a um tráfego com N_{DNIT} de $1,2 \times 10^4$ e as condições climáticas do período, o pavimento em geral se manteve em boas condições de trafegabilidade, sendo necessária apenas uma intervenção de manutenção em dois locais pontuais. Tal desempenho supera a média geral para vias dessa natureza que, via de regra, quando sem manutenção, em um a dois anos se tornam intransitáveis. Atribui-se a boa durabilidade da via não somente à solução adotada, mas também ao fato de ter sido dada atenção a aspectos técnicos que nem sempre são levados em conta na construção desse tipo de vias, em especial a compactação e a drenagem.

Foram poucas as ocorrências de buracos (“panelas”), porém, surgiram alguns defeitos mais sérios em pontos isolados, como ruptura das camadas e erosão, sendo os mesmos corrigidos através da referida intervenção. A perda de espessura de revestimento primário e de abaulamento da pista foi considerável, porém sem comprometer a trafegabilidade.

Transcorridos dois anos e meio, o afundamento de trilha de roda médio foi de aproximadamente 21 mm, um pouco maior que 16mm definido por Medina e Motta (2005) como o limite para evitar problemas de segurança. Somente em duas das sete seções monitoradas os valores superam ligeiramente 30 mm.

Observou-se que a camada de argila empregada no revestimento primário, é pouco vulnerável a sofrer variação de teor de umidade, exceto se ficar exposta a um ambiente de inundação por um período mais prolongado. Mesmo assim, não é toda camada que fica saturada, mas somente a porção mais externa.

Globalmente os resultados apresentados nesta tese e suas análises permitiram concluir que é

possível construir-se pavimentos com revestimento primário com desempenho satisfatório, desde que os materiais obedçam critérios de seleção apropriados, haja controle de execução, com ênfase na compactação e na drenagem e com base em um dimensionamento racional.

8.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A pesquisa experimental para esta tese é específica, considerando a ampla gama de situações geológicas e geotécnicas existentes no país, nas quais há a necessidade de implantação e conservação de vias não pavimentadas. Desta forma, são apresentadas algumas sugestões para pesquisas futuras:

- a) Avaliar a viabilidade técnico-econômica da aplicação de uma solução de solo melhorado com cimento na região geológica na qual foi realizada a presente pesquisa;
- b) Estudar a aplicação de uma solução na região utilizando-se misturas do solo da camada superior do subleito com a argila siltosa, com o intuito de dispensar a camada de saibro;
- c) Realizar estudos para verificar se a camada de argila já não seria suficiente para conferir aderência à pista, mesmo sem o emprego da camada de saibro;
- d) Calibrar modelos de revisão de desempenho para pavimentos com revestimento primário a partir da construção e monitoramento de trechos experimentais.

REFERÊNCIAS

ABITANTE, E., TRICHÊS, G. e STRIANI, C.S. **Controle de Compactação de Solos com Uso do DCP**. Florianópolis: Imprensa da UFSC, 2002.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **T307-99: Standard Method for Preparing and Determining the Triaxial Resilient Modulus of Soils**. Washington, 1999.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS - AASHTO. **Guide for Mechanistic-Empirical Design of New and Rehabilitated Pavement Structures Appendix DD-1: Resilient Modulus as Function of Soil Moisture - Summary of Predictive Models**. Transportation Research Board: Illinois, 2000.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080-90: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions**. Montgomery County, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR NM 51:2001. Agregado graúdo - Ensaio de abrasão *Los Angeles***. Rio de Janeiro: ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR NM 53:2003. Agregados – Determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo**. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6457:86: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6459:84: Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6502:95: Rochas e Solos**. Rio de Janeiro: ABNT, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6508:84: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7180:84: Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7181:84: Análise granulométrica – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7182:86: Solo - Ensaio de Compactação.** Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7185:86: Solo - Determinação da massa específica aparente, *in situ*, com emprego do frasco de areia.** Rio de Janeiro: ABNT, 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 9895:87: Solo - Índice de Suporte Califórnia.** Rio de Janeiro: ABNT, 1987.

