

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

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA
APLICAÇÃO DE SOLO SAPROLÍTICO MELHORADO
COM CIMENTO COMO BASE DE PAVIMENTO DE
BAIXO CUSTO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Aline Jurach

Santa Maria, RS, Brasil

2012

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA APLICAÇÃO DE SOLO SAPROLÍTICO MELHORADO COM CIMENTO COMO BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO

por

Aline Jurach

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Área de Concentração em Construção Civil e Preservação Ambiental, da Universidade Federal de Santa Maria (UFSM, RS), como requisito parcial para obtenção do grau de **Mestre em Engenharia Civil e Ambiental**

Orientador: Prof. Dr. Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Prof. Dr. Deividi da Silva Pereira

Santa Maria, RS, Brasil

2012

Ficha catalográfica elaborada através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Central da UFSM, com os dados fornecidos pelo(a) autor(a).

Jurach, Aline
Estudo da Viabilidade Técnica da Aplicação de Solo Sapolítico Melhorado com Cimento como Base de Pavimento de Baixo Custo / Aline Jurach.-2012.
104 p.; 30cm

Orientador: Rinaldo José Barbosa Pinheiro
Coorientador: Deividi da Silva Pereira
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2012

1. Solo Melhorado com Cimento 2. Mecânica dos Pavimentos 3. Pavimentação I. Pinheiro, Rinaldo José Barbosa II. Pereira, Deividi da Silva III. Título.

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

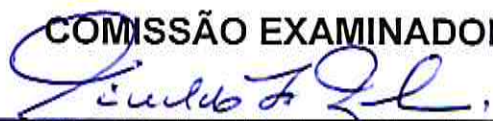
A Comissão Examinadora, abaixo assinada,
aprova a Dissertação de Mestrado

**ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA APLICAÇÃO DE
SOLO SAPROLÍTICO MELHORADO COM CIMENTO COMO
BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO**

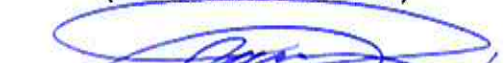
elaborada por
Aline Jurach

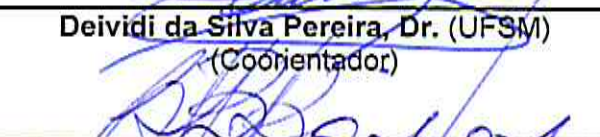
Como requisito parcial para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil e Ambiental

COMISSÃO EXAMINADORA:



Rinaldo José Barbosa Pinheiro, Dr.
(Presidente/Orientador)



Deividi da Silva Pereira, Dr. (UFSM)
(Coorientador)

Cezar Augusto Burkert Bastos, Dr. (FURG)

Luciano Pivoto Specht, Dr. (UFSM)

Santa Maria, 28 de Dezembro de 2012.

AGRADECIMENTOS

A Deus por mais essa conquista.

À minha mãe, por seu constante amor, apoio e estímulo.

Ao meu esposo por toda a força, carinho, amor e paciência ao longo dessa caminhada.

Aos meus irmãos, cunhadas, sobrinhos e sobrinha, por fazerem a minha vida mais feliz.

À minha sogra, pela paciência e dedicação em casa, para que eu destinasse tempo para estudo.

Ao professor Rinaldo José Barbosa Pinheiro, que com muita compreensão e paciência me incentivou, ensinou, orientou e me permitiu realizar e concluir este trabalho.

Ao professor Deividi da Silva Pereira, pelo apoio e ajuda fornecida durante o desenvolvimento desse projeto.

À professora Andrea Valli Nummer, pela realização do enquadramento geológico do material.

Aos professores Cezar Augusto Burkert Bastos e Luciano Pivoto Specht pela dedicação e participação na banca examinadora.

Ao Engenheiro Lucas Delongui, pela dedicação, boa vontade e paciência na execução dos ensaios realizados no LAPAV - Laboratório de Pavimentação da UFRGS.

À Universidade Federal de Santa Maria (UFSM) pela formação acadêmica e pela oportunidade de aprendizado.

Aos secretários (as) do curso do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (PPGEC) Marília Goulart, Daisy Mendes e Eliomar Balduino Pappis, pelo constante auxílio e por agilizar os trâmites legais junto à instituição.

Ao João Francisco Nunes Maciel, Marialva Cezar e Mauro Just funcionários do Laboratório de Materiais de Construção Civil (LMCC), pela disponibilidade, parceria e auxílios prestados na realização dos ensaios.

Aos meus amigos que torceram e me apoiaram, mesmo com minhas faltas e ausências.

Enfim, a todos que, de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho, meus sinceros agradecimentos.

RESUMO

Dissertação de Mestrado
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
Universidade Federal de Santa Maria, RS, Brasil

ESTUDO DA VIABILIDADE TÉCNICA DA APLICAÇÃO DE SOLO SAPROLÍTICO MELHORADO COM CIMENTO COMO BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO

AUTORA: ALINE JURACH

ORIENTADOR: RINALDO JOSÉ BARBOSA PINHEIRO

CO-ORIENTADOR: DEVIDI DA SILVA PEREIRA

Data e Local da Defesa: Santa Maria, 28 de dezembro de 2012.

Ao analisar a malha rodoviária do país, percebe-se que a extensão de rodovias pavimentadas é muito pequena. Este fato deve-se, principalmente, aos reduzidos recursos públicos e aos altos custos dos materiais tradicionais empregados na pavimentação de rodovias. Cada vez mais a execução de pavimentos necessita da utilização de materiais locais, que nem sempre apresentam as propriedades técnicas que atendam as normas vigentes. Sendo assim, faz-se necessário a busca de produtos ou mecanismos que melhorem essas características e que tornem viável a utilização dos materiais locais em substituição aos materiais convencionais. A utilização de cimento já é de longa data, um bom aditivo para melhorar as propriedades de solos. Esta dissertação apresenta os estudos de um solo saprolítico de rocha vulcânica, melhorado com cimento, localizado na cidade de Silveira Martins-RS, para sua aplicação como camada de base em rodovias de baixo volume de tráfego, valendo-se dos conceitos da Mecânica dos Pavimentos. Nesta pesquisa foram realizados, entre outros, ensaios de caracterização, classificação do solo, determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC), Resistência à Compressão Simples (RCS), Resistência à Compressão Diametral (RCD) e ensaios triaxiais de cargas repetidas para determinação do Módulo de Resiliência (MR). Com os resultados dos ensaios citados realizou-se a análise mecanicista, através do programa SisPav, a fim de investigar o potencial emprego do solo melhorado com cimento em substituição a um material convencional. Os resultados demonstram que a utilização do solo estudado atende as especificações normativas e apresenta grande potencialidade para utilização como base de pavimento em rodovias com baixo volume de tráfego.

Palavras-chave: solo melhorado com cimento, Mecânica dos Pavimentos, pavimentação.

ABSTRACT

Master's Dissertation
Post-Graduation Program in Civil Engineering
Federal University of Santa Maria, RS, Brazil

THE STUDY OF THE TECHNICAL VIABILITY OF APPLYING IMPROVED SAPROLITE SOIL WITH CEMENT AS BASES FOR LOW COST PAVEMENT

AUTHOR: JURACH, ALINE
ADVISOR: PINHEIRO, RINALDO JOSÉ BARBOSA
CO-ADVISOR: PEREIRA, DEIVIDI DA SILVA

Date and Location of Defense: Santa Maria, december 28, 2012.

When analyzing the road network of the country, it is noticed that the extension of paved roads is very small. This fact is mainly due to reduced public resources and the high costs of traditional materials utilized in the paving of roads. Increasingly performing pavements requires the utilization of local materials, which do not always have the technical properties that meet the valid standards. Thus, it is necessary the search for products or mechanisms that improve these features and that make possible the utilization of local materials to replace conventional materials. The use of cement has been, long-standing, a good additive to improve the properties of soils. This dissertation presents the results of a saprolite soil of volcanic rock, improved with cement, located in the city of Silveira Martins-RS, for application as base layer in roads of low traffic volume. The analysis seeks to avail of the concepts of Soil Mechanics along with knowledge of the Mechanical Pavement. In this research were performed, among others, characterization tests, soil classification, determination of the California Bearing Ratio (CBR), Compressive Strength (CS), Indirect Tensile Strength (ITS) and triaxial tests of repeated loads to determine the Resilient Modulus (RM). With the results of the tests cited, it was held the mechanistic analysis, through the SisPav program in order to analyze the potential use of improved soil with cement in substitution of a conventional material. The results demonstrate that the use of these studied soils meet the normative specifications and have great potential for utilization as bases of pavement on highways with low traffic volume.

Keywords: improved soil with cement, Pavement Mechanics, paving.

