

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

**ESTUDO DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO PARA
UTILIZAÇÃO EM ESTRADAS VICINAIS DA
REGIÃO DE SANTANA DO LIVRAMENTO - RS**

Leandro Olivio Nervis

Porto Alegre
2010

LEANDRO OLIVIO NERVIS

**ESTUDO DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO PARA
UTILIZAÇÃO EM ESTRADAS VICINAIS DA REGIÃO DE
SANTANA DO LIVRAMENTO - RS**

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

ORIENTAÇÃO: PROF. DR. WASHINGTON PERES NUÑEZ E
PROF. DR. JORGE AUGUSTO PEREIRA CERATTI.

Porto Alegre

2010

N456e Nervis, Leandro Olivio

Estudo de revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento - RS / Leandro Olivio Nervis. – 2011.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, BR-RS, 2010.

Orientador – Prof. Dr. Washington Peres Nuñez

1. Rodovias não pavimentadas. 2. Mecânica dos solos. 3. Pavimentos - Ensaios. I. Peres Nuñez, Washington, orient. II. Título.

CDU-625.8(043)

LEANDRO OLIVIO NERVIS

**ESTUDO DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO PARA
UTILIZAÇÃO EM ESTRADAS VICINAIS DA REGIÃO DE
SANTANA DO LIVRAMENTO – RS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE 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, Agosto de 2010.

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

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

Professor Luiz Carlos Pinto da Silva Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA:

Professor Luiz Antônio Bressani (UFRGS)
PhD. pelo Imperial College, London, U. K..

Professora Suyen Matsumura Nakahara (UFRGS)
Dra. pela Universidade de São Paulo.

Professor Pedro Domingos Marques Prietto (UPF)
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

À minha família.

AGRADECIMENTOS

A Deus, por estar sempre me iluminando a cada tomada de decisão.

Aos meus pais, Adelino Nervis e Paulina Largo Nervis, por estar sempre disponíveis para conceder incondicionalmente toda a força e apoio necessários nos momentos mais difíceis.

Aos meus orientadores, Prof. Dr. Washington Peres Nuñez e Prof. Dr. Jorge Augusto Pereira Ceratti pela orientação e apoio recebido durante todo o curso e até mesmo antes do ingresso no mesmo. Registra-se aqui uma ocasião em que fui gentilmente recebido pelo Professor Ceratti, o qual me concedeu de pronto todas as informações e orientações necessárias para que eu participasse da seleção para o ingresso no programa e para a adequada compatibilização do curso com o meu trabalho. Agradeço a atenção despendida pelo Prof. Washington, o qual sempre se mostrou acessível e com paciência louvável, sempre me apontando para o norte, não permitindo a perda do foco da pesquisa. São dois educadores exemplares e merecedores de admiração e respeito, aos quais serei eternamente grato. Estendo meu agradecimento também a todos os professores das disciplinas do mestrado pelo conhecimento transmitido.

Ao Superintendente Regional do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA/RS Ilmo. Sr. Mozar Artur Dietrich e às chefias imediatas, representadas pelo Sr. Vladimir Lima e Sr. Nelson Araújo, não somente por propiciar meios necessários para a viabilização da realização das minhas atividades ligadas ao curso, mas também por entender a importância do aprimoramento do conhecimento para o profissional, para a instituição e para a sociedade. Não poderia deixar de agradecer meus colegas de trabalho e de profissão e, sobretudo, amigos, Cesar Alberto Ruver, Clodoir Oliveira da Silva e Ben-Hur Bittencourt, pela força e apoio recebido e por terem sido compreensivos e tolerantes comigo em todas as situações. Agradeço também os colegas Jair Mesquita e Nestor de Abreu pela ajuda prestada na realização dos trabalhos de campo. Em nome das pessoas supracitadas agradeço a todos os demais colegas de trabalho. Um agradecimento especial ao Eng. Rodrigo Lameiras, ex-servidor do INCRA, o qual me foi um importante incentivador no início desta caminhada.

Ao povo trabalhador brasileiro que contribui ao Estado através do pagamento de impostos, ao qual devo não somente os honorários que recebo mensalmente, mas a oportunidade de exercer minha profissão em prol de uma causa social que julgo nobre. Amplia-se este agradecimento ao lembrar que o curso foi realizado em uma instituição pública e que minha educação se deu

desde os primórdios integralmente em escolas públicas.

Ao Prof. Dr. Alfredo Mendes D'Ávila da Universidade Federal de Pelotas – UFPEL por ter sido meu principal incentivador em aceitar o desafio de defender um tema pouco difundido na literatura e no meio técnico e acadêmico. Obrigado por acreditar na minha capacidade de poder contribuir mesmo com uma pequena parcela com este assunto tão importante.

À empresa Cotel Terraplenagem e Pavimentações Ltda. pelo subsídio na construção do trecho experimental e na realização de ensaios de laboratório, em especial aos laboratoristas Sr. Vidal e Sr. Moisés, ao encarregado de obra Sr. Benhur e ao Eng. Ivar Torrico.

Ao Centro de Pesquisa Rodoviárias – CPR do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem – DAER/RS em nome de sua Coordenadora, Eng. Maria Cristina e da Engenheira Marlova pela realização, sem ônus, de ensaios voltados a classificação MCT de solos, estendendo este agradecimento a todos os que contribuíram na realização de tais ensaios.

Aos bolsistas Daniel Martell e Rodrigo Weber e o laboratorista Jair do Laboratório de Pavimentação - LAPAV e a Prof. Dra. Luciana Rohde e o laboratorista Vinicius do Laboratório de Misturas Asfálticas da UFRGS, e em nome deles a todos aqueles que trabalham nestes laboratórios e contribuíram na realização de ensaios utilizados na pesquisa.

Ao grande colega de mestrado Eng. José Antônio Echeveria, e em seu nome todos os colegas que tive a satisfação de conhecer durante o curso.

À empresa Dýnamis Engenharia Geotécnica de São Paulo – SP, em nome de seu Diretor Mauro Hernandez Lozano, estendendo para todos os antigos colegas da empresa, onde me foi dada a oportunidade de exercer meu primeiro emprego como Engenheiro Civil e justamente na área geotécnica, a qual possuo vocação declarada.

Ao professor Talles Araújo da Universidade Federal de Santa Maria por me incentivar e por ter me ensinado a gostar da geotecnia e em nome deles a todos meus mestres da graduação.

Aos colegas de apartamento Vinicius e Márcio, em especial a este último, o qual nunca tem me negado bons conselhos.

À uma pessoa especial que conheci recentemente e que na fase final do trabalho tem se tornado minha principal fonte de inspiração para superar as adversidades encontradas.

Nenhuma grande descoberta foi feita jamais sem um palpite ousado.

Isaac Newton

RESUMO

NERVIS, Leandro Olivio. Estudo de Revestimento Primário para Utilização em Estradas Vicinais da Região de Santana do Livramento - RS. 2010. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGE/C/FRGS, Porto Alegre, 2010.

Neste trabalho foi realizada a avaliação do desempenho do revestimento primário de um trecho experimental de via não pavimentada implantado em Santana do Livramento - RS, Brasil, e a partir dos resultados obtidos, procurou-se estabelecer metodologias e critérios de previsão de desempenho que permitam estimar adequadamente, de maneira prévia, o comportamento esperado da via, quando submetida às ações do tráfego e do clima. A região na qual foi implantado o trecho experimental está inserida dentro da unidade geomorfológica denominada de Depressão Central, numa formação geológica composta de arenito médio a fino, cujo subleito é composto de solo sedimentar arenoso. Duas seções experimentais A e B foram estudadas. A primeira foi composta de uma mistura de dois solos e a segunda composta de uma mistura de solo com agregado natural de arenito. Foram efetuadas medições das deflexões do subleito e da pista pronta com utilização de viga Benkelman. Amostras dos materiais empregados nas misturas e do subleito foram coletadas para a realização de ensaios de laboratório. Foram realizados ensaios de caracterização dos materiais (difratometria de raio-X, granulometria, peso específico dos grãos, limites de Atterberg e classificação MCT), ensaios para a avaliação da resistência ao desgaste e durabilidade do agregado de arenito (abrasão *Los Angeles*, sanidade e alteração de rochas água-estufa), ensaios de compactação, Índice de Suporte Califórnia – ISC, ensaios de cisalhamento direto e triaxiais de carga repetida para a obtenção de módulos de resiliência. Na avaliação do desempenho do trecho experimental foi monitorada a evolução de alguns defeitos típicos de vias não pavimentadas (afundamento de trilha de roda, ondulações, buracos e atoleiros, perda de abaulamento, perda de espessura de revestimento e sulcos de erosão). Os estudos para previsão de desempenho consistiram na aplicação de prescrições e modelos matemáticos e estatísticos encontrados na literatura e na avaliação sobre a correlação e compatibilidade dos mesmos com o desempenho real de campo para o caso. Os resultados obtidos demonstraram que a seção A apresentou baixíssima durabilidade, não sendo recomendada sua aplicação futura. A seção B apresentou desempenho razoável, sendo que sua eventual aplicação futura deverá ser precedida de uma avaliação prévia de custo-benefício em comparação a outras possíveis alternativas. A utilização de dados de deflexão para cálculos estruturais voltados à previsão de desempenho de vias não pavimentadas pode ser uma alternativa interessante, desde que os mesmos sejam confiáveis e consistentes. A interpretação adequada dos resultados de ensaios de granulometria por peneiramento, de classificação MCT e de alteração de rochas água-estufa se mostrou eficaz na qualificação inicial dos materiais, uma vez que se observou coerência entre os defeitos previstos e aqueles que de fato ocorreram. Os modelos para a previsão estrutural do desempenho da via propostos por Vésic, Heukelon e Klomp e Chevron se mostraram aplicáveis para o caso estudado. O desenvolvimento da pesquisa permitiu estabelecer procedimentos mínimos que conduzirão a um melhor desempenho de revestimento primário em vias de baixo volume de tráfego.

Palavras-Chave: revestimento primário; vias não pavimentadas; misturas solo-agregado; mecânica dos solos, mecânica dos pavimentos.

ABSTRACT

NERVIS, Leandro Olivio. Study of Wearing Course for Use in Rural Tracks of the Region of Santana do Livramento - RS. 2010. Master Dissertation in Engineering – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGE/UFGRS, Porto Alegre, 2010.

In this work, the evaluation of the wearing course performance of an experimental unpaved road stretch deployed in Santana do Livramento - RS, Brazil was made, and from results, we tried to establish methodologies and criteria of performance prediction to estimate properly, in advance, the expected behavior of the way, when subjected to the actions of traffic and weather. The region which was implanted the experimental way is inserted into the geomorphological unit called of the Central Depression, in a geological formation composed of medium to fine sandstone, whose subgrade soil is composed of sandy sediment. Two experimental sections A and B were studied. The first was composed of a mixture of two soils and the second composed of a mixture of soil and aggregate natural sandstone. The deflections of the subgrade were measured and the runway ready with use of Benkelman beam. Samples of the materials used in mixtures and the subgrade soil were collected for laboratory testing. Tests of characterization (X-ray diffraction, particle size distribution, specific gravity of solids, Atteberg limits and MCT classification), tests for to evaluate the wear resistance and durability of the sandstone aggregate (Los Angeles abrasion , soundness of agregatte and wet/dry cycles), compaction tests, California Bearing Ratio - CBR, direct shear tests and repeated loading triaxial tests for resilient modulus determinations were performed. In the evaluation of the performance of the experimental way was monitored the evolution of some typical distress of unpaved roads (rutting, ripples and corrugatings, potholes and puddles, loss of bulging, loss of wearing course thickness and erosion grooves). Studies for performance prediction consisted in the application of requirements and mathematical and statistical models found in the literature and in the evaluation of the compatibility and correlation of these with actual field performance for this case. The results showed that the section A had very poor durability and is not recommended its future application. Section B showed reasonable performance, and its eventual future application must be preceded by a preliminary assessment of cost-effective compared to other possible alternatives. The use of deflection data for structural calculations aimed at predicting performance of unpaved roads can be an interesting alternative, since that they are reliable and consistent. The proper interpretation of tests results of the particle size distribution by sieving, classification MCT and wet/dry cycles proved effective for the initial qualification of materials, because was observed the consistency between the predicted and actually occurred distress. The models for predicting of the way structural performance proposed by Vesic, Heukelon and Klomp and Chevron proved applicable to the case study. The development of the research allowed to establish minimum procedures that will lead to better performance coating primary of low traffic volume way.

Key words: wearing course; unpaved ways; mixtures soil-agregatte; soil mechanic, pavement mechanic.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO.....	18
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	25
2.1 DEFINIÇÕES E CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE VIAS NÃO PAVIMENTADAS.....	25
2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS.....	28
2.3 CLASSIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS DE SOLOS.....	30
2.3.1 As classificações Tradicionais e suas Limitações.....	30
2.3.2 A Classificação MCT.....	32
2.3.2.1 Classe L – Comportamento Laterítico.....	32
2.3.2.2 Classe N – Comportamento Não Laterítico.....	34
2.4 ALGUMAS CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES PECULIARES DE SOLOS E AGREGADOS E MÉTODOS VOLTADOS À SUA AVALIAÇÃO.....	35
2.4.1 Mineralogia de Solos e Rochas.....	35
2.4.2 Ensaio Voltados à Classificação MCT.....	36
2.4.3 Alteração de Rochas pela Atuação dos Agentes de Intemperismo.....	39
2.4.4 Resiliência de Solos e Materiais de Pavimentação.....	40
2.5 MISTURAS SOLO-AGREGADO.....	41
2.6 ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES SOBRE A CAMADA DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO.....	44
2.6.1 Especificação do DNIT.....	44
2.6.2 Especificação do DER/SP.....	45
2.6.3 Especificação do DER/PR.....	46
2.6.4 Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	47
2.6.5 Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP).....	50
2.6.6 Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (<i>US Agency for International Development – USAID</i>).....	51
2.6.7 Especificações do Departamento de Transportes da República Sul Africana (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads).....	52
2.7 CRITÉRIOS E MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO.....	54
2.8 AVALIAÇÃO DE CAMPO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS DE VIAS NÃO PAVIMENTADAS.....	61
2.9 COMENTÁRIOS FINAIS.....	64

3 DESCRIÇÃO GERAL DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO E DO TRECHO EXPERIMENTAL	65
3.1 DESCRIÇÕES FÍSICA E GEOLÓGICA	65
3.2 CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA E DESCRIÇÃO DOS PERFIS GEOTÉCNICOS	67
3.3 IMPLANTAÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL	70
4 PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS.....	75
4.1 COLETA DE AMOSTRAS	75
4.2 ENSAIOS REALIZADOS À CAMPO.....	75
4.2.1 Ensaio de Compactação	75
4.2.2 Ensaios para o Controle da Qualidade de Compactação	76
4.2.3 Medidas de Deflexões.....	76
4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	76
4.3.1 Ensaios de Caracterização e Voltados à Aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	76
4.3.2 Ensaios para a Avaliação da Resistência ao Desgaste e Durabilidade do Agregado de Arenito.....	77
4.3.2.1 Ensaio de Abrasão Los Angeles.....	77
4.3.2.2 Ensaio de Sanidade	78
4.3.2.3 Ensaio de Alteração de Rochas Água-estufa.....	78
4.3.3 Ensaios de Compactação, ISC e Expansão	78
4.3.4 Ensaios de Cisalhamento Direto	79
4.3.5 Ensaios Triaxiais de Carga Repetida	80
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	81
5.1 ENSAIOS DE CAMPO.....	81
5.1.1 Ensaio de Compactação	81
5.1.2 Ensaios para o Controle da Qualidade de Compactação	82
5.1.3 Deflexões	82
5.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	88
5.2.1 Ensaios de Caracterização e Voltados à Aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	88
5.2.1.1 Ensaios de Granulometria, Peso Específico dos Grãos, Limites de Atteberg e Classificação MCT.....	88
5.2.1.2 Ensaios de Difractometria de Raio-X	92
5.2.1.3 Ensaios Voltados à Aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)	102

5.2.2	Ensaio para a Avaliação da Resistência ao Desgaste e Durabilidade do Agregado de Arenito.....	104
5.2.2.1	Ensaio de Abrasão Los Angeles.....	104
5.2.2.2	Ensaio de Sanidade	104
5.2.2.3	Ensaio de Alteração de Rochas Água-estufa.....	104
5.2.3	Ensaio de Compactação, ISC e Expansão	105
5.2.4	Ensaio de Cisalhamento Direto	108
5.2.5	Ensaio Triaxiais de Carga Repetida	109
6	PREVISÃO DE DESEMPENHO DO TRECHO EXPERIMENTAL.....	114
6.1	DURABILIDADE DA VIA ASSOCIADA ÀS QUESTÕES CLIMÁTICAS E À AÇÃO ABRASIVA DO TRÁFEGO	114
6.2	CONFORTO DO USUÁRIO E DEGRADAÇÃO MECÂNICA DOS VEÍCULOS	116
6.3	CAPACIDADE DE SUPORTE	116
6.3.1	Análises Mecânicas.....	116
6.3.1.1	Retroanálises	118
6.3.1.2	Análises Pertinentes à Seção A do Trecho Experimental	121
6.3.2	Aplicação de Modelos para Avaliação da Capacidade de Suporte.....	122
6.3.2.1	Aplicação do Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul Africana.....	122
6.3.2.2	Aplicação do Modelo Proposto por Vésic (1975).....	123
6.3.2.3	Aplicação do Modelo Proposto por Heukelom e Klomp (1962)	124
6.3.2.4	Aplicação do Modelo Proposto por Chevron (1984).....	125
6.4	APLICAÇÕES DE ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS NA LITERATURA.....	125
6.4.1	Especificação do DNIT.....	125
6.4.2	Especificação do DER/SP.....	126
6.4.3	Especificação do DER/PR	126
6.4.4	Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D’ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008).....	126
6.4.5	Especificação do South Dakota Local Transportation Assistance Program (SD LTAP)	127
6.4.6	Recomendações do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (<i>US Agency for International Development – USAID</i>).....	127
6.4.7	Especificações do Departamento de Transportes da República Sul Africana (Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads).....	127

7 AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO TRECHO EXPERIMENTAL	129
7.1 METODOLOGIA EMPREGADA.....	129
7.1.1 Afundamento de Trilha de Roda – ATR.....	129
7.1.2 Ondulações, Buracos e Atoleiros.....	130
7.1.3 Perda de Abaulamento	130
7.1.4 Perda de Espessura de Revestimento.....	131
7.1.5 Sulcos de Erosão	131
7.2 INSPEÇÕES REALIZADAS E RESULTADOS OBTIDOS.....	132
7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	135
7.3.1 Afundamento de Trilha de Roda – ATR.....	135
7.3.2 Ondulações, Buracos e Atoleiros.....	139
7.3.3 Perda de Abaulamento	139
7.3.4 Perda de Espessura de Revestimento.....	139
7.3.5 Sulcos de Erosão	140
8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	142
8.1 CONCLUSÕES.....	142
8.2 RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A CONCEPÇÃO DE UM PROJETO DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO PARA VIAS NÃO PAVIMENTADAS.....	145
8.2.1 Investigação Geotécnica Preliminar	146
8.2.2 Seleção Inicial dos Materiais	146
8.2.3 Previsão do Desempenho Estrutural	147
8.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	148
REFERÊNCIAS	149

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: representação esquemática simplificada da solução de revestimento primário alvo da presente pesquisa	22
Figura 2: fluxograma representativo da realização das atividades integrantes da pesquisa.	24
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).....	26
Figura 4: gráfico da classificação MCT (NOGAMI E VILIBOR, 1995).....	37
Figura 5: carta de classificação do método das pastilhas (FORTES, MERIGHI e ZUPPOLINI NETO, 2002).....	39
Figura 6: Primeiros modelos de comportamento tensão-deformação de solos observado no Brasil (MEDINA E MOTTA, 2005).....	40
Figura 7: faixas granulométricas recomendadas para compor camadas de revestimento primário de vias não pavimentadas e suas características de desempenho (adaptado de KELLER e SHERAR, 2003).....	52
Figura 8: diagrama representando a expectativa de desempenho dos materiais (adaptado de PAIGE-GREEN, 1990).....	54
Figura 9: Localização do trecho experimental e das áreas de empréstimo no mapa físico (adaptado de IBGE, 2004).	66
Figura 10: Projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre imagem de satélite (GOOGLE EARTH, 2010).....	66
Figura 11: Projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2008).	67
Figura 12: fotos dos perfis pedológicos do solo. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo do solo residual do arenito (c) área de empréstimo do agregado natural de arenito.....	68
Figura 13: perfis geotécnicos dos solos. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo do solo residual do arenito (c) área de empréstimo do agregado natural de arenito.....	70
Figura 14: área de empréstimo do agregado natural de arenito. (a) predominância de material graúdo; (b) predominância de material mais fino (areia).....	72
Figura 15: representação geométrica esquemática sem escala do trecho experimental.	72
Figura 16: fotos do trecho experimental. (a) seção A; (b) seção B.	74
Figura 17: curva de compactação da composição de solos (ensaio realizado à campo).	81

Figura 18: gráficos deflexão da pista versus deflexão do subleito. (a) seção A; (b) seção B. .	87
Figura 19: distribuição granulométrica do solo do subleito.	90
Figura 20: distribuição granulométrica do solo arenoso.	90
Figura 21: distribuição granulométrica da areia argilosa vermelha.	91
Figura 22: distribuição granulométrica da composição de solos.	91
Figura 23: difratograma do solo do subleito – mineralogia total.	93
Figura 24: difratograma do solo do subleito em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).	94
Figura 25: difratograma do solo arenoso – mineralogia total.	95
Figura 26: difratograma do solo arenoso em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).	96
Figura 27: difratograma da areia argilosa vermelha – mineralogia total.	97
Figura 28: difratograma da areia argilosa vermelha em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).	98
Figura 29: difratograma do agregado de arenito – mineralogia total.	99
Figura 30: difratograma do agregado de arenito em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).	100
Figura 31: curva de compactação do solo do subleito.	106
Figura 32: curva de compactação do solo arenoso.	106
Figura 33: curva de compactação da areia argilosa vermelha.	107
Figura 34: curva de compactação da composição de solos.	107
Figura 35: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito. (a) Corpo de Prova 01; (b) Corpo de Prova 02. ...	110
Figura 36: gráfico plotado a partir da totalidade dos dados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito.	111
Figura 37: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência da composição de solos. (a) Corpo de Prova 01; (b) Corpo de Prova 02.	111
Figura 38: gráfico ilustrativo do efeito da massa específica e da umidade de compactação no módulo de resiliência da composição de solos.	112
Figura 39: esquema ilustrativo da geometria do carregamento.	118

Figura 40: fotos do trecho experimental após ser submetido às ações do tráfego e do clima. (a) seção A na data de 18/06/09; (b) seção B na data de 18/06/09; (c) seção A na data de 29/07/09 e (d) seção B na data de 16/12/09.....	135
Figura 41: gráficos de evolução de ATR. (a) Evolução de ATR x Solicitação de Tráfego e (b) Evolução de ATR x Precipitação Pluviométrica Acumulada.	136
Figura 42: gráfico de evolução das deformações permanentes médias em função do tráfego.	138
Figura 43: gráfico de evolução de perda de abaulamento.	139
Figura 44: gráfico de evolução de perda de espessura de revestimento.....	140
Figura 45: gráfico de evolução do surgimento de sulcos de erosão em função da ocorrência de precipitação pluviométrica.....	140

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: situação da malha viária no Brasil e no Rio Grande do Sul	18
Tabela 2: terminologia do sistema unificado de classificação de solos	30
Tabela 3: esquema para classificação HRB de solos.....	31
Tabela 4: características dos materiais de revestimento primário.	45
Tabela 5: Potencial de utilização de materiais para revestimento primário	46
Tabela 6: Seleção de materiais para revestimento primário de acordo com a especificação proposta por d'Ávila, Hax e Freitas, 2008.....	48
Tabela 7: faixa granulométrica e plasticidade recomendadas para a camada de revestimento primário de vias não pavimentadas.....	50
Tabela 8: sugestão de espessura de camada de revestimento primário para vias rurais a serem implantadas ou reconstruídas.....	51
Tabela 9: recomendações para a seleção de materiais para emprego em camada de revestimento primário de vias não pavimentadas.	53
Tabela 10: DVI – Método de inspeção, critério de avaliação e classe de severidade dos defeitos	63
Tabela 11: RCS/DVI – Escala e classificação da condição da estrada.	64
Tabela 12: resultado do ensaio de compactação realizado à campo.....	81
Tabela 13: deflexões do subleito e da pista pronta – seção A.....	82
Tabela 14: deflexões do subleito e da pista pronta – seção B.	83
Tabela 15: análise estatística das deflexões do subleito.....	84
Tabela 16: dados remanescentes das deflexões do subleito após refinamento realizado a partir de análise estatística.....	85
Tabela 17: dados de deflexão a serem considerados após inferência estatística – Seção A.....	86
Tabela 18: dados de deflexão a serem considerados após inferência estatística – Seção B....	86
Tabela 19: resumo dos resultados dos ensaios de granulometria, peso específico dos grãos, limites de Atteberg e classificação dos solos.....	89
Tabela 20: constituição mineralógica dos solos e do agregado de arenito.....	101
Tabela 21: resultados dos ensaios das pastilhas e resistência a seco.....	103
Tabela 22: resultado do ensaio de alteração de rochas água-estufa.	104

Tabela 23: resultados dos ensaios de compactação e ISC ou CBR.	108
Tabela 24: resultados dos ensaios de cisalhamento direto.	109
Tabela 25: resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência.	113
Tabela 26: resultados obtidos nos cálculos de retroanálise da seção B efetuados com o programa EVERSTRESS.	121
Tabela 27: respostas do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) oriundas da ação do carregamento da seção A do trecho experimental calculadas com utilização do programa EVERSTRESS.	122
Tabela 28: Individualização das subseções para a avaliação de campo do Afundamento de Trilha de Roda - ATR.	130
Tabela 29: Número equivalente de repetições de carga do eixo padrão de 8,2t – N atuante sobre o trecho experimental.	133
Tabela 30: Precipitações pluviométricas acumuladas desde a data da construção da pista experimental (01/04/09) até a data de cada inspeção.	133
Tabela 31: Resumo dos resultados obtidos nas inspeções destinadas a avaliação de desempenho da seção A.	134
Tabela 32: Resumo dos resultados obtidos nas inspeções destinadas a avaliação de desempenho da seção B.	134
Tabela 33: evolução das deformações permanentes médias de cada seção do trecho experimental nas inspeções realizadas a campo.	137

1 INTRODUÇÃO

As vias não pavimentadas, também conhecidas como estradas de terra, de acordo com o Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes – DNIT (2009), representam aproximadamente 86,6% do total da malha viária nacional (apenas 13,4% são pavimentadas) e 93,0% das estradas do Rio Grande do Sul (apenas 7,0% são pavimentadas), conforme exposto na tabela 1.

Quanto à jurisdição das vias não pavimentadas, tem-se que, em nível de Brasil, 90,2% são municipais, 8,8% estaduais e 1,0% federais. No estado do Rio Grande do Sul 96,5% estão sob jurisdição municipal, 3,2% e 0,3% 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.
Pavimentadas	212.445,5	13,4	29,1	58,3	12,6	12.137,8	7,9	44,1	50,1	5,8
Não Pavimentadas	1.368.372,1	86,6	1,0	8,8	90,2	141.439,1	92,1	0,3	3,2	96,5

(fonte: DNIT, 2009)

Verificou-se, através de informações obtidas junto ao banco de dados da Superintendência Regional do Rio Grande do Sul do Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária – INCRA/RS, que o referido Instituto, no período compreendido entre janeiro de 2006 e dezembro de 2009, executou a implantação e recuperação de aproximadamente 1.000km de vias não pavimentadas (média de 250km por ano, aproximadamente). Estas estradas se constituem em vias internas ou de acesso a Projetos de Assentamento (PA's) localizados no estado do Rio Grande do Sul, os quais estão sob jurisdição federal ou estadual. As obras representaram um investimento de aproximadamente 20 milhões de reais (média de 5 milhões

por ano, aproximadamente). A previsão é que para o exercício de 2010 o INCRA/RS execute em torno 200km de vias não pavimentadas, incluindo implantação e recuperação, as quais demandarão um investimento aproximado de 4 milhões de reais.

Dentro da conjuntura destacada acima, fica evidenciada a fundamental importância das estradas não pavimentadas para as comunidades rurais, uma vez que essas vias são responsáveis pela interligação entre tais comunidades e entre estas e a malha rodoviária pavimentada 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 destas vias se constituem num aspecto fundamental para o desenvolvimento sócio-econômico de determinada região rural, permitindo a melhoria da qualidade de vida das comunidades nela abrangida.

Apesar da grande extensão de vias não pavimentadas exposta anteriormente, o que sem dúvida envolve a aplicação de montantes elevados de recursos financeiros tanto para a implantação quanto para a conservação das mesmas, e dada a sua importância social e econômica, verifica-se uma expressiva carência de pesquisas e avanços tecnológicos na área, em especial com relação ao item revestimento primário, não sendo atribuída à questão a importância merecida. O número de publicações sobre o assunto é 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, entre si. Além disso, boa parte dos trabalhos publicados sobre o assunto se embasa nos princípios da mecânica dos solos tradicional, com origem e utilização em regiões de clima predominantemente frio, sendo que sua aplicação em regiões tropicais e subtropicais pode refletir em resultados ineficientes.

Ferry (1986) aponta que ao longo dos anos se verificou uma despreocupação total em relação ao avanço do estado da arte para vias não pavimentadas, cuja principal razão seria o estabelecimento de uma falsa convicção de que todas as vias seriam pavimentadas em breve. Ferreira (2004) afirma não ser necessário pavimentar todas as estradas imediatamente e que nada há de errado com uma bem-construída e bem-mantida via não pavimentada, desde que as cargas e volume de tráfego não demandem uma superfície pavimentada. O Manual de Conservação Rodoviária do Departamento Nacional de Infra-estrutura dos Transportes - DNIT (2005) expõe que para estradas que possuam volume diário de tráfego de 200 a 300

veículos torna-se mais vantajoso economicamente pavimentá-las do que mantê-las com revestimento primário, em razão da exaustão das jazidas economicamente viáveis e, principalmente, pelo custo de operação dos veículos.

Segundo Eaton, Gerard e Dattilo (1987), a vida útil de uma estrada não pavimentada tem duração média de apenas 1 a 2 anos. Vislumbra-se a necessidade da difusão de técnicas adequadas para a construção e manutenção destas vias com vistas a aumentar a durabilidade das mesmas e a introdução de modelos voltados a estimar sua vida útil. Somente a partir deste estágio é que se tornará possível efetuar uma análise econômica comparativa da via considerando a condição de não pavimentada e um projeto de pavimentação da mesma.

A não aplicação de técnicas e estudos racionais na seleção de materiais e soluções para o revestimento primário de vias não-pavimentadas, a qual se dá principalmente pela falta do aprimoramento e da difusão do conhecimento na área mencionados anteriormente, repercute na implantação de estradas de pouca durabilidade e baixo conforto ao usuário, refletindo em desperdícios de recursos financeiros diretos e indiretos e impactos ambientais excessivos.

Estudos publicados por Minella *et al.* (2007) envolvendo duas bacias hidrográficas localizadas em áreas agrícolas do Rio Grande do Sul, uma localizada no município de Agudo e outra no município de Arvorezinha, com áreas de 1,68km² e 1,19km², respectivamente, demonstraram que embora as estradas nas mencionadas bacias ocupem uma área 25 vezes menor que a das lavouras, as mesmas contribuem com um terço da produção de sedimentos nos mananciais. Segundo os autores, as principais causas deste impacto observado abrangem a falta de planejamento da alocação das estradas, escolha inadequada do material de revestimento, baixa frequência de manutenção, ligação direta entre as estradas e a rede fluvial e ligação direta entre as lavouras e as estradas. Os mesmos sugerem que o melhor planejamento na alocação das estradas e na sua manutenção teria grande impacto na diminuição da produção de sedimentos nas duas bacias estudadas. Desta forma, pode-se induzir através deste estudo que a aplicação de um material para revestimento primário de vias não pavimentadas que venha eventualmente a apresentar baixo desempenho, pode contribuir consideravelmente, de maneira conjunta ou não com a soma de outros fatores, para o assoreamento dos mananciais.

Assim, a aplicação de materiais de revestimento primário que apresentem pouca durabilidade, exigirá manutenções mais frequentes das vias não pavimentadas, 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.

Outro aspecto importante a ser enfatizado, é que ainda não é de praxe que se elabore um projeto de engenharia completo para a execução de vias não pavimentadas. Esta questão, além de ocasionar a supressão de qualquer racionalização referente aos aspectos técnicos e econômicos da obra, ainda deixa margem para superfaturamentos da mesma, em especial quando se trata de órgãos públicos, uma vez que os mecanismos de controle pela inexistência de projeto se tornam muito restritos.

Visualiza-se que a modificação da presente realidade, vincula-se ao estabelecimento de critérios e modelos de previsão de desempenho que ao mesmo tempo em que possam retornar respostas satisfatórias para a questão em epígrafe, sejam os mais simples e baratos possível, tornando sua aplicação atrativa e possibilitando que a difusão dos mesmos seja facilitada.

O tema desta pesquisa, qual seja, o estudo de revestimento primário para utilização em estradas vicinais da região de Santana do Livramento – RS, contemplou a avaliação da aplicação de uma solução adotada pelo INCRA/RS para o revestimento primário de vias não-pavimentadas localizadas no referido município. A referida solução consiste na aplicação de uma camada de 15cm de revestimento primário sobre um subleito composto de solo sedimentar arenoso. Essa camada de reforço é constituída por uma mistura de pedregulho de arenito e solo residual de arenito (horizonte B) na proporção de 2:1 em volume, sendo ambos os materiais extraídos de áreas de empréstimos locais (figura 1).

Na região de localização da obra, constatou-se uma carência muito grande de materiais granulares, assim como de materiais argilosos tais que, já de antemão, através de uma caracterização geológica e pedológica, não fossem automaticamente descartáveis para utilização como material de revestimento primário. O material superficial (subleito), por ser predominantemente arenoso, é vulnerável a sofrer desagregação e processos erosivos. Sulcos, voçorocas e bancos de areia são encontrados com freqüência em estradas e no interior de lavouras e campos existentes na supracitada região. Observou-se também que a solução convencionalmente adotada para o revestimento primário das vias locais, cuja composição

típica consiste no agulhamento de uma camada granular de basalto decomposto de granulometria graúda importado da região geomorfológica vizinha sobre o subleito arenoso, além de ser uma solução bastante onerosa, dada a grande distância de transporte deste material, tem apresentado baixo desempenho quanto aos aspectos de trafegabilidade e de durabilidade da via. Tais questões contribuíram para a motivação do estudo do tema em questão.

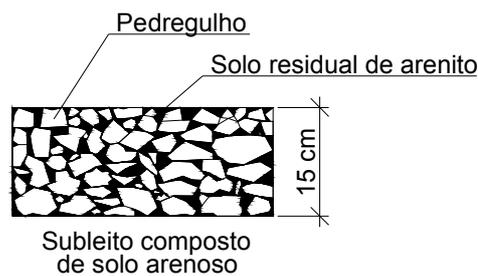


Figura 1: representação esquemática simplificada da solução de revestimento primário alvo da presente pesquisa

Considerando-se a necessidade imediata de serem implantadas vias destinadas ao acesso da comunidade local, adotou-se a solução descrita acima, tomando-se como critérios para tal o aproveitamento de materiais naturais locais, os quais foram previamente qualificados através de ensaios expeditos voltados a avaliar sobretudo durabilidade, expansão e vulnerabilidade à erosão, os quais englobaram o ensaio de alteração de rocha água-estufa e o ensaio da pastilha em solos, os quais serão descritos ao longo do presente trabalho. Optou-se então pela adoção da mistura dos dois materiais referida acima buscando suprir com isso as deficiências esperadas quanto ao comportamento de cada qual quando tratados separadamente. Devido a escassez de métodos simples e consagrados voltados ao dimensionamento da camada, adotou-se a espessura de 15cm com base somente na limitação imposta pelo diâmetro máximo do agregado graúdo. Trata-se, portanto, de um projeto pré-concebido para a implantação de 65 km de vias não pavimentadas.

O objetivo geral da pesquisa foi verificar a validade da solução descrita anteriormente (representada na figura 1), pré-concebida e adotada pelo INCRA/RS em estradas vicinais localizadas no município de Santana do Livramento-RS.

Complementarmente foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- a) indicar os estudos técnicos, envolvendo ensaios de laboratório, análises, dimensionamentos e procedimentos mínimos necessários para a concepção de projetos de revestimentos primários;
- b) avaliar a possibilidade de aproveitamento de deflexões, obtidos com a utilização de viga Benkelman, no cálculos de parâmetros para a previsão de desempenho da via; e
- c) aplicar modelos de previsão de desempenho e comparar os resultados de suas aplicações com o desempenho real de campo de um trecho experimental implantado.

O desenvolvimento das atividades que integraram a presente pesquisa seguiu o fluxograma apresentado na figura 2. Para fins de organização, o presente trabalho foi dividido em vários capítulos, conforme enumerado a seguir, os quais contemplam as atividades abrangidas na referida pesquisa:

- a) revisão bibliográfica (capítulo 2);
- b) descrição geral das áreas de empréstimo e do trecho experimental (capítulo 3);
- c) procedimentos e técnicas experimentais (capítulo 4);
- d) apresentação e análise dos resultados (capítulo 5);
- e) previsão de desempenho do trecho experimental (capítulo 6);
- f) avaliação de desempenho do trecho experimental (capítulo 7);
- g) conclusões e sugestões para trabalhos futuros (capítulo 8).