AUSTROADS. **Analytical Study of Performance Models for Unbound Granular Pavements.** Sydney: Austroads Ltd, 2013.

BAESSO, D. P.; GONÇALVES, F. L. R.. **Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção.** Florianópolis: DER/SC, 2003.

BASTOS, C. A. B. **Estudo Geotécnico sobre a Erodibilidade de Solos Residuais não Saturados.** 1999. 303 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2004. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 08 dez. 2015.

BENEVELLI, R. M. **Estudo dos Efeitos de Umedecimento e Secagem na Resistência ao Cisalhamento de um Solo Compactado em Laboratório.** 2002. 182 f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica, Rio de Janeiro – PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2002.

BERNUCCI *et al.* **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros.** Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2007.

BISHOP, A. W.; ALPAN, I.; BLIGHT, G. E.; DONALD, I. B. **Factors Controlling The Strenght of Partly Satured Cohesive Soil.** Artigo científico, 1960. In: ASCE Research Conference on Shear Strenght of Cohesive Soils, 1960, University of Colorado.

BLIGHT, G. E. **Effective Stress Evaluation for Unsatured Soils.** Procedimento, 1967. In: American Society of Civil Engineers, n. 93, p. 125-148, 1967.

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

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 024/94 Pavimento – Determinação das Deflexões pela Viga Benkelman.** Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 03 mar. 2013.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. **DNIT-ME 134/10 Pavimentação - Solos – Determinação do Módulo de Resiliência – Método de ensaio**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2010. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 20 jul. 2015.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. **Manual de Conservação Rodoviária**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2005. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 02 dez. 2013.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. **Manual de Estudos de Tráfego**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2006. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 02 dez. 2015.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. Diretoria de Planejamento e Pesquisa. Coordenação Geral de Estudos e Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. **Manual de Pavimentação Rodoviária**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 2006. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br>>. Acesso em: 02 dez. 2015.

BRASIL. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes - DNIT. **Divisão em Pavimentos do PNV 2013**. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-aviacao>>. Acesso em: 08 mai. 2016.

BRASIL. Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística - IBGE. **Informações sobre Geografia Física**. Disponível em: <www.ibge.gov.br>. Acesso em: 03 jun. 2014.

BRASIL. Instituto Nacional de Meteorologia - INMET. **Informações sobre Dados Meteorológicos do Município de São Gabriel - RS**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=bdmep/bdmep>>. Acesso em: 15 set. 2015.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. **BS 1377 – 90: British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes: part 7 – Shear Strength Tests (total stress)**. London, 1990.

BROWN, S. F. **Soil mechanics in pavement engineering**. Artigo científico, 1996. In: XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA E IV CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 2008, Coimbra.

BROWN, S. F. Soil mechanics in pavement engineering. **Gotechnique**, n. 46, p.383-426, 1996.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6ª ed. Rio de Janeiro: LTC, 1988, v. 1.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITY, G. **A Low-cost Method of Assessing Clay Dessication four Low-rise Buildings**. Procedimento, 1992. In: Institute of Civil Engineering, n. 92 (2), p. 82-89, 1992.

COMPANHIA ENERGÉTICA DE SÃO PAULO – CESP. **MRL-02. Ensaio de alteração de rocha água-estufa**. Laboratório Central de Engenharia Civil/CESP, 1990.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. **Solos e Rochas**, São Paulo, n. 16, p.77-91, 1993.

D'ÁVILA, A.; HAX, S.; FREITAS, P. C. **Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas - 4ª Aproximação**. Artigo científico, 2008. In: XI CONGRESSO NACIONAL DE GEOTECNIA E IV CONGRESSO LUSO-BRASILEIRO DE GEOTECNIA, 2008, Coimbra.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P. **Managing Rutting in Low Volume Roads**. Luleå, ROADDEX III Lead Partner: The Swedish Road Administration, Northern Region, 2006.