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 1

Tabela 1.1 – Malha rodoviária brasileira.....	15
---	----

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Principais propriedades dos grupos dessa classificação MCT.....	32
--	----

Tabela 2.2 – Módulos de Resiliência típicos dos materiais de pavimentação.....	43
--	----

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Unidades geológicas do município de Silveira Martins.....	53
--	----

Tabela 3.2 – Seqüência de tensões para determinação do módulo de resiliência.....	62
---	----

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Resultados dos ensaios de massa específica real dos grãos e limites de consistência.....	72
---	----

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios de granulometria e classificação dos solos.....	72
---	----

Tabela 4.3 – Análise química simplificada.....	73
--	----

Tabela 4.4 – Resultados das análises de difração de raio X.....	73
---	----

Tabela 4.5 – Parâmetros para classificação MCT.....	77
---	----

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de compactação e ISC na energia intermediária.....	78
--	----

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (média de 3 corpos.....)	80
--	----

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão diametral (média de 3 corpos prova)	81
---	----

Tabela 4.9 – Resultados dos MR para o solo natural e com adição de 3% cimento.....	83
--	----

Tabela 4.10 – Esforços encontrados na análise mecanicista BGS.....	88
--	----

Tabela 4.11 – Esforços encontrados na análise mecanicista.....	89
--	----

Tabela 4.12 – Resultados da análise mecanicista referente às estruturas de pavimento compostas por BGS e SMC.....	90
---	----

Tabela 4.13 – Custos referente à Base de brita Graduada.....	93
--	----

Tabela 4.14 – Custos referente ao Solo Melhorado com Cimento.....	94
---	----

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 – Ilustração da deformação de um revestimento asfáltico submetido a um carregamento.....	19
Figura 2.2 – Camadas Genéricas de um pavimento.....	20
Figura 2.3 – Resposta mecânica de pavimento flexível: pressões concentradas...	20
Figura 2.4 – Diversos tipos de pavimentos semi-rígidos.....	22
Figura 2.5 – Seção transversal típica dos Pavimentos Rígidos.....	23
Figura 2.6 – Resposta mecânica de pavimento rígido: pressões distribuídas.....	23
Figura 2.7 – Perfil Esquemático de Ocorrência de Solos em Ambiente Tropical....	29
Figura 2.8 – Gráfico de classificação MCT.....	30
Figura 2.9 – Esquema do primeiro equipamento de ensaios triaxiais de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977.....	41
Figura 2.10 – Tensões numa estrutura de pavimento.....	45
Figura 2.11 – Esquema de proposta de método de dimensionamento.....	46
Figura 2.12 – Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.....	48

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Localização da jazida no mapa rodoviário.....	50
Figura 3.2 – Carta imagem com a localização de Silveira Martins no estado do RS e da jazida no município.....	51
Figura 3.3 – Mapa geológico do município de Silveira Martins.....	52
Figura 3.4 – Carta imagem com a localização da jazida.....	54
Figura 3.5 – Jazida Silveira Martins.....	55
Figura 3.6 – Rocha com inúmeras vesículas e amígdalas.....	55
Figura 3.7 – Detalhe da rocha alterada com estruturas bem marcadas.....	56
Figura 3.8 – Granulometria por sedimentação.....	57
Figura 3.9 – Ensaio de Índice de Suporte Califórnia.....	59
Figura 3.10 – Ensaio de Resistência à Compressão Simples.....	60
Figura 3.11 – Ensaio de Resistência à Compressão Diametral.....	60
Figura 3.12 – Sequência do ensaio Módulo Resiliência.....	63
Figura 3.13 – Geometria de carregamento.....	64
Figura 3.14 – Estrutura Pavimento com BGS.....	65
Figura 3.15 – Tela Inicial SisPav.....	65

Figura 3.16 – Entrada no programa AEMC.....	66
Figura 3.17 – Aba <Estrutura> do programa AEMC.....	66
Figura 3.18 – Aba <Estrutura> do programa AEMC.....	67
Figura 3.19 – Aba <Resultados> do programa AEMC.....	67
Figura 3.20 – Aba <Resultados> do programa AEMC.....	68
Figura 3.21 – Aba <Resultados> do programa AEMC.....	68

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – Fotografia mostrando os diferentes graus de alteração da rocha na jazida.....	70
Figura 4.2 – Fotografia de detalhe da rocha alterada e das amígdalas preenchidas por argilomineral e zeolitas.....	70
Figura 4.3 – Fotomicrografia de rocha vulcânica mostrando amígdalas e matriz alterada para óxido de ferro.....	70
Figura 4.4 – Determinação do coeficiente c'	75
Figura 4.5 – Determinação do coeficiente d'	75
Figura 4.6 – Variação do Mini-MCV com a umidade de compactação.....	76
Figura 4.7– Resultados do ensaio de perda de massa por imersão (π)	76
Figura 4.8 – Gráfico de classificação MCT.....	77
Figura 4.9 – Curvas de compactação para o solo natural e com adição de cimento.....	79
Figura 4.10 – Curvas de compactação e ISC na energia intermediária.....	79
Figura 4.11 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cimento.....	82
Figura 4.12 – Variação da resistência à compressão diametral com o teor de cimento.....	82
Figura 4.13 – Variação do MR para o solo sem adição de cimento.....	84
Figura 4.14 – Variação do MR para mistura de solo com 3% cimento sem cura... ..	85
Figura 4.15 – Variação do MR para mistura de solo com 3% cimento e 28 dias de cura.....	86
Figura 4.16 – Estrutura Pavimento com BGS.....	87
Figura 4.17 – Estruturas de pavimento constituídas pelo SMC com diferentes espessuras.....	88

LISTA DE QUADROS

CAPÍTULO 2

Quadro 2.1 – Composições dos pavimentos flexíveis.....	21
Quadro 2.2 – Terminologia do Sistema Unificado de classificação dos solos.....	26
Quadro 2.3 – Sistema de Classificação Unificada dos Solos (S.U.C.S)	27
Quadro 2.4 – Esquema para Classificação pelo Sistema Unificado.....	28
Quadro 2.5 – Emprego recomendado de solos tropicais em obras viárias.....	34
Quadro 2.6 – Modelos de comportamento resiliente de solos	42
Quadro 2.7 – Modelos de comportamento resiliente de materiais de pavimentação utilizado pelo SisPav.....	49

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO – American Association of State Highway and Transportation Officials
ABCP – Associação Brasileira de Cimento Portland.
ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
AEMC – Programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade
BGS – Brita Graduada Simples
CBR – Califórnia Bearing Ratio
COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia
CPRM – Serviço Geológico do Brasil
DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (Atual DNIT)
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
ES – Especificação de Serviço
FURG – Universidade Federal do Rio Grande
HRB – Highway Research Board
ISC – Índice de Suporte Califórnia
LA – Areia laterítica
LA' – Solo laterítico arenoso
LPAV – Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande do Sul
LG' – Solo laterítico argiloso
MCT – Miniatura Compactado Tropical (Metodologia para caracterização de solos tropicais)
ME – Método de Ensaio
Mini-MCV – Moisture Condition Value
N – Número equivalente de aplicações do eixo padrão de 8,2t
NA – Areia não laterítica
NA' – Solo não laterítico arenoso
NBR – Norma Brasileira
NG' – Solo não laterítico argiloso
NS' – Solo não laterítico siltoso
RCS – Resistência à Compressão Simples
RCD – Resíduos de Construção e Demolição
SisPav – Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos

SMC – Solo Melhorado com Cimento
SNV – Sistema Nacional de Viação
SUCS – Sistema Unificado de Classificação de Solos
TSD – Tratamento Superficial Duplo
UFSM – Universidade Federal de Santa Maria
UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro
VDM – Volume Diário Médio
 σ_1 – Tensão vertical
 σ_3 – Tensão confinante
 σ_d – Tensão Desvio
 c' , d' , e' , P_i – Parâmetros do método MCT
 ϵ_r – Deformação específica resiliente
 Δh – Deformação resiliente registrada no computador
MR – Módulo de Resiliência
 H_0 – distância entre alças, cm.
 k_1 e k_2 – Parâmetros de resiliência do solo ensaiado
 U_z – Deflexão máxima no topo do pavimento
 S_{xz} – Deformação Específica no topo do subleito
 S_z – Tensão Vertical no topo do subleito
 σ_R – Resistência à tração
F – Carga de ruptura
D – Diâmetro de corpo de prova
H – Altura do corpo de prova