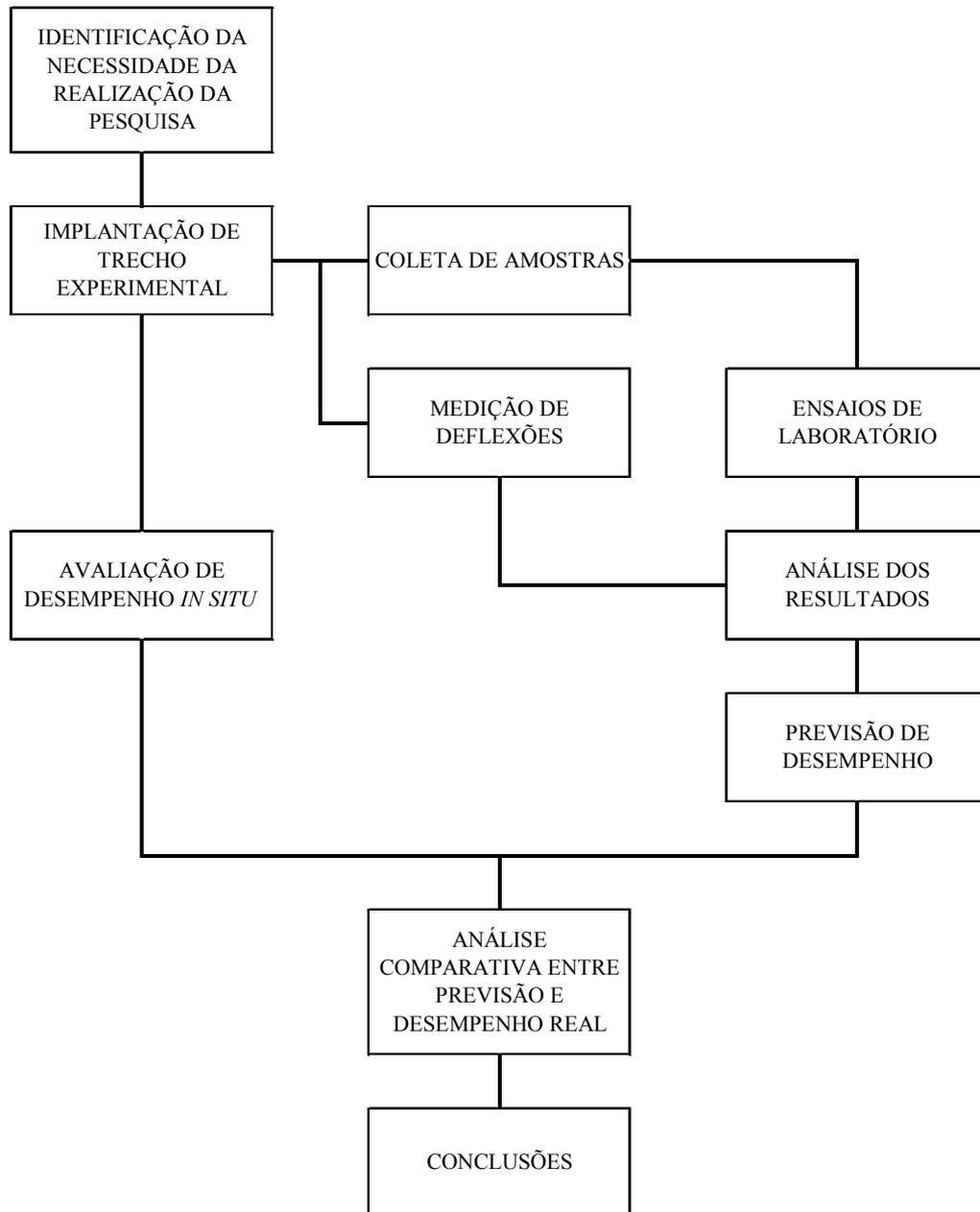


Figura 2: fluxograma representativo da realização das atividades integrantes da pesquisa.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 DEFINIÇÕES E CONSIDERAÇÕES GERAIS SOBRE REVESTIMENTO PRIMÁRIO DE VIAS NÃO PAVIMENTADAS

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 em rodovias não pavimentadas, 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 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 que se manifestam nas vias não pavimentadas, 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 de vias não pavimentadas devem cumprir duas funções básicas: ter qualidade e espessura suficiente 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.

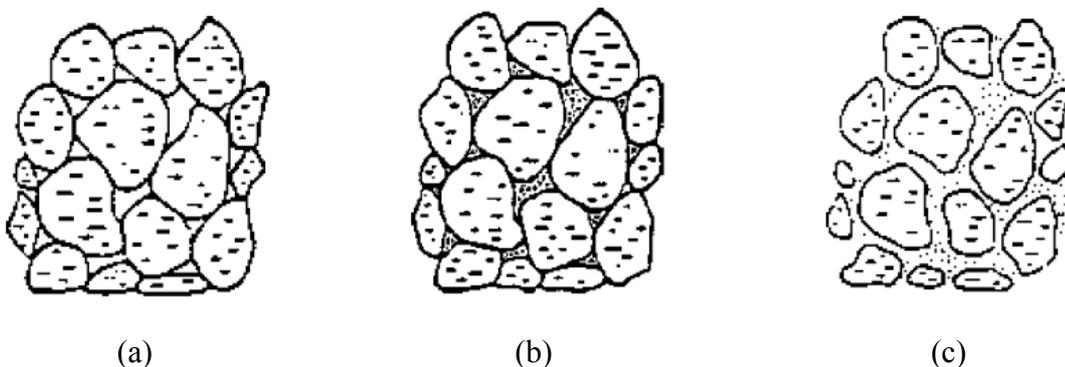


Figura 3: representação esquemática de estados físicos de misturas solos-agregados. (a) agregados sem finos; (b) agregados com finos suficientes para resultar na densidade máxima e (c) agregados com excesso de finos (KELLER e SHERAR, 2003).

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 (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, temos a composição representada na figura 3 (c), na qual o excesso de finos 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.

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.

Kennedy e Mullen (2000) descrevem as principais patologias e defeitos que se manifestam em vias não pavimentadas, sendo enumeradas a seguir aquelas relacionadas ao revestimento primário:

- a) **poeira:** trata-se da perda dos finos da superfície de rolamento quando os mesmos possuem pouca coesão, compactação deficiente ou capacidade reduzida de retenção de água;
- 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) **falta de aderência (“sabão”):** surge quando a superfície de rolamento possui uma quantidade excessiva de finos em relação aos agregados graúdos;
- d) **deformação permanente (“trilha de roda”):** causada pelo elevado teor de umidade do subleito, espessura do revestimento insuficiente e/ou existência de tráfego pesado;
- e) **corrugações:** são causadas por falta de coesão da superfície de rolamento;

- f) **depressões:** consistem no afundamento de uma grande área da superfície de rolamento causadas por uma ruptura generalizada, excesso de umidade e drenagem inadequada;
- g) **“panelas”:** 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.

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.

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS

Solos tropicais são definidos como aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e comportamento distintas dos solos não tropicais, em virtude da atuação no mesmo 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, de acordo com a mesma, para um solo ser considerado tropical não basta que o mesmo 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.

Cozzolino e Nogami (1993) 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 mais superficial das áreas bem drenadas e se caracterizam por apresentar cor em que predominam os matizes vermelho e amarelo, espessuras freqüentemente 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. Nestes solos, todos os minerais foram intemperizados, podendo, portanto, os mesmos apresentar quartzo, mas nunca mica. Desta forma, os mesmos 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 a massa de solo baixa massa específica aparente e alta permeabilidade. As camadas deste 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 freqüentemente 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 freqüente de grande número de minerais, parte dos quais são decorrentes do processo de intemperização e parte herdados da rocha matriz. Pelo fato destes solos guardarem aspectos relacionados à estrutura, mineralogia e cor da rocha matriz, os mesmos também podem ser designados como solos residuais jovens. Os mesmos 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 estes 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 superficial (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 freqüente 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.

2.3 CLASSIFICAÇÕES GEOTÉCNICAS DE SOLOS

2.3.1 As classificações Tradicionais e suas Limitações

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 rodoviário de classificação conhecido internacionalmente como classificação HRB (*Highway Research Board*).

No Sistema Unificado de Classificação de Solos, todos os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, como apresentado na tabela 2 (PINTO, 2002). As cinco primeiras letras indicam o tipo principal do solo e as quatro seguintes correspondem a dados complementares do mesmo.

Tabela 2: terminologia do sistema unificado de classificação de solos

G	Pedregulho
S	Areia
M	Silte
C	Argila
O	Solo Orgânico
W	Bem Graduado
P	Mal Graduado
H	Alta Compressibilidade
L	Baixa Compressibilidade
Pt	Turfas

(fonte: Pinto, 2002)

O sistema HRB, segundo Pinto (2002), também é baseado na granulometria e nas propriedades de consistência dos solos. Neste sistema a classificação se inicia pela constatação da porcentagem de material que passa na peneira nº 200, sendo considerados solos de granulação grosseira os que apresentam menos de 35% de material passando nesta peneira (grupos A-1, A-2 e A-3) e de granulação fina os que possuem mais de 35% de material passando na peneira nº 200 (grupos A-4, A-5, A-6 e A-7). A subdivisão dos solos grosseiros é feita em função das características secundárias, que dependendo da identificação inicial da granulação (fina ou grosseira), podem ser dadas por outras características granulométricas e/ou em função dos índices de consistência dos finos presentes no solo, de acordo com a tabela 3.

Tabela 3: esquema para classificação HRB de solos

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
		% P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30
A-1b	< 50		< 25		< 6
A-3	> 50		< 10		NP
A-2					
% P #200 > 35	A-4				
	A-5				
	A-6				
	A-7-5				
	A-7-6				
	A-7-6				

(fonte: Pinto, 2002)

De acordo com Cozzolino e Nogami (1993), o uso das classificações tradicionais descritas acima 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 HRB 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.

2.3.2 A Classificação MCT

Esta 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 dadas as limitações da aplicação direta das classificações tradicionais para este tipo de solos.

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

2.3.2.1 Classe L – Comportamento Laterítico

Tais solos integram o horizonte B dos grupos pedológicos conhecidos como Latossolos, Solos Podzólicos e Terras Rochas Estruturadas. 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 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 argilo-mineral 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 destes 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 (NOGAMI e VILIBOR, 1995).

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

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. 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. 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 e terras roxas estruturadas. 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.

2.3.2.2 Classe N – Comportamento Não Laterítico

Esta 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 esta 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 seqüência.

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.

2.4 ALGUMAS CARACTERÍSTICAS E PROPRIEDADES PECULIARES DE SOLOS E AGREGADOS E MÉTODOS VOLTADOS À SUA AVALIAÇÃO

2.4.1 Mineralogia de Solos e Rochas

A investigação das substâncias cristalinas e das misturas de substâncias, assim como as determinações da estrutura cristalina dos materiais (solos e rochas) podem ser realizadas através do procedimento de difratometria de raios-X (KIRSCH, 1972). O ensaio consiste na incidência de um feixe monocromático de raios-X sobre o material a ser analisado, sendo que este feixe de raio-X interage com os átomos presentes na amostra, resultando no fenômeno da difração.

2.4.2 Ensaio Voltados à Classificação MCT

A breve abordagem do procedimento do ensaio padrão aplicável para a 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 4 porções da amostra, previamente preparadas com teores de umidade crescentes, e submetê-las ao procedimento de compactação Mini-MCV, o qual será descrito na seqüência, iniciando-se pela porção mais úmida, 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 $A_1, A_2, A_3, A_4, A_8, A_{12}, \dots, A_n, \dots, A_{4n}$. Encerra-se a aplicação de golpes quando a diminuição de altura $A_n - A_{4n}$ for inferior a 0,1mm 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 correspondente. Com este valor é calculado o valor do Mini-MCV para cada curva através da expressão:

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

O próximo passo consiste em se determinar o coeficiente c' , o qual é definido como o coeficiente angular (sem o sinal -) da reta assimilável a 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 obter o valor de c' .

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 seqüência 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 4. Neste gráfico, entra-se com o valor de c' e de e' nas ordenadas, o qual é obtido pela seguinte expressão:

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

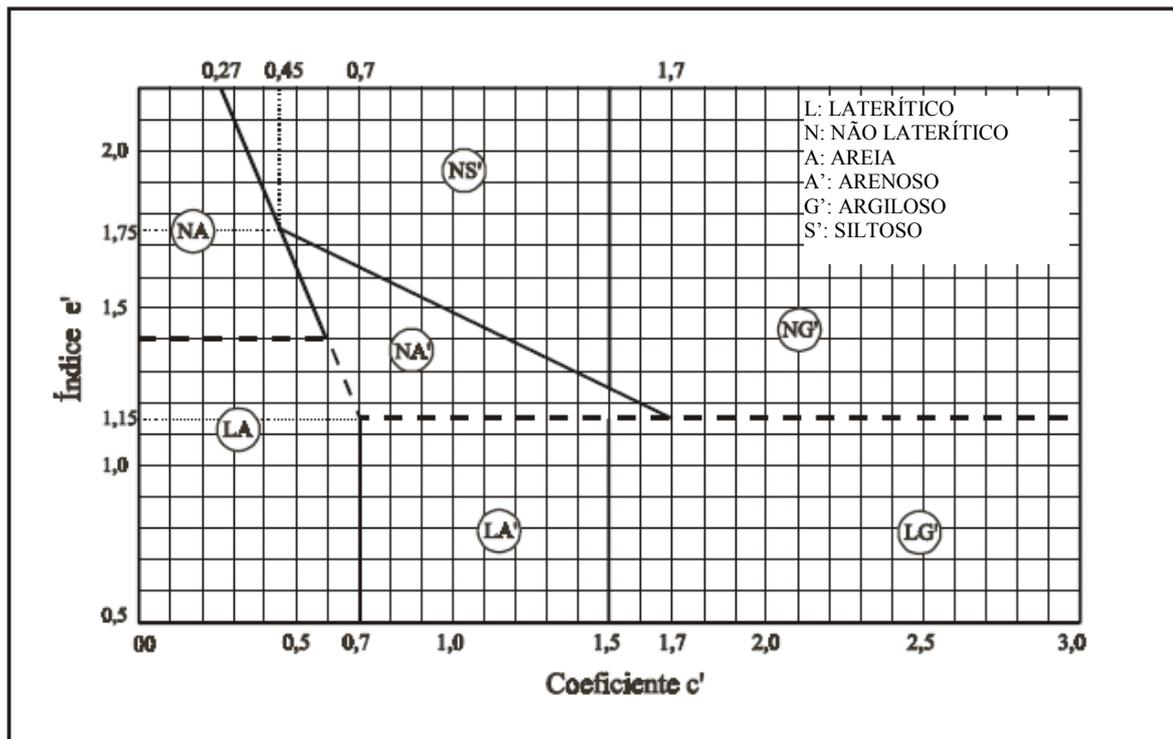


Figura 4: gráfico da classificação MCT (NOGAMI E VILIBOR, 1995).

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 5.

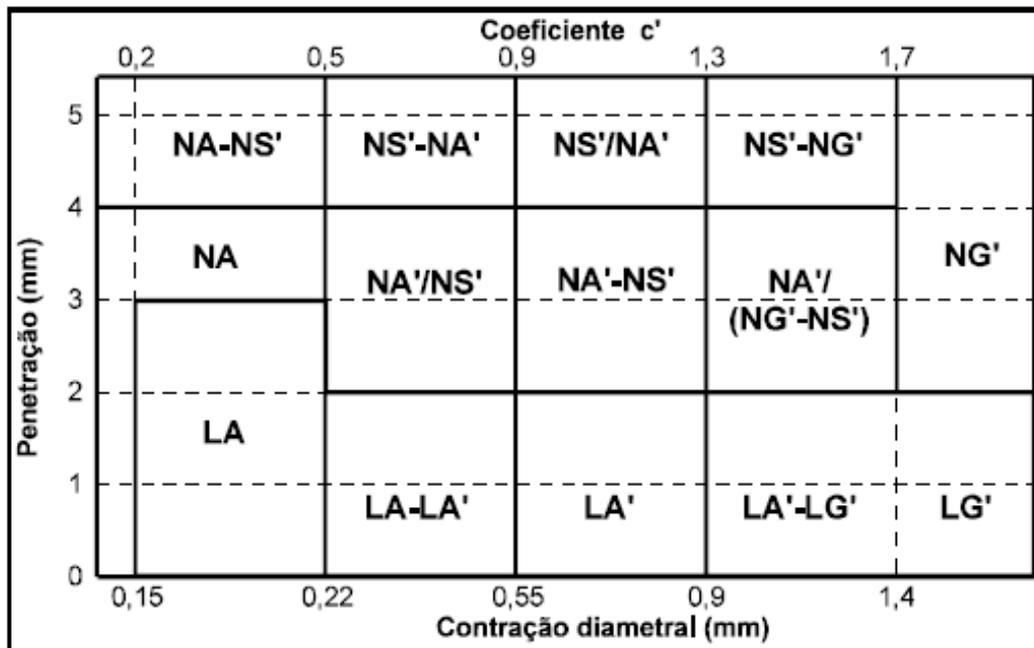


Figura 5: carta de classificação do método das pastilhas (FORTES, MERIGHI e ZUPPOLINI NETO, 2002).

2.4.3 Alteração de Rochas pela Atuação dos Agentes de Intemperismo

De acordo com a exposição contida no Método de Ensaio MRL – 02: Ensaio de Alteração de Rochas Água-Estufa (1990), emitido pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da Companhia Energética de São Paulo – CESP, as características mecânicas das rochas, as quais consistem em algo fundamental a ser considerado nos projetos de obras civis, estão ligadas ao estado de alteração do material e são mutáveis ao longo do tempo, graças à atuação dos agentes do intemperismo.

Segundo a fonte, a alteração do material pela ação do intemperismo, acompanhada ou não do desgaste causado por ações mecânicas, repercute na diminuição da resistência com ou sem produção de finos, na variação das características reológicas do material, na variação na porosidade e permeabilidade e na diminuição das características de aderência e adesividade.

O método de ensaio descrito na referência supracitada, consiste em submeter amostras de rocha à ciclos alternados de imersão em água (24 horas) e secagem em estufa (12 horas) a $100^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}\text{C}$, possibilitando obter um prognóstico sobre o desempenho de tais rochas quando utilizadas como material de construção (exceto para uso como agregados de concreto). Após a ciclagem as amostras deverão ser submetidas a exames quantitativos e qualitativos. O exame quantitativo consiste em comparar a granulometria inicial com a nova granulometria. O

exame qualitativo compreende observações, para cada fração, de rachaduras, fragmentação, desintegração, lasqueamentos, contando-se o número de fragmentos afetados e expressando-se esses totais em histogramas de percentuais acumulados.

2.4.4 Resiliência de Solos e Materiais de Pavimentação

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 ou axiais repetidos, tem-se que as mesmas, segundo Medina e Motta (2005), para cada aplicação de carregamento, sofrem uma deformação axial 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 módulo de resiliência (MR) do mesmo. 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 6) dos primeiros modelos de MR de solos em função do estado de tensões que foram observados no Brasil.

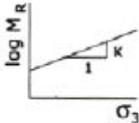
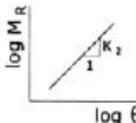
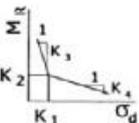
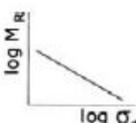
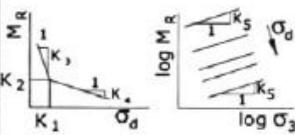
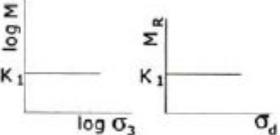
MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<p>arenoso</p> 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	<p>areno-argiloso</p> 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
<p>argiloso</p> 	$M_R = K_2 + K_3 (K_1 - \sigma_d)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	<p>areno-argiloso</p> 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
<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 6: 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 3 e 4. Nos solos finos, o MR, por sua vez, depende principalmente da tensão desvio σ_d , conforme equação 5, que está representado na figura 6 como modelo genérico areno-argiloso, com k_2 negativo em geral, mas não necessariamente.

$$\text{MR} = k_1 \sigma_3^{k_2} \quad (\text{equação 3})$$

$$\text{MR} = k_1 \theta^{k_2} \quad (\text{equação 4})$$

$$\text{MR} = k_1 \sigma_d^{k_2} \quad (\text{equação 5})$$

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 3 ou 4, ou 5. Tais ensaios são padronizados pelas Normas DNER-ME 131/94 e *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO) T307-99*.

2.5 MISTURAS SOLO-AGREGADO

Yoder e Witczak (1975), ao descrever propriedades de misturas solo-agregado, expõem que a estabilidade da mistura depende, sobretudo, da distribuição granulométrica, forma das partículas, densidade relativa, atrito interno e da coesão. Um material granular para apresentar estabilidade máxima deve apresentar ângulo de atrito interno elevado para resistir às deformações quando submetido a carregamentos. Atrito interno e conseqüentemente resistência ao cisalhamento depende principalmente da densidade, forma das partículas e

distribuição granulométrica. Esta última, particularmente a proporção de finos em relação aos agregados, é considerada a mais importante. Uma mistura pobre em finos geralmente tem uma densidade baixa, permeabilidade alta e é um material que apresenta baixa trabalhabilidade durante o processo construtivo. Por outro lado, uma mistura que contém excesso de finos, embora seja facilmente trabalhável durante o processo construtivo, a mesma além de também apresentar uma baixa densidade, tende a ser impermeável e tem sua estabilidade fortemente afetada por condições de umidade adversas. Finalmente, existe uma condição intermediária ideal, na qual a mistura contém finos suficientes para preencher todos os vazios dos agregados e com isso apresentar ganho de resistência ao cisalhamento. Nesse caso, a densidade da mistura é elevada, a sua permeabilidade é baixa e a compactação da mesma é moderadamente dificultosa, mas a ideal sob o ponto de vista da estabilidade, uma vez que a resistência ao cisalhamento é elevada tanto na condição confinada como na não confinada.

Os autores supracitados apresentam curvas da variação da massa específica seca e CBR em função da porcentagem de finos da mistura. Estas curvas foram obtidas a partir de resultados de ensaios de laboratório realizados em misturas solo-agregado contendo várias porcentagens de finos. Os resultados obtidos mostraram que a densidade máxima corresponde a misturas contendo 8 a 10% de material passando na peneira nº 200, enquanto que, de forma contrastante, observou-se que o pico do CBR correspondeu a misturas contendo 6 a 8% de material passando nesta mesma peneira. Desta forma, os mesmos salientam que a utilização do critério de máxima densidade para mensurar a estabilidade da mistura pode ser enganosa.

Os autores ainda expõem outros fatores referentes às propriedades de misturas solo-agregado, como os efeitos da forma das partículas de agregado, da plasticidade dos finos, do degrau da curva granulométrica, da rigidez dos agregados e da permeabilidade. Quanto à forma das partículas dos agregados, observou-se que misturas contendo agregados britados apresentam maior estabilidade do que aqueles de grãos arredondados, devido ao melhor intertravamento entre os grãos. Em relação à plasticidade, constatou-se que, quando a porcentagem de material passante na peneira Nº 30 é baixa, a mesma exerce pouca influência na resistência, entretanto, para quantidades crescentes, a influência da plasticidade tem um incremento considerável. Os resultados obtidos nos estudos realizados pelos autores sugerem que a aplicação de misturas que apresentam curvas granulométricas com granulometria descontínua (curva granulométrica com degrau ou com ausência da fração granulométrica intermediária) pode ser benéfica e, neste caso, a plasticidade dos finos torna-se um fator de menor importância. Quanto à rigidez dos agregados, é aconselhável a utilização daqueles que apresentem perda de massa menor ou

igual a 40% quando submetidos ao ensaio de abrasão *Los Angeles*. Por último, a consideração dos autores com relação à permeabilidade da mistura é de que, no caso da utilização de misturas bem-graduadas, é recomendável a introdução de uma manta de areia entre a camada constituída de solo-agregado e o subleito, caso este for pouco permeável.

Couto, Silveira e Ceratti (2008) relatam estudos referentes a uma mistura solo-agregado, os quais tiveram como enfoque avaliar a viabilidade de utilização deste tipo de mistura em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul. A mistura que foi utilizada nestes estudos é constituída de 60% de agregado pétreo (frações granulométricas 1½”, ¾” e ⅜”) e 40% de argila laterítica (grupo LG’ da classificação MCT), a qual foi adotada com base em resultados obtidos por Silveira e Ceratti (2000) e inúmeros ensaios de compactação e ISC realizados, variando-se as proporções dos materiais. Segundo os autores, a distribuição granulométrica da porção de agregados garante a presença de um esqueleto pétreo responsável pela resistência aos esforços axiais proporcionada pelo atrito interno entre as partículas, enquanto que a característica coesiva do solo, permite o envolvimento das partículas de agregado, acrescentando resistência aos esforços de tração e compressão a que está sujeita a estrutura.

Siveira e Ceratti (2000) apresentam resultados obtidos do estudo de misturas solo-agregado, nas quais se utilizou misturas produzidas cada qual com um tipo de solo diferente, num total de 4, sendo 2 destes solos pertencentes a classe laterítica e dois a classe não laterítica da classificação MCT. Observou-se que para ambas as misturas a capacidade de suporte diminui com o aumento da porcentagem de solo que compõem a mistura. Quando avaliados aspectos relacionados à deformabilidade, observou-se que para o caso das misturas em que se utilizaram solos não lateríticos a condição piora à medida em que é aumentada a porcentagem de solo. Já para o caso dos solos lateríticos, observou-se uma melhora na resistência a deformabilidade da mistura para porcentagens crescentes de solo na constituição da mistura, atingindo um pico para uma porcentagem de aproximadamente 40%.

Specht e Wallau (2005) realizaram estudos voltados à utilização da técnica de estabilização granulométrica como revestimento primário em vias não pavimentadas. No referido trabalho foram estudadas cinco misturas compostas por diferentes proporções de solo e agregados. Os agregados utilizados eram constituídos de uma mistura composta de 30% de pó-de-pedra e 70% de brita ¾” e o solo era predominantemente argiloso (85% de fração argila), classificado segundo a classificação unificada como argila de alta plasticidade (CH) e segundo a classificação HRB como A-7-5. Para cada uma das diferentes proporções de mistura

estudadas foram realizados ensaios de compactação, CBR e ensaios de determinação do coeficiente de condutividade hidráulica. Conclui-se, através dos resultados obtidos na pesquisa, que, para os materiais estudados, as misturas contendo entre 50% e 60% de agregados são as que apresentam melhores características médias para a utilização como revestimento primário em vias não pavimentadas.

Nogami e Vilibor (1995) relatam que a utilização de critérios tradicionais para a escolha de solos-agregados nas regiões tropicais tem repercutido no surgimento de dificuldades de encontrar materiais “in natura” que atendam tais critérios e na constatação de que as bases de solo-agregado, embora não satisfazendo as condições tradicionais, tiveram freqüentemente desempenho satisfatório quando utilizados como componentes solos de comportamento laterítico. Os autores expõem que a imposição granulométrica tradicional não leva em conta natureza dos componentes finos da mistura solo-agregado, entretanto, a prática tem mostrado que no caso de misturas contendo finos lateríticos, a deficiência granulométrica fica compensada pela melhor qualidade dos referidos finos. Desta forma, os autores relatam experiências bem sucedidas de utilização de materiais com granulometria descontínua ou mesmo sem possuir fração acima de 2,00mm para base de rodovias. Os mesmos observaram também que os solos argilosos lateríticos, apesar de possuírem elevados valores de LL e IP, quando apropriadamente compactados, mesmo em contato com a água livre, não se expandem e não perdem sensivelmente a capacidade de suporte, o que põe em dúvida a adoção dos valores limites de LL e IP para as condições tropicais. Quanto às questões referentes à resistência dos grãos, capacidade de suporte e expansão da mistura, os autores sugerem ser mais apropriado o uso de métodos que levem em consideração as propriedades de deformabilidade dos materiais, em substituição aos ensaios de CBR e abrasão Los Angeles em se tratando de misturas solo-agregado nas regiões tropicais.

2.6 ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES SOBRE A CAMADA DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO

2.6.1 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 4, não sendo permitido o uso de materiais que apresentarem expansão maior que 2%.

Tabela 4: 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				
			nº 10 2,0 mm	nº 40 0,425 mm	nº 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)

2.6.2 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 obedeçam as condições descritas na seqüência.

As condições prescritas na supracitada 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 nº 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 nº 10 deve ser constituída de areia natural; a fração que passa na peneira nº 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 este último deve representar cerca de 20% a 30% da mistura total.

2.6.3 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 de vias não pavimentadas, em geral produto de alteração de rocha, deve ser isento de matéria orgânica, apresentar diâmetro máximo do agregado graúdo menor que 3” e boa distribuição granulométrica, ter perda de massa do agregado graúdo 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 5.

Tabela 5: 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)

2.6.4 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 de materiais para vias não-pavimentadas preconizada na presente especificação é efetuada seguindo o prescrito na tabela 6.

Tabela 6: 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)

2.6.5 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 7.

Tabela 7: faixa granulométrica e plasticidade recomendadas para a camada de revestimento primário de vias não pavimentadas.

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 (MR's) 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 8 apresenta sugestões para espessuras do revestimento primário.

Tabela 8: 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 Subleito ¹	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)

2.6.6 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 7.

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.

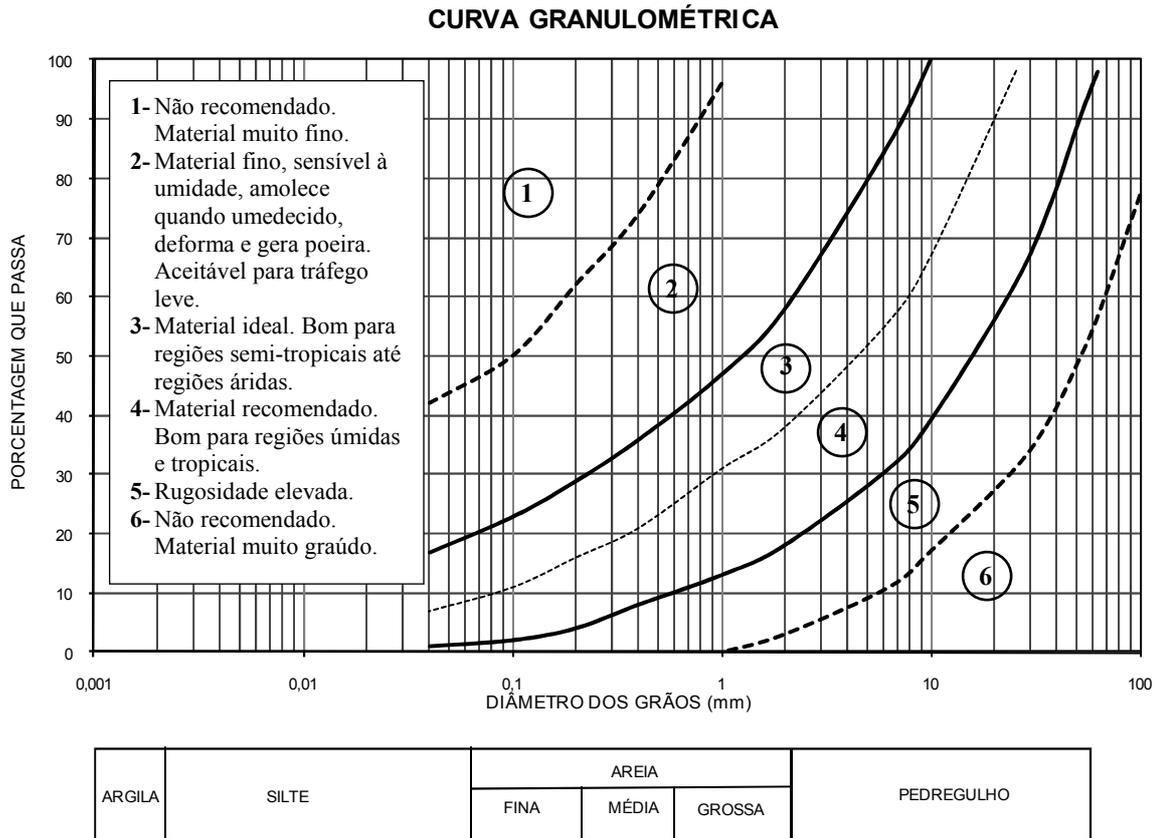


Figura 7: faixas granulométricas recomendadas para compor camadas de revestimento primário de vias não pavimentadas e suas características de desempenho (adaptado de KELLER e SHERAR, 2003).

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

Esta especificação, a qual foi elaborada por Paige-Green (1990), preconiza a utilização do modelo da equação 6 para o dimensionamento da espessura da camada de revestimento primário.

$$T = t \left(1 + \frac{C_t}{100} \right) + GL_p L_d \quad (\text{equação 6})$$

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 6 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 9 e figura 8.

Tabela 9: recomendações para a seleção de materiais para emprego em camada de revestimento primário de vias não pavimentadas.

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)

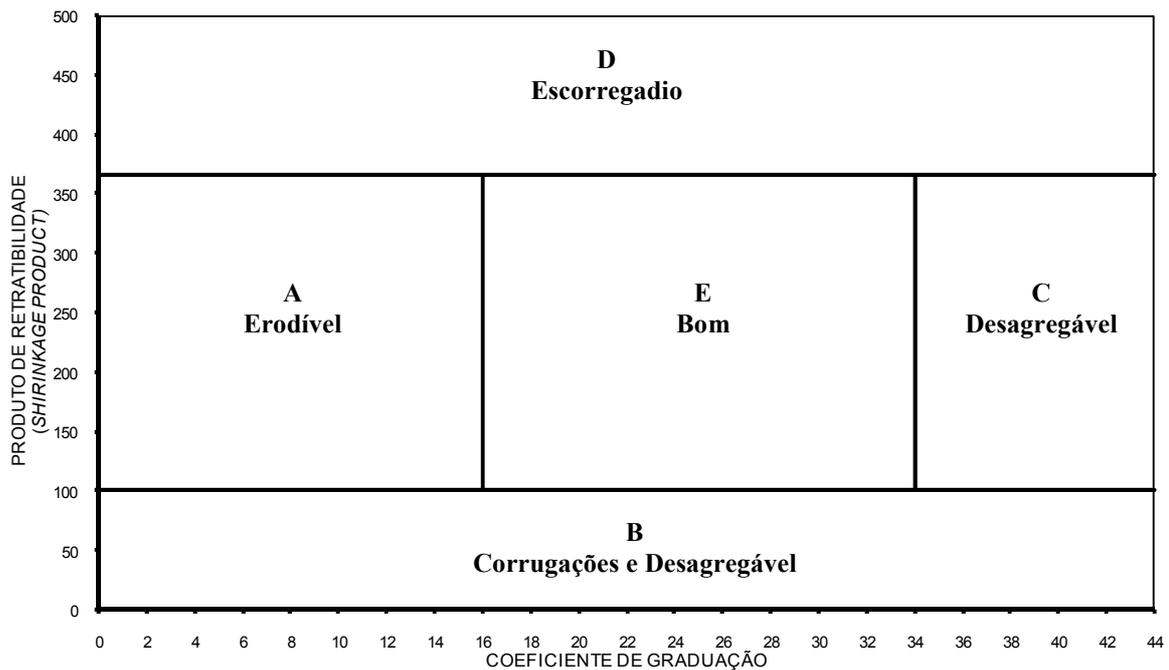


Figura 8: diagrama representando a expectativa de desempenho dos materiais (adaptado de PAIGE-GREEN, 1990).

2.7 CRITÉRIOS E MODELOS PARA PREVISÃO DE DESEMPENHO

Os critérios e modelos para previsão do desempenho do revestimento primário a serem estudados no presente trabalho levarão em conta aspectos relacionados a três grupos elencados a seguir, quais sejam, capacidade de suporte, durabilidade da via associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego e conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos. Nestes grupos estão reunidos os defeitos descritos no item 2.1.

- a) capacidade de suporte: deformação permanente da camada de revestimento primário (“trilha de roda”) e proteção mecânica do subleito;
- b) durabilidade associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego: erosão superficial, desgaste superficial da camada de revestimento primário e intemperização dos materiais graúdos;
- c) conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos: desagregação da camada de revestimento por falta de coesão gerando camada de areia solta (“areião”), poeira, corrugações ou surgimento de “painelas”, falta de aderência da pista em dias de chuva por carência de materiais granulares (“sabão”) e

irregularidade da pista gerando “trepidação”, ocasionada pela presença de excesso de material graúdo e/ou pelo diâmetro elevado dos mesmos.

A partir das alternativas de materiais potencialmente utilizáveis para a constituição da mistura que irá compor o 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, entre outras, a primeira etapa consiste em realizar uma caracterização inicial destes materiais. Esta caracterização abrange, no caso da fração mais fina (diâmetro menor ou igual a 2mm), uma avaliação se os mesmos são resistentes à erosão superficial e se não são excessivamente expansivos quando em contato com a água. No caso dos materiais graúdos, a avaliação abrange a resistência à abrasão e a durabilidade às ações climáticas. Os materiais que não atendem a supracitada caracterização inicial, conseqüentemente têm seu uso descartado e aqueles que atendem são submetidos às análises subseqüentes.

Conforme descrição exposta no item 2.3.2, deduz-se que os solos que apresentam características adequadas relacionadas à resistência à erosão e baixa expansibilidade são os dos grupos LA', LG' e, eventualmente, NA' da classificação MCT. No caso deste último, uma avaliação complementar deverá ser feita, a qual consiste em verificar se a fração areia é bem graduada e se os finos não são excessivamente expansivos. Entretanto, a especificação para revestimento primário do DER/PR exposta no item 2.6.2, além dos mencionados grupos também admite, observadas algumas condições, a utilização de solos dos grupos LA, NA, NS' e NG'.

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.