DAS, B, SOBHAN, K. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. 8ª ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-water Potencial and Resilient Behavior of Subgrade Soils. **Transportation Research Record**, n. 705, P. 54-63, 1979.

FARIA, P.D.O. **Shakedown Analysis in Structural and Geotechnical Engineering**. 1999. 317 f. Tese (Doutorado) - University of Wales, Swansea, 1999.

FERREIRA, F. M. **Uma Aplicação Comparativa de Métodos de Avaliação das Condições Superficiais de Estrada Não-Pavimentada**. 2004. 222 f. Dissertação (Mestrado) - Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

FEUERHARMEL, C. **Estudo da Resistência ao Cisalhamento e da Condutividade Hidráulica de Solos Coluvionares não Saturados da Formação Serra Geral**. 2007. 332 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2007. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 12 out. 2012.

FEUERHAMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. **Determination of the Soil-water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils**. Artigo científico, 2005. In: International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics – EXPERUS, 2005, Trento.

FORTES, R. M.; MERIGHI, J. V.; ZUPPOLINI NETO, A. **Método das Pastilhas para Identificação Expedita de solos tropicais**. Artigo científico, 2002. Disponível em: <<http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/publicacoes.html>>. Acesso em: 21 dez. 2012.

FREDLUND, D. G; BARBOUR, S. L., PHAM, H. Q. **Evaluation of Hysteresis Models for Predicting the Boundary Wetting Curve**. Artigo científico, 2003. In: Second Asian Conference on Unsaturated Soils – UNSAT Asia, 2003, Japan.

FREDLUND, D. G.; MORGENSTERN, N. R.; WIDGER, R. A. The Shear Strength of Unsaturated Soils. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 15, p.313-321, 1978.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. New York: Ed. John Wiley & Sons, 1993.

FREDLUND, D. G. **Teaching Unsaturated Soil Mechanics as Part of the Undergraduate Civil Engineering Curriculum**. Artigo científico, 2002. In: 2nd Pan American Conference on the Teaching Learning Process of the Geotechnical Engineering, 2002b, Quayaquil.

FREDLUND, D. G. **Use of Soil-water Characteristics Curves in the Implementation of Unsaturated Soil Mechanics**. Artigo científico, 2002. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils – UNSAT, 2002a, Recife.

FREDLUND, D. G; XING, A. Equations for the soil-water characteristic curve. **Canadian Geotechnical Journal**, n. 31, p.521-532, 1994.

GITIRANA JR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, vol. 130, p. 209-212, 2004.

GONÇALVES, F. J. P. **Estudo do Desempenho de Pavimentos Flexíveis a Partir de Instrumentação e Ensaios Acelerados**. 2002. 507 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2002. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 24 jun. 2012.

GUIMARÃES, A. C. R. **Um Método Mecânico Empírico para a Previsão da Deformação Permanente em Solos Tropicais Constituintes de Pavimentos**. 2009. 367 f. Tese (Doutorado) – Programa de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio de Janeiro – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, 1982.

KELLER, G.; SHERAR, J.. **Low-Volume Roads Engineering: Best Management Practices Field Guide**. Washington: US Agency For International Development (USAID), 2003. Disponível em: http://ntl.bts.gov/lib/24000/24600/24650/Index_BMP_Field_Guide.htm>. Acesso em: 08 fev. 2013.

KENNEDY, P., MULLEN, M. **A Guideline for Maintenance and Service of Unpaved Roads**. Manual Técnico, 2000. Disponível em: <<http://www.epa.gov/owow/nps/unpavedroads.html>>. Acesso em: 20 dez. 2012.