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
2	REVISÃO DE LITERATURA	18
2.1	Pavimento	18
2.1.1	Pavimento Flexível	19
2.1.2	Pavimento Semi-Rígido.....	21
2.1.3	Pavimento Rígido	22
2.2	Pavimento de Baixo Custo	24
2.3	Classificação dos Solos para aplicação em Pavimentação	25
2.3.1	Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)	26
2.3.2	Classificação H.R.B (Highway Research Board) ou A.A.S.H.O. (American Association State Highway Officials).....	27
2.3.3	Classificação de Solos Tropicais.....	28
2.3.3.1	Classificação MCT	29
2.4	Estabilização de Solos	34
2.4.1	Tipos de Estabilização	35
2.4.1.1	Estabilização Granulométrica.....	35
2.4.1.2	Estabilização Físico Química	36
2.4.1.2.1	Estabilização com Cal	36
2.4.1.2.2	Estabilização com Betume	37
2.4.1.2.3	Estabilização com Cimento	38
2.5	Caracterização da Resiliência dos Solos	39
2.5.1	Conceito de Resiliência.....	39
2.5.2	Aplicação Prática.....	39
2.5.3	Ensaio de Cargas Repetidas para determinação do MR.....	40
2.5.4	Comportamentos típicos	42
2.5.5	Módulos de Resiliência de Alguns Materiais	43
2.6	Dimensionamento Mecanicista de Pavimentos Asfálticos	44
2.6.1	Análise Mecanicista de Pavimentos	45
2.6.2	Programa SisPav	47

3	MATERIAIS E MÉTODOS	50
3.1	Localização e caracterização da área de estudo	50
3.2	Jazida Silveira Martins	54
3.3	Ensaio de Caracterização	56
3.3.1	Índices físicos e limites de Atterberg	56
3.3.2	Granulometria	57
3.4	Ensaio para Classificação MCT	57
3.5	Ensaio de Compactação e ISC	58
3.6	Ensaio de Compressão Simples (RCS) e Diametral (RCD)	59
3.7	Determinação do Módulo de Resiliência	60
3.8	Análise Mecanicista	63
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	69
4.1	Descrição macroscópica e microscópica	69
4.2	Ensaio de Caracterização no solo	71
4.2.1	Caracterização química e mineralógica	73
4.2.2	Classificação geotécnica MCT	74
4.2.3	Ensaio de compactação e Índice de Suporte Califórnia	78
4.2.4	Resistência à compressão simples e diametral	80
4.2.5	Módulo de Resiliência	82
4.2.6	Análise Mecanicista	87
4.2.7	Estimativa de Custos	91
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES	95
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

1 INTRODUÇÃO

Ao analisar a malha rodoviária do país, percebe-se que a extensão de rodovias pavimentadas é muito pequena, apenas 11,93% da malha rodoviária existente. De acordo com o SNV – Sistema Nacional de Viação do DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (2012) de 1.691.225,8 quilômetros de rodovias, apenas 201.833,8 são pavimentados. A Tabela 1.1 retrata a situação da malha viária do país. No estado do Rio Grande do Sul, somente 7,2% da malha rodoviária é pavimentada, índice este menor que a média nacional.

Oliveira (2000) já chamava a atenção deste problema para o estado do Rio Grande do Sul, ficando evidente a pequena extensão de rodovias pavimentadas, apenas 7,4% do total da malha rodoviária existente.

Tabela 1.1 Malha rodoviária brasileira. (adaptado DNIT, 2012)

Região	Planejada*	Não Pavimentada	Pavimentada	Total
Norte	32.030,0	94.468,8	20.126,8	146.625,7
Nordeste	23.477,1	360.544,3	54.691,6	438.713,0
Sudeste	7.534,8	454.250,7	62.552,5	524.338,0
Centro-oeste	17.502,0	156.286,7	27.247,5	201.036,2
Sul	49.778,8	293.518,70	37.215,4	380.512,9
Brasil	130.322,8	1.359.069,2	201.883,8	1.691.223,8

Estado	Planejada	Não Pavimentada	Pavimentada	Total
Rio Grande do Sul	3.661,8	140.586,1	10.876,3	155.124,2

Sob a situação de planejada são consideradas as rodovias fisicamente inexistentes, mas para as quais são previstos pontos de passagem que estabelecem uma diretriz destinada a atender uma demanda potencial de tráfego. Estes pontos de passagem não são obrigatórios até que a realização de estudos e/ou projetos estabeleçam o traçado definitivo da rodovia.

Observa-se então, a necessidade de pavimentação e/ou melhorias das estradas não pavimentadas, tendo em vista a relevância destas rodovias para o desenvolvimento das cidades propiciando a conquista, a qualidade de vida e a ocupação de regiões isoladas, bem como promovendo a ligação entre centros produtores e centros de consumo do país. Sendo assim, com intuito de impulsionar o crescimento econômico do país é necessário aumentar a percentagem de rodovias pavimentadas.

A principal razão para o pequeno número de rodovias pavimentadas está diretamente ligada aos reduzidos recursos públicos bem como com os altos custos dos materiais empregados na pavimentação das estradas.

Desta forma, é notória a necessidade de encontrar alternativas de projetos economicamente viáveis para esse tipo de rodovia, podendo-se utilizar materiais alternativos, distintos daqueles usados nos pavimentos convencionais, que podem perfeitamente constituir as camadas estruturais em rodovias de baixo volume de tráfego, viabilizando, em muitos casos, a pavimentação destas vias.

Os materiais utilizados na pavimentação de rodovias precisam dispor de características apropriadas para sua utilização, o que nem sempre é possível com os materiais *in natura*. Às vezes, são necessárias adições de outros materiais como forma de alterar algumas características dos solos e materiais de pavimentação, de modo a conferir-lhes as características necessárias.

Segundo Oliveira (2000) o emprego de materiais regionais, mais econômicos, podem tornar possível a pavimentação de muitas destas rodovias, proporcionando a evolução econômica e integração a muitas áreas rurais hoje necessitadas de desenvolvimento. Entre os materiais já utilizados no estado do Rio Grande do Sul ou com potencialidade de uso para pavimentação de rodovias com baixo volume de tráfego, destacam-se, os plintossolos, saibro de gnaiss/granito, basaltos alterados, solos arenosos finos lateríticos e lateritas.

É neste contexto que a estabilização de solos adquire suma importância para a realidade rodoviária.

Esta pesquisa tem como finalidade analisar o solo saprolítico de uma jazida, localizada na cidade de Silveira Martins/RS visando a sua aplicação em pavimentos rodoviários de baixo volume de tráfego.

Como objetivos específicos esta pesquisa se propõe: (a) caracterizar o solo através das classificações tradicionais e MCT, (b) verificar a influência da adição de cimento nas propriedades de compactação, índice de suporte califórnia, expansão, compressão simples e diametral; (c) determinação do módulo de resiliência por ensaio triaxial de carga repetida do solo natural e do solo com adição de 3% de cimento; (d) realização da análise mecanicista utilizando o software AEMC do SisPav, a fim de comparar as respostas do pavimento tradicional com o solo natural e melhorado com 3% de cimento; e (e) análise simplificada da viabilidade econômica da utilização deste solo em substituição a base convencional de brita graduada.

Para o desenvolvimento desta pesquisa foi elaborado um plano de trabalho, dividindo seu escopo em capítulos, conforme descrição a seguir.

O capítulo 1, Introdução, traz considerações sobre a importância do trabalho, seus objetivos e sua estruturação.

O capítulo 2 apresenta a Revisão Bibliográfica, enfatizando os conceitos sobre materiais e a utilização da mecânica dos pavimentos aplicados ao dimensionamento de pavimentos.

A metodologia adotada neste trabalho está descrita no capítulo 3 (Materiais e Métodos), onde descreve-se a localização da jazida bem como os métodos de ensaios adotados.

O capítulo 4 apresenta os resultados obtidos nos ensaios laboratoriais além de suas análises. Apresenta também o programa experimental e resultados dos dimensionamentos realizados nesta pesquisa.

Por último, o capítulo 5, apresenta as conclusões e sugestões de trabalhos futuros.

2 REVISÃO DE LITERATURA

A revisão bibliográfica abrangerá três temas principais: pavimentos, solos e dimensionamento de pavimentos. Em relação ao tema pavimentos, abordará os principais tipos de pavimentos, quanto ao comportamento estrutural e pavimentos de baixo custo. As classificações de solos, tradicionais e tropicais, os tipos de estabilização de solos e as características resilientes são vistas com enfoque para utilização de solos para pavimentação. E por último, será visto a utilização da Mecânica de Pavimentos aplicados ao dimensionamento de pavimentos.

2.1 Pavimento

O pavimento rodoviário é uma estrutura destinada a suportar os efeitos do clima e das cargas do tráfego de veículos aplicadas na superfície, distribuindo-as no terreno de fundação, constituído por uma ou mais camadas de espessuras finitas, melhorando a segurança, o conforto e a economia dos usuários (BERNUCCI et al., 2006).

De acordo com Balbo (2007), a estrutura do pavimento é concebida em seu sentido puramente estrutural, para receber e transmitir esforços de maneira a aliviar pressões sobre as camadas inferiores. Para que funcione adequadamente, todas as peças que a compõem devem trabalhar deformações compatíveis com sua natureza e capacidade, de modo que não ocorram processos de ruptura ou dano de forma prematura e inadvertida nos materiais que constituem as camadas do pavimento. Tal adequação deve ocorrer para se evitar processos de ruptura ou danificação de forma prematura e inadvertida nos materiais que constituem as camadas do pavimento (Figura 2.1).