Uma vez superada a etapa inicial, parte-se para a definição da proporção de cada um dos materiais que integrará a mistura e da espessura da camada de revestimento primário a ser dimensionada. Conforme relatado no item 2.1, fontes como Baesso e Gonçalves (2003) e Keller e Sherar (2003) salientam a importância de uma adequada distribuição granulométrica da mistura que irá compor a camada 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 consideradas para as vias não pavimentadas.

As várias especificações para revestimento primário expostas no item 2.6 apresentam considerações na maioria das vezes distintas em relação aos aspectos supracitados. Baesso e Gonçalves (2003) relatam que há regiões em que se observa uma carência acentuada de fontes de materiais granulares com faixa granulométrica recomendada pela boa técnica para a aplicação em revestimento primário. Assim, pode-se verificar a ocorrência de jazidas com materiais, cujo diâmetro médio varie em torno de 10cm ou mais. Os autores ponderam que ao se levar em conta fatores locais envolvendo disponibilidade de materiais e os custos decorrentes de transporte, em muitos casos, não resta outra saída senão a de recorrer às restritas fontes disponíveis. Sem dúvida, a melhor faixa granulométrica para uma mistura que irá compor a camada de revestimento primário é aquela que atende de maneira otimizada critérios de desempenho pré-estabelecidos, com base na abordagem exposta no item 2.5.

No tocante à avaliação da capacidade de suporte, não foram encontradas na literatura modelos mecânicos específicos para vias não pavimentadas aplicáveis para este processo. Os métodos e modelos preconizados geralmente foram desenvolvidos a partir de análises e observações de comportamento de vias pavimentadas.

Com a finalidade de serem determinadas as ações atuantes e as deformações resultantes em posições específicas do pavimento e do subleito oriundas da aplicação das cargas, parte-se para uma análise mecanística considerando a estrutura composta de camadas múltiplas. Tais informações se constituem em dados de entrada dos diversos modelos existentes na literatura para a avaliação da capacidade de suporte da via. Esses modelos, conforme mencionado

acima, geralmente foram desenvolvidos a partir de dados oriundos do comportamento de vias pavimentadas, sendo, portanto, incerta sua extrapolação para vias não-pavimentadas.

Dentre os diversos modelos existentes, destacam-se aqueles propostos no Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul Africana. Segundo Peraça (2007), a motivação para a utilização destes modelos ampara-se nos fatos de ser a República Sul Africana um dos países mais avançados em termos de tecnologia de pavimentação, dos modelos obtidos através de ensaios laboratoriais terem sido calibrados através de cuidadoso monitoramento de pavimentos e ensaios acelerados com o emprego de simulador de tráfego móvel, dos solos e demais materiais de pavimentação, assim como o clima serem muito semelhantes ao que ocorrem em grande parte do Brasil e dos modelos terem sido empregados com sucesso em experiências locais anteriores.

Para garantir a resistência das camadas contra a ruptura por cisalhamento ou excessivas deformações plásticas graduais, o modelo proposto pelo Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul Africana descrito por Theyse, Beer e Rust (1996) e exposto a seguir (equações 7 e 8), prevê que as tensões cisalhantes devem ser limitadas. A tensão cisalhante admissível é calculada a partir da máxima resistência a um carregamento simples, expresso em termos dos parâmetros de resistência de Mohr-Coulomb, coesão (c') e ângulo de atrito (ϕ').

$$FS = \frac{\text{Resistência ao Cisalhamento}}{\text{Tensão Cisalhante Atuante}} \quad (\text{equação 7})$$

$$FS = \frac{\sigma_3 [K(\text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2) - 1)] + 2Kc' \text{tg}(45^\circ + \phi'/2)}{(\sigma_1 - \sigma_3)} \quad (\text{equação 8})$$

onde:

FS: fator de segurança contra a ruptura por cisalhamento;

σ_1 e σ_3 : tensões principais maior e menor, respectivamente, atuantes na camada;

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.

Os autores expõem que o Fator de Segurança (FS) admissível varia de acordo com a categoria da rodovia e tráfego de projeto, sendo que para estradas rurais de tráfego leve o modelo da equação 9 pode ser utilizado para determinar o número de aplicações de carga que a camada suporta antes de sofrer ruptura por cisalhamento.

$$N = 10^{(2,605122FS+4,510819)} \quad (\text{equação 9})$$

onde:

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

FS: fator de segurança contra a ruptura por cisalhamento.

Para a verificação da proteção do subleito contra deformações permanentes excessivas, o Método Mecanístico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul Africana propõe o modelo da equação 10 para o caso de estradas rurais de tráfego leve.

$$N = 10^{(A-10 \log \epsilon_v)} \quad (\text{equação 10})$$

onde:

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

A: coeficiente de regressão, sendo igual a 33,70 e 36,70 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 pavimentadas, 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 vias não pavimentadas, de acordo com Ferreira (2004), os limites estabelecido em cada referência consultada diferem entre si, sendo considerados severos valores de 30mm, 50mm e 75mm.

Para a avaliação de 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 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 seguinte expressão:

$$\sigma_v(\text{adm}) = \frac{cMR}{1 + 0,7 \log N} \quad (\text{equação 11})$$

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) e exposto na sequência. A expressão 12, segundo os autores, é válida para área de carregamento retangular, BxL.

$$q_0 = \left[q_0'' + \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot g(\theta_1') \right] e^{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right] K \tan(\theta_1') \left(\frac{H}{B} \right)} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot g(\theta_1') \quad (\text{equação 12})$$

$$K = \frac{1 - \sin^2 \theta_1'}{1 + \sin^2 \theta_1'} \quad (\text{equação 13})$$

$$q_0'' = c' N_c S_c + q N_q S_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma S_\gamma \quad (\text{equação 14})$$

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' : coesão efetiva da camada superior;

θ_1 : ângulo de atrito efetivo da camada superior;

c' : coesão efetiva da camada inferior;

θ : ângulo de atrito efetivo 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:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg}(\phi') \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi'}{2}\right)} \quad (\text{equação 15})$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi' \quad (\text{equação 16})$$

$$N_\gamma = 2(N_q + 1) \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{equação 17})$$

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

$$S_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \quad (\text{equação 18})$$

$$S_q = 1 + \operatorname{tg}(\phi') \quad (\text{equação 19})$$

$$S_\gamma = 0,60 \quad (\text{equação 20})$$

De acordo com o exposto pelos autores, quando se trata de cargas de rodas de caminhões pode-se tomar B igual a 21,6cm. Com a carga na superfície tem-se $q=0$ e anula-se a segunda parcela da equação 14 e admitindo um peso específico de 20KN/m³ resulta:

$$q_0'' = c' N_c S_c + 1,3 N_\gamma \quad (\text{equação 21})$$

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.

Chevron (1984) *apud* Gonçalves (1999) propõe o seguinte modelo para a previsão de ocorrência de afundamentos em trilha de roda:

$$N = 1,077 \times 10^{18} (\epsilon_v)^{-4,4843} \quad (\text{equação 22})$$

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.

2.8 AVALIAÇÃO DE CAMPO DAS CONDIÇÕES SUPERFICIAIS DE VIAS NÃO PAVIMENTADAS

Ferreira (2004), em sua dissertação de mestrado, estudou uma aplicação comparativa de diversos métodos existentes na literatura para avaliação das condições superficiais de estradas não pavimentadas. O experimento de campo consistiu na aplicação dos mesmos em uma estrada não pavimentada 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 não pavimentadas 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 para estradas não pavimentadas, 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 não pavimentadas 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 ou 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 10, e as condições são classificadas pela densidade do defeito expressada na porcentagem 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. Os parâmetros a serem avaliados tratam de tipos de defeitos definidos como os mais comuns e que podem ser distinguidos, sendo para estradas não pavimentadas: afundamento de trilha de rodas, ondulações, seção transversal, espessura de revestimento, sulcos de erosão, buracos (‘panelas’) e atoleiros. 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 11.

Tabela 10: 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)

Tabela 11: 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	Bom	Regular	Ruim	Falido

(fonte: Ferreira, 2004)

2.9 COMENTÁRIOS FINAIS

A ampliação das pesquisas e o avanço do conhecimento sobre questões relacionadas às vias não pavimentadas, envolvendo o tema revestimento primário, assim como a sua difusão no meio técnico em geral, é necessária, senão imprescindível, dada a importância social, econômica e ambiental destas vias.

As especificações de revestimento primário existentes apresentam diferenças substanciais entre si. Além disso, observa-se que as mesmas deixam a desejar em determinados aspectos ou o critério para avaliação dos mesmos é demasiadamente superficial.

Estudos voltados ao assunto devem abranger questões relacionadas à previsão de desempenho da via, como por exemplo, a avaliação da capacidade de suporte utilizando modelos mecanísticos e considerar aspectos como o conforto do usuário e a degradação mecânica dos veículos.

Em se tratando de ambientes onde se manifestam solos de comportamento tropical, devem ser priorizadas metodologias que levem em conta as peculiaridades destes solos, dadas as restrições impostas pela aplicação da mecânica dos solos convencional pura, a qual foi desenvolvida para países de clima predominantemente frio.

3 DESCRIÇÃO GERAL DAS ÁREAS DE EMPRÉSTIMO E DO TRECHO EXPERIMENTAL

3.1 DESCRIÇÕES FÍSICA E GEOLÓGICA

O município de Santana de Livramento está localizado na região da campanha gaúcha, na fronteira oeste do estado, divisa com o Uruguai. O trecho experimental de estrada objeto da presente pesquisa (conforme apresentado no capítulo 1) e as áreas de empréstimo dos materiais constituintes da respectiva camada de revestimento primário estão localizados na parte sul do município, conforme representado nas figuras 9 e 10, onde são apresentadas as coordenadas geográficas correspondentes, as quais foram obtidas com a utilização de um GPS de mão de navegação. O trecho experimental e a área de empréstimo do solo residual de arenito estão situados no Projeto de Assentamento (PA) Ibicuí numa distância de aproximadamente 45km na direção leste da sede do município. A área de empréstimo do agregado natural de arenito fica localizada no PA Fidel Castro, as margens da BR 293, próxima a intersecção com a BR 158, à aproximadamente 40km na direção nordeste da sede do município. A distância entre essa e o trecho experimental é de aproximadamente 35km e entre o trecho experimental e a área de empréstimo do solo residual de arenito é de aproximadamente 400m.

As informações 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 dentro da unidade geomorfológica denominada Depressão Central. No local, a temperatura média anual é de 18° C e a precipitação pluviométrica média anual é de 1500 a 1600mm.

Através de consulta ao Mapa de Biomas elaborado pelo Instituto brasileiro de Geografia e Estatística – IBGE, verificou-se que a área onde estão localizados o trecho experimental e as

áreas de empréstimo está compreendida no chamado bioma Pampa. De acordo com nota técnica que acompanha o referido mapa, este 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 9: Localização do trecho experimental e das áreas de empréstimo no mapa físico (adaptado de IBGE, 2004).

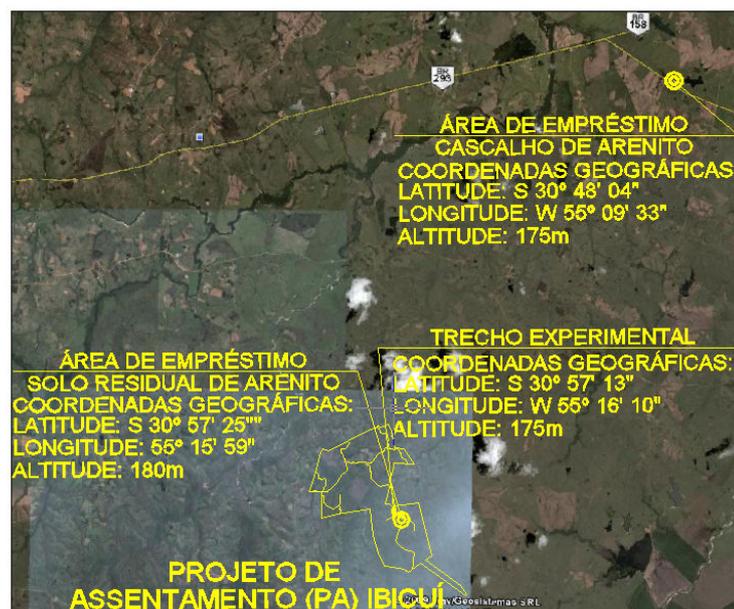


Figura 10: Projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre imagem de satélite (GOOGLE EARTH, 2010).

De acordo com o mapa geológico elaborado pelo Serviço Geológico do Brasil – CPRM, o trecho experimental e as áreas de empréstimo estão localizados dentro da formação geológica Parambóia do grupo Passa Dois, pertencente ao éon Farenozóico, era Paleozóica, período Permiano, identificada pela sigla P3T1p (vide figura 11). Segundo a fonte, a mesma é composta de arenito médio a fino, com geometria lenticular bem desenvolvida, ambiente continental eólico com intercalações fluviais.

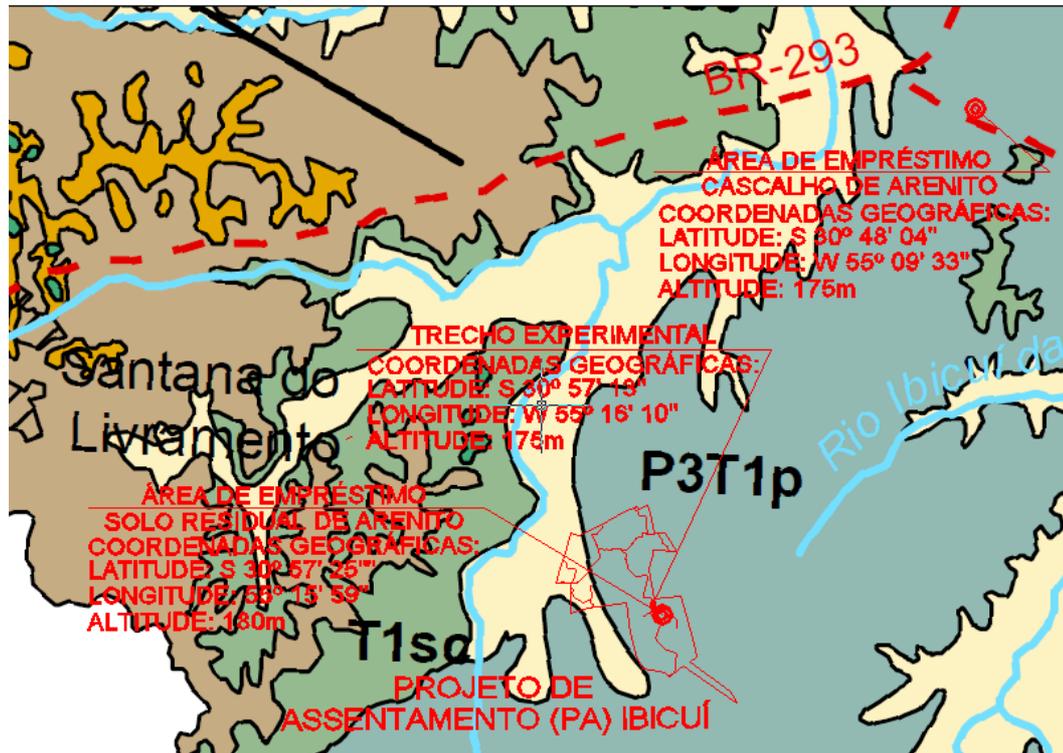


Figura 11: Projeção do trecho experimental e das áreas de empréstimo sobre o mapa geológico (Serviço Geológico do Brasil - CPRM, 2008).

3.2 CARACTERIZAÇÃO PEDOLÓGICA E DESCRIÇÃO DOS PERFIS GEOTÉCNICOS

Através de consulta ao mapa de solos apresentado por Streck *et al.* (2008) verificou-se que o trecho experimental e a área de empréstimo de solo se situam na classe denominada de argissolo bruno-acinzentado alítico abruptico, unidade Livramento, enquanto a área de empréstimo de cascalho se situa na classe denominada de argissolo bruno-acinzentado alítico úmbrico, unidade Santa Maria.

Verificou-se a campo, através de observações dos perfis da escavação das áreas de empréstimo e de uma trincheira aberta ao lado do trecho experimental (figura 12) e

comparando-se os mesmos com as figuras publicados por Streck *et al.* (2008), que o trecho experimental pertence a classe denominada de argissolo vermelho-amarelo, a área de empréstimo do solo residual de arenito pertence à classe denominada de argissolo vermelho e no caso da área de empréstimo do pedregulho de arenito não foi possível enquadrar em nenhuma das classes.

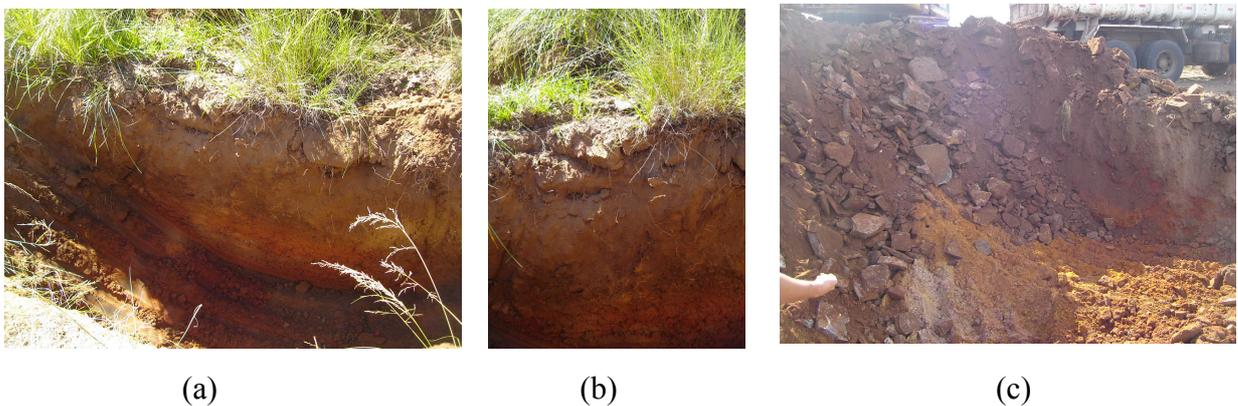


Figura 12: fotos dos perfis pedológicos do solo. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo do solo residual do arenito (c) área de empréstimo do agregado natural de arenito.

Segundo Streck *et al.* (2008) 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 um sequência de horizontes A-Bt-C ou A-E-Bt-C, onde o horizonte Bt é do tipo B textural. Esse horizonte é significativamente mais argiloso do que os horizontes A e E. 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 fica claro pela descrição geológica exposta acima que o mesmo é originário do arenito. As cores vermelhas e vermelho-amarelas indicam ambientes de boa drenagem.

Os autores destacam que os argissolos vermelhos e vermelho-amarelos com textura arenosa nos horizontes superficiais, o que é de fato observado no caso do perfil do subleito, há uma rápida infiltração de água, a qual diminui no horizonte B textural devido a sua menor permeabilidade, o que é mais acentuado quando há uma mudança textural abrupta, também observada no caso do mencionado perfil. A consequência disso é a saturação dos horizontes superficiais, a qual ocorrerá tanto mais rápida quanto menor a espessura dos mesmos, dando início ao escoamento superficial da água. Como resultado, tem-se uma erosão em sulcos, culminando com a formação de vossorocas. Além disso, os autores ainda destacam que os

argissolos originados do arenito, o que é o caso, devido ao fato de serem mais arenosos os torna mais suscetíveis a erosão. Em síntese, o perfil de solo que constitui o subleito em questão é altamente vulnerável a processos erosivos. Esta conclusão implica que o mesmo deve ser protegido quanto a ação das águas pluviais.

Na figura 13 são apresentados os perfis geotécnicos obtidos a partir das observações dos perfis da escavação das áreas de empréstimo e da trincheira aberta ao lado do trecho experimental referentes às fotos da figura 12.

Em ambos os perfis, verificou-se a ocorrência de uma camada superficial, de aproximadamente 0,10m a 1,00m de espessura, composta predominantemente de areia fina com pouca matéria orgânica, porém em quantidade suficiente para conferir uma tonalidade de cinza escura. No local de implantação do trecho experimental, sob a camada superficial, foi encontrada uma camada de areia argilosa vermelha e amarela que se estendeu até a profundidade de aproximadamente 2,00m, na qual a escavação da trincheira foi concluída. Com relação à área de empréstimo do solo residual de arenito, tem-se sob a camada superficial uma camada de aproximadamente 1,50 a 2,00m de areia argilosa vermelha e na seqüência a presença de uma camada de areia rosada que se estendeu até o fundo da escavação. Por fim, tem-se a área de empréstimo do agregado de arenito, na qual verificou-se sob a camada superficial a presença de uma camada de espessura bastante variável, de aproximadamente 1,00 a 3,00m, e características bastante heterogêneas, englobando desde fragmentos de arenito até solo arenoso oriundo da intemperização de tal rocha, com cores diversas, sendo tal camada assente sobre a rocha-mãe. Em nenhum dos perfis se observou a ocorrência do nível de água freático.

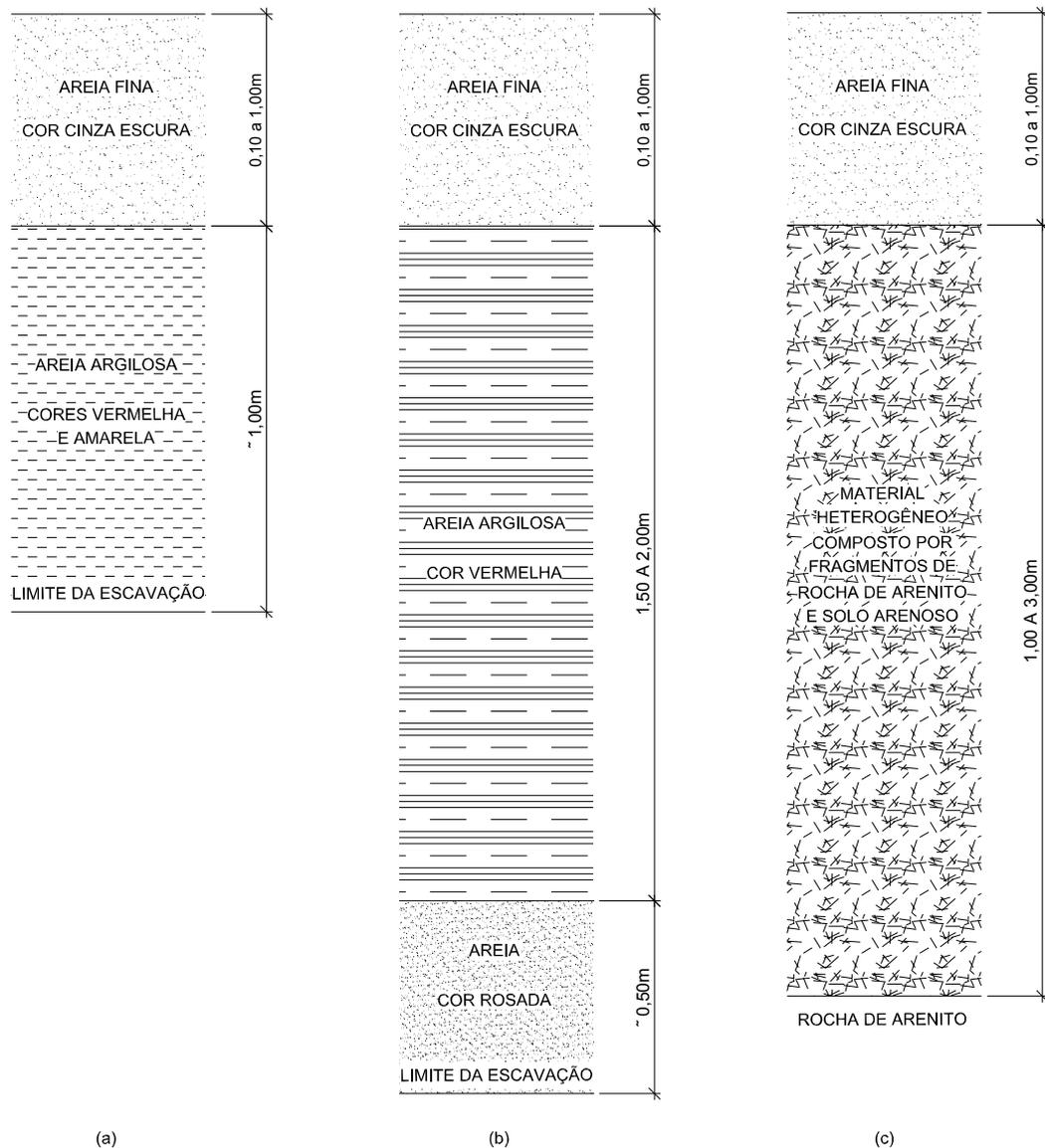


Figura 13: perfis geotécnicos dos solos. (a) subleito do trecho experimental; (b) área de empréstimo do solo residual do arenito (c) área de empréstimo do agregado natural de arenito.

3.3 IMPLANTAÇÃO DO TRECHO EXPERIMENTAL

Conforme exposto no capítulo 1, o objetivo geral da pesquisa descrita nesta dissertação foi verificar a validade da aplicação de uma solução adotada pelo INCRA/RS para o revestimento primário de vias não-pavimentadas localizadas de Santana do Livramento – RS. Essa solução consistia na aplicação de uma camada de 15cm de revestimento primário sobre um subleito composto de solo sedimentar arenoso, sendo tal camada composta de uma mistura de pedregulho de arenito e solo residual de arenito (horizonte B) na proporção de 2:1 em volume (vide figura 1), com ambos os materiais extraídos das áreas de empréstimo descritas no item

anterior. Como parte integrante da pesquisa, implantou-se um trecho experimental, sendo o mesmo incluso num segmento de uma via nova, ou seja, não existente anteriormente. Os detalhes da implantação do mencionado trecho experimental serão expostos a seguir.

Verificou-se que a área de empréstimo de pedregulho apresentou uma considerável heterogeneidade, apresentando veios de material excessivamente graúdo e de material mais fino, com aspecto arenoso (figura 12). Em vista disso, decidiu-se subdividir o trecho experimental em duas seções. Na primeira seção, denominada seção A, a camada de revestimento primário foi constituída de uma mistura composta do material mais fino extraído da área de empréstimo do cascalho de arenito e do solo residual de arenito, na proporção de 2:1 em volume. A segunda seção, denominada de seção B, foi constituída de uma mistura composta do material mais grosseiro extraído da área de empréstimo do agregado natural de arenito e do solo residual de arenito, também na proporção de 2:1 em volume. Além disso, para a seção A, optou-se por diminuir a espessura do revestimento para a ordem de 10cm, com a finalidade de avaliar o desempenho de uma camada mais esbelta. Para a seção B, buscou-se atingir os 15cm de espessura inicialmente previstos.

A subdivisão do trecho experimental exposta acima teve por objetivo propiciar uma avaliação do desempenho das vias considerando as duas condições extremas, ou seja, a ocorrência de material excessivamente graúdo ou excessivamente fino da área de empréstimo de cascalho. Por interpolação, vislumbra-se avaliar o desempenho de situações intermediárias.

Cada uma das seções descritas anteriormente foi executada com 100m de extensão por 8m de largura total (computando-se as sarjetas) e 6m de plataforma de rolamento (revestimento). As drenagens laterais foram constituídas de sarjetas em forma de canaleta com dimensões aproximadas de 1,00m de largura por 0,40m de profundidade, conforme representação esquemática exposta na figura 13. Tais sarjetas se prolongam até o final do trecho experimental tendo continuidade ao longo da via que segue após o mesmo, sendo as águas conduzidas até a interceptação de uma drenagem natural localizada num ponto baixo da estrada. A seção A está situada num segmento reto e plano, apresentando declividades longitudinais de 0 a 1%, enquanto a seção B compreende um trecho curvo e possui declividades longitudinais de 1% a 2% e de 9% na porção final (figura 15).



Figura 14: área de empréstimo do agregado natural de arenito. (a) predominância de material graúdo; (b) predominância de material mais fino (areia).

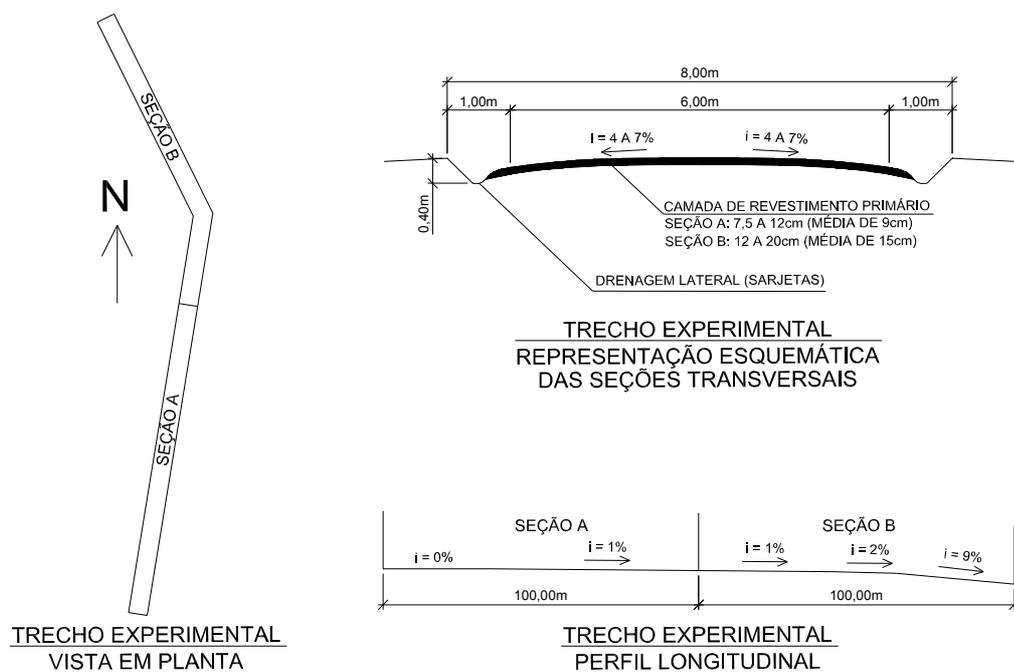


Figura 15: representação geométrica esquemática sem escala do trecho experimental.

O trecho experimental foi construído na data de 01/04/09. A seguir são enumeradas as etapas executivas empregadas na implantação do mesmo:

- a) etapa 1: determinação da umidade ótima de compactação da mistura da seção A (realizada a campo empregando-se o Método da Frigideira preconizado pela norma DAER/RS EL 301/99 e depois verificada em laboratório);

- b) etapa 2: medição das deflexões do subleito com utilização de viga Benkelman;
- c) etapa 3: disposição e espalhamento dos materiais oriundos da jazida de cascalho em ambas as seções;
- d) etapa 4: disposição e espalhamento do solo residual de arenito em ambas as seções;
- e) etapa 5: escarificação para promover a mistura;
- f) etapa 6: compactação com a utilização de rolos do tipo pé-de-carneiro e liso;
- g) etapa 7: verificação do grau de compactação para a seção A (GC~100% e desvio de umidade de 0,6 e 0,8% em comparação com os ensaios realizados no campo e no laboratório, respectivamente);
- h) etapa 8: medição das deflexões da pista com a utilização de viga Benkelman e conferência das espessuras e do abaulamento, este último através de um inclinômetro digital em ambas as seções.

A seção A (figura 16.a) ficou com uma espessura final da camada de revestimento variando entre 7,5 a 12cm (média de 9cm, desvio padrão de 1,7cm e coeficiente de variação igual a 0,19) e abaulamento de pista entre 4 e 7%. A seção B (figura 16.b) ficou com uma espessura variando de 12 a 20 cm (média de 15cm, desvio padrão de 2,4cm e coeficiente de variação igual a 0,16) e abaulamento de pista entre 4 e 7%, exceto na borda direita no trecho em curva.



(a)



(b)

Figura 16: fotos do trecho experimental. (a) seção A; (b) seção B.

4 PROCEDIMENTOS E TÉCNICAS EXPERIMENTAIS

4.1 COLETA DE AMOSTRAS

De maneira prévia a construção do trecho experimental foram coletadas amostras das áreas de empréstimo dos materiais que integrariam a mistura da camada de revestimento referente a seção A com a finalidade de se realizar já *a priori* ensaio de compactação para serem estabelecidas as condições de compactação.

Durante a construção do trecho experimental foram coletadas na pista amostras dos materiais que entraram na composição das misturas empregadas nas duas seções para a posterior realização de ensaios de laboratório. Depois do trecho executado foram coletadas amostras da própria camada na pista, para avaliações posteriores e eventuais realizações de ensaios de laboratório.

Para fins de identificação dos materiais a serem mencionados ao longo deste trabalho, passam a denominar-se de “solo arenoso” um dos materiais empregados na composição de solos aplicada na seção A do trecho experimental, de “agregado de arenito” para um dos materiais empregados na composição aplicada na seção B e de “areia argilosa vermelha” para o material empregado nas composições em ambas as seções. O material do subleito será referenciado como “solo do subleito”, a composição de solos empregada na seção A será referenciada como “composição de solos” e a composição de agregado e solo utilizada na seção B denominar-se-á de “composição de solo e agregado de arenito”.

4.2 ENSAIOS REALIZADOS À CAMPO

4.2.1 Ensaio de Compactação

Foi realizado à campo 1 ensaio de compactação (5 pontos) da composição de solos utilizada no revestimento primário da seção A, com a finalidade de se determinar *a priori* a umidade ótima de compactação e o peso específico aparente máximo.

A amostra foi preparada de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6457/86 e a moldagem dos corpos de prova e a execução do ensaio foi realizada de acordo com a norma brasileira NBR 7.182/86. Na compactação empregou-se a energia normal do ensaio de Proctor.

Para a determinação das umidades em cada ponto, dado necessário para a obtenção da curva de compactação, em razão de questões operacionais e de disponibilidade de tempo, empregou-se, em substituição à secagem de amostras em estufa, o Método da Frigideira preconizado pela norma DAER/RS EL 301/99.

4.2.2 Ensaio para o Controle da Qualidade de Compactação

Para o controle da qualidade da compactação na seção A utilizou-se o Método da Areia, seguindo as recomendações da Norma Brasileira NBR 7185/86, para a determinação do peso específico aparente seco da camada ($\gamma_{d\text{campo}}$) necessário para o cálculo do Grau de Compactação (GC) e o Método da Frigideira preconizado pela norma DAER/RS EL 301/99 para a determinação da umidade. Foram realizadas determinações em dois pontos distribuídos ao longo da seção.

4.2.3 Medidas de Deflexões

Mediram-se as deflexões do subleito e da pista pronta em ambas as seções, utilizando-se uma viga Benkelman analógica e seguindo as recomendações da Norma DNER-ME 024/94. As deflexões foram medidas alternadamente de 20 em 20m em ambas as trilhas, de forma intercalada.

4.3 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

4.3.1 Ensaio de Caracterização e Voltados à Aplicação da Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Foram realizados ensaios de caracterização (difratometria de raio-X, granulometria, peso específico dos grãos, limite de liquidez, limite de plasticidade e de classificação MCT) para os solos utilizados nas composições da camada de revestimento primário em ambas as seções e para o solo do subleito. Ainda foi realizado um ensaio de difração de raio-x no agregado de arenito utilizado na composição da camada de revestimento primário na seção B.

Os ensaios de difratometria de raio-X foram realizados no Laboratório de Difratometria de Raio-X do Instituto de Geociências da UFRGS.

Os ensaios de granulometria e peso específico dos grãos foram realizados no Laboratório de Materiais de Construção Civil da Universidade Federal de Santa Maria – UFSM, sendo os mesmos custeados pela Cotrel Terraplenagem e Construções Ltda. e os de limites de Atteberg foram realizados no próprio laboratório dessa empresa. Os ensaios foram realizados obedecendo-se as Normas Brasileiras NBR 6457/86, NBR 6508/84, NBR 6502/95, NBR 7181/84, NBR 6459/84 e NBR 7180/84.

Os ensaios padrão voltados à classificação MCT foram realizados no Laboratório do Centro de Pesquisas Rodoviárias – CPR do DAER/RS. 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.

Os ensaios voltados à aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008) descrita no item 2.6.4 também foram realizados no Laboratório de Solos da Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas – UFPEL. O procedimento seguido foi aquele apresentado no referido item.

4.3.2 Ensaios para a Avaliação da Resistência ao Desgaste e Durabilidade do Agregado de Arenito

4.3.2.1 Ensaio de Abrasão *Los Angeles*

Com a finalidade de avaliar a resistência à abrasão do material granular empregado na composição da camada de revestimento primário da seção B, o mesmo foi submetido a um ensaio de Abrasão *Los Angeles*, sendo o mesmo realizado no Laboratório de Misturas Asfálticas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

O procedimento empregado na realização do ensaio seguiu a metodologia preconizada pela Norma DNER-ME 035/98. O material em questão possuía graduação graúda, apresentando a totalidade das partículas retidas na peneira de 38mm. Tomou-se então uma amostra de 10Kg deste material e procedeu-se a preparação da amostra de acordo com a Norma supracitada. Na seqüência a mesma foi submetida a 1000 revoluções no interior do cilindro do equipamento padronizado contendo 12 esferas de aço de massa de 5000 ± 25 g. Por fim, determinou-se, de

acordo com o descrito na Norma, a massa do material retida na peneira nº 12 (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*.

4.3.2.2 Ensaio de Sanidade

Com o propósito de quantificar a resistência à desintegração química do material granular empregado na composição da camada de revestimento primário da seção B, o mesmo foi submetido a um ensaio de Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou Magnésio, também conhecido como Ensaio de Sanidade, sendo o mesmo realizado no Laboratório de Misturas Asfálticas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

O procedimento empregado na realização do ensaio seguiu a metodologia preconizada pela Norma DNER-ME 089/94. Tomou-se uma amostra de aproximadamente 3Kg deste material e procedeu-se a preparação da amostra de acordo com a citada Norma. Na seqüência a mesma foi submetida a 5 ciclos de imersão na solução química e de secagem em estufa, seguindo-se rigorosamente as prescrições estabelecidas na Norma. Por fim, efetuaram-se os exames quantitativos e qualitativos previstos na mesma obtendo-se assim o resultado do ensaio.