- KORKIALA-TANTTU, L. **Calculation method for permanent deformation of unbound pavement materials**). 2009. 147 f. Tese (Doutorado) - Helsinki University of Technology, 2008. Espoo, 2008.
- KUMAR, B. R. P.; SHARMA, R. S.; GARG, S. **A Review of in Situ Properties of Unsaturated Soils With Reference to Suction**. Artigo científico, 2002. In: 3rd International Conference on Unsaturated Soils – UNSAT, 2002, Recife.
- LEE, H. C.; WRAY, W. K. **Techniques to Evaluate Soil Suction – A Vital Unsaturated Soil Water Variable**. Artigo científico, 1995. In: 1st International Conference on Unsaturated Soils – UNSAT, 1995, Paris.
- MARINHO, F. A. M. **A Técnica do Papel Filtro para a Medição da Sucção**. Artigo científico, 1995. In: Encontro Sobre Solos não Saturados, 1995, Porto Alegre.
- MARINHO, F. A. M. **Medição de Sucção em Solos**. Artigo científico, 1997. In: 3º Simpósio Brasileiro de Solos não Saturados – NSAT97, 1997, Rio de Janeiro.
- MARINHO, F. A. M. **Soil Suction Measurement in Soils and Porous Materials**. Short Course, 2000. In: Unsaturated Soils Geodenver 2000 – ASCE, 2000, Denver.
- MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G.. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.
- MENDES, R. M. **Estudo das Propriedades Geotécnicas de Solos Residuais Não Saturados de Ubatuba (SP)**. 2008. 236 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2008. São Paulo, 2008. Disponível em: <http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/3/3145/tde-02022009-175315/publico/rodolfo_mendes.pdf>. Acesso em: 22 mar. 2015.
- MONCADA, M. P. H. **Estudo de Laboratório de Características de Colapso e Transporte de Solutos Associadas à Infiltração de Licor Cáustico em um Solo Laterítico**. 2004. 176 f. Dissertação (Mestrado) – Pontifícia Universidade Católica (PUC-Rio), Rio de Janeiro, 2004.
- NERVIS, L. O. N. **Estudo de Revestimento Primário para Utilização em Estradas Vicinais da Região de Santana do Livramento-RS**. 2010. 156 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 2010. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 15 out. 2015.
- NERVIS, L. O. N.; BITTENCOURT, B. K. **Influência do Abaulamento de Pista na Ocorrência de Patologias em Vias Não Pavimentadas**. Artigo científico, 2012. In: VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2012, Recife.
- NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F.. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.

ODOKI, J.B.; KERALI, H. G. R. **HDM 4 – Highway Development & Management: Analytical Framework and Model Descriptions**. Birmingham, School of Civil Engineering The University of Birmingham, 2000.

PAIGE-GREEN, P. **Draft TRH 20 - The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads**. Pretoria, Department of Transport of the Republic South Africa, 1990. Disponível em: <<http://www.nra.co.za/content/Blogin/22.pdf>>. Acesso em: 14 mar. 2012.

PARANÁ. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná - DER/PR. **DER/PR ES-T 07/05 Terraplenagem: Revestimento Primário**. Curitiba: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Paraná – DER/PR, 2005. Disponível em: <<http://www.der.pr.gov.br/modules/conteudo>>. Acesso em: 17 dez. 2012.

PHILIP, A. W. **The Relation Between Resilient Modulus and Suction of Fine Grained Soil in Pavement Design**. 1996. Dissertação (Mestrado) – University of South Australian, 1996.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

RIDLEY, A. M. Discussion on Laboratory Filter Paper Suction Measurements by Sandra L. Houston, William N Houston and Anne-Marie Wagner. **Geotechnical Testing Journal**, vol. 18, p. 391-396, 1995.

RIO GRANDE DO SUL. Secretaria dos Transportes. Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem – DAER/RS. **DAER/RS-EL 301/99 Determinação do Teor de Umidade em Campo**. Porto Alegre: Unidade de Normas e Pesquisas – UNP/DAER, 1999. Disponível em: <<http://www.daer.rs.gov.br>>. Acesso em: 03 mar. 2013.