De uma forma geral, os pavimentos são classificados como:

- Rígido – onde a camada chamada de revestimento tem elevada rigidez em relação às outras camadas e absorve quase a totalidade das tensões aplicadas no pavimento. Um exemplo são os pavimentos revestidos com placas de concreto de cimento Portland;
- Flexível – todas as camadas sofrem deformação elástica significativa quando submetidas ao carregamento, como por exemplo, os pavimentos com camadas granulares revestidos por camada de concreto asfáltico;

- Semi-rígido – caracterizados pela presença de uma camada intermediária com rigidez mais elevada que as demais, como por exemplo, uma camada de base de solo cimento revestida por uma camada de concreto asfáltico.

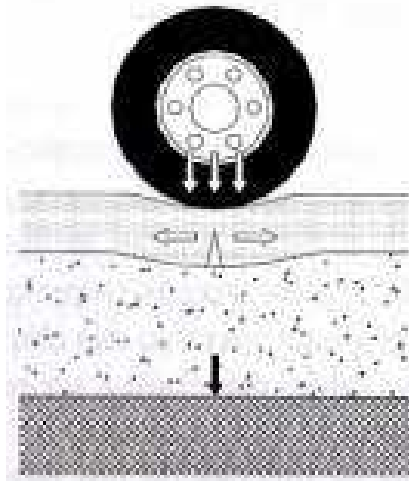


Figura 2.1 – Ilustração da deformação de um revestimento asfáltico submetido a um carregamento. (MEDINA; MOTTA, 2005)

Segundo Balbo (2007), a principal diferença entre um pavimento flexível e um rígido é a forma como cada qual distribui os esforços sobre si aplicados no subleito, ou seja, uma dada carga atuante sobre um pavimento flexível impõe nessa estrutura um campo de tensões muito concentrado, nas proximidades do ponto de aplicação da carga. Em pavimentos rígidos, as tensões impostas pela carga são distribuídas em toda a extensão da placa, diminuindo as tensões sobre o subleito.

2.1.1. Pavimento Flexível

Um pavimento é dito flexível quando possui um revestimento betuminoso sobre uma base granular. O pavimento flexível com todas as camadas é composto de: subleito, regularização, reforço do subleito, sub-base, base e revestimento conforme a Figura 2.2. Em um pavimento flexível, a carga atuante sobre o pavimento impõe na estrutura um campo de tensões concentrado nas proximidades do ponto de aplicação dessa carga conforme apresentado da Figura 2.3.

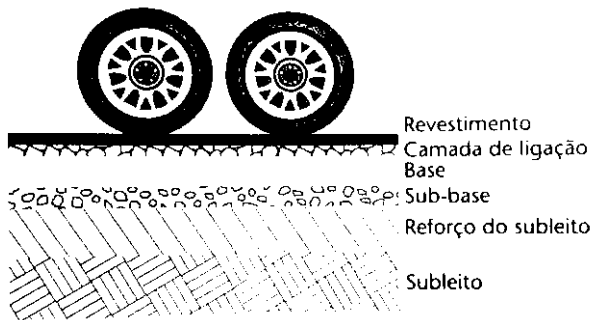


Figura 2.2 – Camadas Genéricas de um pavimento (BALBO, 2007)

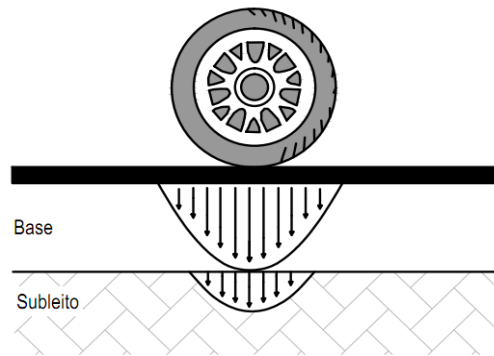


Figura 2.3 – Resposta mecânica de pavimento flexível: pressões concentradas. (BALBO, 2007)

- Subleito: terreno de fundação do pavimento, que irá suportar as demais camadas;
- Regularização: camada de espessura irregular, construída sobre o subleito e destinada a confortá-lo, transversalmente e longitudinalmente;
- Reforço do subleito: camada construída acima do subleito se necessário;
- Sub-base: camada complementar à base, construída quando não for aconselhável construir diretamente a base sobre a regularização ou o subleito;
- Base: camada destinada a resistir aos esforços verticais oriundos do tráfego e distribuí-los;
- Revestimento (capa do rolamento): camada que recebe diretamente a ação do tráfego e destinada a melhorar a superfície de rolamento quanto às condições de conforto e segurança.

As composições mais comuns de base e revestimento de um pavimento flexível são apresentadas no Quadro 2.1.

Quadro 2.1 – Composições dos pavimentos flexíveis (SENÇO, 1997).

BASES FLEXÍVEIS		REVESTIMENTOS FLEXÍVEIS		
Solo estabilizado	Granulometricamente	Betuminosos	Usinado a quente	Calçamentos
		Concreto betuminoso		Alvenaria Poliédrica
	Solo betume Solo cal	Pré-misturado a quente	Usinados	Paralelepípedo
	Solo brita	Pré-misturado a frio		Blocos de Concreto pré Moldados
Macadame Hidráulico	Por aproveitamento	Tratamento Superficial	Penetração Direta	Simples
Brita graduada			Penetração Indireta	Duplo
Macadame betuminoso				Triplo
Alvenaria poliédrica				
Paralelepípedos				

2.1.2. Pavimento Semi-Rígido

Define-se pavimento semi-rígido quando se constitui um pavimento com a camada superior de materiais ligados com ligantes betuminosos aplicada sobre uma camada de materiais granulares tratados com ligantes hidráulicos.

Balbo (2007) destaca que após a adição de ligante hidráulico a um material de pavimentação, após o endurecimento da pasta de cimento, há aumento de resistência a esforços a tração, além de evidente ganho em relação à compressão, tudo em consequência da presença de cimento hidratado. Porém, esses pavimentos apresentam desuniformidades na formação de deformações plásticas em sua superfície, ou seja, as deformações plásticas ocorridas em pavimentos flexíveis são mais homogêneas (em termos de profundidade), o que causa menores variações nas inclinações das trilhas de roda, embora sejam mais profundas.

Segundo Balbo (2007), existem quatro tipos de situações possíveis para a estrutura de pavimentos com camadas estabilizadas com ligante hidráulico apresentadas na Figura 2.4.

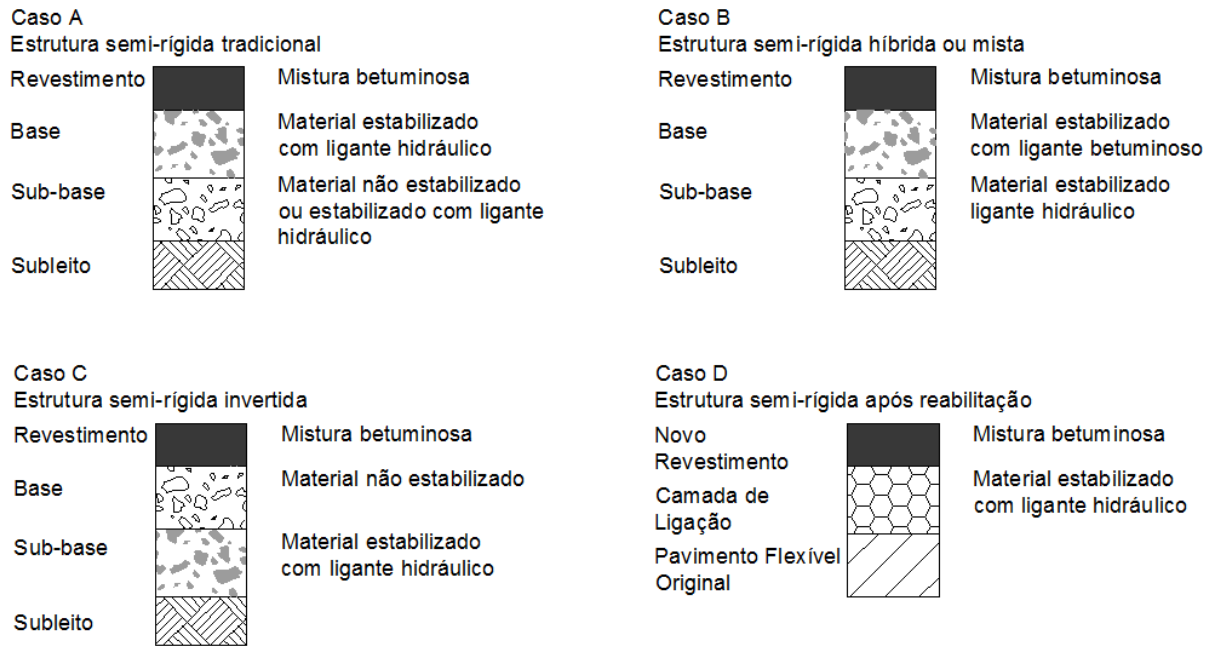


Figura 2.4 – Diversos tipos de pavimentos semi-rígidos (BALBO, 2007).