4.3.2.3 Ensaio de Alteração de Rochas Água-estufa

Foi realizado no Laboratório de Solos da Engenharia Agrícola da Universidade Federal de Pelotas – UFPEL um ensaio de Alteração de Rochas Água-estufa do agregado de arenito, com a finalidade de avaliar em laboratório a durabilidade do mesmo quando submetido aos agentes do intemperismo. O procedimento empregado na realização do ensaio foi aquele prescrito no Método de Ensaio MRL – 02: Ensaio de Alteração de Rochas Água-Estufa (1990), emitido pelo Laboratório Central de Engenharia Civil da Companhia Energética de São Paulo – CESP, cuja descrição resumida está exposta no item 2.4.3. Foi ensaiada uma amostra composta de 2591,71g de material retido na peneira de 50,8mm e de 771,94g passante na peneira de 50,8mm e retido na peneira de 38mm, totalizando 3.363,65g. A mesma foi preparada de acordo com a Norma e submetida a 10 ciclos de molhagem/secagem.

4.3.3 Ensaio de Compactação, ISC e Expansão

Foi feito em laboratório ensaio de compactação (5 pontos) do material proveniente da composição de solos da camada de revestimento primário da seção A, com a finalidade de verificar o valor dos parâmetros obtidos no ensaio de campo e na mesma oportunidade

submeter os corpos de prova obtidos ao ensaio para a determinação do Índice de Suporte Califórnia - ISC ou CBR (*California Bearing Ratio*) e expansão. Foram também submetidos a estes mesmos ensaios todos os solos envolvidos no presente trabalho, inclusive o pertinente ao subleito. Os ensaios foram realizados no laboratório de solos da empresa Cotrel Terraplenagem e Construções Ltda

As amostras foram preparadas de acordo com as recomendações da norma brasileira NBR 6457/86 e a moldagem dos corpos de prova e a execução dos ensaios de compactação foi realizada de acordo com a norma brasileira NBR 7.182/86. Na compactação empregou-se a energia normal do ensaio de Proctor. Os ensaios para obtenção do Índice de Suporte Califórnia – ISC ou CBR (*California Bearing Ratio*) foram realizados seguindo-se a Norma Brasileira NBR 9895/87. No ensaio de expansão foi aplicada uma sobrecarga de 4,5kg.

4.3.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto da composição de solos empregados na camada de revestimento primário da seção A do trecho experimental descrito no item 3.3 e do solo do subleito. Tais ensaios tiveram a finalidade de determinar os parâmetros de resistência c' e ϕ' dos referidos materiais. Os mesmos foram realizados no laboratório de solos da Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFRGS.

Os procedimentos empregados para a realização dos ensaios referidos acima seguiram as recomendações feitas por Head (1982), além das Normas BS 1377 – 90: *British Standard Methods of Test for Soils for Civil Engineering Purposes – part 7 – Shear Strength Tests (total stress)* e 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. O equipamento ensaia corpos de prova 60mm de diâmetro e 20mm de altura, os quais ficam 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 transdutores também devidamente calibrados. A aquisição dos dados de forças cisalhantes e deslocamentos foi efetuada de forma automática através de um microcomputador conectado à célula de carga e aos transdutores. O *software* utilizado para o gerenciamento do processo de aquisição de dados foi o Hewlett Packard HP-Vee.

A moldagem dos corpos de prova foi realizada tomando como base os parâmetros das curvas de compactação obtidas nos ensaios de compactação. Em cada ensaio, a caixa de cisalhamento era inundada com água destilada permanecendo neste estado pelo menos por 12 horas. Os corpos de prova foram cisalhados na condição inundada até sofrerem deslocamento horizontal de aproximadamente 6,5mm. Para cada material foram ensaiados 3 corpos de prova, aplicando-se tensões normais de 200, 400 e 600 kPa.

4.3.5 Ensaio Triaxiais de Carga Repetida

Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados com a finalidade de determinar o módulo de resiliência da composição de solos empregados na camada de revestimento primário da seção A e do solo do subleito. Tais ensaios, cuja descrição resumida sobre a forma de realização dos mesmos foi apresentada no item 2.4.4, foram realizados no Laboratório de Pavimentação da UFRGS, utilizando-se uma câmara triaxial para a execução dos mesmos. Foram realizados 2 ensaios para cada material a ser analisado.

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.

Após a moldagem, os corpos de prova eram transportados e devidamente posicionados na câmara triaxial. Dois transdutores de deslocamento do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transformer*) eram instalados no interior da câmara apoiados em parafusos extensores fixados no cabeçote (*top cap*) com a finalidade de medir as deformações elásticas. Na seqüência era efetuada a aplicação dos carregamentos, sendo que a mesma era feita 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 era realizada automaticamente pelo programa, o qual também calculava os módulos de resiliência para cada estado de tensão.

Para a realização dos ensaios seguiram-se as recomendações, inclusive quanto aos pares de tensão σ_d e σ_3 , da Norma da *AASHTO TP46-94*. Tal decisão foi tomada em razão da ocorrência de tentativas frustradas de realização de ensaios de corpos de prova moldados com o solo do subleito seguindo-se as recomendações da Norma DNER-ME 131/94, os quais rompiam ainda na fase de condicionamento.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

5.1 ENSAIOS DE CAMPO

5.1.1 Ensaio de Compactação

Na tabela 12 são apresentados os resultados obtidos no ensaio de compactação realizado a campo na composição de solos empregada na seção A, o qual seguiu os procedimentos descritos no item 4.2.1. Na figura 17 é apresentada a respectiva curva de compactação.

Tabela 12: resultado do ensaio de compactação realizado à campo.

Material	Umidade ótima (%)	Peso específico aparente seco (kN/m ³)
Composição de Solos	11,0	18,50

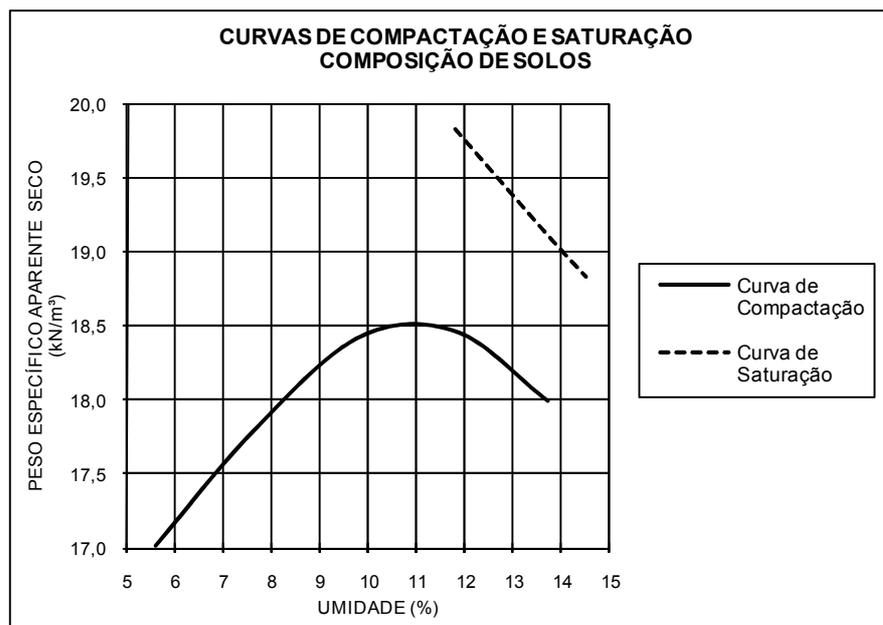


Figura 17: curva de compactação da composição de solos (ensaio realizado à campo).

A umidade ótima obtida é típica de solos com granulometria predominantemente arenosa.

Conforme será apresentado posteriormente, diferenças pouco expressivas foram observadas entre este ensaio e aquele de checagem realizado em laboratório, no qual as umidades foram determinadas através da utilização de estufa para a secagem das amostras.

5.1.2 Ensaio para o Controle da Qualidade de Compactação

O grau de compactação determinado nos dois pontos distribuídos ao longo da seção A foram de 100,6% e 100,9%, com desvios de umidade de -0,3% e -0,5%, respectivamente. Tais resultados apontam uma excelente qualidade da compactação da referida seção.

5.1.3 Deflexões

Nas tabelas 13 e 14 são apresentadas as deflexões medidas no topo do subleito e na superfície de rolamento das pistas acabadas.

Tabela 13: deflexões do subleito e da pista pronta – seção A.

DADOS DO TRECHO EXPERIMENTAL - SEÇÃO A					
Estaca (m)	Trilha	Abaulamento (%)	Espessura do Revestimento (cm)	Deflexões (mm x 10⁻²)	
				Subleito	Pista
0+000	D	6,3	7,5	134	120
0+010	E	5,2	7,5	214	80
0+020	D	6,7	9,0	140	122
0+030	E	6,2	12,0	176	140
0+040	D	5,9	9,0	154	74
0+050	E	5,6	7,5	240	180
0+060	D	5,3	7,5	90	68
0+070	E	4,0	12,0	580	220
0+080	D	6,1	9,0	210	132
0+090	E	4,7	9,0	330	230
Abaulamento Médio - Trilha Direita (%):					6,1
Abaulamento Médio - Trilha Esquerda (%):					5,1
Espessura Média do Revestimento (cm):					9,0
Análise Estatística das Deflexões	Subleito	Média (mm x 10 ⁻²):			226,8
		Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):			140,9
		Coeficiente de Variação:			0,62
	Pista	Média (mm x 10 ⁻²):			136,6
		Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):			57,7
		Coeficiente de Variação:			0,42

Tabela 14: deflexões do subleito e da pista pronta – seção B.

DADOS DO TRECHO EXPERIMENTAL - SEÇÃO B					
Estaca (m)	Trilha	Abaulamento (%)	Espessura do Revestimento (cm)	Deflexões (mm x 10⁻²)	
				Subleito	Pista
0+000	D	3,0	13,0	76	60
0+010	E	5,5	12,5	240	128
0+020	D	1,7	17,0	70	60
0+030	E	4,5	13,0	168	104
0+040	D	1,2	20,0	60	52
0+050	E	6,0	17,5	90	80
0+060	D	5,1	15,0	90	80
0+070	E	5,1	12,0	84	82
0+080	D	5,8	16,0	104	90
0+090	E	4,0	15,5	140	196
0+100	D	6,8	15,0	140	120
Abaulamento Médio - Trilha Direita (%):					3,9
Abaulamento Médio - Trilha Esquerda (%):					5,0
Espessura Média do Revestimento (cm):					15,1
Análise Estatística das Deflexões	Subleito	Média (mm x 10 ⁻²):			114,7
		Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):			53,5
		Coeficiente de Variação:			0,47
	Pista	Média (mm x 10 ⁻²):			95,6
		Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):			41,2
		Coeficiente de Variação:			0,43

Numa primeira análise, tomou-se conjuntamente os dados de deflexão do subleito nas seções A e B e calculou-se os principais indicadores estatísticos para o conjunto de dados, conforme apresentado na tabela 15.

Tabela 15: análise estatística das deflexões do subleito.

Seção	Estaca (m)	Trilha	Deflexões do Subleito (mm x 10 ⁻²)
A	0+000	D	134
	0+010	E	214
	0+020	D	140
	0+030	E	176
	0+040	D	154
	0+050	E	240
	0+060	D	90
	0+070	E	580
	0+080	D	210
	0+090	E	330
B	0+000	D	76
	0+010	E	240
	0+020	D	70
	0+030	E	168
	0+040	D	60
	0+050	E	90
	0+060	D	90
	0+070	E	84
	0+080	D	104
	0+090	E	140
	0+100	D	140
Análise Estatística	Média (mm x 10 ⁻²):		168,10
	Mediana (mm x 10 ⁻²):		140
	Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):		116,9
	Coeficiente de Variação:		0,70

O coeficiente de variação igual a 0,70 indicou uma acentuada heterogeneidade dos dados analisados. Observou-se que alguns resultados com valores mais altos se afastavam consideravelmente da mediana, enquanto que os demais se concentram em torno da mesma. Desta forma, no intuito de produzir uma amostragem mais homogênea, optou-se por desconsiderar do conjunto o quartil superior (25% de deflexões mais elevadas), restando os valores apresentados na tabela 16. O coeficiente de variação recalculado igual a 0,36, considerando as deflexões do subleito após o refinamento, aponta um conjunto de dados bem mais homogêneo.

Tabela 16: dados remanescentes das deflexões do subleito após refinamento realizado a partir de análise estatística.

Seção	Estaca (m)	Trilha	Deflexões do Subleito (mm x 10 ⁻²)
A	0+000	D	134
	0+020	D	140
	0+030	E	176
	0+040	D	154
	0+060	D	90
	0+080	D	210
B	0+000	D	76
	0+020	D	70
	0+030	E	168
	0+040	D	60
	0+050	E	90
	0+060	D	90
	0+070	E	84
	0+080	D	104
	0+090	E	140
	0+100	D	140
Análise Estatística	Média (mm x 10 ⁻²):		120,4
	Mediana (mm x 10 ⁻²):		119
	Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):		43,5
	Coeficiente de Variação:		0,36

Na seqüência, procurou-se relacionar as deflexões nas superfícies das pistas com as deflexões no topo do subleito e a espessura da camada de revestimento. Nessa análise de regressão múltipla, realizada com o software STATISTICA 7, foram eliminados os valores espúrios indicados pelo software. Como resultado, restaram os dados apresentados nas tabelas 17 e 18, pertinentes às seções A e B, respectivamente.

Ao realizar uma comparação estatística das deflexões da pista considerando o refinamento efetuado observou-se que o coeficiente de variação para a seção A caiu de 0,42 quando considerado o conjunto inteiro de dados (tabela 13) para 0,28 após o refinamento (tabela 17). No caso da seção B o mesmo caiu de 0,43 (tabela 14) para 0,27 (tabela 18).

Tabela 17: dados de deflexão a serem considerados após inferência estatística – Seção A.

DADOS DO TRECHO EXPERIMENTAL - SEÇÃO A					
Estaca (m)	Trilha	Abaulamento (%)	Espessura do Revestimento (cm)	Deflexões (mm x 10⁻²)	
				Subleito	Pista
0+000	D	6,3	7,5	134	120
0+020	D	6,7	9,0	140	122
0+030	E	6,2	12,0	176	140
0+040	D	5,9	9,0	154	74
0+060	D	5,3	7,5	90	68
0+080	D	6,1	9,0	210	132
Análise Estatística das Deflexões		Subleito		Média (mm x 10 ⁻²):	150,7
				Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):	40,6
				Coeficiente de Variação:	0,27
		Pista		Média (mm x 10 ⁻²):	109,3
				Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):	30,6
				Coeficiente de Variação:	0,28

Tabela 18: dados de deflexão a serem considerados após inferência estatística – Seção B.

Estaca (m)	Trilha	Abaulamento (%)	Espessura do Revestimento (cm)	Deflexões (mm x 10⁻²)	
				Subleito	Pista
0+000	D	3,0	13,0	76	60
0+020	D	1,7	17,0	70	60
0+030	E	4,5	13,0	168	104
0+040	D	1,2	20,0	60	52
0+050	E	6,0	17,5	90	80
0+060	D	5,1	15,0	90	80
0+070	E	5,1	12,0	84	82
0+080	D	5,8	16,0	104	90
0+100	D	6,8	15,0	140	120
Análise Estatística das Deflexões		Subleito		Média (mm x 10 ⁻²):	98,0
				Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):	34,9
				Coeficiente de Variação:	0,36
		Pista		Média (mm x 10 ⁻²):	80,9
				Desvio Padrão (mm x 10 ⁻²):	22,0
				Coeficiente de Variação:	0,27

Constatou-se que para ambas as seções a espessura da camada de revestimento primário apresentou influência insignificante na deflexão da pista. No caso da seção A, verificou-se para os dados em estudo uma fraca correlação ($r^2 = 0,4563$) da deflexão da pista em função da

deflexão do subleito, cuja representação gráfica é apresentada na figura 18a. Já na seção B, esta mesma correlação é boa ($r^2=0,7927$), cuja representação gráfica é apresentada na figura 18b.

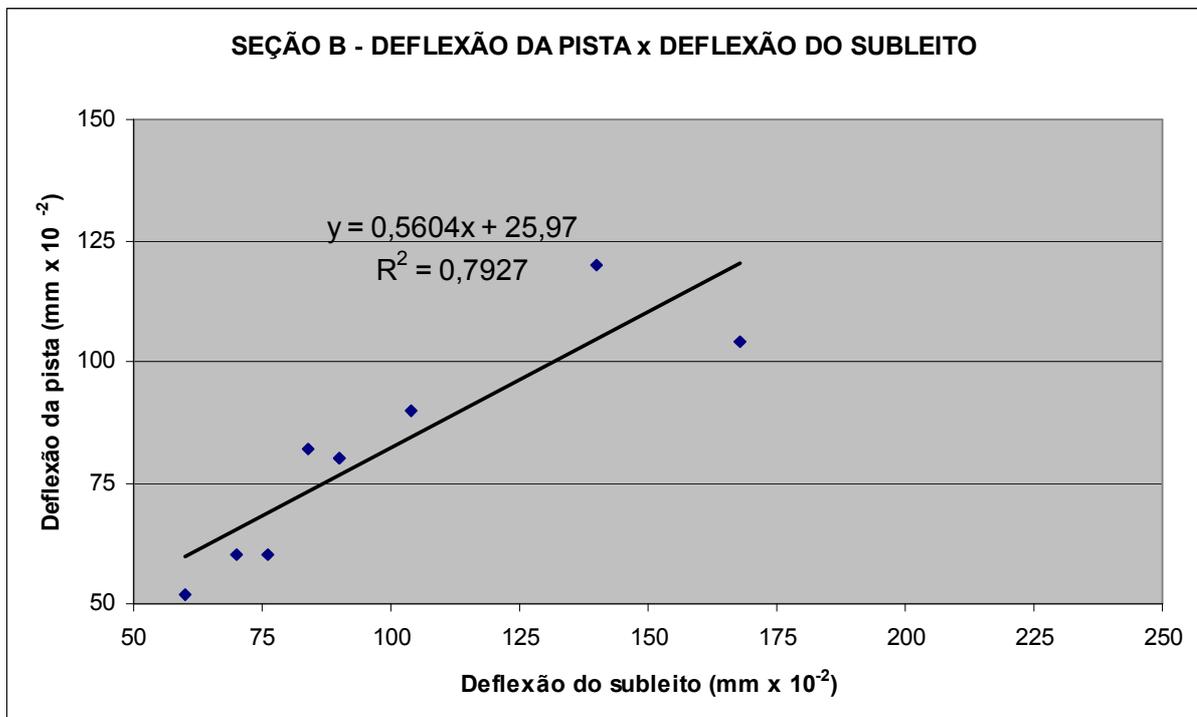
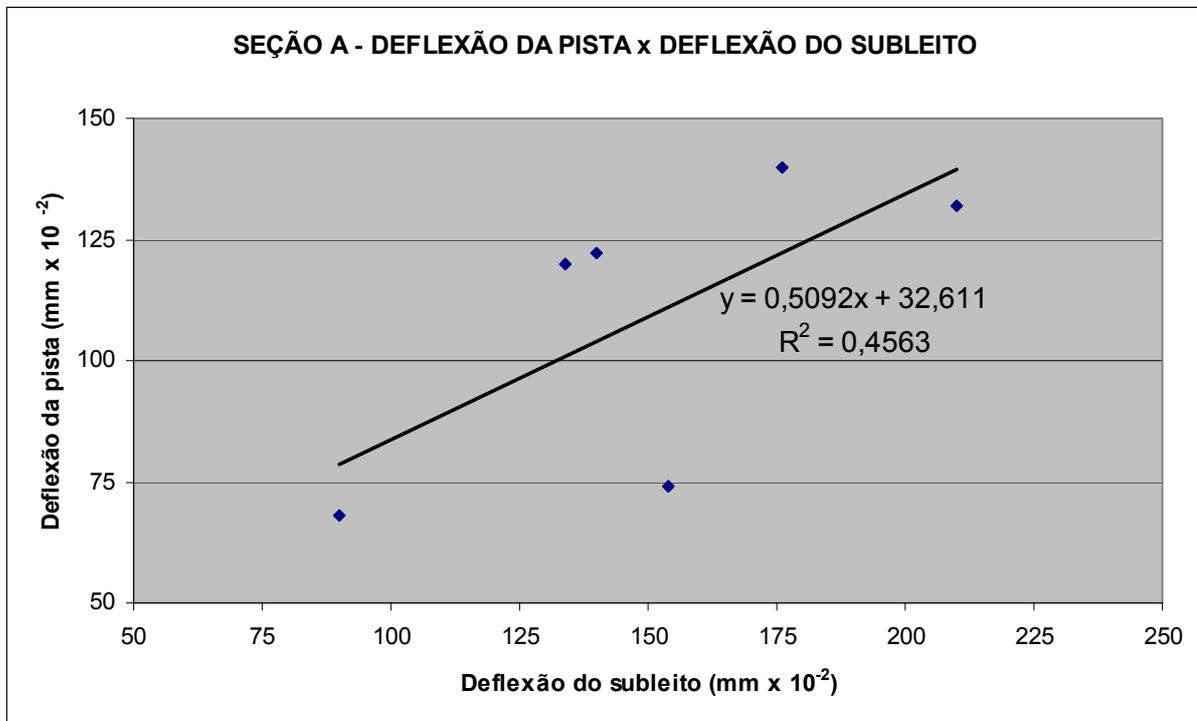


Figura 18: gráficos deflexão da pista *versus* deflexão do subleito. (a) seção A; (b) seção B.

5.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

5.2.1 Ensaios de Caracterização e Voltados à Aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

5.2.1.1 Ensaios de Granulometria, Peso Específico dos Grãos, Limites de Atteberg e Classificação MCT

Como comentado no item anterior, os ensaios em questão foram realizados para os solos utilizados nas composições da camada de revestimento primário em ambas as seções e para o solo do subleito. Na tabela 19 são apresentados de forma resumida os resultados dos referidos ensaios e as classificações geotécnicas de cada solo. Nos gráficos das figuras 19 a 22 são apresentadas as curvas de distribuição granulométricas dos materiais.

O material do subleito apresentou uma granulometria uniforme na qual predomina a presença de areia fina, com baixas porcentagens de silte e argila. Quanto aos materiais utilizados na composição de solos da seção A, tem-se que o solo arenoso também apresentou uma distribuição granulométrica uniforme, com predominância de areia fina, porém, com uma porcentagem importante de areia média e areia grossa e baixas quantidades de silte e argila. Já a areia argilosa vermelha, apresentou uma porcentagem um pouco maior que metade do solo amostrado de areia fina e uma porcentagem de 29% de argila, sendo pobre a concentração de partículas de diâmetros intermediários, fato que confere uma granulometria descontínua.

Dentro das finalidades de se optar por uma composição de materiais para empregar na camada de revestimento primário, buscou-se conseguir a partir dos materiais disponíveis no local uma mistura que contenha porcentagens adequadas de agregados graúdos, areia e finos. Conforme exposição constante no capítulo 2.1, os finos teriam a função de preencher os vazios formados pela presença das partículas maiores, enquanto o material graúdo garante a capacidade de suporte da via. As argilas ainda exercem o papel de aglutinante, cimentando as frações de agregados e conferindo à camada uma boa densidade. Evidentemente que, de antemão, há de se levar em conta as características individuais de cada fração de cada material que irá compor a mistura em relação a propriedades específicas, o que vai muito além do que uma simples análise granulométrica. Nesse sentido, embora não se tenha conseguido obter uma curva de granulometria densa para as composições de solos da camada de revestimento primário empregada na seção A e de solo e agregado de arenito empregada na seção B do trecho experimental, dada a carência de materiais com partículas na fração intermediária, obtiveram-

se curvas de granulometria descontínua, o que num primeiro momento é mais favorável do que curvas de granulometria uniforme. No primeiro caso, diferentemente do que no segundo, a composição é desprovida de materiais de granulometria graúda, sendo que com isso buscou-se comprovar a magnitude de importância da presença dos mesmos para garantir a capacidade de suporte da via considerando os materiais estudados.

Tabela 19: resumo dos resultados dos ensaios de granulometria, peso específico dos grãos, limites de Atterberg e classificação dos solos.

Propriedades		Materiais				
		Solo do Subleito	Solo Arenoso	Areia Argilosa Vermelha	Composição de Solos	
Granulometria	% Pedregulho (>2mm)	0	1	0	1	
	% Areia Grossa (2mm a 0,6mm)	1	9	1	4	
	% Areia Média (2mm a 0,6mm)	8	20	8	15	
	% Areia Fina (0,6mm a 0,06mm)	77	59	54	62	
	% Silte (0,06mm a 0,002mm)	7	4	8	3	
	% Argila (<0,002mm)	7	7	29	15	
	Tipo de Granulometria	Graduação Uniforme	Graduação Uniforme	Graduação Descontínua	Graduação Descontínua	
Peso Específico dos Grãos - γ_s (kN/m ³)		25,65	25,93	26,13	25,89	
Plasticidade	Limite de Liquidez - LL (%)	13,4	20,4	30,2	22	
	Limite de Plasticidade - LP (%)	9,9	19,7	17,6	13,9	
	Índice de Plasticidade - IP (%)	3,5	0,7	12,6	8,1	
	Classificação segundo Caputo (1988)	Fracamente Plástico	Fracamente Plástico	Medianamente Plástico	Medianamente Plástico	
Classificação SUCS		SP	SP	SP	SP	
Classificação HRB		A-2-4	A-2-4	A-6	A-2-4	
Classificação MCT	Ensaio Padrão	Parâmetro c'	0,3	0,4	0,2	-
		Parâmetro e'	1,4	1,4	1,4	-
		Classificação MCT	Solo no Limite de LA para NA	Solo no Limite de LA para NA	Solo no Limite de LA para NA	-
	Método Expedito	Contração (mm)	1	1,3	2,7	-
		Penetração (mm)	0	2	3,0	-
		Classificação MCT	LA'-LG'	LA'-LG'	NG'	-

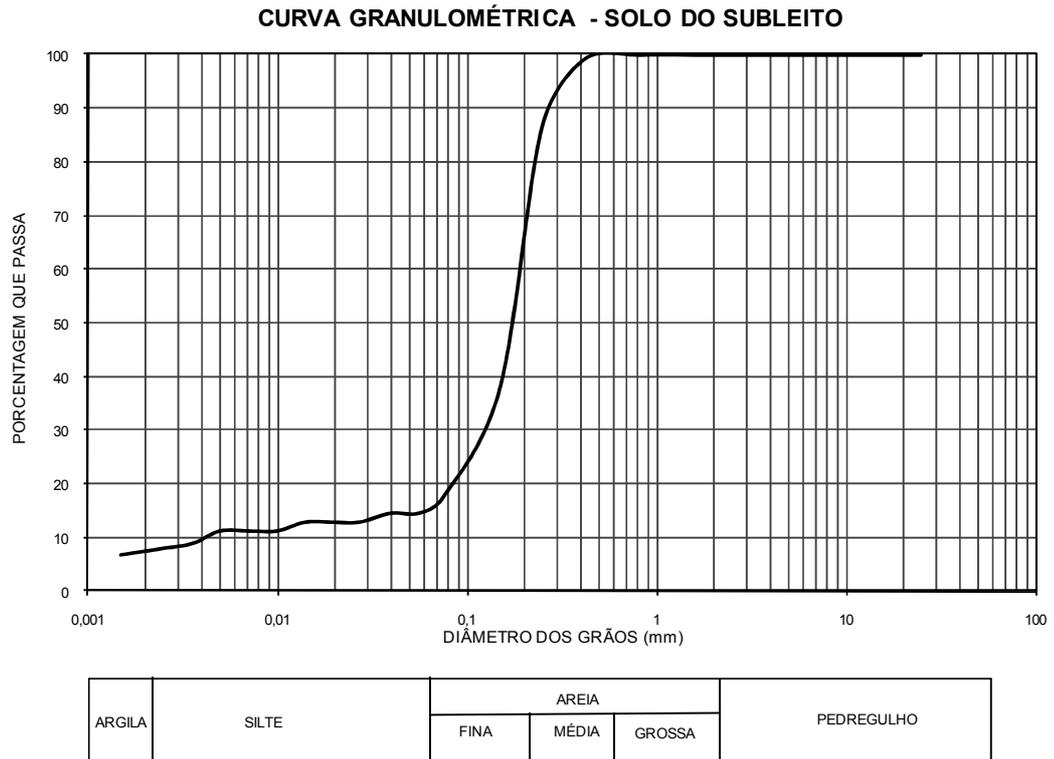


Figura 19: distribuição granulométrica do solo do subleito.

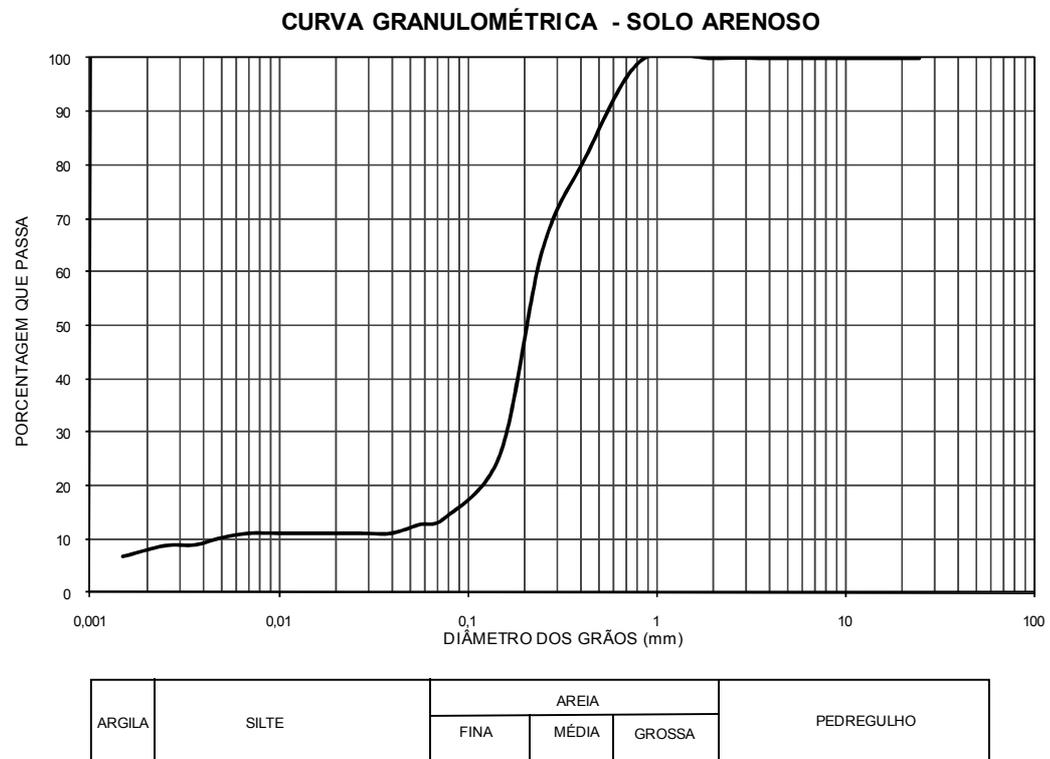


Figura 20: distribuição granulométrica do solo arenoso.

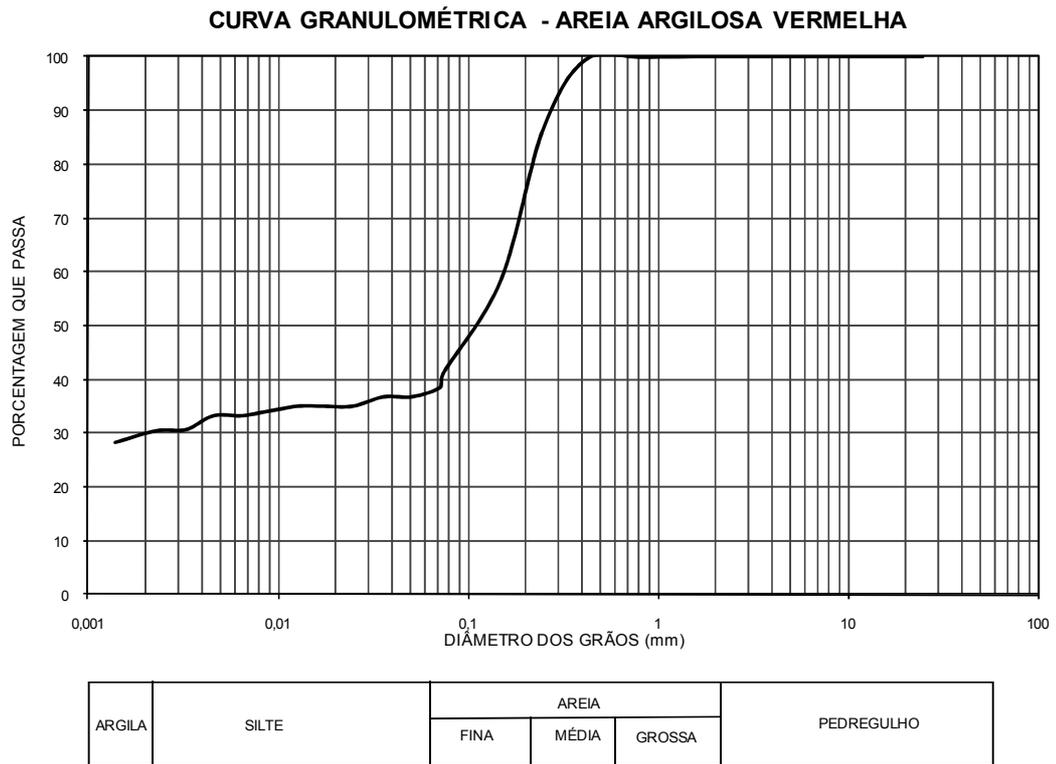


Figura 21: distribuição granulométrica da areia argilosa vermelha.

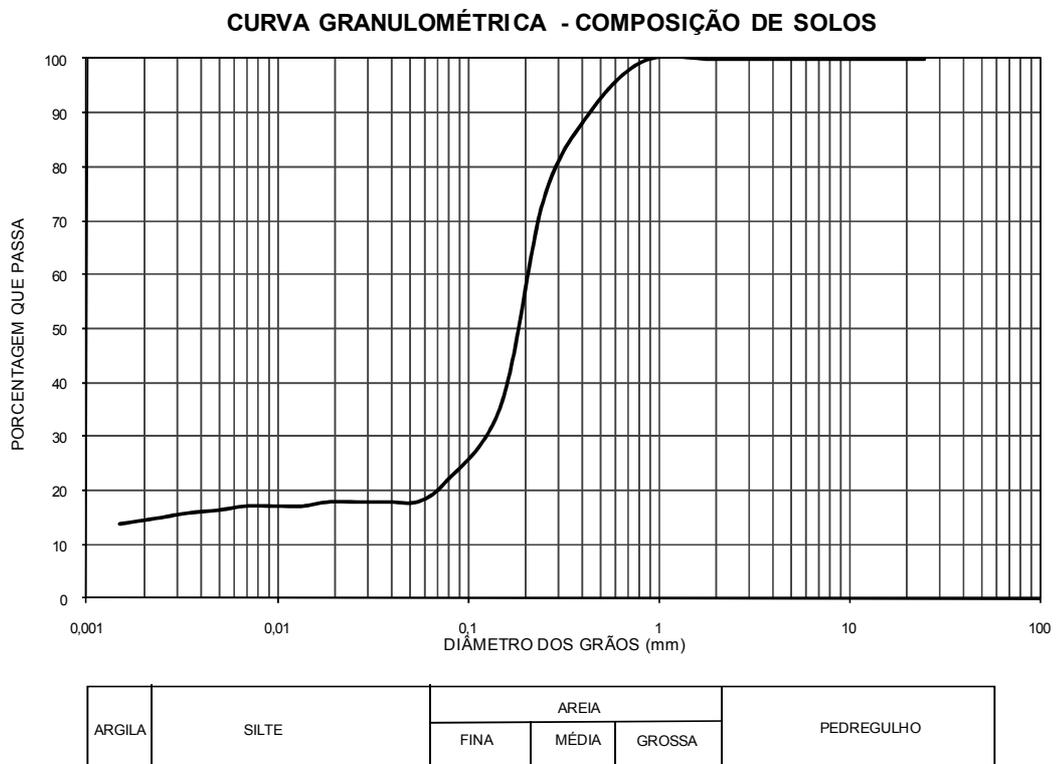


Figura 22: distribuição granulométrica da composição de solos.

Quanto à plasticidade, o solo do subleito foi classificado como fracamente plástico. Já os solos utilizados na composição da camada da seção A, o solo arenoso foi classificado como fracamente plástico e a areia argilosa vermelha como medianamente plástica, gerando uma mistura medianamente plástica.

Com relação aos ensaios voltados a classificação MCT, observou-se que para os materiais estudados, os resultados obtidos através do ensaio padrão e do ensaio expedito foram distintos. Desta forma, serão levados em consideração somente àqueles obtidos através dos ensaios através do procedimento padrão. Conforme exposto na tabela 19, todos os solos envolvidos ficaram na transição das classificações LA e NA. Conforme exposto no item 2.3.2, os materiais pertencentes ao grupo LA, 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. Já os pertencentes ao grupo NA, quando compactados, apresentam capacidade de suporte de pequena a média, porém, geralmente, são muito erodíveis. Mesmo coexistindo nesses solos indicativos de possíveis problemas, há de se considerar que os mesmos se constituem no que foi encontrado de melhor na região em questão, após uma investigação geotécnica inicial que envolveu consultas preliminares à mapas geológicos e pedológicos e abertura mecânica de trincheiras.