RIO GRANDE DO SUL. CEMETRS – Centro Estadual de Meteorologia. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. **Atlas Climático do Rio Grande do Sul**. Disponível em: <http://www.cemet.rs.gov.br/lista/676/Atlas_Clim%C3%A1tico_do_Rio_Grande_do_Sul>. Acesso em: 01 jun. 2013.

RIO GRANDE DO SUL. SEPLAG – Secretaria de Orçamento e Gestão RS. Governo do Estado do Rio Grande do Sul. **Informações sobre Geografia Física**. Disponível em: <www.seplag.rs.gov.br>. Acesso em: 01 jun. 2013.

RODRIGUES, M. R. **Influência da Sucção no Módulo de Resiliência de Solos Típicos de Subleito de Pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. 124 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1997. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 12 out. 2012.

RUVER, C. A.; NERVIS, L. O. N.; RODRIGUES, A. A. **Estimativa do ISC de Dois Solos Siltosos Através do DCP**. Artigo científico, 2013. In: VII Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul, 2013, Santa Maria.

SAMARIS – Sustainable and Advanced Materials for Road InfraStructure. **Selection and evaluation of models for prediction of permanent deformations of unbound granular materials in road pavements**. Ljubljana: SAMARIS Management Group, 2004.

SAMPAIO, M. V. **Determinação e Espacialização das Equações de Chuvas Intensas em Bacias Hidrográficas do Rio Grande do Sul**. 2011. 146 f. Tese (Doutorado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Agrícola, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

SÃO PAULO. Secretaria dos Transportes. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo - DER/SP. **ET-DE-P00/013 Revestimento Primário**. São Paulo: Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo - DER/SP, 2006. Disponível em: <http://www.der.sp.gov.br/documentos/normas/normas_ET_pavimentacao.aspx>. Acesso em: 22 dez. 2012.

SAUER, E. K.; MONISMITH, C. L. Influence of Soil Suction on Behavior of Glacial Till Subjected to Repeted Loading. **Highway Research Record**, n. 215, 1968.

SHARP, R. W.; BOOKER, J. R. Shakedown of Pavements Under Moving Surface Loads. **Journal of Transportation Engineering**, vol. 110, p. 1-14, 1984.

SKORSETH, Ken; SELIM, Ali. **Gravel Roads: Maintenance and Design Manual**. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration – FHWA. South Dakota Local Transportation – SD LTAP, 2000. Disponível em: <<http://www.nijc.org/pdfs/TTAP/gravelman.pdf>>. Acesso em: 26 jan. 2012.

SOUTH AFRICAN NATIONAL ROADS AGENCY. **South African Pavement Engineering Manual – Chapter 10: Pavement Design**. Manual Técnico, Republic of South Africa, 2013.

STRECK *et al.* **Solos Do Rio Grande do Sul**. 2ª Ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

THEYSE, H. L.; BEER, M.; RUST, F.C. Overview of South Mechanistic Pavement Design Analisis Method. In: ANUAL TRANSPORTATION RESEARCH BOARD MEETING, 75th, 1996, Washington. **Paper Number 961294**. Washington: Division Publication, 1996. Disponível em: <www.gautrans-hvs.co.za/popup/mechht.PDF>. Acesso em: 08 mar. 2012.

TUNCER, B. E.; SABRI, E. M. Soil-water Potencial and Resilient Behavior of Subgrade Soils. **Transportation Research Record**, n. 705, 1979.

VANAPALLI, D. G.; FREDLUND, D. G.; PUFAHL, D. E. The Influence of Soil Structure and Stress History on the Soil-water Characteristic of a Compacted Fill. **Géotechnique**, n. 49 (2), p.143-159, London, 1999.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. São Paulo: MCgraw-Hill do Brasil, Editora da Universidade de São Paulo, 1977.