O caso A é uma típica estrutura de pavimento semi-rígido, como designados pelos técnicos rodoviários. Já no caso B, o material estabilizado com ligante hidráulico encontra-se na sub-base do pavimento, esta estrutura é designada híbrida. No caso C, a presença de base granular sobre a sub-base estabilizada caracteriza a utilização da expressão pavimento invertido, ou ainda em “sanduíche”. Enfim, o caso D mostra uma estrutura de pavimento composta por um antigo pavimento flexível ou rígido, restaurada com a sobreposição de outras camadas (que não de concreto) incluída uma camada estabilizada com ligante hidráulico.

2.1.3. Pavimento Rígido

Trata-se de pavimentos que apresentam uma camada de revestimento com uma rigidez muito superior a das camadas inferiores, a qual absorve praticamente todas as tensões provenientes da passagem do tráfego.

Segundo Balbo (2007), pavimento rígido é o pavimento cuja camada superior, absorvendo grande parcela de esforços horizontais solicitantes com baixíssimas deformações, acaba por gerar pressões verticais aliviadas e bem distribuídas sobre uma seção transversal típica de pavimento rígido, observada na Figura 2.5.

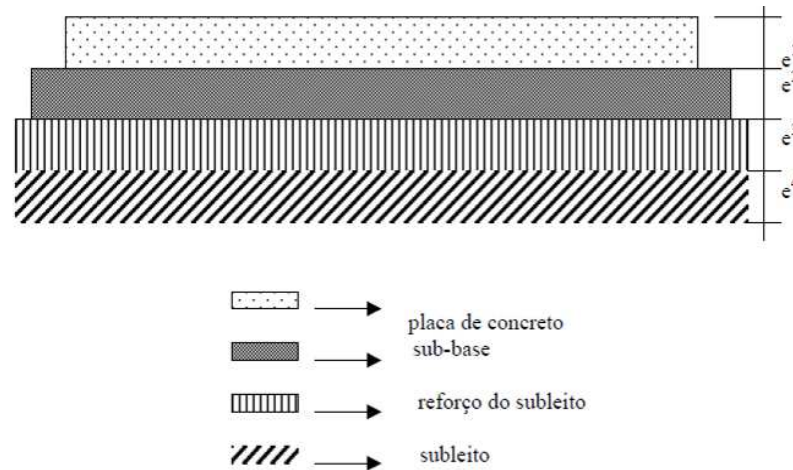


Figura 2.5 – Seção transversal típica dos pavimentos rígidos (SENÇO, 1997).

Em um pavimento rígido, verifica-se um campo de tensões bem mais disperso que no pavimento flexível, com os efeitos da carga distribuídos de maneira semelhante em toda a dimensão da placa (Figura 2.6), o que proporciona menores magnitudes de esforços verticais (pressões) sobre o subleito. Assim, em linhas gerais, um pavimento com resposta mecânica rígida impõe pressões bem mais reduzidas sobre o subleito, para uma mesma carga aplicada. (BALBO, 2007).

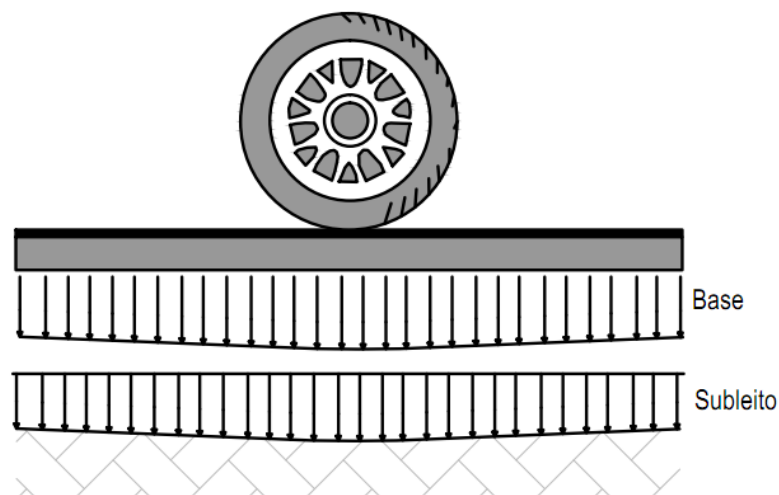


Figura 2.6 – Resposta mecânica de pavimento rígido: pressões distribuídas. (BALBO, 2007)

2.2 Pavimento de Baixo Custo

A adoção de soluções alternativas de pavimentos construídos com materiais locais e revestimentos asfálticos esbeltos têm propiciado uma significativa redução no custo total dos pavimentos, chamados, normalmente, de pavimentos de baixo custo.

Segundo Senço (1997), não há uma definição conclusiva, citando as seguintes:

- pavimento de baixo custo é aquele cuja vida útil é inferior à fixada para os projetos normais. Como nesses projetos a vida útil admitida é de 10 a 15 anos, nos pavimentos de baixo custo admitir-se-ia vida útil de um terço ou metade desses tempos, ou seja, mínima de 3 a 5 anos;
- pavimento de baixo custo é aquele executado para garantir tráfego permanente na estrada, sem qualquer outra exigência que poderia levar a um orçamento mais elevado.

Fortes (1994) deixa claro que esses pavimentos são aqueles que, entre as alternativas tecnicamente viáveis, obedecem aos princípios básicos da engenharia quanto ao menor custo, porém considera polêmica a conceituação de pavimento de baixo custo.

Nogami e Villibor (1995) e Villibor et al. (2000) consideram o pavimento do tipo baixo custo quando o mesmo utilizar base constituída por solos lateríticos “in natura” ou misturas, cujos custos de execução são substancialmente menores por metro cúbico acabado, em relação às bases convencionais, constituídas, em geral, de solo-cimento, brita graduada com ou sem cimento ou macadame hidráulico; quando utilizar revestimentos betuminosos do tipo tratamento superficial com espessura de no máximo 3 cm; quando da abrangência de um tráfego compreendido entre os tipos muito leve, leve e médio, com VDM (volume diário médio) máximo inicial da ordem de 1000 veículos, com cerca de 20% a 35% de caminhões e ônibus.

Batista (2007) apresenta a cronologia da evolução nos estudos relacionados às peculiaridades dos solos tropicais para fins de pavimentação. Dentre os vários períodos, ressalta-se a implementação do Plano de Pavimentação no Governo Jânio Quadros, entre os anos de 56 e 60 que, segundo os autores, foi um marco notável no desenvolvimento de uma tecnologia de pavimentação mais adequada aos solos e condições tropicais do país. Este plano, contrariamente à tendência vigente na época da constituição das bases rodoviárias de macadame hidráulico ou betuminoso

e revestimentos betuminosos do tipo usinado a quente, enfatizou a utilização de pavimentos de menor custo, os quais incluíam as bases de solo-cimento, bases estabilizadas granulometricamente, revestimentos de tipo tratamento superficial e reforço de subleito com solos lateríticos.

Já no fim da década de 60 e início da década de 70, foi possível consolidar as limitações dos procedimentos tradicionais na escolha de solos para bases estabilizadas granulometricamente, a partir da execução de vários trechos experimentais constituídos por solos arenosos finos lateríticos, os quais tiveram excelente desempenho.

Desde uma intensificação nos estudos e utilização dos solos lateríticos para fins rodoviários, especialmente no estado de São Paulo, foi possível verificar as limitações dos critérios de análise de solos tradicionais importados de países com características do meio físico distintas, e a necessidade de adoção de critérios de avaliação mais apropriados aos solos tropicais. No início da década de 80, desenvolveu-se uma nova metodologia de investigação das propriedades geotécnicas para os solos tropicais, a qual se chamou de MCT, e que incluiu ainda uma nova classificação para os solos tropicais. A metodologia, embasada na adoção de critérios de avaliação de maior relação com as propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos compactados, consolidou a necessidade de investigação das potencialidades dos solos lateríticos finos para fins rodoviários (NOGAMI e VILLIBOR, 1995; COZZOLINO e NOGAMI, 1993; VILLIBOR et al, 2000).

Desde então, são inúmeras as pesquisas envolvendo os solos das diversas regiões do país para utilização como material construtivo na execução de pavimentos de baixo custo sendo utilizados materiais locais alternativos com custos inferiores aos tradicionais, com a garantia da boa qualidade técnica (Nunez, 1991; Peraça, 2007; Johnston, 2010).

2.3 Classificação dos Solos para Aplicação em Pavimentação

Dada a infinidade de solos que existem na natureza é necessário um sistema de classificação que indique características geotécnicas comuns de um determinado grupo de solos por meio de ensaios simples de identificação. A seguir, serão descritos o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, o Sistema H.R.B e o Sistema de Classificação dos Solos Tropicais (MCT).