5.2.1.2 Ensaios de Difractometria de Raio-X

Conforme exposto no item 4.3.1 foram realizados ensaios de difratometria de raio-X, para os solos utilizados nas composições da camada de revestimento primário em ambas as seções e para o solo do subleito e para o agregado de arenito utilizado na composição da camada de revestimento primário na seção B. Nas figuras 23 a 30 são apresentados os difratogramas obtidos para cada material ensaiado. Na tabela 20 são listados, na ordem de predominância de ocorrência, os minerais constituintes de cada material, conforme resultados obtidos nos referidos ensaios.

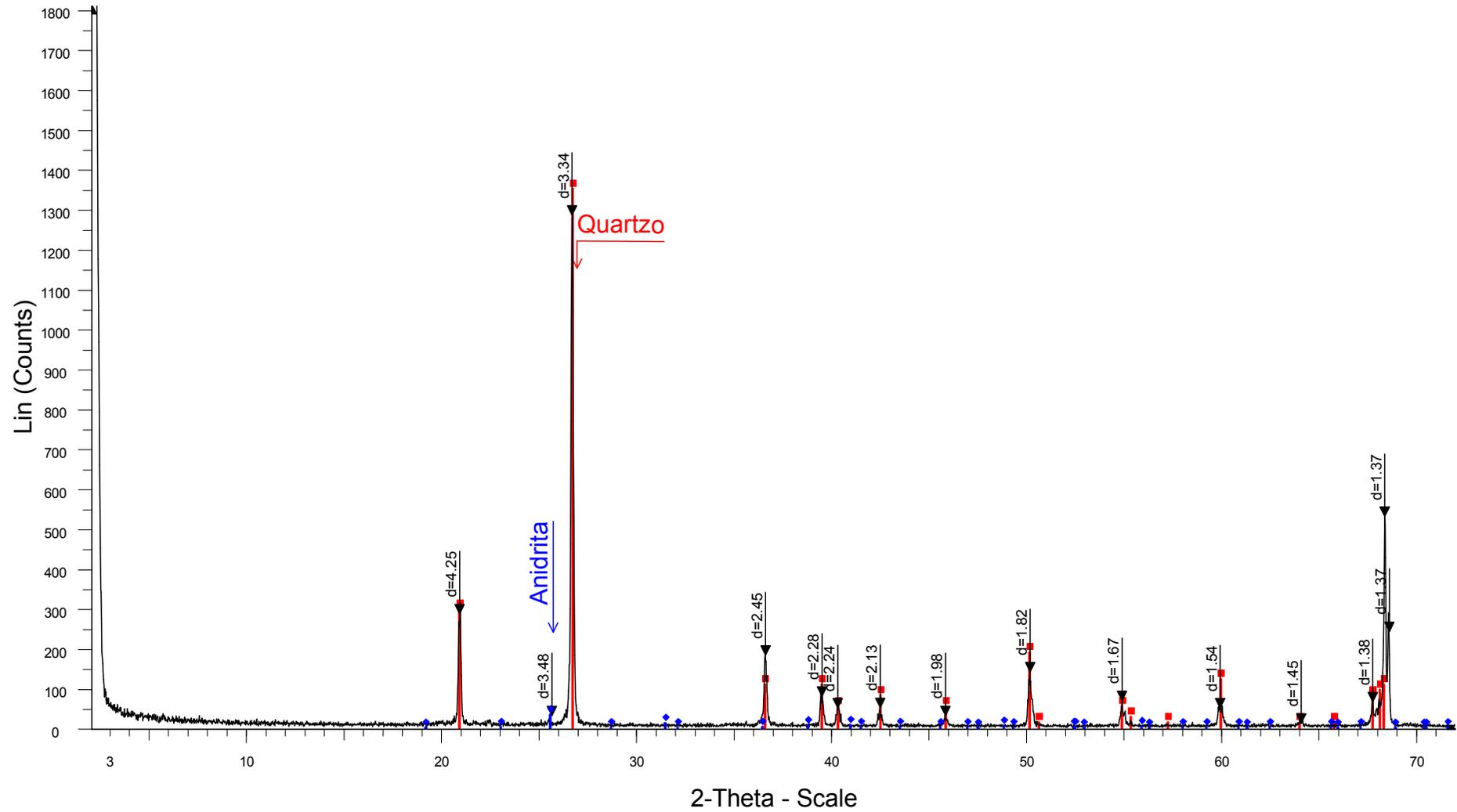


Figura 23: difratograma do solo do subleito – mineralogia total.

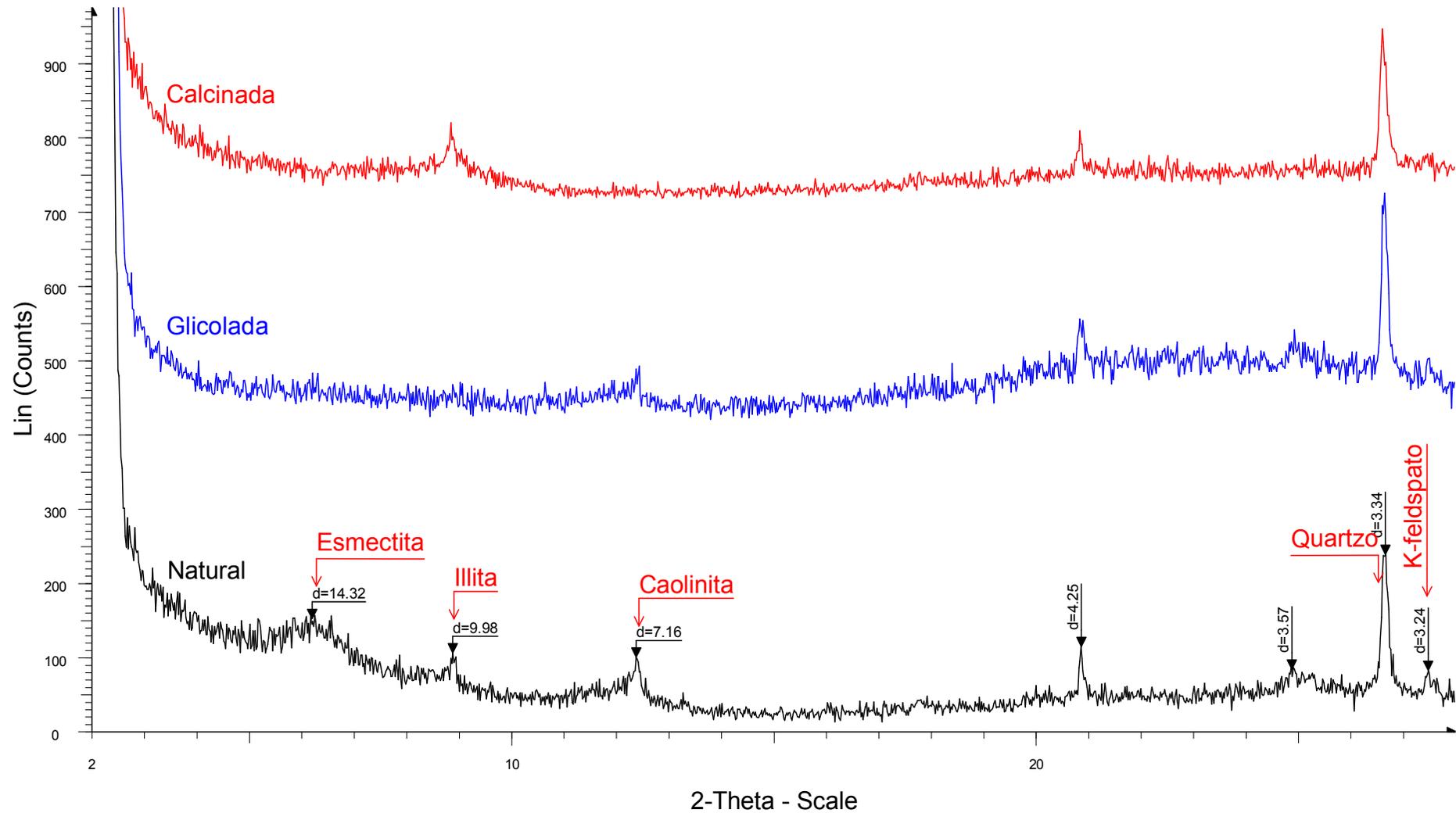


Figura 24: difratograma do solo do subleito em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).

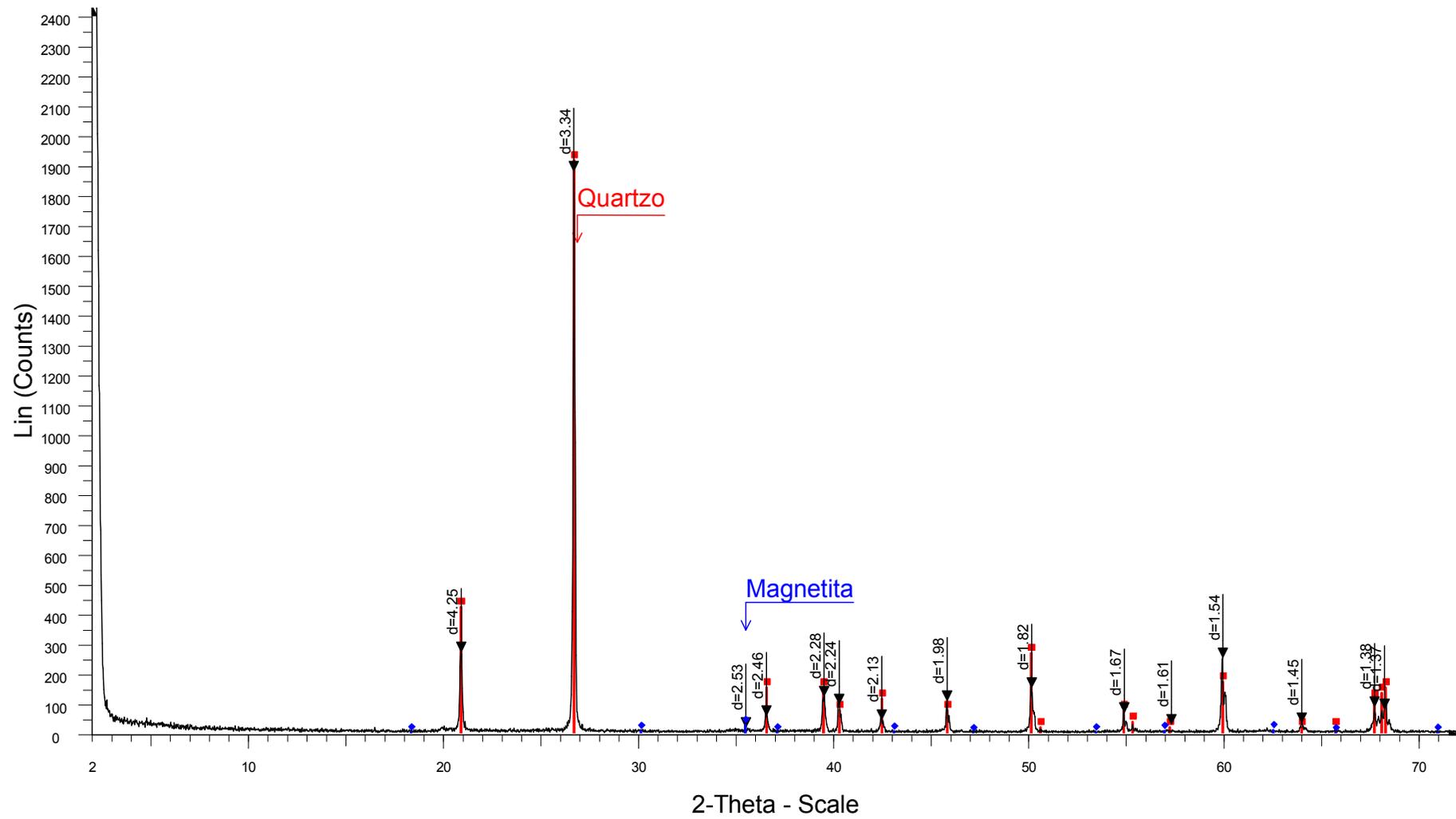


Figura 25: difratograma do solo arenoso – mineralogia total.

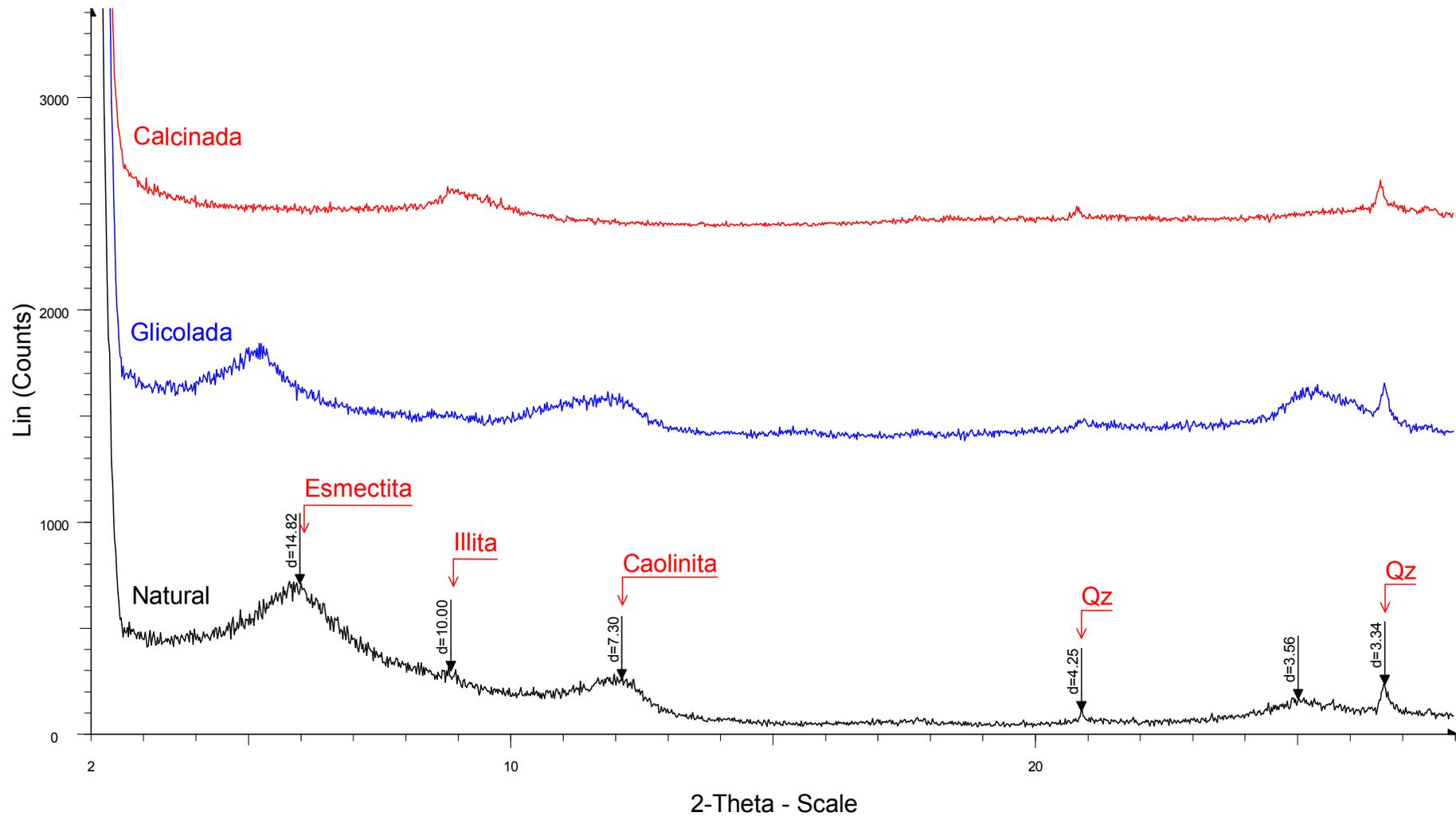


Figura 26: difratograma do solo arenoso em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).

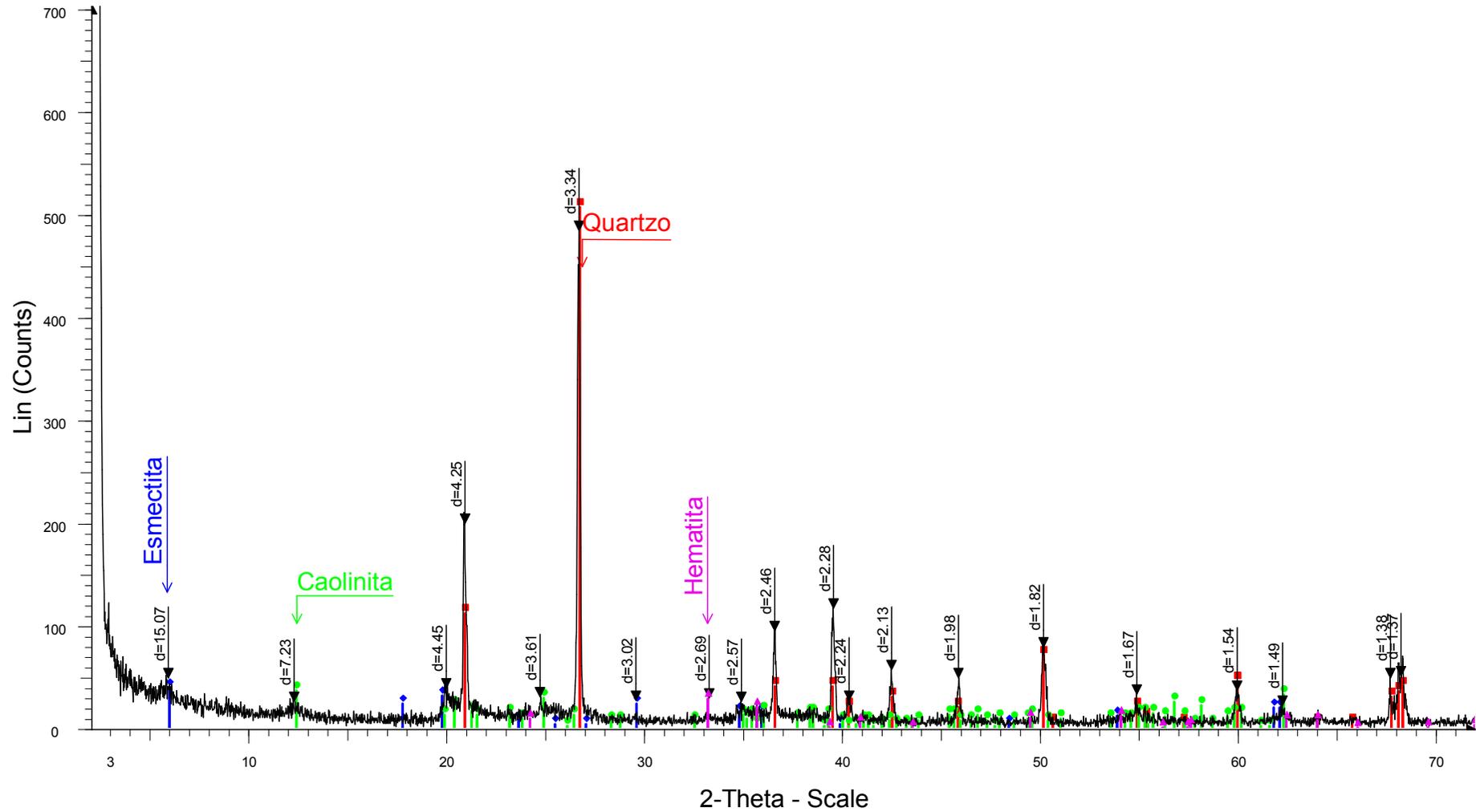


Figura 27: difratograma da areia argilosa vermelha – mineralogia total.

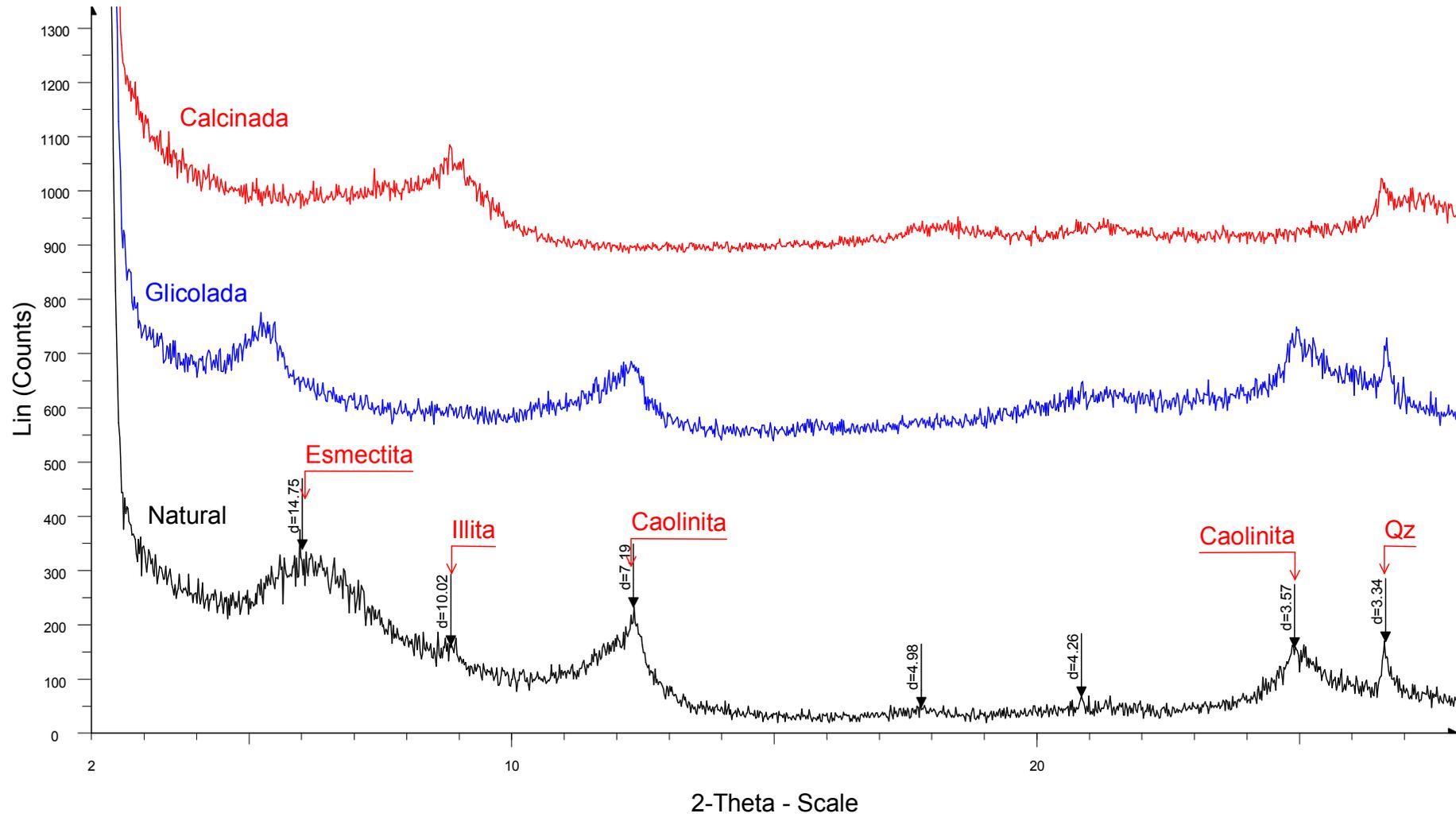


Figura 28: difratograma da areia argilosa vermelha em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).

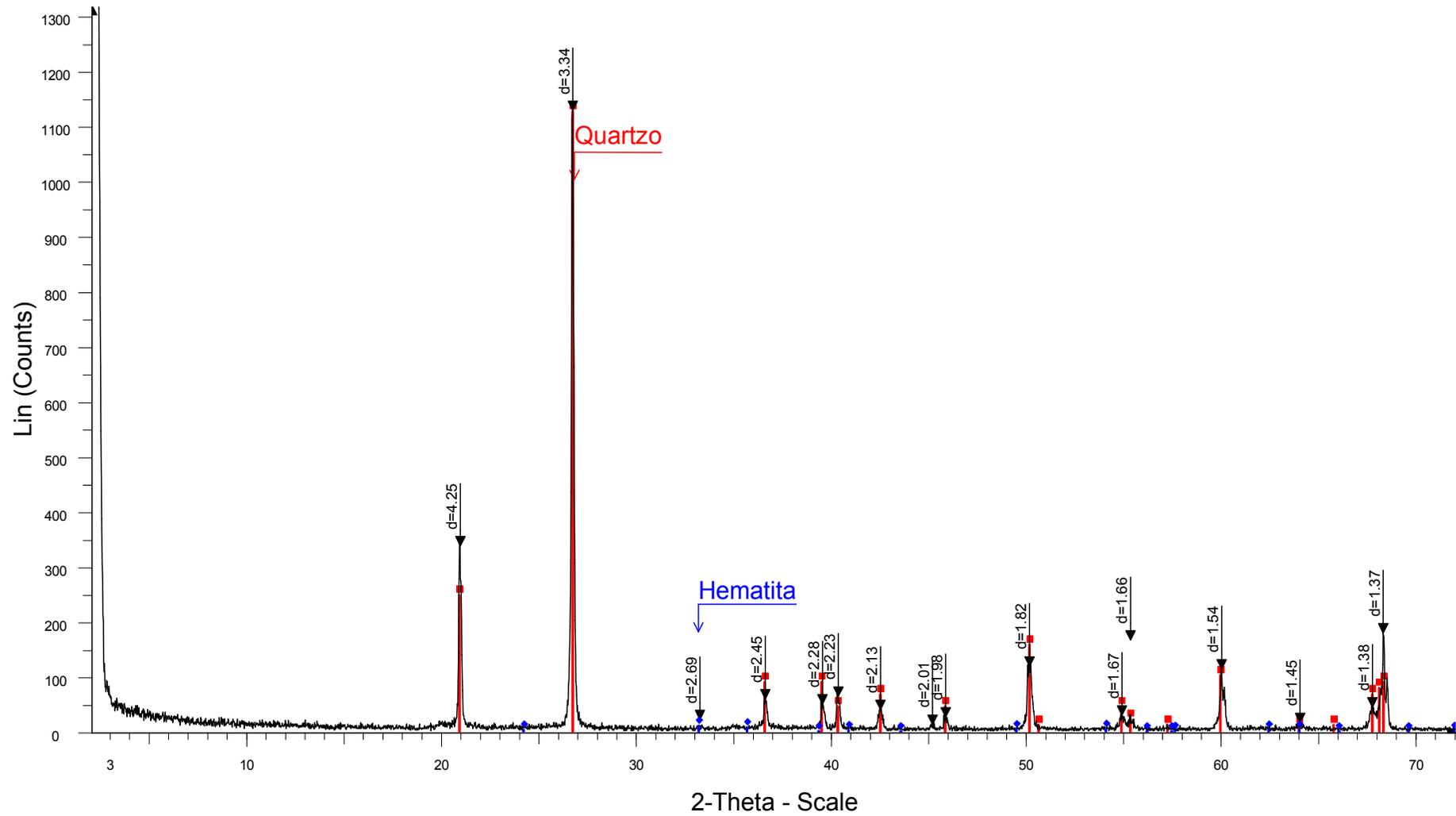


Figura 29: difratograma do agregado de arenito – mineralogia total.

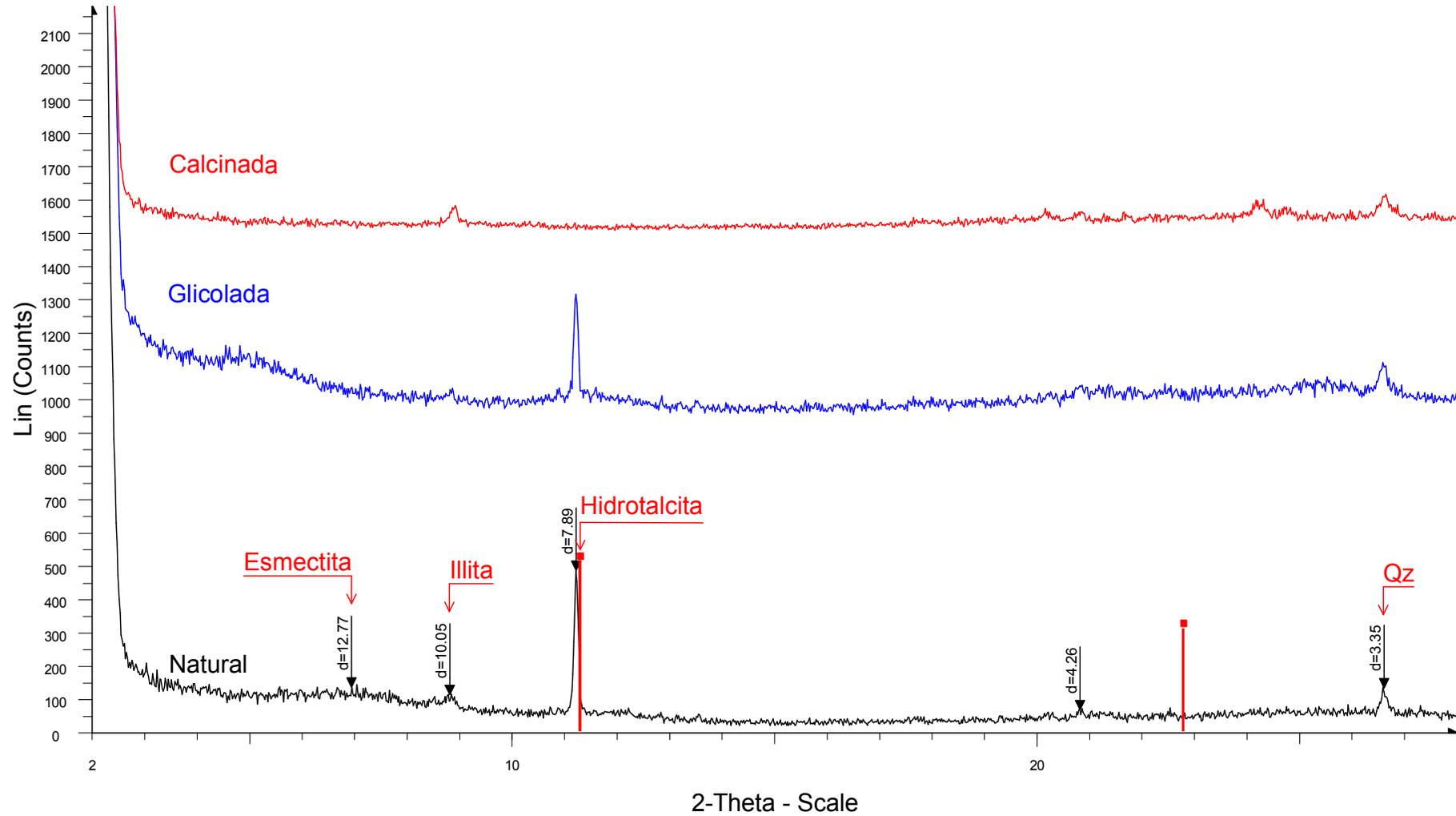


Figura 30: difratograma do agregado de arenito em amostras orientadas - natural (preto), glicolada (azul) e calcinada (vermelho).

A fração graúda de todos os materiais analisados é composta predominantemente por quartzo. O quartzo, segundo Caputo (1988), é o mais importante dos minerais do grupo dos silicatos, sendo quimicamente composto por SiO₂ (sílica cristalina pura) e se constitui num dos minerais mais resistentes aos habituais agentes de intemperismo como a água e a variação da temperatura, apresentando, segundo Nogami e Vilibor (1995) elevada resistência à compressão e elevado módulo de elasticidade. Na mencionada fração ainda aparece uma quantidade pouco significativa de magnetita no solo arenoso e de hematita na areia argilosa vermelha e no agregado de arenito, sendo tais minerais pertencentes ao grupo dos óxidos e hidróxidos. Segundo Nogami e Vilibor (1995), os minerais deste grupo são pouco plásticos, não são expansivos e possuem capacidade de troca catiônica desprezível.

Tabela 20: constituição mineralógica dos solos e do agregado de arenito.

Material	Minerais Constituintes	
	Fração Graúda	Fração Fina
Solo do Subleito	Quartzo	Esmectita Illita Caolinita
Solo Arenoso	Quartzo Magnetita	Esmectita Illita Caolinita
Areia Argilosa Vermelha	Quartzo Hematita	Esmectita Caolinita Illita
Agregado de Arenito	Quartzo Hematita	Hidrotalcita Esmectita Illita

Em relação a fração fina dos três solos analisados, de acordo com os ensaios realizados, observou-se a ocorrência da esmectita como o principal constituinte mineral de ambos. De acordo com o glossário geológico ilustrado publicado *on line* pelo Instituto de Geociências da Universidade Federal de Brasília – UNB, a esmectita é um argilo mineral pertence ao grupo das montmorilonitas. Tais minerais, segundo Nogami e Vilibor (1995) apresentam tendência a serem muito expansivos e, portanto instáveis na presença d'água. Ainda aparecem na constituição da fração fina de tais materiais argilo-minerais dos grupos da caolinita e illita. De acordo com os autores citados acima, os minerais pertencentes ao grupo da caolinita são relativamente estáveis na presença da água, enquanto que aqueles pertencentes ao grupo da illita são estruturalmente análogos as montmorilinitas, sendo, porém, menos expansivos.

A fração fina do agregado de arenito, segundo os resultados obtidos, é composta predominantemente por hidrotalcita, sendo tal mineral pertencente ao grupo dos óxidos e hidróxidos. Nogami e Vilibor (1995) destacam que os minerais deste grupo são pouco plásticos, não são expansivos e possuem capacidade de troca catiônica desprezível. Quantidades pequenas de esmectita e illita também estão presentes no material analisado.

O agregado de arenito em questão consiste numa rocha sedimentar detrítica não-consolidada que não apresenta coesão, do tipo quartzo arenito (constituída predominantemente de quartzo), cujos finos são predominantemente do tipo não expansivo. Tal material é classificado como uma rocha ácida, uma vez que a mesma contém alto teor de sílica (SiO_2) em sua composição, conferido pela presença de quartzo como o mineral constituinte predominante (KRAUSKOPF, 1972; KIRSCH, 1972; FRASCÁ E SARTORI, 1998).

Frasca e Sartori (1998) definem as rochas sedimentares detríticas (ou clásticas) como aquelas que são formadas pela acumulação e posterior diagênese de sedimentos derivados da desagregação e decomposição de rochas na superfície terrestre.

Segundo Kirsch (1972) as rochas não-consolidadas são os sedimentos soltos, ou as rochas consolidadas quebradas em fragmentos pequenos (areias, cascalhos, blocos, etc.). As rochas não-consolidadas que não apresentam coesão estão representadas pelos cascalhos e areias constituídos principalmente de quartzo e parcialmente de feldspato que não absorvem água alguma.

Frasca e Sartori (1998) destacam que as rochas ácidas dificilmente se alteram nas condições normais de uso.

5.2.1.3 Ensaios Voltados à Aplicação da Especificação Expedita de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

Os ensaios específicos voltados à aplicação da referida especificação consistiram nos ensaios das pastilhas e nos ensaios de resistência a seco, conforme descrito no item 2.6.4. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 21.

Para a aplicação da especificação, procede-se inicialmente a avaliação da estabilidade granulométrica do material, ou seja, se o mesmo se enquadra em uma das faixas apresentadas na tabela 6. Para tal, utilizam-se os resultados dos ensaios de granulometria apresentados no item anterior.

Tabela 21: 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	1	0	0	0	0	0	0	Baixa
Solo Arenoso	1,3	1	2	2	2	2	2	Baixa
Areia Argilosa Vermelha	2,7	3	3	3	3	3	3	Alta
Composição de Solos	1,8	2	2	2	2	2	2	Média

Com relação ao solo do subleito, tem-se que o mesmo, de acordo com a tabela 6 não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas, portanto, para tal especificação, trata-se de um material não estabilizado granulometricamente. Como o material é mal graduado e a fração grosseira é predominante (mais de 70% é maior do que a peneira 200), recai-se no quadro 2h da tabela 6, cuja conclusão é de que o material é inadequado para revestimento primário. Isso implica na necessidade da execução de uma camada de revestimento primário sobre o solo do subleito.

O solo arenoso recai na mesma condição do solo do subleito, sendo por si só inadequado para a aplicação no revestimento primário.

A areia argilosa vermelha também não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas, sendo, portanto, não estabilizada granulometricamente. Como menos de 70% do material é maior do que a peneira 200 e a penetração com 24 horas de reabsorção é maior que 2mm, recai-se no quadro 2k da tabela 6, sendo o material por si só inadequado para a aplicação em vias não pavimentadas.

Por fim, quanto à composição de solos, o mesmo recai na mesma condição do solo arenoso e do solo do subleito, sendo, segundo a especificação, inadequado para a aplicação em vias não pavimentadas.

5.2.2 Ensaios para a Avaliação da Resistência ao Desgaste e Durabilidade do Agregado de Arenito

5.2.2.1 Ensaio de Abrasão *Los Angeles*

O valor da Abrasão *Los Angeles* obtido para a amostra ensaiada (agregado de arenito) de acordo com o procedimento descrito no item 4.3.2.1 foi igual a 43,69%.

Conforme exposto no item 2.7 há uma carência na literatura de parâmetros admissíveis para o valor da Abrasão *Los Angeles* para o caso específico da aplicação do material em camadas de revestimento primário. Em termos gerais, um limite de 55%, tem sido constantemente estabelecido nas fontes citadas no referido item. Desta forma, o valor obtido no ensaio se enquadra dentro deste limite estabelecido.