WEBER, R. C. **Avaliação das Trajetórias de Umedecimento e Secagem na Deformabilidade Elástica de Solos Compactados**. 2013. 140 f. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS), Porto Alegre, 2013.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F.. Pavement Design for Unbound Granular Materials. *Journal of Transportation Engineering*, n. 105 (5), p.665-674, Reston, 2004.

WERKMEISTER, S., DAWSON, A. R., WELLNER, F. Permanent Deformation Behavior of Granular Materials and the Shakedown Concept. **Transportation Research Record**, n. 1757, p.75-81, Washington DC, 2001.

WIEBE, B. J. **The Effect of Confining Pressure, Temperature and Suction on The Shear Strenght and Stiffness of Unsatured Buffer**. 1996. 266 f. Tese (Doutorado) – University of Manitoba, Winnipeg.

ZHAN, L. **Field and Laboratory Study of an Unsatured Expansive Soil Associated with Rain-induced Slope Instability**. 2003. 490 f. Tese (Doutorado) – Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong.

APÊNDICE ÚNICO

Com base na revisão da literatura e nos resultados obtidos no estudo de caso realizado neste trabalho, são expostas a seguir algumas etapas com respectivas recomendações para a concepção de um projeto de revestimento primário. Sem dúvida, tais recomendações não são dadas como uma regra geral imutável e estão suscetíveis a constantes aprimoramentos oriundos da evolução do estado da arte neste campo.

As etapas descritas a seguir consistem na investigação geotécnica preliminar, na seleção inicial dos materiais e na previsão do comportamento estrutural da via.

Investigação Geotécnica Preliminar

Sugere-se realizar de maneira prévia, consulta em levantamentos geológicos e pedológicos existentes com a finalidade de ser abstraída alguma informação preliminar sobre o subleito e sobre a ocorrência de materiais naturais na região da obra com potencial de utilização na composição da camada de revestimento primário.

Nesta etapa, um procedimento conveniente consiste em se realizar consultas qualitativas sobre o desempenho da malha viária não pavimentada pré-existente na região em relação às soluções adotadas.

Por fim, complementa-se a investigação geotécnica preliminar, procedendo-se a observação *in situ* dos perfis do solo aparentes em barrancos de estradas, poços abertos para captação de água superficial, áreas previamente exploradas e/ou ainda executar abertura mecânica de trincheiras, efetuando-se coleta de amostras para ensaios de laboratório, inclusive do solo do subleito.

Seleção Inicial dos Materiais

Contempla uma seleção inicial dos materiais ou misturas de materiais potencialmente utilizáveis para compor a camada de revestimento primário, com a finalidade de se atingir o atendimento adequado dos aspectos não estruturais, garantindo a não manifestação dos defeitos a eles vinculados e a eliminação de materiais que previamente se deduz seu baixo comportamento estrutural, dado pela sua natureza deformável e/ou expansiva.

Conforme exposto no item 2.10.1, os aspectos não estruturais envolvem a durabilidade da pista associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego e o atendimento das

questões relacionadas ao conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos, não incluindo, entretanto, os defeitos pertinentes à aplicação dos carregamentos oriundos do tráfego. Vinculam-se a esses aspectos os defeitos de poeira, desagregação, falta de aderência com a pista molhada (“sabão”), rugosidade excessiva, corrugações e sulcos de erosão.

Por outro lado, os aspectos estruturais envolvem a capacidade de suporte do conjunto formado pelas camadas de revestimento primário e subleito quando submetidos à ação dos carregamentos oriundos do tráfego. Abrangem a previsão de comportamento em relação ao surgimento e evolução dos defeitos de deformação permanente (“trilha de roda”), resistência ao cisalhamento, arrancamento de partículas e atoleiros.

Inicialmente devem ser realizados ensaios de granulometria por peneiramento dos materiais. Dispensa-se a realização de ensaio de granulometria por sedimentação, pois verificou-se que para solos gerados por intemperismo químico o conhecimento da granulometria da fração fina tem pouca importância na definição do comportamento do material e os critérios aplicáveis para esses tipos de solo também se aplicam para aqueles gerados por intemperismo físico.