2.3.1. Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS)

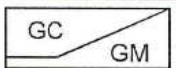
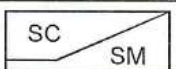
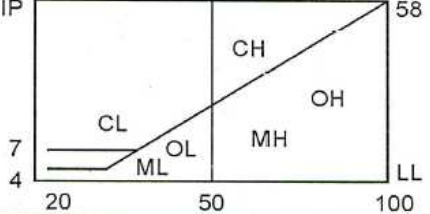
Esse sistema de classificação foi elaborado originalmente pelo Prof. Casagrande para obras de aeroportos, sendo seu emprego generalizado. Atualmente, é utilizado principalmente pelos geotécnicos que trabalham em barragens de terra. Neste sistema, todos os solos são identificados pelo conjunto de duas letras, como apresentado no Quadro 2.2. As cinco letras superiores indicam o tipo principal do solo e as quatro seguintes correspondem a dados complementares. (PINTO, 2006).

Quadro 2.2 – Terminologia do Sistema Unificado de classificação dos solos (PINTO, 2006).

G = pedregulho	W = bem graduado
S = areia	P = mal graduado
M = silte	H = alta compressibilidade
C = argila	L = baixa compressibilidade
O = solo orgânico	
Pt= turfa	

Para a classificação por esse sistema, o primeiro aspecto a considerar é a porcentagem de finos presentes no solo, considerando-se finos o material que passa na peneira nº 200 (0,075mm). Se a porcentagem for inferior a 50, o solo será considerado como solo de granulação grosseira, G ou S. Se for superior a 50, o solo será considerado de granulação fina, M, C ou O. Conforme demonstrado no Quadro 2.3.

Quadro 2.3 – Sistema de Classificação Unificada dos Solos - S.U.C.S. (PINTO, 2006).

% P #200 < 50	G > S : G	% P #200 < 5	GW CNU > 4 e 1 < CC < 3	
			GP CNU < 4 ou 1 > CC > 3	
		% P #200 > 12	GC 	
			GM	
			5 < #200 < 12	GW-GC, GP-GM, etc.
	S > G : S	% P #200 < 5	SW CNU > 6 e 1 < CC < 3	
			SP CNU < 6 ou 1 > CC > 3	
		% P #200 > 12	SC 	
		SM		
		5 < #200 < 12	SW-SC, SP-SC, etc.	
% P #200 > 50	C	CL		
		CH		
	M	ML		
		MH		
	O	OL		
		OH		

2.3.2 Classificação H.R.B (Highway Research Board) ou A.A.S.H.T.O. (American Association State Highway and Transportation Officials)

Esta classificação fundamenta-se na granulometria, limite de liquidez e índice de plasticidade dos solos, proposta para ser utilizada em pavimentação. O Quadro 2.4 apresenta esta classificação, onde os solos estão reunidos por grupos e subgrupos.

Os solos são classificados em sete grupos, de acordo com a granulometria (material passante nas peneiras nº 10, 40, 200) e de conformidade com os intervalos de variação dos limites de consistência e índice de grupo.

De acordo com o Quadro 2.4, os solos se dividem em dois grupos: solos grossos, quando a % passante na peneira nº 200 é inferior a 35% (solos dos grupos A-1, A-2 e A-3) e solos finos, quando a % passante na peneira nº 200 é superior a 35% (A-4, A-5, A-6 e A-7). A classificação é feita da esquerda para a direita do quadro apresentado.

Quadro 2.4 – Esquema para classificação pelo Sistema Unificado (PINTO, 2006).

		% P #10 2,0 mm	% P #40 0,42 mm	% P #200 0,075 mm	IP
% P #200 < 35	A-1a	< 50	< 30	< 15	< 6
	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				

2.3.3 Classificação de Solos Tropicais

Castro (2003) define o solo tropical como aquele formado em regiões de clima tropical quente e úmido e que apresenta determinado comportamento geotécnico diferente dos solos considerados tradicionais. Destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos. Na Figura 2.7 está ilustrado um perfil esquemático de ocorrência dos tipos de solos tropicais.

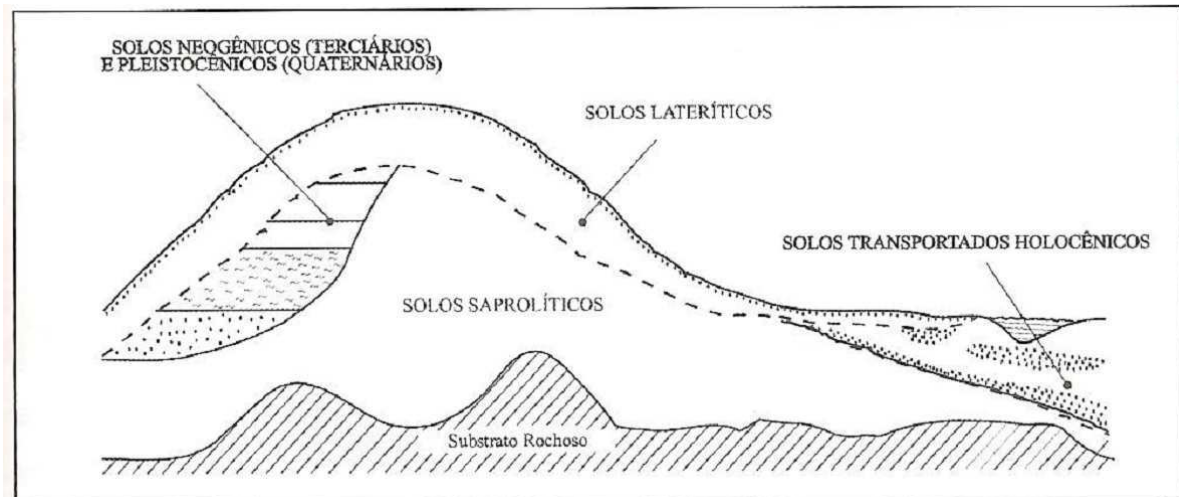


Figura 2.7 – Perfil esquemático de ocorrência de solos em ambiente tropical. (VILLIBOR & NOGAMI, 2007).

2.3.3.1 Classificação MCT

Classificação geotécnica MCT foi assim denominada pelo fato de se utilizar “corpos de prova Miniatura, compactados e proposta para solos Tropicais”, segundo Nogami e Villibor (1995). É baseada na determinação de algumas propriedades de natureza mecânica e hidráulica em corpos de prova de 50 mm de diâmetro. É apropriada apenas para materiais de granulação fina, ou seja, solos que passam integralmente na peneira #2,0 mm, tendo sido desenvolvida a partir do estudo de aproximadamente cinquenta amostras de solos tropicais (laterítico ou saprolítico) identificadas e coletadas no Estado de São Paulo. Conforme descrito anteriormente, esta classificação mais apropriada aos solos tropicais, com ênfase em projetos de estradas, foi proposta por Nogami e Villilbor (1981), separando-se os solos em dois grupo: de comportamento laterítico e de comportamento não laterítico.

A síntese deste trabalho é representada no gráfico mostrado na Figura 2.8, subdividido em sete regiões, onde os solos de comportamento não laterítico ocupam a parte superior e os de comportamento laterítico estão situados na parte inferior do gráfico.

A cada uma das regiões foi associado um símbolo de duas letras, onde a primeira letra “N” ou “L” indica o comportamento não laterítico ou laterítico do solo e a segunda A, A’, G’, S’ completam a classificação conforme mostrado na Figura 2.8.

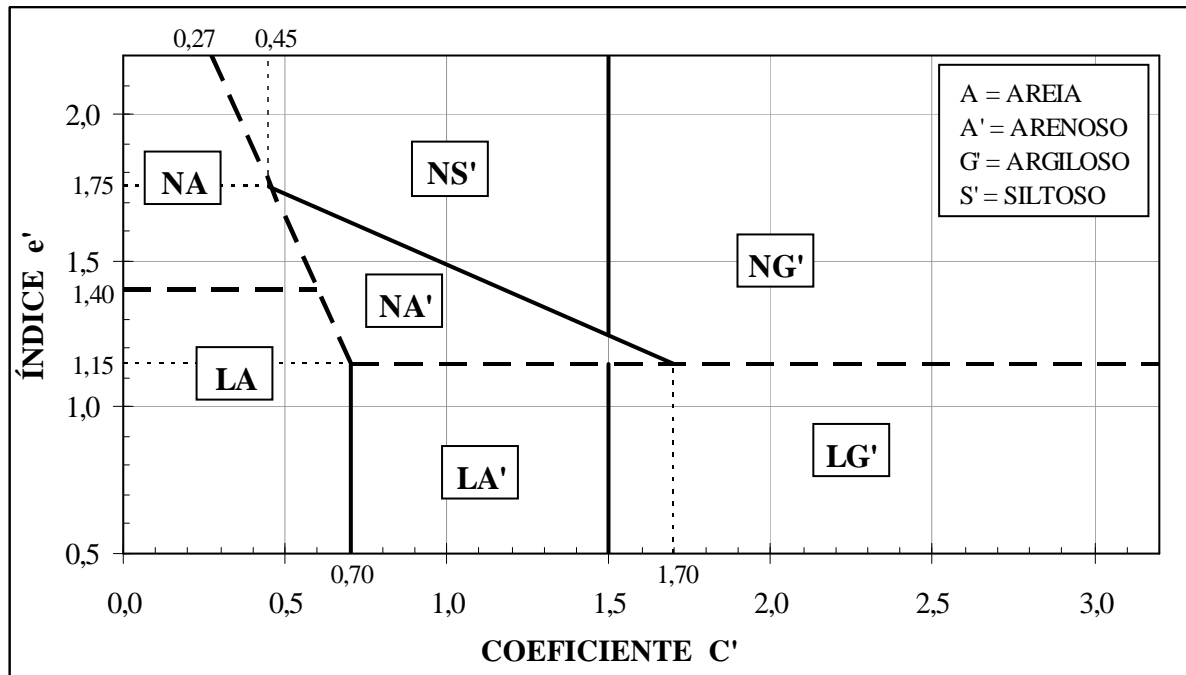


Figura 2.8 – Gráfico de classificação MCT (VILLIBOR e NOGAMI, 2009).