5.2.2.2 Ensaio de Sanidade

A perda de massa da amostra de agregado de arenito submetida ao ensaio de sanidade de acordo com o procedimento descrito no item 4.3.2.2 foi igual a 20,6%.

Conforme exposto no item 2.7 há uma carência na literatura de parâmetros admissíveis para o valor da perda de massa para o caso específico da aplicação do material em camadas de revestimento primário. Em termos gerais, um limite de 12%, tem sido constantemente estabelecido nas fontes citadas no referido item. Desta forma, o valor obtido no ensaio não atende este limite.

5.2.2.3 Ensaio de Alteração de Rochas Água-estufa

O resultado do ensaio de alteração de rochas água-estufa é exposto na tabela 22.

Tabela 22: resultado do ensaio de alteração de rochas água-estufa.

Peneira	% Retida	Número de Partículas Ensaçadas	Peso Ensaído	Peso Após 11 Ciclagens	% Perda de Peso	% Partículas que Rompem Manualmente após Ciclagem
2" (50,8 mm)	78,5	3	2591,71	2574,56	0,7	0
1½" (38,0 mm)	85,2	6	771,94	756,34	2,0	83

Não foram encontrados na literatura parâmetros recomendáveis que estabelecessem limites para os requisitos avaliados pelo ensaio. Todavia, ao efetuar uma análise subjetiva dos

resultados apresentados na tabela 22, verifica-se que o grau de desintegração sofrido pelo material pela aplicação do processo de ciclagem foi baixo. Tal conclusão está coerente com o comportamento esperado para o material em função da sua mineralogia obtida no ensaio de difração de raio-x apresentado no item 2.2.1.2. A composição mineralógica do material indicou que o mesmo apresenta tendência a apresentar resistência aos processos de desintegração ocasionados pelos agentes do intemperismo, dificilmente se alterando nas condições normais de uso. Os resultados obtidos para o presente ensaio apontam para esta mesma tendência.

5.2.3 Ensaio de Compactação, ISC e Expansão

Nas figuras 31 a 34 são apresentadas as curvas de compactação referentes a cada material.. Na tabela 23 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia - ISC ou CBR (*California Bearing Ratio*) realizados segundo os procedimentos descritos no item 4.3.3.

A respeito da umidade ótima de compactação, constata-se através dos resultados apresentados na tabela 23 e nas figuras 31 a 34 que os materiais com quantidades crescentes de argila na sua composição granulométrica apresentam maior valor de umidade ótima para atingir o peso específico aparente máximo. Tal situação é esperada em razão do aumento da superfície específica do solo. Pesos específicos aparentes secos máximos de magnitudes maiores foram obtidos para os materiais cuja fração graúda é predominante. Diferenças pouco expressivas foram verificadas entre os resultados obtidos no ensaio de compactação da composição de solos empregada na seção A executado a campo apresentado no item 5.1.1 daquele de checagem executado no laboratório (11,0% para 11,3% com relação à umidade ótima e 18,50 kN/m³ para 18,64 kN/m³ quanto ao peso específico aparente seco, respectivamente).

Com relação à capacidade de suporte expressa através do ISC ou CBR, observou-se que o valor do mesmo é expressivamente maior para o subleito do que para a composição de solos empregada no revestimento primário da seção A do trecho experimental. Numa primeira análise, tal situação indicaria certa incoerência ao se optar pela execução de uma camada de revestimento. No entanto, existem outras questões a serem levadas em conta. A principal delas é o fato de que a granulometria do solo do subleito é uniforme e predominantemente arenosa, situação que, conforme exposto no item 5.2.1.1 é indesejável, tendo em vista a alta potencialidade do surgimento de patologias como a desagregação do material e o desencadeamento de processos erosivos pela falta de um elemento aglutinante. Além disso, o

ISC pode não representar adequadamente a capacidade de suporte e a deformabilidade de determinado material, tendo em vista a não garantia de correlação do valor do mesmo com parâmetros como a resistência ao cisalhamento e o módulo de resiliência.

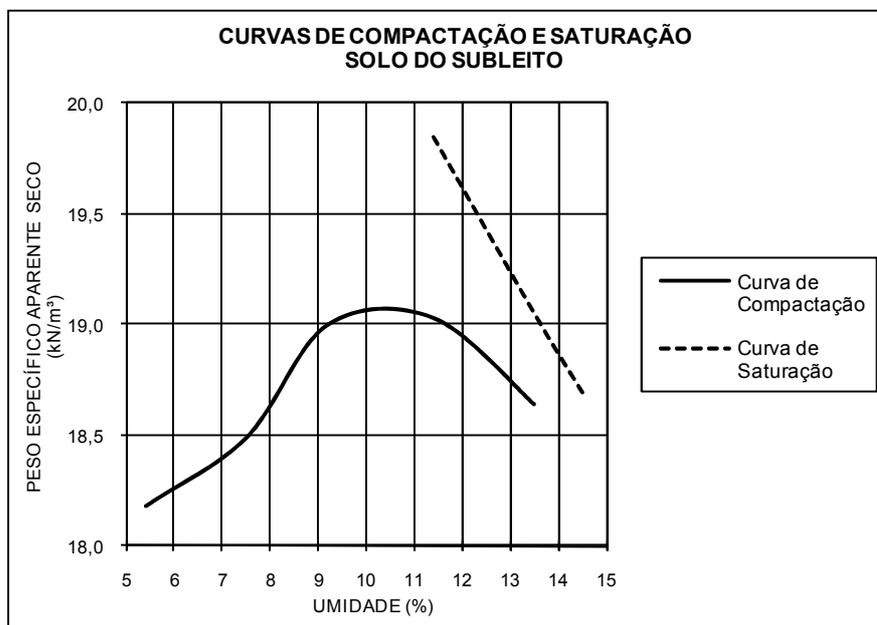


Figura 31: curva de compactação do solo do subleito.

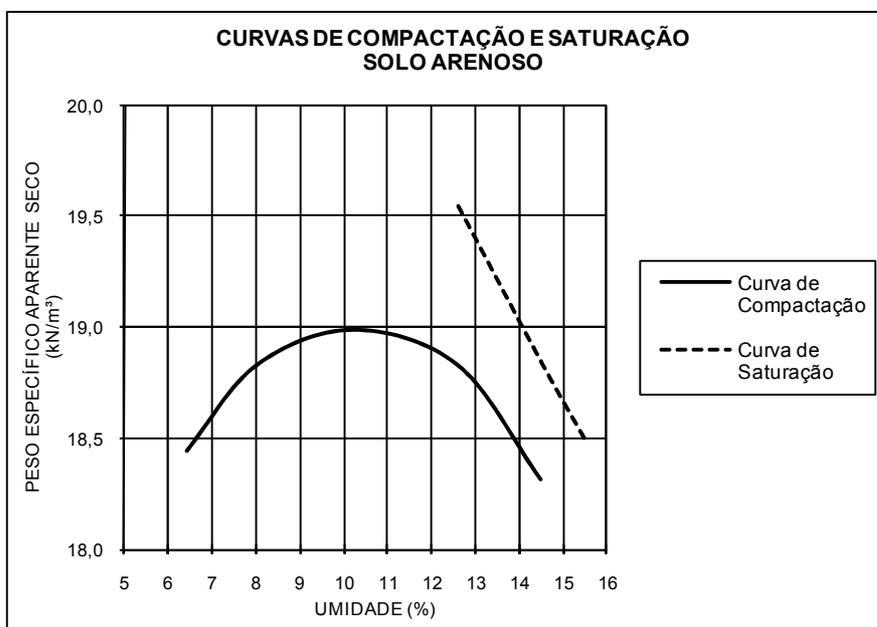


Figura 32: curva de compactação do solo arenoso.

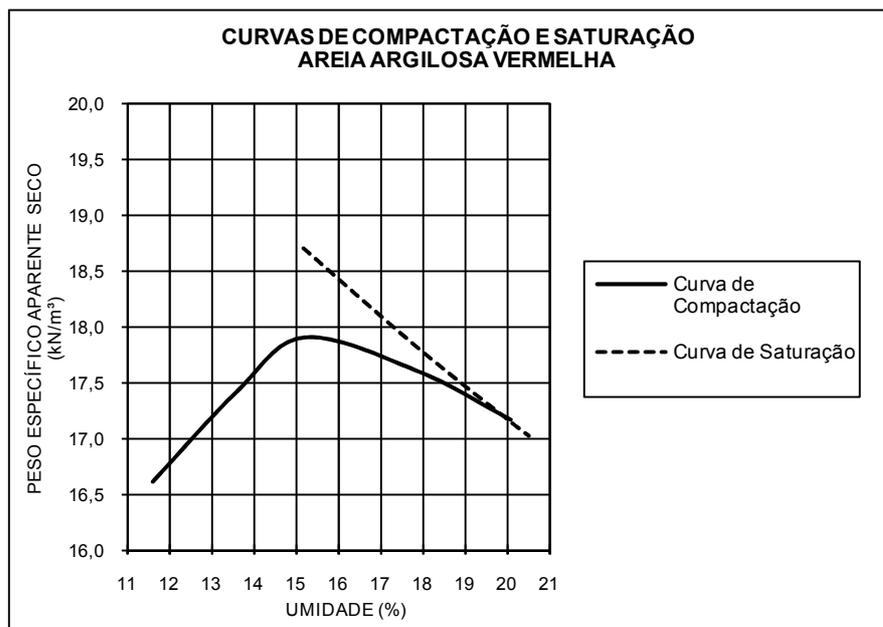


Figura 33: curva de compactação da areia argilosa vermelha.

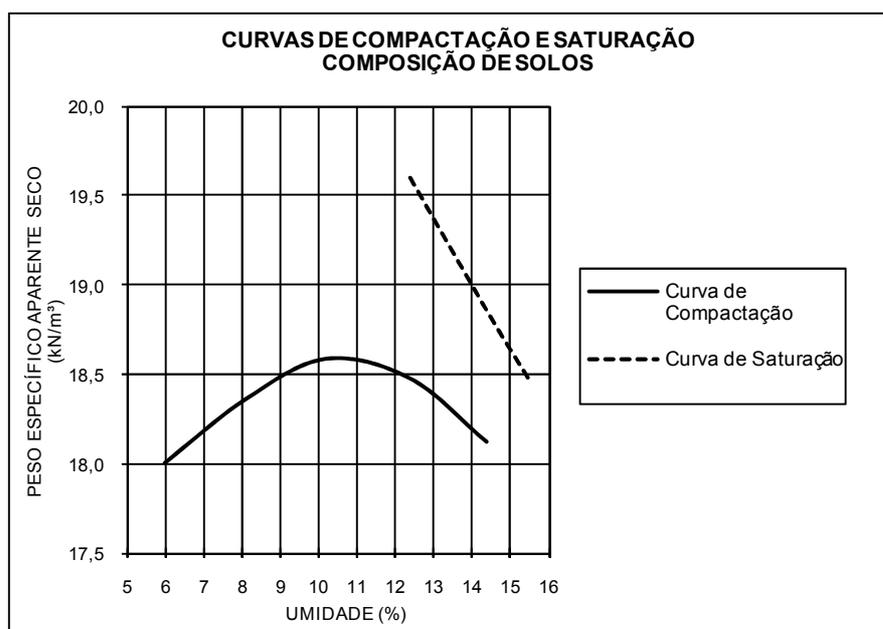


Figura 34: curva de compactação da composição de solos

Através dos resultados do índice de expansão exposto na tabela 23 observou-se que os materiais são pouco expansivos. Tal conclusão implica em dizer que as indicações extraídas a partir dos ensaios de classificação MCT estão coerentes com tal resultado. A presença de argilo-mineral expansivo como parte predominante da fração fina dos materiais explicitada no item 5.2.1.2 pouco repercutiu na expansão dos corpos de prova ensaiados. Isso se explica pelo fato de ser baixa a porcentagem da fração fina na composição total das amostras e também pela eventual ocorrência da mitigação da pressão de expansão do material em razão da sobrecarga aplicada durante a inundação dos corpos de prova.

Tabela 23: resultados dos ensaios de compactação e ISC ou CBR.

Material	Compactação		ISC e Expansão	
	Umidade ótima (%)	Peso específico aparente seco (kN/m ³)	Capacidade de Suporte - ISC ou CBR (%)	Expansão (%)
Solo do Subleito	10,5	19,12	22,0	0,17
Solo Arenoso	10,0	19,00	10,9	0,11
Areia Argilosa Vermelha	16,0	17,95	9,6	0,37
Composição de Solos	11,3	18,64	10,7	0,14

5.2.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados de acordo com a metodologia descrita no item 4.3.4., cuja finalidade foi a obtenção dos parâmetros c' e σ' da composição de solos empregados na camada de revestimento primário da seção A do trecho experimental descrito no item 3.3 e do solo do subleito.

Na tabela 24 são apresentados os principais índices físicos de cada corpo de prova moldado e submetido ao ensaio e os valores dos parâmetros de resistência c' e σ' obtidos.

Nos corpos de prova moldados referentes ao solo do subleito, conforme pode ser visto na tabela 24, o grau de compactação de 100% não foi atingido, ficando o mesmo em 97% em todos os corpos de prova. Tal situação, embora não intencional, acabou por ser adequada à análise em questão, exatamente por ser mais realística, haja vista que na prática não há garantia do atingimento do grau de compactação máximo e se o mesmo ocorre é apenas numa pequena espessura próximo ao topo do subleito. Para a composição de solos atingiu-se o grau de compactação máximo em todos os corpos de prova. Os desvios de umidade em relação às umidades ótimas de compactação apresentadas na tabela 24 ficaram em valores pouco expressivos.

O grau de saturação atingido pelo processo de inundação dos corpos de prova, conforme apresentado na tabela 24, foi da ordem de 71% para o solo do subleito e da ordem de 76% para a composição de solos. Isso fornece um indicativo que os materiais em serviço submetidos às precipitações pluviométricas dificilmente atingirão a saturação, podendo atingir uma condição de parcialmente saturados.

Tabela 24: resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Material	Dados dos Corpos de Prova Moldados e Submetidos aos Ensaios							Parâmetros de Resistência	
	Corpo de Prova/Tensão Normal (kPa)	Peso Específico Natural - γ (kN/m ³)	Peso Específico Aparente Seco - γ_d (kN/m ³)	Desvio de Umidade - Δw (%)	GC (%)	Índice de vazios - e	Grau de Saturação - S	c' (kPa)	ϕ' (°)
Solo do Subleito	01 - 200	20,49	18,53	0,12	97	0,38	70,86	13,2	34,1
	02 - 400	20,46	18,50	0,12	97	0,39	70,44		
	03 - 600	20,47	18,51	0,09	97	0,39	70,35		
Composição de Solos	01 - 200	20,79	18,66	0,09	100	0,39	76,12	31,8	28,9
	02 - 400	20,79	18,66	0,09	100	0,39	76,15		
	03 - 600	20,78	18,66	0,07	100	0,39	75,96		

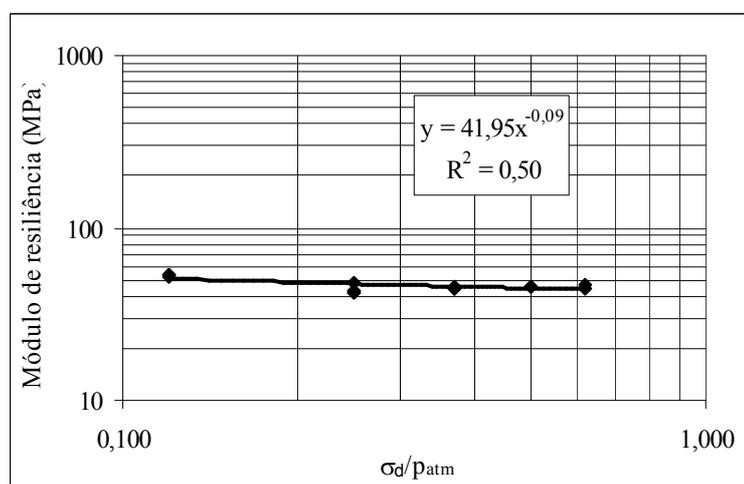
Os parâmetros de resistência c' e ϕ' obtidos para os materiais ensaiados, demonstram que, ao depender do nível de tensões, a resistência ao cisalhamento pode ser maior para o solo do subleito ou da composição de solos. Isso significa dizer que a avaliação da capacidade de suporte quando avaliada unicamente pelo ISC pode ser falha ou errônea.

5.2.5 Ensaios Triaxiais de Carga Repetida

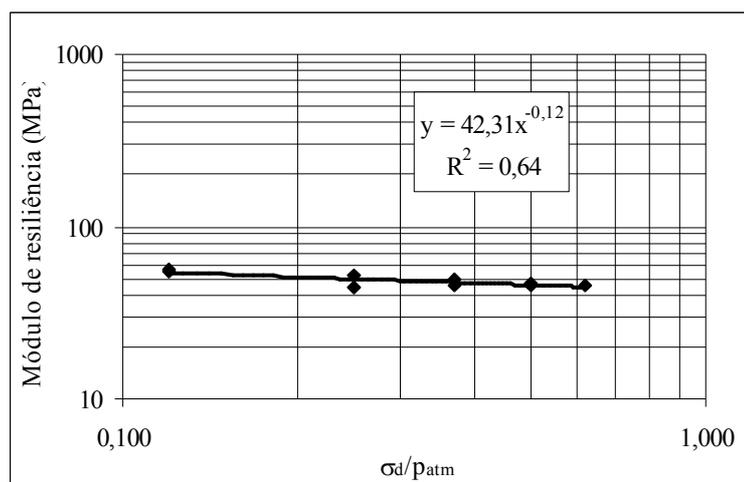
Os ensaios triaxiais de carga repetida, os quais foram voltados à obtenção do módulo de resiliência do subleito e da composição de solos empregados na camada de revestimento primário da seção A do trecho experimental, foram realizados seguindo-se a metodologia descrita no item 4.3.5.

Em relação ao solo do subleito, através dos dois ensaios realizados, observou-se que o valor do módulo de resiliência varia sobretudo em função da tensão desvio, conforme modelo da equação 5 e ilustrado na figura 6 como modelo areno-argiloso com $k_2 < 0$. 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 mecanística a ser apresentada no capítulo seguinte demandar, como entrada de dados, parâmetros de regressão determinados nesta condição. Os gráficos plotados a partir dos resultados obtidos estão apresentados na figura 35. Pelo fato dos valores dos coeficientes k_1 e k_2 obtidos em ambos os ensaios 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, cujo gráfico é apresentado na figura 36.

Em relação à composição de solos empregada na seção A do trecho experimental, observou-se um comportamento diferente da variação do módulo de resiliência em função do estado de tensões entre os dois ensaios realizados. No Corpo de Prova 01, cujos resultados encontram-se plotados no gráfico da figura 37.a, o módulo de resiliência apresenta uma tendência de variar em função do somatório das tensões, de acordo com o modelo da equação 4 ilustrado na figura 6 como modelo areno-argiloso com $k_2 > 0$. Já nos resultados experimentais obtidos para o corpo de prova 2, os quais encontram-se plotados no gráfico da figura 36.b o módulo de resiliência apresentou tendência de se manter constante em função do estado de tensões. Aqui também, em razão do mesmo motivo explicitado anteriormente, as tensões foram divididas pela pressão atmosférica (p_{atm}).



(a)



(b)

Figura 35: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito. (a) Corpo de Prova 01; (b) Corpo de Prova 02.

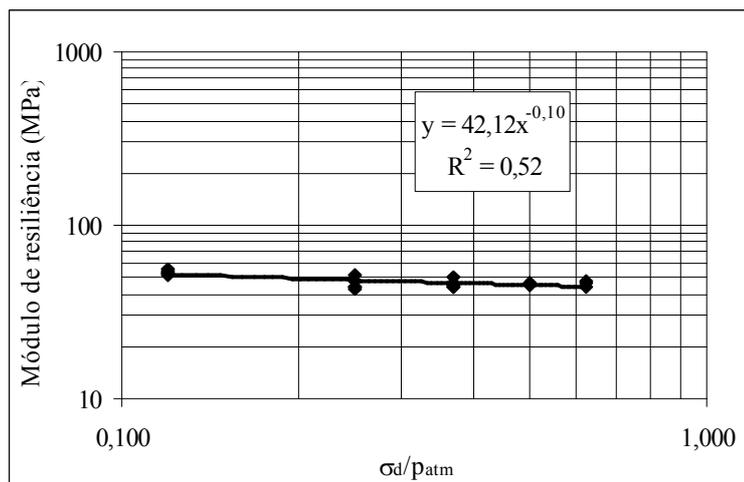
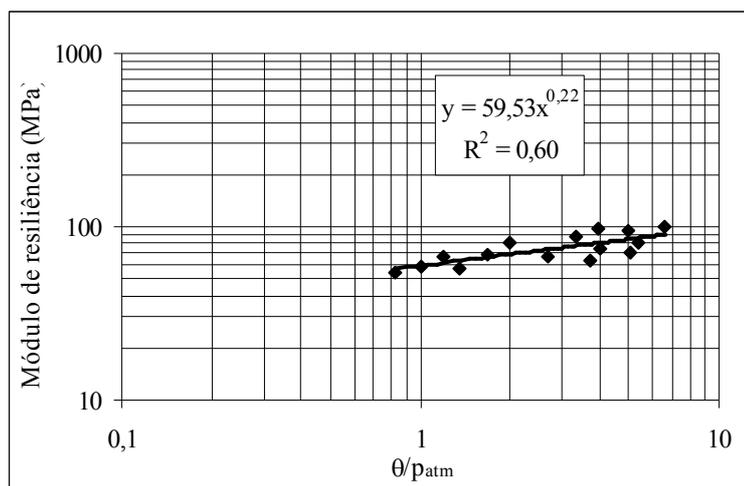
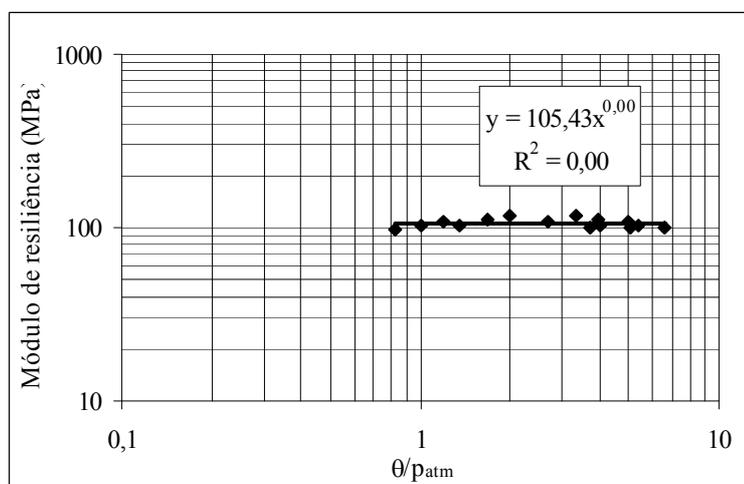


Figura 36: gráfico plotado a partir da totalidade dos dados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência do solo do subleito.



(a)



(b)

Figura 37: gráficos que expressam os resultados dos ensaios para obtenção do módulo de resiliência da composição de solos. (a) Corpo de Prova 01; (b) Corpo de Prova 02.

Conforme ilustrado na figura 38, o Corpo de Prova 01 após moldado atingiu um grau de saturação de 75%, enquanto o Corpo de Prova 02 atingiu um grau de saturação de 71%. Isso implica na ocorrência de comportamentos diferentes dos corpos de prova durante a execução do ensaio em relação ao efeito de sucção. Uma hipótese provável é que isso tenha sido a causa da diferença observada nos resultados dos ensaios relatada no parágrafo anterior. Tem-se que o resultado do Corpo de Prova 01 está muito mais próximo da condição ótima de compactação, portanto é mais realista.

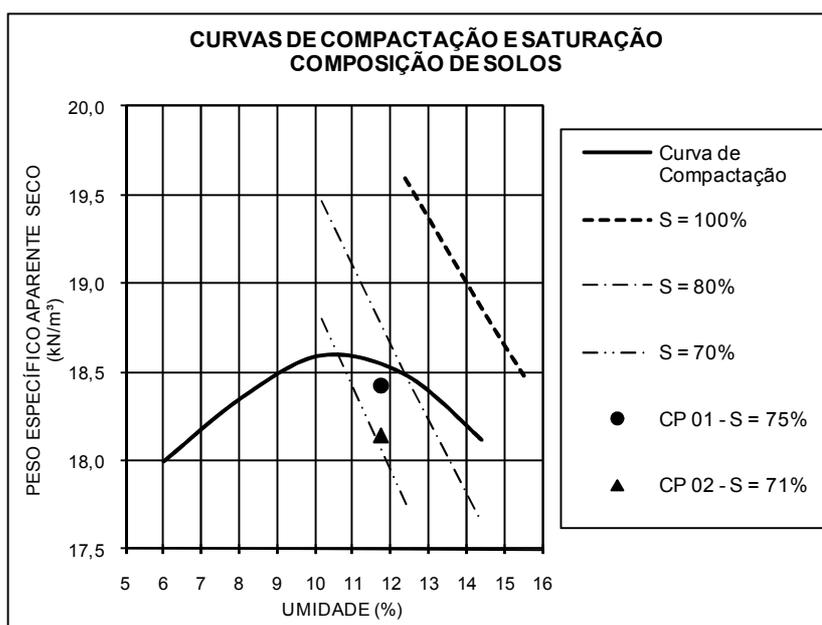


Figura 38: gráfico ilustrativo do efeito da massa específica e da umidade de compactação no módulo de resiliência da composição de solos.

Na tabela 25 são apresentados os principais índices físicos de cada corpo de prova moldado e submetido ao ensaio e os modelos que melhor se adequam para representar o comportamento do módulo de resiliência em função do estado de tensões. Nos corpos de prova moldados referentes ao solo do subleito, observou-se que os mesmos atingiram graus de compactação superiores a 100% em ambos os corpos de prova ensaiados. Para a composição de solos o grau de compactação atingido ficou ligeiramente abaixo do máximo. Os desvios de umidade em relação às umidades ótimas de compactação apresentadas na tabela 23 foram baixos.

Tabela 25: resumo dos resultados obtidos nos ensaios triaxiais de cargas repetidas para obtenção do módulo de resiliência.

Material	Características dos Corpos de Prova				Modelos para a Variação do Módulo de Resiliência mais Adequados
	Corpo de Prova	Peso Específico Aparente Seco - γ_d (kN/m ³)	Desvio de Umidade - Δw (%)	GC (%)	
Solo do Subleito	CP 01	19,51	0,05	102	$MR = 42,12 \left(\frac{\sigma_d}{p_{atm}} \right)^{-0,10}$
	CP 02	19,26	-0,15	101	
Composição de Solos	CP 01	18,42	0,44	99	$MR = 59,53 \left(\frac{\theta}{p_{atm}} \right)^{0,22}$
	CP 02	18,14	0,44	97	$MR = 105,43$

6 PREVISÃO DE DESEMPENHO DO TRECHO EXPERIMENTAL

Conforme exposto no item 2.7, os critérios e modelos para previsão do desempenho do revestimento primário a serem estudados no presente trabalho levarão em conta aspectos relacionados a três grupos de fatores, quais sejam, capacidade de suporte, durabilidade da via associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego, e conforto do usuário e degradação mecânica dos veículos.

Por fim, será também apresentada uma abordagem crítica e comparativa da aplicação para o caso em estudo das diversas especificações sobre a camada de revestimento primário descritas no item 2.6.

6.1 DURABILIDADE DA VIA ASSOCIADA ÀS QUESTÕES CLIMÁTICAS E À AÇÃO ABRASIVA DO TRÁFEGO

Conforme exposto no item 5.2.1.1, todos os solos envolvidos ficaram na transição dos grupos LA e NA da classificação MCT. Destacou-se também que os materiais pertencentes ao grupo LA, por possuírem quantidades muito baixas de finos, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, mesmo quando bem compactados. Já os pertencentes ao grupo NA, quando compactados, apresentam capacidade de suporte de pequena a média, porém, geralmente, são muito erodíveis. Por fim, ressaltou-se a carência de disponibilidade na região de solos e rochas com características prévias que apontassem condições plenamente favoráveis para a finalidade proposta. Os materiais previamente selecionados, após uma investigação geotécnica preliminar, foram aqueles mais apropriados possíveis.

Uma vez pré-selecionados tais materiais, adotou-se a solução de promover a mistura de materiais descrita no capítulo 1, no intuito de se buscar suprir ou minimizar as deficiências intrínseca a cada material quando tratado isoladamente.

Quanto a granulometria dos materiais, conforme exposto na tabela 17, a fração areia fina é predominante no solo do subleito, sendo que o mesmo apresenta granulometria uniforme. A hipótese do mesmo ficar exposto diretamente às ações do tráfego e do clima, com base nas premissas expostas no item 2.1, já é de antemão descartada. A partir de então, flagrou-se a necessidade do subleito ser protegido através da aplicação de uma camada de revestimento primário.

A camada de revestimento primário deve possuir uma distribuição granulométrica adequada, sendo composta por finos e material graúdo. Os finos teriam a função de preencher os vazios formados pela presença das partículas maiores, enquanto o material graúdo garante a capacidade de suporte da via. As argilas ainda exercem o papel de aglutinante, cimentando as frações de agregados e conferindo à camada uma boa densidade. O solo arenoso e o agregado de arenito, numa primeira análise, supririam a demanda pela fração graúda, enquanto que o emprego da areia argilosa vermelha almejaria compensar a carência dos finos flagrada nos primeiros.

No caso da seção A do trecho experimental, mesmo com a composição de solos não foi possível obter uma classificação MCT diferente daquela mesma que os dois materiais já pertenciam. No entanto, obteve-se uma granulometria com graduação descontínua, a qual é mais adequada do que a uniforme, com uma porcentagem de 15% de areia média voltada a proporcionar a capacidade de suporte, pois a areia argilosa vermelha por si só possuía apenas 8%. A porcentagem da fração argila ficou em 15%, o que é mais adequado do que apenas 7% do solo arenoso tratado isoladamente. A fração silte ficou num patamar pouco expressivo, por isso a descontinuidade da curva granulométrica.

Na seção B do trecho experimental estudado, ao invés da utilização do solo arenoso na composição com a areia argilosa vermelha, utilizou-se o agregado de arenito. Com isso, a fração areia média e a fração silte representaram porcentagens pouco expressivas na mistura, fato que repercute numa granulometria com graduação descontínua. O agregado de arenito apresentou resultados satisfatórios quando submetida aos ensaios de abrasão *Los Angeles* e alteração de rochas água-estufa, conforme exposto no item 5.2.2. Desta forma, tem-se que para a previsão de desempenho do item em questão, a solução adotada na seção B é mais adequada, pois está se substituindo 2/3 de solo com classificação MCT na transição de LA para NA por agregado natural de boa qualidade.

6.2 CONFORTO DO USUÁRIO E DEGRADAÇÃO MECÂNICA DOS VEÍCULOS

Quanto maiores o diâmetro e as quantidades de agregados naturais que compõem o material a ser empregado no revestimento primário, maior será a rugosidade da pista e, portanto, mais afetado de forma negativa será o conforto do usuário e a degradação mecânica dos veículos. No entanto, desde que garantidas as características de resistência e durabilidade dos referidos agregados, os mesmos podem desempenhar uma função importante para a desempenho da via, propiciando maior capacidade de suporte e maior durabilidade com relação às ações climáticas e de desgaste pelo tráfego.

Na previsão de desempenho do presente quesito, a solução adotada na seção A é mais favorável do que a da seção B. No entanto, conforme exposto acima, a mesma é mais desfavorável para os aspectos considerados no item anterior. Também verificou-se ser mais desfavorável em relação a previsão da capacidade de suporte que será descrita no item seguinte. A incorporação de 1/3 da areia argilosa vermelha na composição empregada na seção B, além de contribuir favoravelmente nos outros aspectos já mencionados, acaba por amenizar substancialmente o baixo desempenho que teria a via em relação ao presente quesito caso fosse utilizada o agregado de arenito isoladamente.

6.3 CAPACIDADE DE SUPORTE

6.3.1 Análises Mecánísticas

Efetuaram-se análises mecánísticas para diferentes configurações pertinentes ao escopo do presente estudo, as quais tiveram algumas finalidades específicas distintas entre si. Tais finalidades envolveram a estimativa de módulos de resiliência médios por um processo de retroanálise e a determinação de respostas em pontos específicos do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) oriundas da ação do carregamento para a aplicação dos modelos apresentados no item 2.7.

As referidas análises mecánísticas consideram as estruturas compostas de um sistema de múltiplas camadas com comportamento elástico. Para as análises mecánísticas 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 e pelos módulos de resiliência, coeficientes de poisson e peso

específico natural das mesmas. 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 supracitado é que o mesmo 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 a 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 4 e 5 apresentadas no item 2.4.4.

As características comuns em relação às estruturas estudadas e o carregamento que foram consideradas para as análises mecânicas efetuadas estão expostas a seguir:

- a) Coeficientes de Poisson adotados igual a 0,45 para o subleito e 0,45 e 0,40 para a composição de solos e a composição de solo e agregado de arenito empregadas, respectivamente, nas seções A e B do trecho experimental;
- b) Pesos específicos naturais adotados iguais a $20,5\text{kN/m}^3$ para o subleito e $20,8\text{kN/m}^3$ para as camadas de revestimento primário;
- c) Interfaces de contato entre as camadas consideradas plenamente aderidas entre si;
- d) Carregamento considerado como sendo o 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 $20,5\text{kN}$ por roda e na geometria de carregamento ilustrada na figura 39;
- e) Pressão de inflação dos pneus considerada constante, igual a $0,56\text{MPa}$;

As considerações admitidas na alínea “a” foram feitas com base na indicação de valores típicos para os coeficientes de Poisson apresentados no manual do usuário do programa EVERSTRESS 5.0. O mesmo apresenta valores para o subleito, base de brita e misturas asfálticas usinadas a quente. Como o solo do subleito tem granulometria semelhante a

composição de solos utilizada na seção A do trecho experimental, tomou-se para essa o mesmo valor daquele. Para o caso da mistura de solo e agregado de arenito empregada na seção B, dado o fato da mesma ser composta por 2/3 de agregados, considerou-se mais conveniente adotar o valor típico indicado para base de brita. Salienta-se que os valores de tais coeficientes têm influência pouco significativa nos resultados obtidos.

Os pesos específicos citados na alínea “b”, os quais foram adotados para a realização dos cálculos, são aqueles correspondentes aos corpos de prova moldados para a realização dos ensaios de cisalhamento direto, cujos resultados são apresentados na tabela 24. Tal grandeza tem pouca influência no cálculo das tensões atuantes na região de interesse, haja vista que as cargas devido a atuação do carregamento externo são muito superiores frente ao peso próprio do solo.

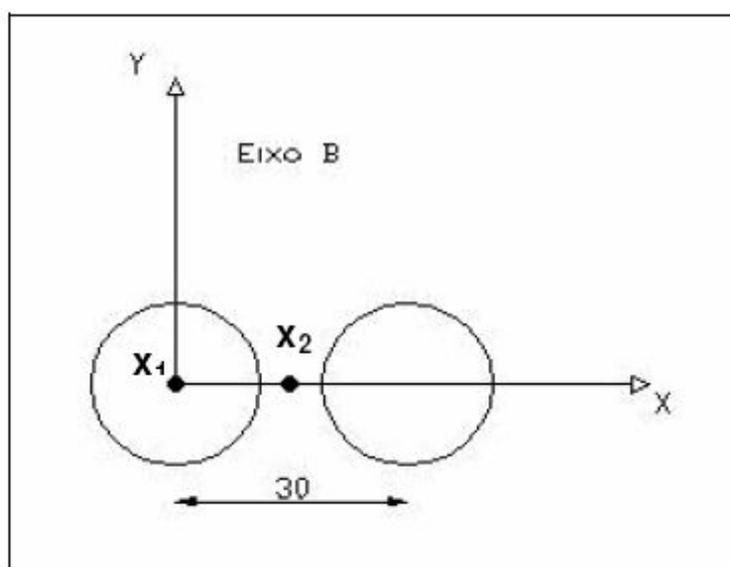


Figura 39: esquema ilustrativo da geometria do carregamento.

6.3.1.1 Retroanálises

O que aqui denominou-se de retroanálise, consistiu num procedimento realizado no qual conhecendo-se a deflexão esperada para uma dada estrutura em determinado ponto, buscou-se estimar o módulo de resiliência médio de determinada camada desta estrutura que gera tal deflexão, fixando-se, para tal, todas as demais grandezas envolvidas no cálculo.

As retroanálises tiveram por propósito estimar o módulo de resiliência médio da camada do subleito e obter dados estimados que dizem respeito às respostas da estrutura (tensões, deformações e deslocamentos) referente à seção B do trecho experimental. A primeira

estimativa teve por finalidade realizar uma análise comparativa se o valor estimado por este procedimento se encontra na mesma ordem de grandeza dos valores obtidos nos ensaios de laboratório e então poder adotar o valor mais coerente para os cálculos seguintes. Já a segunda estimativa objetivou a obtenção de valores necessários para aplicação dos modelos destinados a prever a capacidade de suporte da via, tendo em vista que em razão da granulometria graúda de tal camada, não houve possibilidades de ser realizada a determinação do módulo de resiliência da camada em laboratório, dado esse necessário para os cálculos dos valores supracitados.

Os dados de deflexão utilizados nos cálculos foram aqueles resultantes da inferência estatística das medidas de deflexão realizadas a campo conforme procedimento descrito no item 4.2.3. Os mesmos constam nas tabelas 16 (deflexões do subleito) e 18 (deflexões da pista na seção B) apresentadas no item 5.1.3.