Com relação à fração mais fina dos materiais, a forma mais apropriada para realizar a caracterização prévia é através da realização do ensaio padrão para a classificação MCT. Uma vez conhecido o grupo de classificação MCT, verificam-se as recomendações expostas por Nogami e Vilibor (1995) apresentadas no item 2.4.2.

Na impossibilidade de serem realizados ensaios de classificação MCT, em razão da carência de laboratórios que realizam esse tipo de ensaios e em consequência o alto custo e morosidade envolvidos, pode-se recorrer a especificação expedita de materiais para vias não pavimentadas – 4ª Aproximação publicada por D’ávila, Hax e Freitas (2008) exposta no item 2.8.4. Ambos os métodos repercutiram em resultados consistentes entre previsão e comportamento observado no campo para o presente trabalho.

Visando decifrar as características de desgaste mecânico ou de alteração em função das condições climáticas dos agregados ou da fração mais graúda, sugere-se a realização do ensaio de alteração de rochas água-estufa descrito no item 4.3.6. O inconveniente, porém, é a indisponibilidade de valores referenciais na literatura, o que torna a análise um tanto subjetiva, ficando a cargo da experiência e bom senso do profissional envolvido.

Para a previsão do comportamento quanto à erodibilidade, a melhor forma é a partir de

resultados de ensaios de Inderbitzen (avaliação direta da erodibilidade). Porém, verifica-se uma carência de laboratórios que realizam esse tipo de ensaio. Então é possível recorrer às avaliações indiretas baseadas no teor de finos e índice de plasticidade e na classificação MCT, as quais foram apresentadas no item 2.10.1 e se mostraram consistentes para o caso abordado no presente trabalho.

Previsão do Comportamento Estrutural

Com base nos resultados obtidos no presente trabalho, a sugestão apresentada é que seja verificada a segurança com relação à ruptura ao cisalhamento das camadas através de um processo de “Análise de tensões”, comparando-se a tensão principal maior σ_1 atuante no centro de cada camada com a tensão principal maior máxima σ_{1max} correspondente ao nível de tensão principal menor σ_3 atuante no centro da camada. Para que não ocorra a ruptura precoce das camadas o valor de σ_1 deve estar o mais afastado possível do valor de σ_{1max} . Outra forma de abordagem pode ser conduzida através do emprego, com a devida cautela e bom senso do modelo proposto Vésic (1975) apresentado no item 2.10.2. Havendo possibilidade das camadas virem a ficar permanentemente saturadas em campo, os parâmetros de resistência ao cisalhamento a serem adotados devem ser os correspondentes à resistência não drenada.

As respostas do pavimento necessárias para aplicação dos modelos (tensões, deformações e deslocamentos) são obtidas a partir de análises mecanísticas realizadas com a utilização de um programa computacional, como por exemplo o EVERSTRESS 5.0.

Os módulos de resiliência necessários para a realização dos cálculos podem ser obtidos através da realização de ensaios de laboratório ou por retroanálise das deflexões medidas em pavimentos experimentais ou, de forma pouco desejável, através de consulta a literatura para materiais de características semelhantes.

Os demais parâmetros dos materiais, em especial os parâmetros de resistência ao cisalhamento podem ser obtidos a partir de ensaios de laboratório ou de forma pouco desejável, através de consulta a literatura para materiais de características semelhantes.

Uma vez sendo notável a dificuldade de se prever as deformações permanentes das soluções empregadas, tomando como base os resultados obtidos no presente trabalho, vislumbra-se ser sensato selecionar materiais, cuja qualificação inicial seja adequada e prever camadas com espessuras para as condições de umidade de trabalho tal que as tensões atuantes fiquem razoavelmente distante das correspondentes à ruptura por cisalhamento.