Há também referência ao tipo de mineral encontrado no solo. Neste gráfico os solos coesivos estão localizados à direita e os não coesivos à esquerda.

De acordo com Nogami e Villibor (1995), os solos de comportamento não laterítico podem apresentar os grupos mencionados abaixo com propriedades também demonstradas na Tabela 2.1.

a) Grupo NA

Areia não laterítica. Os solos deste grupo são areias, siltes e misturas de areias e siltes, onde os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. Praticamente, não possuem finos argilosos coesivos e siltes caulíníticos. São representados, em sua maioria, por solos saprolíticos, associados a rochas sedimentares ou metamórficas. As areias e siltes quartzosos são não expansivos ou pouco expansivos, ao passo que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Possuem pequena capacidade de suporte, quando compactados e, geralmente, são muito erodíveis.

b) Grupo NA'

Solo não laterítico arenoso. Os solos deste grupo granulometricamente, são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira de 0,075 mm (#200). Geneticamente, são representados por solos saprolíticos originados de rochas ricas em quartzo tais como granitos, gnaisses, arenitos e quartzitos impuros. Quando a areia for bem graduada podem ser usados como base de pavimentos. Muitas das variedades de solos deste grupo podem ser excessivamente expansivas, muito resilientes e muito sujeitas à erosão hidráulica.

c) Grupo NS'

Solo não laterítico siltoso. Os solos deste grupo compreendem, sobretudo solos saprolíticos silto-arenosos peculiares, resultantes do intemperismo tropical nas rochas eruptivas metamórficas, de constituição predominantemente feldspática-micácea-quartzosa. Caracterizam-se principalmente por possuírem, quando compactados na umidade ótima e massa específica aparente máxima na energia normal, baixa capacidade de suporte quando imersos em água; baixo módulo de resiliência; elevada erodibilidade. Em condições naturais possuem baixa massa específica aparente seca, podendo ser colapsíveis e ter baixa capacidade de suporte.

d) Grupo NG'

Solo não laterítico argiloso. Solos saprolíticos argilosos originados de rochas sedimentares argilosas (folhelhos, argilitos, siltitos) ou cristalinas, pobres em quartzo e ricos em anfibólios, piroxênios e feldspatos cálcicos. Quando compactados nas condições de umidade ótima e massa específica aparente máxima da energia normal, apresentam características de argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. Do ponto de vista de resiliência, apresentam, quando compactados, características bilineares em função da tensão desvio, sendo pouco dependentes da pressão de confinamento.

Tabela 2.1 – Principais propriedades dos grupos dessa classificação MCT.
(COZZOLINO E NOGAMI, 1993)

GRANULOMETRIAS TÍPICAS		AREIAS SILTOS (q, s)	AREIAS SILTOSAS	SILTOS (k, m) SILTOS ARENOSOS	ARGILAS ARGILAS ARENOSAS ARGILAS SILTOSAS SILTOS ARGILOSOS	AREIAS SILTOSAS	AREIAS ARGILOSAS	ARGILAS ARGILAS ARENOSAS ARGILAS SILTOSAS SILTOS ARGILOSOS	
DESIGNAÇÕES DO MISSISSIPPI RIVER COMISSÃO, USA									
q = QUARTZOSO m = MICÁCEO s = SERSÍTICO k = CAULINÍTICO									
COMPORTAMENTO		N = NÃO LATERÍTICO				L = LATERÍTICO			
GRUPO MCT		NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'	
PROPRIEDADES	MINI CBR (%)	SEM IMERSÃO PERDA POR IMERSÃO	M, E B, M	E B	M, E E	E E	E B	E, EE B	E B
	EXPANSÃO		B	B	E	M, E	B	B	B
	CONTRAÇÃO		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	COEF. PERMEABILIDADE (K)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	COEF. SORÇÃO (S)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
	CORPOS DE PROVA COMPACTADOS NA MASSA ESPECÍFICA APARENTE SECA MÁXIMA DA ENERGIA NORMAL		EE = MUITO ELEVADO E = ELEVADO		M = MÉDIO (A) B = BAIXO (A)		VIDE QUADRO ABAIXO PARA EQUIVALÊNCIANUMÉRICA		
MINI-CBR (%)	EE – Muito elevado E – Elevado M – Médio B – Baixo	> 30 12 a 30 4 a 12 < 4	PERDA DE SUPORTE MINI- CBR –POR IMERSÃO (%)		E – Elevada M – Média B – Baixa	> 70 40 a 70 < 40			
EXPANSÃO (%)	E – Elevada M – Média B – Baixa	> 3 0,5 a 3 < 0,5	CONTRAÇÃO (%)		E – Elevada M – Média B – Baixa	> 3 0,5 a 3 < 0,5			
COEFICIENTE DE SORÇÃO – S log (cm/Vmin)	E – Elevada > (-1) M – Média (-1) a (-2) B – Baixa < (-2)		COEFICIENTE DE PERMEABILIDADE K log (cm/s)		E – Elevada M – Média B – Baixa	> (-3) (-3) a (-6) < (-6)			
CORRESPONDÊNCIA APROXIMADA COM	U S C E	SP SM	SM SC ML	SM, CL ML, MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH	

Já os solos com comportamento laterítico se classificam da seguinte maneira:

a) Grupo LA

Areias lateríticas. Incluem-se neste grupo, sobretudo areias quartzosas com poucos finos. A porcentagem de finos lateríticos dos solos do grupo LA é muito baixa, de maneira que, mesmo quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos. Possuem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente elevados. Apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulo de

resiliência elevado, tornam-se indesejáveis para pavimentos econômicos, porque quando devidamente compactados, podem ser permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos.

b) Grupo LA'

Solo laterítico arenoso. Os solos deste grupo são tipicamente arenosos e constituintes do horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos arenosos e argissolos. Quando devidamente compactados, adquirem elevada capacidade de suporte, elevado módulo de resiliência, baixa permeabilidade, pequena contração por perda de umidade, razoável coesão e pequena expansibilidade por imersão em água, podendo ser utilizados em bases e sub-bases de pavimentos.

c) Grupo LG'

Solo laterítico argiloso. Os integrantes mais freqüentes deste grupo têm sido as argilas e as argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos conhecidos pedologicamente por latossolos e argissolos. Apresentam propriedades similares às do solo LA' quando possuem porcentagem elevada de grãos de areia.

O Gráfico da Classificação MCT de Solos, ilustrado na Figura 2.8, é traçado com os valores de c' e e' . O coeficiente c' correlaciona-se com a granulometria do solo ensaiado. Um c' elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, enquanto que valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos (VILLIBOR e NOGAMI, 2009). O índice e' indica o comportamento laterítico ou não laterítico do solo. Solos de comportamento laterítico apresentam menores valores de e' .

O Quadro 2.5 apresenta as recomendações para aplicação dos solos de comportamento laterítico e não laterítico em obras viárias. As recomendações são desde a utilização em revestimento primário, base e sub-base, reforço, corpo de aterro, camada de proteção a erosão, etc.