Sondou-se também a possibilidade de ser realizada uma retroanálise voltada a estimar o módulo de resiliência médio da camada de revestimento primário da seção A, visando realizar uma análise comparativa entre o valor estimado por este procedimento e os valores obtidos nos ensaios de laboratório. No entanto, considerando a fraca correlação ($r^2=0,4563$) das deflexões da pista em função das deflexões do subleito, o que significa uma alta dispersão dos dados, além da espessura da camada neste caso ter mostrado a campo influência desprezível nas deflexões finais, concluiu-se ser incoerente efetuar este tipo de estudo.

No caso da seção B, tem-se uma melhor correlação ($r^2=0,7927$) das deflexões da pista em função dos dados de deflexão do subleito. Considerando-se então esta baixa dispersão dos dados, julgou-se ser coerentemente possível efetuar uma retroanálise com vistas a obter os valores citados anteriormente.

Em ambas as retroanálises, para cada caso, considerou-se a comparação da deflexão calculada pelo programa com a deflexão experimental correspondente no ponto médio entre o centro das duas rodas (ponto X_2 da figura 39) no topo da pista, pois foi aproximadamente nesta posição que foram medidas as deflexões a campo com a viga Benkelman.

Para a estimativa do módulo de resiliência médio do subleito por retroanálise, tomou-se o valor médio das deflexões medidas a campo obtido após o refinamento estatístico dos dados (tabela 16), sendo o mesmo igual a $120,4 \text{ mm} \times 10^{-2}$. O valor obtido para o módulo de resiliência correspondente a essa deflexão foi igual a **62,4 MPa**.

Comparando-se o módulo de resiliência do subleito obtido por retroanálise com os resultados obtidos nos ensaios de módulo, tem-se que os dois se encontram em patamares muito baixos. Em relação a esses últimos, levando-se em conta tensões desvios atuantes no subleito da ordem de 100kPa a 450kPa, limites estes com ocorrência verificada quando da realização dos cálculos estruturais ao longo deste trabalho, resulta pela aplicação do modelo exposto na tabela 25 em valores de módulos de resiliência compreendidos entre 42,12 MPa e 36,23 MPa.

Desta forma, para as análises seguintes, assumiu-se para o módulo do subleito o modelo obtido a partir da retroanálise. Na prática, tal decisão pouco influi nos resultados das análises, pois como mencionado acima, em ambos os casos se tratam de valores muito baixos. A escolha se deu principalmente em razão de que, não há garantias da fiel reprodução em laboratório das condições reais de campo e também pelo fato de que as tensões padrões utilizadas no ensaio são menores do que as tensões reais atuantes, forçando a extrapolação da curva, o que é uma situação indesejável.

Definida esta questão, partiu-se para a retroanálise voltada a obtenção de dados referentes às respostas da estrutura (tensões, deformações e deslocamentos) para a seção B do trecho experimental. O valor médio da deflexão do subleito obtido pelos cálculos estatísticos realizados a partir das deflexões medidas a campo, foi igual a $120,4 \times 10^{-2}$ mm (tabela 16). Entrando-se com este valor no eixo das abscissas do gráfico da figura 18.b, encontra-se no eixo das ordenadas a correspondente deflexão da pista, cujo valor é de $93,4 \times 10^{-2}$ mm. Então, procedeu-se a retroanálise da estrutura buscando-se no cálculo atingir essa deflexão. Consideraram-se três espessuras distintas de forma a compreender toda a gama das espessuras medidas no trecho experimental (tabela 14), quais sejam, as espessuras mínima, média e máxima. Os resultados obtidos estão expostos na tabela 26.

Observa-se, através dos resultados apresentados na tabela 26, que como a espessura do revestimento não tem apresentado influência significativa nas deflexões finais da pista, conforme salientado no item 5.1.3, os módulos de resiliência obtidos por retroanálise para se atingir dada deflexão são muitos distintos para espessuras diferentes, mesmo dentro da faixa de variações de espessuras da pista experimental. Por outro lado, as variações das tensões atuantes e da deformação vertical elástica do topo do subleito, não são muito expressivas. Tais considerações implicam que não seria coerente serem efetuadas análises considerando a hipótese de espessuras com valores que extrapolem a faixa obtida no trecho experimental e que a análise de previsão de desempenho se restringiria à espessura média do revestimento.

Tabela 26: resultados obtidos nos cálculos de retroanálise da seção B efetuados com o programa EVERSTRESS.

Espessura do Revestimento (cm)	Deflexões Médias (mm x 10 ⁻²)		Módulo de Resiliência (MPa)		Tensões Atuantes (kPa)			Deformação Vertical Elástica de Compressão no Topo do Subleito - ϵ_v
					Meio da Camada de Revestimento		Topo do Subleito	
	Subleito	Pista	Subleito: Retroanálise	Revestimento: Retroanálise	σ_1	σ_3	σ_v	
12	120,4	93,4	62,4	885	386,94	106,01	145,23	1650,18
15	120,4	93,4		456	387,08	83,37	146,00	1812,40
20	120,4	93,4		228	355,56	50,19	132,71	1777,13

6.3.1.2 Análises Pertinentes à Seção A do Trecho Experimental

Para a determinação de respostas em pontos específicos do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) oriundas da ação do carregamento da seção A do trecho experimental, foi adotado o módulo do subleito constante de 62,4MPa obtido por retroanálise e efetuados os cálculos considerando os dois resultados diferentes para o módulo da camada de revestimento obtidos nos ensaios de laboratório e apresentados na figura 38 e na tabela 25. Como no presente caso os estudos não estão correlacionados com as deflexões medidas na pista, realizaram-se análises considerando-se espessuras mínima, média e máxima da pista experimental e algumas espessuras superiores com a finalidade de prever um comportamento da solução com espessuras maiores.

Os resultados obtidos considerando os diferentes módulos diferentes do material do revestimento primário foram bastante semelhantes, sendo que aquele obtido a partir dos resultados do corpo de prova 01 foram ligeiramente mais conservadores. Em razão disso, para a realização dos cálculos seguintes optou-se por considerar os dados de entrada do ensaio referente ao corpo de prova 02. Os resultados obtidos estão apresentados na tabela 27.

Tabela 27: respostas do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) oriundas da ação do carregamento da seção A do trecho experimental calculadas com utilização do programa EVERSTRESS.

Espessura do Revestimento (cm)	Módulo de Resiliência (MPa)		Deflexões Médias (mm x 10 ⁻²)		Tensões Atuantes (kPa)			Deformação Vertical Elástica de Compressão no Topo do Subleito - ϵ_v
					Meio da Camada de Revestimento		Topo do Subleito	
	Subleito: Retroanálise	Revestimento: Ensaio CP 02	Subleito	Pista	σ_1	σ_3	σ_v	
7,5	62,4	105,4	120,4	123,1	522,11	266,40	426,52	5011,56
9			120,4	121,7	506,35	226,60	379,47	4718,28
12			120,4	118,0	474,49	163,20	299,19	3975,47
15			120,4	113,8	439,21	116,62	238,00	3272,82
20			120,4	107,4	375,46	66,09	168,99	2391,63
25			120,4	102,2	315,01	37,68	126,32	1817,64

6.3.2 Aplicação de Modelos para Avaliação da Capacidade de Suporte

6.3.2.1 Aplicação do Método Mecânico para Dimensionamento de Pavimentos da República Sul Africana

Para ambas as seções do trecho experimental, aplicaram-se os modelos de previsão de desempenho propostos pelo presente método, os quais tem por propósito verificar a ruptura por cisalhamento da camada de revestimento (equações 7, 8 e 9) e a proteção do subleito contra a deformação permanente (equação 10).

Para a realização dos cálculos utilizaram-se os resultados de tensões e deformações expostos nas tabelas 26 e 27. A constante K da equação 8 considerada foi igual a 0,80 (condição de umidade moderada). Adotou-se o valor de 36,70 para o coeficiente de regressão A da equação 10, o qual é correspondente a deformações permanentes de 20mm.

Em relação aos parâmetros de resistência ao cisalhamento dos solos c' e ϕ' , para o caso do subleito e do revestimento primário da seção A adotou-se aqueles obtidos nos ensaios de cisalhamento direto (tabela 24). Para o caso da seção B, buscou-se na literatura parâmetros para materiais que mais se aproximassem da composição solo-agregado adotada nesta seção. Assim, abstraímos de um trabalho publicado por Jafari e Shafiee (2004) valores de c' e ϕ' para um material composto de 65% de agregado graúdo e 35% de argila em peso. A composição de materiais na seção B, como exposto anteriormente é de 2/3 de material graúdo para 1/3 de areia argilosa, em volume, portanto algo relativamente próximo da composição

supracitada. Os valores de c' e ϕ' extraídos do gráfico constante no referido trabalho e adotados nos cálculos foram de 29kPa e 35°, respectivamente.

Após a aplicação dos modelos expostos acima, verificou-se que os resultados obtidos para ambas as seções foram discrepantes e não realísticos, ficando os mesmos em patamares muito distantes do desempenho real observado na pista, o qual será detalhado no capítulo seguinte. Com isso, conclui-se que para o caso em estudo, tais modelos não se aplicam.

6.3.2.2 Aplicação do Modelo Proposto por Vésic (1975)

Foram calculadas as tensões verticais admissíveis no revestimento e no subleito para as seções A e B do trecho experimental para que não ocorra a ruptura por cisalhamento imediata, lançando-se mão para tal do modelo proposto por Vésic (1975) representado nas equações 12 e 14. A partir dos resultados obtidos, conhecendo-se as tensões atuantes, as quais foram determinadas pela análise mecanística (tabelas 26 e 27), calculou-se os fatores de segurança dividindo-se as tensões admissíveis pelas tensões atuantes. São válidas integralmente as considerações expostas no item anterior quanto aos valores dos parâmetros de resistência ao cisalhamento c' e ϕ' dos materiais adotados para a efetuação dos cálculos.

Para a seção A, os fatores de segurança mais críticos foram observados na avaliação do subleito em relação à avaliação da camada de revestimento primário. Considerando a faixa de variação das espessuras do revestimento primário, os valores ficaram compreendidos entre 1,04 e 1,48, ficando em 1,17 considerando a espessura média de 9 cm. Simulando-se espessuras maiores, na ordem de 15, 20 e 25cm, o fator de segurança atingiu valores de 1,86, 2,62 e 3,50, respectivamente.

No caso da seção B, de forma oposta a seção A, os fatores de segurança mais críticos foram observados na análise da camada de revestimento primário, variando de 1,91 a 3,32 dentro da faixa de variação das espessuras do trecho experimental, sendo igual a 2,35 para a espessura média de 15 cm.

Os resultados dos cálculos apontaram que a seção B do trecho experimental teria um desempenho mais satisfatório que a seção A. Tal condição seria mantida, mesmo que fossem igualadas as espessuras do revestimento para 15 cm. Na verificação prática do desempenho do trecho experimental, a qual será apresentada no capítulo seguinte, tal previsão é confirmada.

6.3.2.3 Aplicação do Modelo Proposto por Heukelom e Klomp (1962)

Visando realizar uma avaliação prévia da condição limite de suporte da via quanto à ruptura plástica, aplicou-se também o modelo proposto Heukelom e Klomp (1962) representado na equação 11 para ambas as seções do trecho experimental. Conhecendo-se as tensões verticais atuantes em cada situação analisada (tabelas 26 e 27), isolou-se o número de repetições de carga (N) da referida equação com a finalidade de se prever a durabilidade da via em função deste parâmetro. Como o número N na referida equação é calculado com os fatores de equivalência da AASHTO, realizou-se a conversão aproximada do mesmo para o N considerando-se os fatores de cargas do DNIT, visando uniformizar as comparações a serem realizadas posteriormente.

Embora o referido modelo originalmente se refira somente às tensões cisalhantes atuantes no subleito, no presente caso optamos por estender sua aplicação também para a camada de revestimento primário, uma vez que para ambas as seções, a mesma, tal qual o subleito, é composta de solo ou mistura solo-agregado, havendo, portanto, coerência em tal consideração. Quanto aos módulos de resiliência utilizados nos cálculos, no caso do subleito e da camada de revestimento primário da seção A, foram os mesmos adotados na análise mecanística exposta no item 6.3.1, quais sejam de 62,4 Mpa e 105,4 MPa, respectivamente. No caso do revestimento primário da seção B, adotaram-se os valores obtidos por retroanálise expostos na tabela 27. Em relação ao coeficiente de proporcionalidade (c), adotou-se para o mesmo o valor de 0,008.

Em ambas as seções a situação mais desfavorável ocorreu na verificação do subleito. No caso da seção A, considerando a faixa de variação das espessuras do revestimento, obteve-se uma previsão de durabilidade da via em função do número N (DNIT) entre 7 e 36, sendo igual a 11 para a espessura média de 9 cm. Tais valores, embora baixíssimos, não deixam de ter um cunho realístico, pois conforme será apresentado no capítulo seguinte, o comprometimento da pista em função do tráfego nesta seção foi extremamente precoce. Considerando a hipótese do aumento da espessura do revestimento para 15, 20 e 25 cm, o valor calculado para o número N aumenta para 148, $2,48 \times 10^3$ e $6,59 \times 10^4$, respectivamente.

Na seção B os valores de N considerando a faixa de variação das espessuras ficaram compreendidos entre $1,21 \times 10^4$ e $3,53 \times 10^4$, sendo igual a $1,14 \times 10^4$ para a espessura média. Na verificação de desempenho da via, a qual será exposta no próximo capítulo, verificou-se uma boa convergência desta previsão.

6.3.2.4 Aplicação do Modelo Proposto por Chevron (1984)

O modelo proposto por Chevron (1984) representado na equação 22 estima o número de repetições de carga que o pavimento suporta (calculado com os fatores de equivalência da AASHTO) para causar 0,75 polegadas (aproximadamente 19mm) de Afundamento de Trilha de Roda em função da deformação vertical elástica no topo do subleito (ϵ_v). Aplicou-se o referido modelo para as diferentes situações nas seções A e B, considerando-se os valores ϵ_v obtidos na análise mecanística (tabelas 26 e 27) e na sequência convertendo-se de forma aproximada os valores de N em função dos valores de equivalência do DNIT.

Para a seção A, os valores obtidos para N para atingir a situação exposta acima ficaram entre 110 e 312 considerando a faixa de variação das espessuras e igual a 145 para a espessura média de 9cm. Constata-se que são valores muito baixos, porém não deixam de ser representativos da situação do surgimento precoce das deformações permanentes em função do tráfego observado no trecho experimental, fato que será abordado no capítulo seguinte. Considerando-se a hipótese da aplicação de espessuras maiores, teria-se um aumento do valor do N para 745, $3,04 \times 10^3$ e $1,04 \times 10^4$ para espessuras de 15, 20 e 25 cm, respectivamente.

Já na seção B, o valor calculado considerando a espessura média do revestimento primário (15 cm), obteve-se um valor de N igual a $1,06 \times 10^4$, o qual é coerente com o observado na avaliação prática do desempenho da pista a ser descrita no próximo capítulo.

6.4 APLICAÇÕES DE ALGUMAS ESPECIFICAÇÕES ENCONTRADAS NA LITERATURA

Neste item, procurou-se aplicar para o caso em estudo algumas especificações sobre a camada de revestimento primário existentes na literatura e descritas no item 2.6, procedendo uma análise crítica a respeito das mesmas.

6.4.1 Especificação do DNIT

Em relação à escolha dos materiais, as soluções adotadas nas seções A e B do trecho experimental não atendem a granulometria imposta pela especificação (tabela 4). Na região em questão dificilmente se verificará a ocorrência de materiais naturais que atendem tal granulometria, sendo fatalmente necessária a aquisição de materiais importados de outras regiões e previamente beneficiados, o que aumentaria sobremaneira o custo. Como a

especificação não aborda sobre a previsão de desempenho da via, não há como comparar o custo-benefício de soluções diferentes.

6.4.2 Especificação do DER/SP

A composição de solos empregada na seção A do trecho experimental não atende integralmente a especificação, pois o índice de plasticidade é de 8,1%, enquanto a especificação prevê um máximo de 7%. As demais exigências são atendidas. Com relação ao material empregado na seção B, além de não ser atendida a exigência descrita acima, o diâmetro máximo do agregado de 25mm não é atendido. Valem as mesmas considerações expostas no item anterior a respeito da indisponibilidade de materiais naturais na região para atender integralmente a presente especificação.

6.4.3 Especificação do DER/PR

A composição de solos empregada na seção A do trecho experimental não atende as exigências quanto ao ISC e quanto ao potencial de utilização exposto na tabela 5. Com relação ao material aplicado na seção B, embora sejam atendidas as exigências quanto ao diâmetro máximo, não é atendida a sanidade do agregado graúdo e não há como verificar o CBR para tal composição em razão da dificuldade em obtê-lo. Também não é atendido o potencial de utilização em função da classificação MCT da areia argilosa vermelha (transição de LA para NA) utilizada na mistura exposto na tabela 5.

6.4.4 Especificação Expedida de Materiais para Vias Não Pavimentadas – 4ª Aproximação (D'ÁVILA, HAX e FREITAS, 2008)

A referida especificação, a qual foi descrita no item 2.6.4, tem por propósito essencial definir o potencial de utilização dos materiais com base na granulometria dos materiais e em ensaios especialmente desenvolvidos ou adaptados para a aplicação da mesma. Os resultados dos ensaios que serviram de entrada para a aplicação da especificação em questão foram apresentados na tabela 21.

Com relação à composição de solos empregada na seção A do trecho experimental, segundo a especificação o material é considerado estabilizado granulometricamente, com resistência a seco média. Segundo a especificação o material é inadequado para uso no revestimento primário, ao menos que misturado, em proporções adequadas, com fração fina de boa qualidade, sendo o resultado da mistura reavaliado pela especificação. Incorre-se então na

indisponibilidade no local de materiais com fração fina adequada para atender as exigências expostas.

Com relação a composição utilizada na seção B do trecho experimental, tem-se que o material contém mais de 5% de partículas maiores que 38mm, algo não recomendável pela especificação. Além disso, a fração fina, não atende a especificação.

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

Os materiais empregados em ambas as seções do trecho experimental não atendem a faixa granulométrica exigida pela especificação. Valem as mesmas considerações expostas no item 6.4.1 a respeito da indisponibilidade de materiais naturais na região para atender integralmente a presente especificação.

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

O material empregado na seção A do trecho experimental apresenta índice de plasticidade compreendido na faixa de exigência da especificação. O mesmo atende uma das faixas granulométricas recomendadas pela especificação, as quais estão apresentadas na figura 6. A referida faixa é a correspondente a materiais finos, sendo que a especificação alerta que a mistura é vulnerável ao amolecimento quando umedecida e a apresentar problemas de deformações permanentes e buracos. Ressalvadas tais questões, o material é considerado apto para ser aplicado em vias de tráfego leve.

Com relação à mistura empregada na seção B, a mesma não se enquadra em nenhuma das faixas granulométricas expostas na figura 6.

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

Conforme exposto no item 2.6.7, a referida especificação preconiza a utilização de um modelo, o qual está contido na equação 6, 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 as espessuras das seções A e B do trecho experimental pré-fixadas em 9 e 15cm, respectivamente, aplicando-se o referido modelo, resulta que, desconsiderando a

questão da seleção de materiais, teríamos numa primeira análise durabilidades de 8 e 13 anos, respectivamente. Sem dúvida, essa previsão é exagerada e portanto se mostra desfavorável sua aplicação.

Os critérios preconizados pela especificação voltados à seleção 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 de tais critérios para o caso em questão.

7 AVALIAÇÃO DE DESEMPENHO DO TRECHO EXPERIMENTAL

7.1 METODOLOGIA EMPREGADA

Com o objetivo de avaliar o desempenho de ambas as seções do trecho experimental implantado conforme descrito no item 3.3, realizaram-se inspeções de campo, cuja metodologia empregada, a qual será descrita a seguir, foi desenvolvida com base na metodologia da inspeção visual detalhada (*Detailed Visual Inspection – DVI*) já descrita no item 2.8.

As referidas inspeções de campo tiveram o propósito de avaliar a severidade e a densidade dos principais defeitos com ocorrência típica em vias não pavimentadas submetidas ao tráfego e as condições climáticas. Na sequência são elencados os defeitos avaliados com as respectivas descrições dos critérios adotados para a mensuração da densidade e severidade de cada um necessárias para a definição das condições superficiais da via.

7.1.1 Afundamento de Trilha de Roda – ATR

Para a avaliação deste defeito, ambas as seções do trecho experimental foram divididas em várias subseções, considerando-se separadamente as trilhas direitas das trilhas esquerdas. As estacas iniciais e finais de cada subseção coincidem com aquelas em que foram medidas as deflexões com a utilização da viga benkelman, cujos resultados estão expostos no item 5.1.3. Desta forma, tem-se a individualizada cada subseção de acordo com a tabela 26.

Para a determinação da severidade e da densidade do defeito em cada inspeção aplicou-se o procedimento proposto na tabela 10. A severidade do defeito, a qual é dada em mm, foi medida nas estacas inicial e final que delimitam cada subseção, sendo a média entre as mesmas tomada como o valor a representar àquela subseção. A densidade do defeito foi avaliada através de inspeção visual ao longo do comprimento de cada subseção.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, obteve-se a partir das tabelas 10 e 11 a classe de severidade e a decorrente classificação da condição da estrada,

respectivamente, em cada uma das subseções individualizadas na tabela 28. Calculou-se então a média aritmética da classe de severidade para cada seção, obtendo-se a decorrente classificação da condição média da estrada em cada uma das inspeções para cada seção.

Tabela 28: Individualização das subseções para a avaliação de campo do Afundamento de Trilha de Roda - ATR.

Seção	Trilha	Subseção	Estaca Inicial (km)	Estaca Final (km)
A	Direita	AD1	0+000	0+020
		AD2	0+020	0+040
		AD3	0+040	0+060
		AD4	0+060	0+080
	Esquerda	AE1	0+010	0+030
		AE2	0+030	0+050
		AE3	0+050	0+070
		AE4	0+070	0+090
B	Direita	BD1	0+000	0+020
		BD2	0+020	0+040
		BD3	0+040	0+060
		BD4	0+060	0+080
	Esquerda	BE1	0+010	0+030
		BE2	0+030	0+050
		BE3	0+050	0+070
		BE4	0+070	0+090

7.1.2 Ondulações, Buracos 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 10.

7.1.3 Perda de Abaulamento

Em cada estaca em que na ocasião da construção da pista experimental foram medidas as deflexões com a utilização da viga benkelman, cujos resultados estão expostos no item 5.1.3, foi extraída uma medida do abaulamento da pista em cada uma das inspeções. Para a realização de tais medidas foi utilizado um inclinômetro digital apoiado sobre a mesma madeira resistente de 2m de comprimento empregada na medição da severidade 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, obtendo-se a porcentagem

relativa de perda de abaulamento, a qual representa a severidade do defeito em cada ponto e a média aritmética de tais valores a severidade média para a seção. Determinou-se a porcentagem de pontos pertencentes a cada seção em que foi observada a ocorrência do defeito em cada inspeção. Entrou-se com o par de valores na tabela 10 com a finalidade de obter-se a classe da severidade do defeito, sendo que para tal introduziu-se uma adaptação no critério de avaliação da severidade, substituindo-se convenientemente as faixas expostas em mm por respectivas faixas dadas em %, ficando as mesmas divididas em 0%, 0 a 60% e >60%. De posse da classe de severidade do defeito, obteve-se a decorrente classificação da condição média da estrada em cada seção.

7.1.4 Perda de Espessura de Revestimento

Em cada estaca em que na ocasião da construção da pista experimental foram medidas as deflexões com a utilização da viga benkelman, cujos resultados estão expostos no item 5.1.3, foi extraída uma medida da espessura remanescente do revestimento em cada uma das inspeções. O procedimento consistiu em cavar manualmente um buraco com o uso de uma picareta em cada um dos pontos considerados, medindo-se a espessura da camada com o uso de uma régua. Em cada inspeção, comparou-se o valor medido em cada estaca com aquele registrado no dia da implantação da pista, registrando-se a perda de espessura em mm, a qual representa a severidade do defeito em cada ponto e a média aritmética de tais valores a severidade média para a seção. Determinou-se a porcentagem de pontos pertencentes a cada seção em que foi observada a ocorrência do defeito em cada inspeção. Entrou-se então com o par de valores na tabela 10 obtendo-se a classe da severidade do defeito. De posse da classe de severidade do defeito, obteve-se a decorrente classificação da condição média da estrada em cada uma das inspeções para cada seção de acordo com a tabela 11.

7.1.5 Sulcos de Erosão

Para a avaliação deste defeito, ambas as seções do trecho experimental foram divididas em várias subseções, da maneira igual àquela utilizada para a avaliação do defeito descrito no item 7.1.1, valendo-se portanto da mesma individualização de subseções exposta na tabela 28.

Para a determinação da densidade do defeito, mediu-se com a utilização de uma trena, a área atingida em cada subseção, calculando-se a correspondente porcentagem da mesma em relação à área total. Para a determinação da severidade do defeito, mediu-se a profundidade dos sulcos mais acentuados em cada subseção, utilizando-se o mesmo método empregado

para a determinação do afundamento de trilha de roda, a qual é dada em mm, registrando-se este valor.

De posse dos pares de dados, densidade e severidade do defeito, obteve-se a partir das tabelas 10 e 11 a classe de severidade e a decorrente classificação da condição da estrada, respectivamente, em cada uma das subseções individualizadas na tabela 28. Calculou-se então a média aritmética da classe de severidade para cada seção, obtendo-se a decorrente classificação da condição média da estrada em cada uma das inspeções para cada seção.

7.2 INSPEÇÕES REALIZADAS E RESULTADOS OBTIDOS

Foram realizadas três inspeções para a avaliação do desempenho da pista experimental, nas datas de 18/06/09, 18/08/09 e 16/12/09 (78, 139 e 259 dias após a construção do trecho, respectivamente, o qual ocorreu em 01/04/09).

Uma situação particular e interessante que se fez presente durante a avaliação em questão é que durante o período da mesma ocorreu sobre o trecho experimental um tráfego consideravelmente excedente àquele que seria o normal esperado para a via quando em funcionamento. Isso aconteceu porque, de maneira proposital, tal trecho foi implantado numa localização tal que, além da ocorrência do tráfego normal previsto, ocorreu sobre o mesmo o transporte de todo o material e funcionários necessários para a implantação das vias situadas numa posição posterior ao referido trecho. Tais materiais compreenderam tanto àqueles importados de áreas de empréstimo a serem empregados no revestimento primário, assim como materiais de construção para a execução de obras de arte, além do combustível e manutenção para os equipamentos de terraplenagem. Uma vez quantificados os volumes de obras executados até a data de cada avaliação, foi possível estimar com boa confiabilidade o respectivo volume acumulado de tráfego atuante sobre a via. A partir de tal volume calculou-se o número equivalente de repetições de carga – N , utilizando-se para tal os fatores de equivalência de carga do DNIT. Estimou-se também o volume de tráfego anual previsto correspondente a uma situação de utilização da via em condições normais, ou seja, sem o excedente de carga oriundo da existência da obra, resultando o mesmo em $7,5 \times 10^3$. Com posse disso, calculou-se o período correspondente de tráfego da situação imposta com a situação normal. Os resultados são devidamente expostos na tabela 29.

Tabela 29: Número equivalente de repetições de carga do eixo padrão de 8,2t – N atuante sobre o trecho experimental.

Data da Inspeção	Dias Transcorridos	N	Período Correspondente (meses)
18/06/09	78	$8,6 \times 10^3$	14
18/08/09	139	$1,5 \times 10^4$	24
16/12/09	259	$1,9 \times 10^4$	30

Um ponto importante a ser considerado na avaliação do desempenho do trecho experimental é a intensidade das precipitações pluviométricas acumuladas desde a construção do trecho experimental até a data de cada inspeção. Por se tratar de uma via não pavimentada, a ação das chuvas tem efeito direto no eventual surgimento de sulcos de erosão e atoleiros, possibilitando também a ocorrência de aumentos significativos do teor de umidade da camada de revestimento e do subleito, os quais podem eventualmente contribuir de maneira indireta para o surgimento de defeitos como afundamento de trilha de roda, ondulações, perda de abaulamento, perda de espessura de revestimento e buracos de maneira mais acelerada quando a via é submetida às ações do tráfego em tais condições. Durante a avaliação do desempenho do trecho experimental, ocorreram no local chuvas excepcionais, fato este que se mostrou benéfico para a presente pesquisa, haja vista que assim foi possível realizar a referida avaliação em condições climáticas extremamente desfavoráveis. Através de consulta realizada junto ao banco de dados de índices pluviométricos disponível no site da Defesa Civil do Estado do Rio Grande do Sul, obtemos as precipitações acumuladas para o município de Santana do Livramento da data da construção do trecho experimental até a data de cada inspeção, cujos valores estão registrados na tabela 30.

Tabela 30: Precipitações pluviométricas acumuladas desde a data da construção da pista experimental (01/04/09) até a data de cada inspeção.

Data da Inspeção	Dias Transcorridos	Precipitação Pluviométrica Acumulada (mm)
18/06/09	78	152
18/08/09	139	270
16/12/09	259	1.172

(fonte: Defesa Civil RS, 2010)

Nas tabelas 31 e 32 são apresentados de forma resumida os resultados obtidos nas três inspeções realizadas a campo conforme metodologia descrita no item 7.1 para as seções A e B, respectivamente.

Tabela 31: Resumo dos resultados obtidos nas inspeções destinadas a avaliação de desempenho da seção A.

Defeito Avaliado	Inspeção realizada em 18/06/09 ($N \sim 8,6 \times 10^3 \equiv 14$ meses)		Inspeção realizada em 18/08/09 ($N \sim 1,5 \times 10^4 \equiv 24$ meses)		Inspeção realizada em 16/12/09 ($N \sim 1,9 \times 10^4 \equiv 30$ meses)	
	Classe de Severidade	Condição da Estrada	Classe de Severidade	Condição da Estrada	Condição da Estrada	Condição da Estrada
Afundamento de trilha de roda	3,3	Ruim (5 a 32mm)	5,0	Falida (26 a 80mm)	N*	N*
Ondulações	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,00	Excelente
Perda de abaulamento	4,0	Ruim	5,0	Falida	N*	N*
Perda de espessura de revestimento	2,0	Boa	3,0	Regular	N*	N*
Sulcos de erosão	1,0	Excelente	1,0	Excelente	3,3	Ruim
Buracos	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,0	Excelente
Atoleiros	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,0	Excelente

* Não foi possível a mensuração, haja vista que com a ruptura geral da pista o material desagregou, sendo que parte se acomodou e parte foi transportado pela erosão.

Tabela 32: Resumo dos resultados obtidos nas inspeções destinadas a avaliação de desempenho da seção B.

Defeito Avaliado	Inspeção realizada em 18/06/09 ($N \sim 8,6 \times 10^3 \equiv 14$ meses)		Inspeção realizada em 18/08/09 ($N \sim 1,5 \times 10^4 \equiv 24$ meses)		Inspeção realizada em 16/12/09 ($N \sim 1,9 \times 10^4 \equiv 30$ meses)	
	Classe de Severidade	Condição da Estrada	Classe de Severidade	Condição da Estrada	Condição da Estrada	Condição da Estrada
Afundamento de trilha de roda	2,0	Boa (0 a 30mm)	2,4	Regular (0 a 30mm)	5,0	Falida (22 a 43mm)
Ondulações	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,0	Excelente
Perda de abaulamento	2,0	Boa	4,0	Ruim	4,0	Ruim
Perda de espessura de revestimento	2,0	Boa	4,0	Ruim	5,0	Falido
Sulcos de erosão	1,1	Boa	1,3	Boa	3,2	Regular
Buracos	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,0	Excelente
Atoleiros	1,0	Excelente	1,0	Excelente	1,0	Excelente

Na figura 40 tem-se uma visão geral das condições superficiais das seções A e B do trecho experimental submetido à ação do tráfego e do clima, onde é possível realizar uma comparação entre ambas as seções.

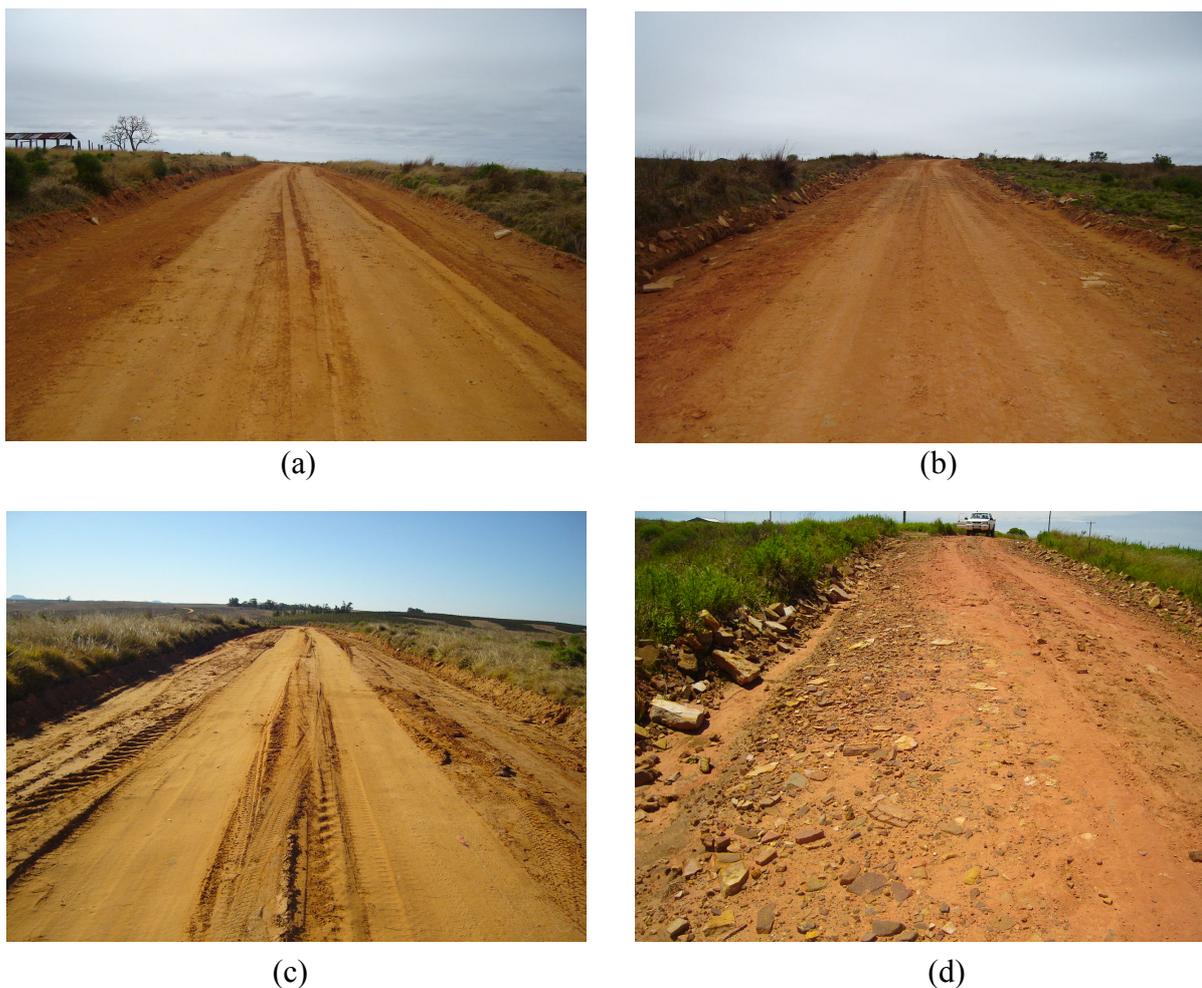
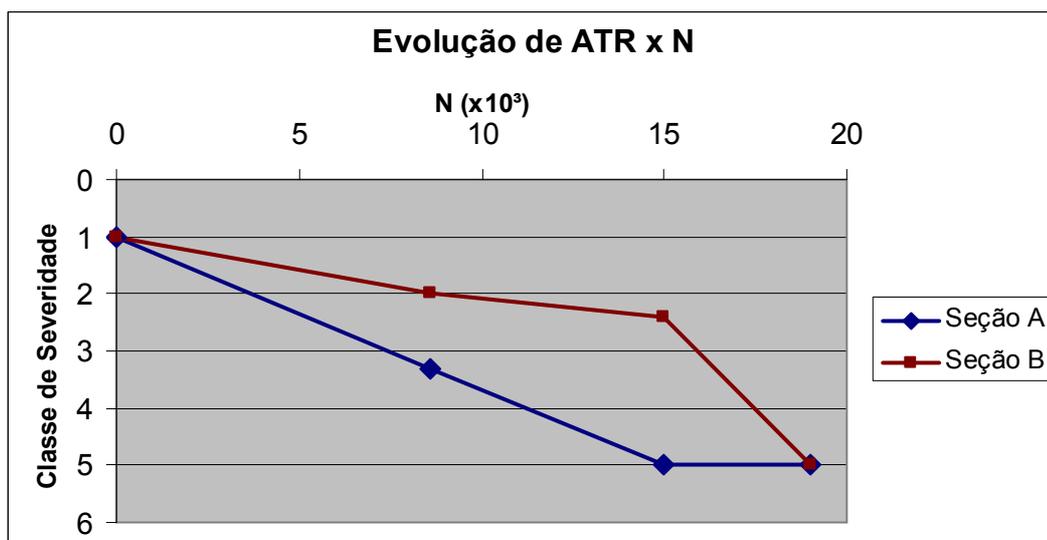


Figura 40: fotos do trecho experimental após ser submetido às ações do tráfego e do clima. (a) seção A na data de 18/06/09; (b) seção B na data de 18/06/09; (c) seção A na data de 29/07/09 e (d) seção B na data de 16/12/09.

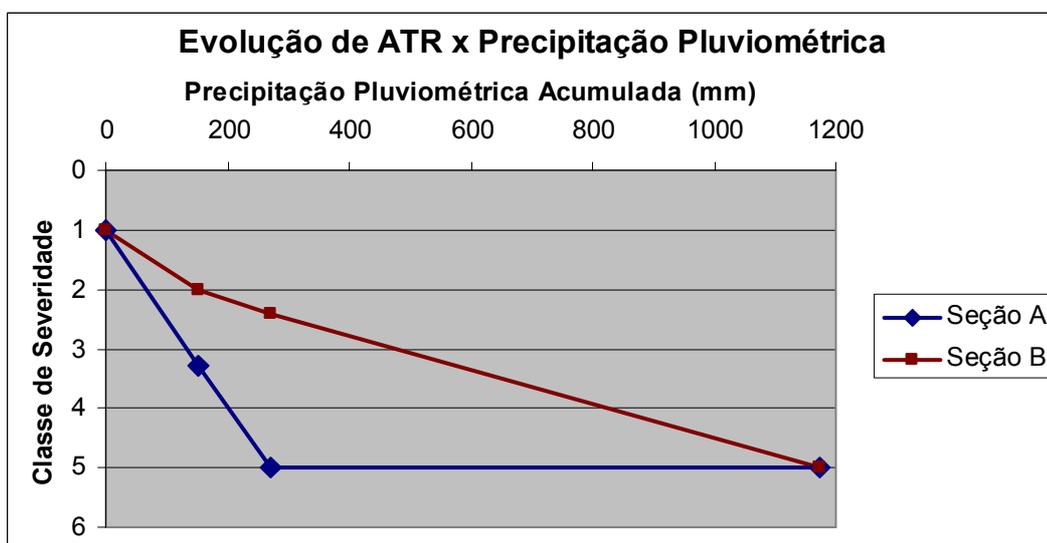
7.3 ANÁLISE DOS RESULTADOS

7.3.1 Afundamento de Trilha de Roda – ATR

De acordo com os resultados apresentados nas tabelas 31 e 32, verificou-se que a evolução do surgimento deste defeito na seção A foi consideravelmente maior do que na seção B. Tal defeito pode estar ligado ao surgimento de deformações permanentes das camadas e/ou a ruptura ao cisalhamento das mesmas. Com base nas inspeções visuais realizadas a campo constatou-se claramente que na seção A ocorreu a ruptura por cisalhamento, enquanto que na seção B ocorreram apenas deformações permanentes excessivas, sem ruptura por cisalhamento. Na figura 41 são apresentados gráficos comparativos que demonstram a evolução do defeito com a solicitação de tráfego (N) e com as precipitações pluviométricas acumuladas.



(a)



(b)

Figura 41: gráficos de evolução de ATR. (a) Evolução de ATR x Solicitação de Tráfego e (b) Evolução de ATR x Precipitação Pluviométrica Acumulada.

Ao realizar uma análise nos resultados expostos nos gráficos da figura 41 constata-se que no caso da seção A a evolução do defeito avaliado ocorre muito mais em função do tráfego do que das precipitações pluviométricas, tendo em vista de que um incremento considerável do número N elevou a classe de severidade do defeito para 3,3 (condição ruim) no primeiro período (78 dias) e para 5,0 (condição falida) no segundo período (61 dias) enquanto que as precipitações pluviométricas foram baixas (152mm no primeiro período e 118mm no segundo período). Já no caso da seção B verifica-se que, considerando os mesmos períodos, um

incremento considerável no número N acompanhado de baixas precipitações pluviométricas elevou pouco a classe de severidade do defeito, ou seja para 2,0 (condição boa) no primeiro período e de 2,0 para 2,4 (condição regular) no segundo período. No período seguinte (120 dias) um incremento menor de N para um grande incremento de precipitações pluviométricas ocasionou uma elevação da classe de severidade do defeito de 2,4 (condição regular) para 5,0 (condição falida), dando indícios de que o aumento da umidade do solo traria influência na evolução do defeito. Todavia, é difícil extrair conclusões apuradas desta análise, tendo em vista que a forma que o experimento de campo foi realizado não possibilita a análise das duas variáveis, solicitação de tráfego N e precipitação pluviométrica de maneira separada. Não se dispõe do registro do tráfego ocorrido nos dias de chuva, somente o que se sabe é que ele foi menor do que nos dias de tempo bom. No entanto, é possível que mesmo uma solicitação de tráfego pequena em dia chuvoso ocasione um maior agravamento do defeito. Caso isso de fato ocorra, talvez a seção A tivesse atingido a condição de falida mesmo com uma menor solicitação de tráfego se tivesse chovido mais no período. Além disso, no caso da seção B não se pode comprovar que o aumento considerável do defeito se deva principalmente em razão das maiores precipitações pluviométricas, pois as deformações permanentes dos solos variam exponencialmente com o número de repetições de carga.

Com o propósito de realizar uma avaliação da validade dos modelos de previsão de desempenho aplicados de acordo com o exposto no item 6.3.2, procedeu-se uma análise estatística das deformações permanentes mensuradas em cada inspeção realizada. Desta análise resultou uma deformação média de cada trecho em cada inspeção, conforme apresentado na tabela 33 e representado no gráfico da figura 42.

Tabela 33: evolução das deformações permanentes médias de cada seção do trecho experimental nas inspeções realizadas a campo.

Data da Inspeção	Dias Transcorridos	N	Deformação Permanente Média -ATR (mm)	
			Seção A	Seção B
18/06/09	78	$8,6 \times 10^3$	21	3
18/08/09	139	$1,5 \times 10^4$	53	4
16/12/09	259	$1,9 \times 10^4$	-	30

Observou-se que as deformações permanentes medidas em cada inspeção não apresentam correlações com a espessura do revestimento primário e com as deflexões medidas na pista quando do término da implantação da mesma.

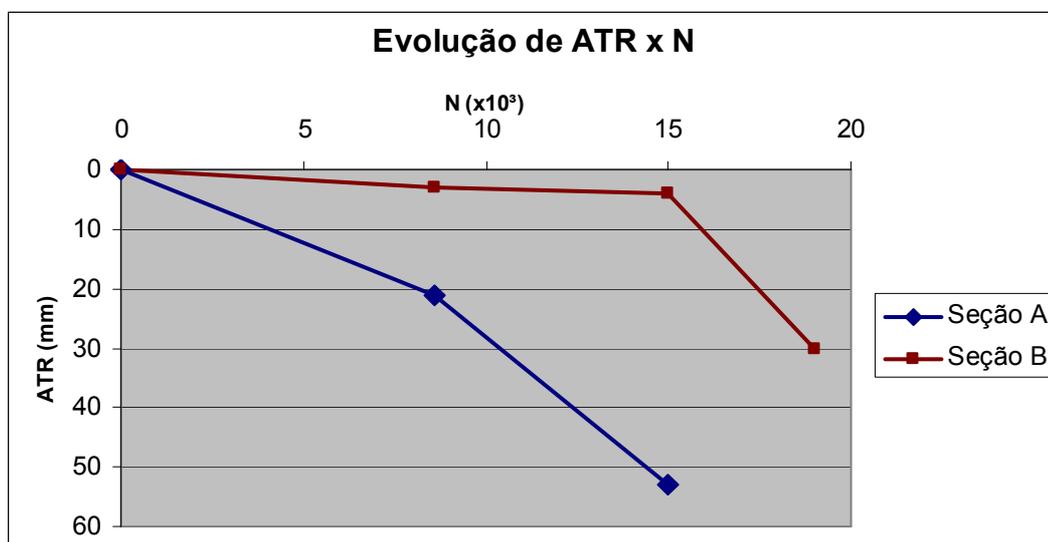


Figura 42: gráfico de evolução das deformações permanentes médias em função do tráfego.

Nos cálculos para a previsão da capacidade de suporte apresentados no capítulo anterior, obteve-se para a seção A, fatores de segurança muito baixos em comparação a seção B, quando aplicado o modelo proposto por Vésic (1975). Na prática constatou-se claramente, conforme exposto anteriormente, que houve nesta seção a ruptura por cisalhamento de maneira bastante precoce. Os resultados obtidos pela aplicação dos modelos propostos por Heukelom e Klomp (1962) e Chevron (1984) apontavam uma durabilidade muito baixa para a seção A. Na prática, embora de forma não tão drástica, se confirmou a ruptura precoce do trecho com menos de 10.000 repetições do eixo padrão e o surgimento de deformações permanentes da ordem de 19mm (limitada no segundo modelo) com menos de 8.000 repetições do eixo padrão.

No caso da seção B, os modelos supracitados apontavam uma durabilidade média para um N igual $1,14 \times 10^4$ e $1,06 \times 10^4$, respectivamente. Através da representação exposta no gráfico da figura 42, verifica-se que deformações permanentes superiores a 19mm surgem a partir de valores de N de aproximadamente $1,7 \times 10^4$, o que demonstra que tais modelos se aplicaram com uma boa aproximação.

7.3.2 Ondulações, Buracos e Atoleiros

Conforme exposto no item 7.1.2 não se observou o surgimento de tais defeitos nas inspeções realizadas. Ficou claro que os materiais empregados não apresentam tendência a manifestar defeitos como ondulações e buracos, sendo que frente aos mesmos o defeito que comanda a durabilidade da via é sobretudo o afundamento de trilha de roda – ATR exposto no item anterior. Com relação a atoleiros, tem-se que a localização geográfica em que foi implantado o trecho experimental, qual seja, próximo ao topo de uma coxilha com condições bem drenadas, talvez não tenha possibilitado uma avaliação representativa de tal defeito. No entanto, considerando os demais trechos de estradas implantados, verificou-se que tal defeito praticamente não tem se manifestado.

7.3.3 Perda de Abaulamento

A perda de abaulamento está relacionada com as deformações permanentes que ocorrem em toda a largura da pista. Conforme resultados plotados no gráfico da figura 43, constata-se que tal defeito se atenuou mais rapidamente e em proporções maiores na seção A do que na seção B.

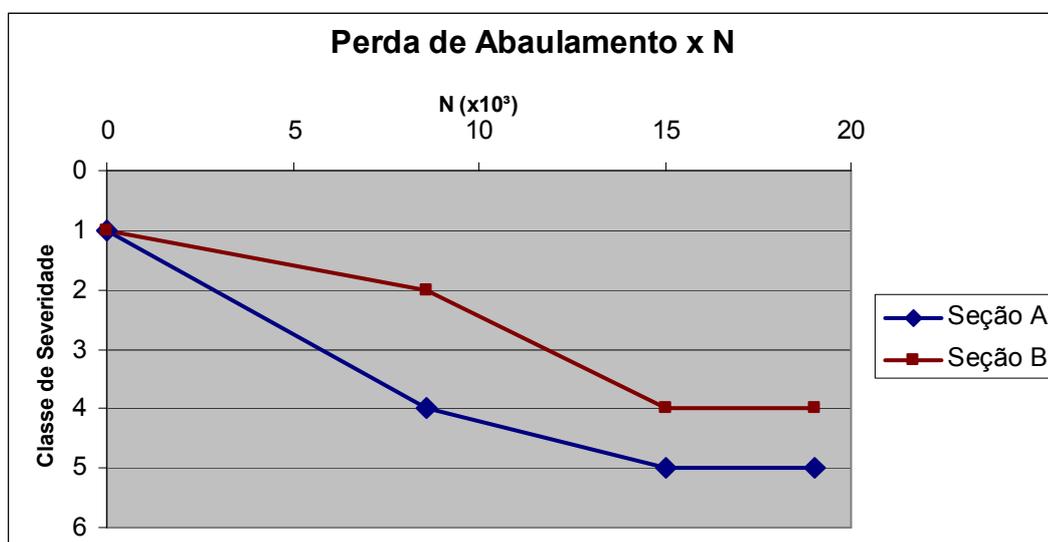


Figura 43: gráfico de evolução de perda de abaulamento.

7.3.4 Perda de Espessura de Revestimento

Comparando-se as duas seções do trecho experimental, conforme representação gráfica exposta na figura 44, observa-se que em ambas o defeito tem se manifestado em magnitudes semelhantes, sendo ligeiramente superior na seção B. Na seção A, no entanto, antes de ser

atingida a classe de severidade máxima de 5,0 (condição falida), ocorreu a ruptura por cisalhamento da pista, impossibilitando a obtenção de um quarto valor.

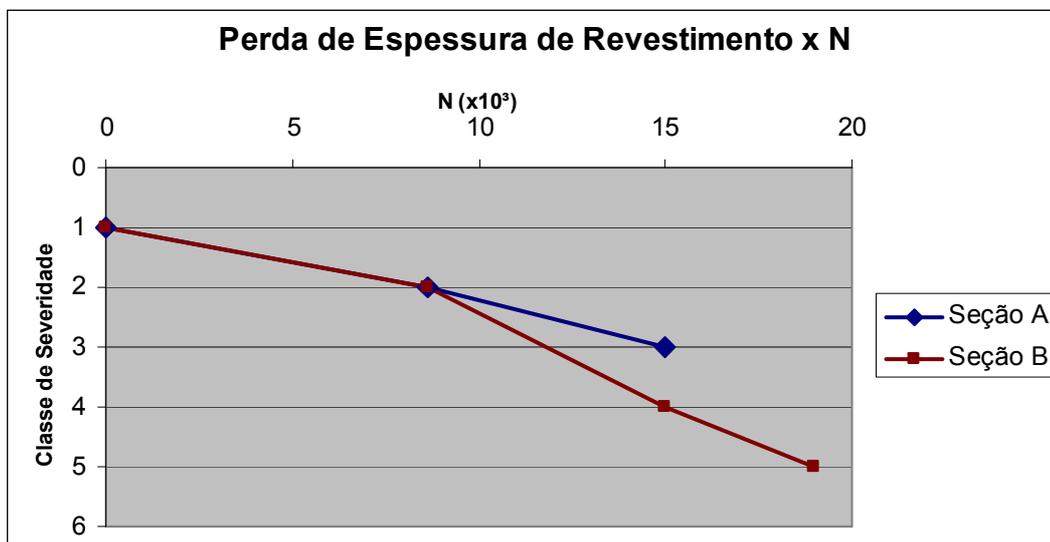


Figura 44: gráfico de evolução de perda de espessura de revestimento.

7.3.5 Sulcos de Erosão

Para análise deste defeito foi mais conveniente plotar a classe de severidade do mesmo *versus* a precipitação pluviométrica acumulada (figura 45), tendo em vista que o principal agente que ocasiona o surgimento de tal defeito sem dúvida é a ação das águas das chuvas.

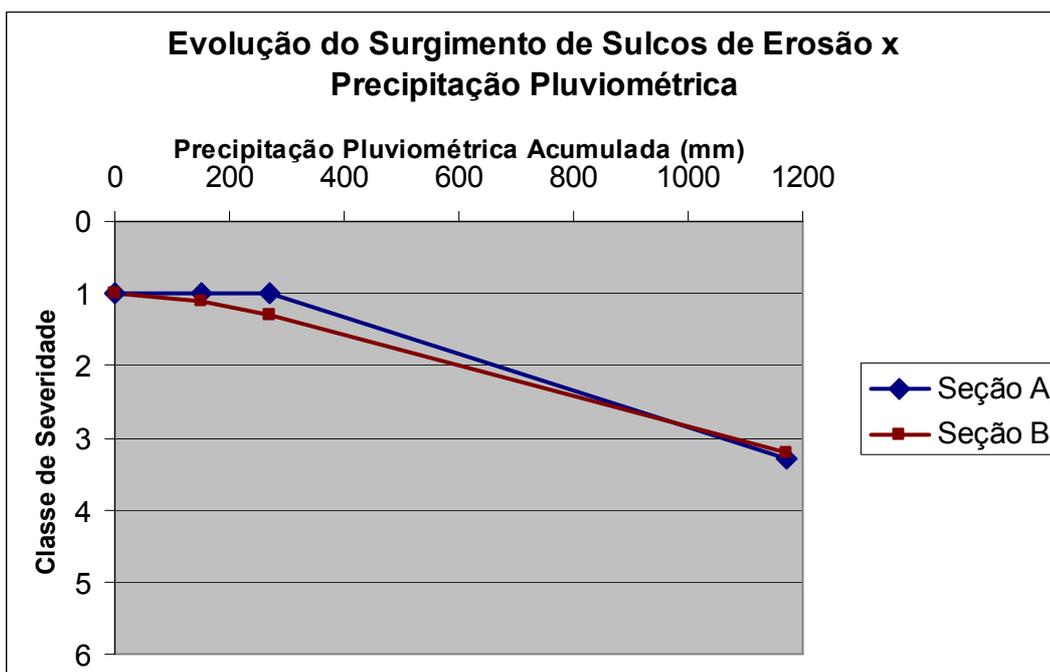


Figura 45: gráfico de evolução do surgimento de sulcos de erosão em função da ocorrência de precipitação pluviométrica.

Observou-se que em ambas as seções do trecho experimental o defeito em análise tem se manifestado em magnitudes semelhantes, sendo ligeiramente superior na seção A na qual atingiu o valor máximo de 3,3 (condição ruim) contra 3,2 (condição regular) na seção B. É importante salientar que, conforme apresentado no item 3.3, a seção A foi implantada num trecho praticamente plano, com declividades longitudinais de 0 a 1%, enquanto a seção B ficou localizada num trecho com declividades longitudinais de 1% a 2% e de 9% na porção final. Isso significa dizer que a seção B foi mais solicitada com relação ao surgimento do defeito. Isso nos faz concluir que a mesma se mostrou mais durável com relação aos processos erosivos do que a seção A.

De acordo com o exposto no item 3.1 a precipitação pluviométrica anual média da região é de 1500 a 1600mm. No período de observação (259 dias) tivemos a ocorrência de 1.172mm de precipitação pluviométrica acumulada, o que corresponde às precipitações esperadas para um período aproximado de 9 meses. Efetuando-se uma extrapolação do gráfico da figura 45, considerando uma variação linear, tem-se que o tempo esperado para se atingir a condição falida da estrada para o presente de defeito (classe de severidade igual a 5,0) seria de aproximadamente 14 meses.

Esta vulnerabilidade que os materiais apresentaram aos processos erosivos está coerente com a previsão apontada pelos ensaios de classificação MCT e até mesmo pela descrição pedológica.

8 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

8.1 CONCLUSÕES

A seção A do trecho experimental, cuja camada de revestimento primário foi executada com espessura média de 9cm e constituída de uma mistura composta do material mais fino extraído da área de empréstimo do cascalho de arenito (solo arenoso) e do solo residual de arenito (areia argilosa vermelha), na proporção de 2:1 em volume, apresentou baixa durabilidade. A ruptura por cisalhamento ocorreu para um N de aproximadamente $1,0 \times 10^4$. As restrições impostas pelos ensaios de classificação MCT foram válidas para tal trecho, incluindo a manifestação de problemas de erosão. Desta forma, a adoção de tal solução não é recomendada, em especial considerando o fato de que a solução B tem apresentado resultados melhores.

A seção B do trecho experimental, cuja camada de revestimento primário foi executada com espessura média de 15cm e constituída de uma mistura composta do material mais graúdo (agregado de arenito) extraído da área de empréstimo do cascalho de arenito e do solo residual de arenito (areia argilosa vermelha), na proporção de 2:1 em volume, apresentou desempenho melhor que a seção A. Deformações permanentes da ordem de 19mm surgiram para um N de aproximadamente $1,7 \times 10^4$ e da ordem de 30mm para um N de aproximadamente $1,9 \times 10^4$. As restrições impostas pelos ensaios de classificação MCT também foram válidas para tal trecho, incluindo a manifestação de problemas de erosão. A adoção futura de tal solução na região deve ser avaliada em função do custo-benefício da mesma em comparação a soluções que demandem a importação de materiais de maiores distâncias e da possibilidade da introdução de técnicas de melhoria dos solos.

Os resultados das medidas de deflexões realizados sobre o subleito e sobre a pista pronta com a utilização da viga Benkelman se mostraram bastante dispersos. Para que seja possível a obtenção de dados confiáveis das respostas do pavimento (tensões, deformações e deslocamentos) e módulos de resiliência médios por retroanálise, necessários para realização

de cálculos estruturais, é preciso contar com a existência de dados de deflexão os mais consistentes possíveis.

Existe uma enorme carência na literatura de modelos e especificações confiáveis que resultem numa adequada previsão de desempenho das vias não pavimentadas na fase de projeto. A extrapolação de modelos concebidos para vias pavimentadas deve ser feita com cautela e com as devidas ponderações.

Nos cálculos para a previsão da capacidade de suporte utilizando-se o modelo proposto por Vésic (1975), obteve-se para a seção A, fatores de segurança muito baixos em comparação a seção B, na ordem de 1,17 e 2,35, respectivamente. Na prática constatou-se claramente, que houve na seção A a ruptura por cisalhamento de maneira bastante precoce, enquanto na seção B houve a evolução acentuada de deformações permanentes, mas sem ruptura por cisalhamento. Com isso, conclui-se que o fator de segurança calculado por este modelo pode ser um bom indicativo para a garantia de desempenho do trecho. O que é necessário definir é um valor mínimo, o qual numa primeira análise pode ser estabelecido como sendo maior ou igual a 3.

Os resultados obtidos pela aplicação dos modelos de previsão estrutural propostos por Heukelom e Klomp (1962) e Chevron (1984) apontaram uma durabilidade muito baixa para a seção A. Na prática, embora de forma não tão drástica, se confirmou a ruptura precoce do trecho com N de aproximadamente $1,0 \times 10^4$ e o surgimento de deformações permanentes da ordem de 19mm (limitada no segundo modelo) com um N de aproximadamente 8×10^3 . No caso da seção B, os modelos supracitados apontaram uma durabilidade média para um N igual $1,14 \times 10^4$ e $1,06 \times 10^4$, respectivamente. Na prática, verificou-se que deformações permanentes superiores a 19mm surgiram a partir de valores de N de aproximadamente $1,7 \times 10^4$. Isso demonstrou que tais modelos se aplicaram com uma boa aproximação para prever o desempenho da via no presente estudo.

Os resultados obtidos pela aplicação dos modelos propostos pelo Método Sul Africano para ambas as seções foram discrepantes e não realísticos, ficando os mesmos em patamares muito distantes do desempenho real observado na pista. Desta forma, conclui-se que para o caso em estudo, tais modelos não se aplicam.

Os resultados obtidos no ensaio de molhagem/secagem do agregado de arenito apontaram que o grau de desintegração sofrido pelo material foi baixo confirmando o comportamento

esperado para o material em função da sua mineralogia obtida no ensaio de difração de raio-x, cuja composição mineralógica do material indicou que o mesmo apresenta tendência a apresentar resistência aos processos de desintegração ocasionados pelos agentes do intemperismo, dificilmente se alterando nas condições normais de uso.

Os resultados do índice de expansão obtidos nos ensaios, os quais foram muito baixos para todos os solos, foram coerentes com as indicações extraídas a partir dos ensaios de classificação MCT. Assim, conclui-se que para o presente caso o ensaio MCT se mostrou eficaz na indicação de tal característica dos solos.

As tensões padrões fixadas nas Normas empregadas nos ensaios triaxiais de carga repetida para a obtenção do módulo de resiliência acabam sendo baixas para a avaliação de vias não pavimentadas em relação às tensões reais atuantes, forçando a extrapolação da curva, o que é uma situação indesejável.

É consenso de várias referências que a camada de revestimento primário deve ser bem graduada, contendo finos suficientes para prevenir problemas de desagregação e surgimento de sulcos. O que difere muito entre si são as faixas granulométricas recomendadas nas diferentes fontes consultadas e o diâmetro máximo do agregado graúdo. Em relação a este último, parece ser razoável aderir às recomendações que limitam o mesmo em 3” ou 7,5cm, uma vez que na seção B do trecho experimental aqui estudado, os agregados maiores atingiam aproximadamente este diâmetro, porém sem se verificar problemas aparentes de excesso de rugosidade da pista.

Conforme exposto no item 2.5, Nogami e Vilibor (1995) relatam que nas regiões tropicais a utilização de misturas que embora não atendessem as exigências tradicionais quanto a granulometria, CBR e plasticidade, tiveram freqüentemente desempenho satisfatório quando utilizados como componentes solos de comportamento laterítico. Os autores expõem que a imposição granulométrica tradicional não leva em conta natureza dos componentes finos da mistura solo-agregado, entretanto, a prática tem mostrado que no caso de misturas contendo finos lateríticos, a deficiência granulométrica fica compensada pela melhor qualidade dos referidos finos. Desta forma, torna-se possível a utilização de materiais com granulometria descontínua ou mesmo sem possuir fração acima de 2,00mm. Quanto às questões referentes à resistência dos grãos, capacidade de suporte e expansão dos materiais, os autores sugerem ser mais apropriado o uso de métodos que levem em consideração as propriedades de

deformabilidade dos materiais, em substituição aos ensaios de CBR e abrasão *Los Angeles* em se tratando de misturas solo-agregado nas regiões tropicais. No presente trabalho, tal questão ficou enaltecida quando o solo do subleito, mesmo apresentando valor de CBR expressivamente maior do que a composição de solos utilizada no revestimento primário da seção A do trecho experimental, apresentou módulo de resiliência mais baixo do que esta. Desta forma, conclui-se que ao serem realizados estudos sobre a aplicação de determinado material deva-se priorizar as considerações sobre as propriedades resilientes do mesmo quando da avaliação dos aspectos estruturais.

As especificações de revestimento primário existentes apresentam diferenças substanciais entre si. Além disso, observa-se que as mesmas deixam a desejar em determinados aspectos ou o critério para avaliação dos mesmos é demasiadamente superficial.

As especificações do DNIT, do DER/SP, da *South Dakota Local Transportation Assistance Program* (SD LTAP), do Manual Produzido pela Agência Americana para o Desenvolvimento Internacional (*US Agency for International Development – USAID*) e do Departamento de Transportes da República Sul Africana (*Draft TRH 20 – The Structural Design, Construction and Maintenance of Unpaved Roads*) não consideram as peculiaridades dos solos tropicais, portanto não é recomendada sua aplicação no Brasil. A especificação do DER/PR mescla critérios como a classificação MCT aplicável a solos tropicais com outros critérios como LL e LP não aplicável aos mesmos. A especificação expedita de materiais para vias não pavimentadas – 4ª Aproximação publicada por D’ávila, Hax e Freitas (2008), embora seja limitada em vários aspectos, é a única que foi concebida levando em conta as peculiaridades dos solos tropicais.

8.2 RECOMENDAÇÕES GERAIS PARA A CONCEPÇÃO DE UM PROJETO DE REVESTIMENTO PRIMÁRIO PARA VIAS NÃO PAVIMENTADAS

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 de vias não pavimentadas. 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 desempenho estrutural da via.

8.2.1 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 executa-se abertura mecânica de trincheiras, efetuando-se coleta de amostras para ensaios de laboratório, inclusive do solo do subleito.

8.2.2 Seleção Inicial dos Materiais

Consiste na realização de uma seleção inicial dos materiais ou misturas de materiais potencialmente utilizáveis para compor a camada de revestimento primário, de forma a atender os aspectos relacionados à durabilidade associada às questões climáticas e à ação abrasiva do tráfego (erosão, desgaste superficial, expansão e intemperização dos materiais graúdos) e ao conforto do usuário e degradação mecânica das vias (rugosidade, aderência, material solto e poeira).

Inicialmente realizam-se ensaios de granulometria por peneiramento dos materiais, com a finalidade de ser realizada uma análise granulométrica preliminar da mistura. É desnecessária a realização de ensaio de granulometria por sedimentação, pois conforme exposto anteriormente para solos tropicais o conhecimento da granulometria da fração fina tem pouca importância na definição do comportamento do material.

Com relação aos solos ou a fração mais fina, a forma mais apropriada para realizar a caracterização prévia dos materiais 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 2.3.2 e especificação do DER/PR exposta no item 2.6.2 sobre o potencial de utilização dos materiais e então procede-se a melhor escolha possível.

Na impossibilidade de serem realizados ensaios de classificação MCT, em razão da carência de laboratórios que realizam este tipo de ensaios e em consequência o alto custo e morosidade para a realização dos mesmos, 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 2.6.4. Várias experiências anteriores vivenciadas permitiram constatar que materiais selecionados através da utilização deste método tem tido um bom desempenho quando colocados em serviço.

Visando decifrar as características mecânicas dos agregados ou da fração mais graúda, sugere-se a realização do ensaio de alteração de rochas água-estufa descrito no item 2.4.3.

8.2.3 Previsão do Desempenho Estrutural

No caso da necessidade de ser produzida uma composição de dois ou mais materiais, tem-se que a proporção adequada a ser adotada é aquela que resulta no maior módulo de resiliência. Deverá ser verificada se a mistura obtida atende os quesitos do item anterior.

A previsão do desempenho estrutural poderá ser avaliada pela aplicação, com a devida cautela e bom senso dos modelos expostos acima, quais sejam, Vésic (1975), Heukelon e Klomp (1962) e Chevron (1984).

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 trechos 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 c' e ϕ' podem ser obtidos a partir de ensaios de laboratório ou de forma pouco desejável, através de consulta a literatura para materiais de características semelhantes.

8.3 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A pesquisa realizada neste trabalho é muito restrita, 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, seguem 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 supracitada utilizando-se na mistura com a areia argilosa vermelha, basalto decomposto ao invés de agregado de arenito;
- c) Realizar estudos sobre a previsão de desempenho de uma camada de revestimento primário constituída predominantemente de argila de comportamento laterítico com uma camada esbelta (2 a 3cm) de areia grossa com pedregulho;
- d) Realizar os mesmos estudos acima em misturas em diferentes proporções de argila de comportamento laterítico com areia e agregados de diâmetros variáveis (misturas solo-agregado);
- e) Aplicar os mesmos modelos de previsão de desempenho que foram aplicados na presente pesquisa para as mais variadas soluções possíveis e para as várias situações geológicas e geotécnicas diferentes, obtendo-se com isso a validação dos mesmos, ou o aprimoramento e obtenção de modelos específicos mais adequados para vias não pavimentadas.

REFERÊNCIAS

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 SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D3080-90: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.** Montgomery County, 1990.

ARNOLD, Gilnei Pestano. **Estudo do Comportamento Mecânico de Basaltos Alterados do Rio Grande do Sul para Emprego em Pavimentos Rodoviários.** 1993. 163 f. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul – PPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1993. Disponível em: <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 15 nov. 2008.

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 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.

BAESSO, Dalcio Pickler; GONÇALVES, Fernando Luiz R.. Estradas Rurais: Técnicas Adequadas de Manutenção. Florianópolis: DER/SC, 2003.

BERNUCCI, Liedi Bariani; MOTTA, Laura Maria Goretti da; CERATTI, Jorge Augusto Pereira; SOARES, Jorge Barbosa . **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobrás: Abeda, 2007.

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 035/98 Agregados – Determinação da Abrasão Los Angeles**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1998. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 12 dez. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 052/94 Solos e Agregados Miúdos – Determinação da Umidade com Emprego do “Speedy”**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 12 dez. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 089/94 Agregados – Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Soluções de Sulfato de Sódio ou de Magnésio**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 12 dez. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 092/94 Solo – Determinação da Massa Específica Aparente “in situ”, com Emprego do Frasco de Areia**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 03 mar. 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://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 03 mar. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 131/94 Solos – Determinação do Módulo de Resiliência**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 12 dez. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico. Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR. Divisão de Capacitação Tecnológica. **DNER-ME 258/94 Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1994. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/metodo.htm>. Acesso em: 07 set. 2010.

BRASIL. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - DNER. **DNER-PRO 014/95 Mapeamento Geológico-geotécnico para Obras Viárias**. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, 1995. Disponível em: <http://www1.dnit.gov.br/ipr_new/normas/procedimento.htm>. Acesso em: 13 fev. 2009.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura 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://www1.dnit.gov.br/arquivos_internet/ipr/ipr_new/manuais>. Acesso em: 02 dez. 2008.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transportes - DNIT. **Divisão em Trechos do PNV 2009**. Disponível em: <<http://www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao>>. Acesso em: 06 fev. 2010.

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

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.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Fundamentos**. 6ª ed. São Paulo: LTC-Livros Técnicos e Científicos, 1988. 1º v.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos Solos e suas Aplicações: Mecânica das Rochas - Fundações - Obras de Terra**. 6ª ed. São Paulo: LTC-Livros Técnicos e Científicos, 1987. 2º v.

COMPANHIA ENERGÉTICA DE SÃO PAULO – CESP. MRL-02. Ensaio de alteração de rocha água-estufa. Laboratório Central de Engenharia Civil/CESP, 1990.

COUTO, Jeferson Berni; SILVEIRA, Joel; CERATTI, Jorge Augusto. Solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do RS: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental. **Revista Estradas**, Porto Alegre, n. 13, p.50-58, nov. 2008.

COZZOLINO, Vera M. N.; NOGAMI, Job S.. Classificação Geotécnica MCT para Solos Tropicais. **Solos e Rochas**, São Paulo, n. 16, p.77-91, 1993.

D'ÁVILA, Alfredo; HAX, Sérgio; FREITAS, Plínio Corral. **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.

EATON, R. A.; GERARD, S.; DATTILO, R. S.. A Method for Rating Unsurfaced Roads. **Transportation Research Record**, Washington, n. 1106, p.34-43, 1987.

FERREIRA, Fábio Mutti. **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.

FERRY, Alan Graham. **Unsealed Roads: A Manual of Repair and Maintenance for Pavements**. Wellington: Road Research Unit, National Roads Board, 1986.

FORTES, Rita Moura; MERIGHI, João Virgílio; ZUPPOLINI NETO, Alexandre. **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. 2008.

FRASCÁ, Maria Heloísa Barros de Oliveira; SARTORI, Pedro Luiz Pretz. Minerais e Rochas. In: OLIVEIRA, Antonio Manoel dos Santos; BRITO, Sérgio Nertan Alves de Brito. **Geologia de Engenharia**. 1ª Ed. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. Cap. 6, p. 87-99.

GONÇALVES, Fernando José Pugliero. **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 – PPGE/UFGRS, Porto Alegre, 2002. <<http://sabix.ufrgs.br/ALEPH/>>. Acesso em: 24 jun. 2010.

HEAD, K. H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. London: Pentech Press, 1982.

INSTITUTO DE GEOCIÊNCIAS DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA. **Glossário Geológico Ilustrado**. Disponível em: <<http://vsites.unb.br/ig/glossario/>>. Acesso em: 24 jun. 2010.

JAFARI, M. K.; SHAFIEE, A.. Mechanical Behavior of Compacted Composit Clays. **Canadian Geotechnical Journal**, Fredericton, p. 1152-1167. dez. 2004.

KELLER, Gordon; SHERAR, James. **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. 2009.

KENNEDY, Paul, MULLEN, Mike. **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. 2008.

KIRSCH, Helmut. **Mineralogia Aplicada**. São Paulo: São Paulo: Polígono, 1972.

KRAUSKOPF, Konrad. **Introdução à Geoquímica**. São Paulo: Polígono, 1972.

MEDINA, Jacques de; MOTTA, Laura Maria Goretti da. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.

MINELLA, Jean Paolo Gomes; MERTEN, Gustavo Henrique; REICHERT, José Miguel; SANTOS, Danilo Rheinheimer. **Identificação e Implicações para a Conservação do Solo das Fontes de Sedimentos em Bacias Hidrográficas**. Artigo científico, 2007. Disponível em: www.scielo.br/pdf/rbcs/v31n6>. Acesso em: 20 dez. 2008.

NOGAMI, Job Shuji. **Glossário de Minerais e Rochas**. São Paulo: USP, 1976.

NOGAMI, Job Shuji; VILLIBOR, Douglas Fadul. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.

PAIGE-GREEN, Phil. **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. 2009.

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. 2008.

PERAÇA, Vinicius. **Qualificando Solos para Revestimento Primário de Rodovias: Uma Abordagem Baseada na Mecânica dos Solos e dos Pavimentos**. 2007. 169 f. Dissertação (Mestrado) – 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: 30 nov. 2008.

PINTO, Carlos de Souza. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

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. 2008.

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. 2009.

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. 2008.

SILVEIRA, Joel; CERATTI, Jorge Augusto Pereira. Resultados Obtidos do Estudo de Misturas Solo-Agregado. In: 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2000, Brasília. **Pavimentação: A Rota para o Desenvolvimento Nacional**. Brasília: 2000. p. 74 - 85.

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. 2009.

SPECHT, Luciano P.; WALLAU, Juliano R. Avaliação da técnica de estabilização granulométrica como revestimento primário de estradas não-pavimentadas. In: III SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL, 2005, Passo Fundo. **Anais do III Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul**. Passo Fundo: Editora UPF, 2005. p. 1 - 9. Disponível em: <<http://www2.unijui.tche.br/~specht/rodo2/artigo.pdf>>. Acesso em: 08 fev. 2009.

STRECK, Edeimar Valdir; KÄMPF, Nestor; DALMOLIN, Ricardo Simão Diniz; KLAMT, Egon; NASCIMENTO, Paulo César do; SCHNEIDER, Paulo. **Solos Do Rio Grande do Sul**. 2ª Ed. Porto Alegre: EMATER/RS-ASCAR, 2008.

THEYSE, Hechter L.; BEER, Morris de; RUST, F.C. Overview of South Mechanistic Pavement Design Analysis Method. In: ANUAL TRANSPORTATION RESEARCH BOARD MEETING, 75th, 1996, Washington. **Paper Number 961294**. Washington: Division Publication, 1996. <www.gautrans-hvs.co.za/popup/mechht.PDF>. Acesso em: 08 mar. 2009.

WASHINGTON STATE. Department of Transportation. **Everseries User's Guide: Pavement Analysis Computer Software and Case Studies**. Washington: Pavements Division, 2005.

YODER, Eldon Joseph; WITCZAK, Matthew W. **Principles of Pavement Design**. 2ª ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1975.