Quadro 2.5 – Emprego recomendado de solos tropicais em obras viárias.
(modificado de Nogami e Villibor, 1995)

Comportamento	N = não-laterítico				L = laterítico		
	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
Recomendação de utilização em obras viárias							
Base de pavimento de vias de baixo volume de tráfego	NR	4º	NR	NR	2º	1º	3º
Reforço do subleito	4º	5º	NR	NR	2º	1º	3º
Subleito compactado	4º	5º	7º	6º	2º	1º	3º
Corpo de aterro compactado	4º	5º	6º	7º	2º	1º	3º
Camada de proteção à erosão	NR	3º	NR	NR	NR	2º	1º
Revestimento primário	5º	3º	NR	NR	4º	1º	2º
Granulometrias típicas	Argilas Siltos	Areias siltosas	Siltos Siltos arenosos	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos	Areias siltosas	Areias argilosas	Argilas Argilas arenosas Argilas siltosas Siltos argilosos
Grupos prováveis das classificações tradicionais de solos							
Classificação Unificada de Solos	SP SM	MS SC ML	SM CL ML MH	MH CH	SP SC	SC	MH ML CH
Classificação Rodoviária	A-2	A- A-4 A-7	A-4 A-5 A-7-5	A-6 A-7-5 A-7-6	A-2	A-2 A-4	A-6 A-7-5

NR: não recomendado

2.4 Estabilização de Solos

A estabilização de um solo consiste em dotá-lo de condições de resistir às ações climáticas e aos esforços e desgastes induzidos pelo tráfego, sob as condições mais adversas consideradas no projeto (FRANÇA, 2003).

O termo estabilização do solo refere-se a qualquer processo, natural ou artificial, pelo qual um solo, sob o efeito de cargas aplicadas, se torna mais resistente à deformação e ao deslocamento do que o solo original. Tais processos consistem em modificar as características do sistema solo-água-ar, com a finalidade de se obter propriedades de longa duração compatíveis com uma aplicação particular (HOUBEN e GUILLAUD, 1994).

A construção de estradas, certamente, é a área da engenharia que envolve o maior número de tipos de solos dentro de uma mesma obra e onde as suas características têm um papel preponderante na qualidade e no custo final das

construções. Assim, por envolver um grande volume de serviços, tais como cortes e aterros, onde muitas vezes o item “distância de transporte” onera muito o custo total, o ideal seria que, na construção fossem utilizados os solos do próprio local da obra como materiais de construção. No entanto, trabalhar com solos locais, buscando minimizar custos de transporte, nem sempre é possível, pois, na maioria das vezes, esses materiais não atendem a todos os requisitos necessários para sua utilização (FERRAZ, 1994). Neste caso, há necessidade de lançar mão de alguma técnica de estabilização, de forma a torná-los aptos para serem empregados nas obras de engenharia rodoviária (INGLES e METCALF, 1972).

2.4.1. Tipos de Estabilização

Existem diferentes tipos de estabilização de solos, tanto com utilização do solo apenas, como também combinado com outros materiais, sempre com o objetivo de melhorar as suas propriedades iniciais, permitindo sua utilização para fins de pavimentação. Tais métodos podem ser divididos em:

- Estabilização Mecânica, que pode ser através da correção da granulometria ou da compactação, sem adição de nenhum outro material estranho ao solo;
- Estabilização Física, envolve a mudança de temperatura (decréscimo de temperatura e solidificação de betume quente misturado com o solo), a hidratação (cimentação e endurecimento devido à hidratação de cimento portland), a evaporação (secagem de solos reforçados com betume emulsionado) e absorção.
- Estabilização Química, em que é adicionado cal, cimento ou betume, de forma que estes venham a interagir com o solo.

Na maioria das vezes os processos físicos e químicos se complementam. Daí o termo estabilização físico-química, objeto desta pesquisa.

2.4.1.1. Estabilização Granulométrica

O princípio da estabilização granulométrica consiste no emprego de um material ou na mistura de dois ou mais materiais que se enquadrem dentro de determinada especificação, de tal forma que resulte em mistura na qual a resistência seja garantida pelo contato entre as partículas maiores e os vazios sejam

preenchidos pelas partículas mais finas, de maneira que proporcione menor permeabilidade e maior densidade (GONDIM, 2008).

2.4.1.2. Estabilização Físico-Química

A estabilização físico-química é feita através do uso de aditivos que interagem com as partículas do solo, visando à melhoria e à estabilidade das propriedades mecânicas e hidráulicas. Tais aditivos compreendem: cal, cimento, asfaltos ou betumes, produtos químicos industrializados; cloretos, ácidos fosfóricos, entre outros.

A estabilização química dos solos pode ser dividida em três classes:

- a) tratamentos nos quais o efeito do agente estabilizante (produto químico) é devido essencialmente à sua interação com o solo, e no qual suas propriedades físicas (estabilizantes) não tem ação relevante no processo. Exemplo: a cal.
- b) tratamentos nos quais os efeitos do aditivo são devidos à sua interação com o solo e também devido às suas propriedades. Exemplo: o cimento.
- c) tratamentos nos quais o efeito do agente estabilizante é devido essencialmente às propriedades do aditivo; a interação com o solo não sendo importante. Exemplo: o betume.

Para Marques (2005) a estabilização física pode ser elétrica ou térmica. A estabilização térmica é feita por meio de congelamento, aquecimento ou termosose enquanto a estabilização elétrica consiste na passagem de uma corrente elétrica pelo solo.

2.4.1.2.1 Estabilização com Cal

A cal é o aglomerante resultante da calcinação de rochas calcárias (calcários ou dolomitos), a uma temperatura inferior à de início de fusão do material no intervalo de temperatura de 850 a 900°C (ALVES, 1977).

Quanto aos mecanismos da estabilização solo-cal, vários tipos de reações químicas ocorrem, contudo, as mais importantes são as reações de troca catiônica, floculação e as reações pozolânicas (reações de cimentação). As reações de troca catiônica e floculação se processam rapidamente e produzem alterações imediatas

na plasticidade e, em menor escala, na resistência mecânica da mistura. Também, podem ocorrer reações pozolânicas entre o solo e a cal, dependendo das características dos solos a serem estabilizados. Essas reações resultam na formação de vários compostos de cimentação, que aumentam a resistência e a durabilidade da mistura e desenvolvem-se a longo prazo (LIMA et. al., 1993).

A estabilização com cal pode ser de dois tipos. a) Solo modificado pela cal: em que o teor de cal adicionado é pequeno; apenas suficiente para desenvolver a fase rápida das reações. É utilizado apenas para modificar características do solo, sem desenvolver reações lentas, cimentantes. b) Solo estabilizado pela cal: em que é maior o teor de cal adicionado, com o objetivo de atingir-se as reações lentas, pozolânicas, que vão estabilizar o material.

2.4.1.2.2 Estabilização com Betume

A estabilização com betume é empregada em materiais granulares não-coesivos, aos quais o betume adiciona resistência (por aumento da coesão), e com materiais coesivos, os quais o betume torna impermeáveis, reduzindo a perda de resistência que sofreriam com o aumento do teor de umidade.

Os tipos de estabilizações mais usuais são:

- Solo-asfalto: solos coesivos (pouco plásticos) que o asfalto torna pouco sensíveis à água.
- Areia-asfalto: areias sem finos, cujas partículas são cimentadas pelo asfalto.
- Estabilização por impermeabilização mecânica: solos com boa graduação de partículas grossas e finas e que se compactam bem, tornam-se impermeáveis por meio de distribuição de quantidades muito pequenas de betume.
- Tratamento com óleo: a superfície de uma estrada de terra tem a sua resistência à água e ao desgaste aumentadas pela aplicação de asfalto diluído de cura lenta (roadoil).

2.4.1.2.3 Estabilização com Cimento

Solo melhorado com cimento pode ser definido como um material proveniente de mistura de solo, cimento e água em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem em laboratório, de forma a apresentar determinadas características de resistência e durabilidade. Os teores usuais de cimento estão situados na faixa de 2 a 4%, em peso, em relação ao total da mistura, segundo a especificação de serviço DNIT 142/2010.

A diferença entre solo-cimento e solo melhorado com cimento está relacionada ao percentual de cimento, em massa, existente na mistura. De acordo com as normas, o solo-cimento é um produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem.

Segundo Pitta (1995) o solo melhorado ou modificado por cimento, é uma forma de estabilização em que o cimento portland é puramente um agente de alteração das propriedades do solo pulverizado solto, isto é, não compactado. Geralmente é aplicado a materiais que não preenchem certas exigências correntes nas especificações, como valor mínimo de suporte (ISC), índices físicos ou expansibilidade. O produto resultante é um solo modificado, cujas características físicas e mecânicas diferem acentuadamente daquelas do solo original, traduzindo-se em aumento do valor de suporte (ISC) e diminuição ou anulação do índice de plasticidade e da expansão volumétrica. O solo melhorado com cimento possui características mecânicas e físicas inferiores às do solo-cimento, em que a adição do cimento busca melhorar os parâmetros relativos à plasticidade, variação volumétrica, capacidade portante e a sensibilidade à água, de forma a possibilitar o emprego do material em pavimentação.

No estado do Rio Grande do Sul foram realizados vários trabalhos e pesquisas de laboratório e campo com solos estabilizados para uso em pavimentação. Entre os inúmeros trabalhos destacam-se as pesquisas de Ceratti (1979), Cicasol (1984), Nunez (1991), Fogaça (1996), Lovato (2004) e Taborda (2012).

2.5 Caracterização da Resiliência dos Solos

2.5.1. Conceito de Resiliência

Deformação resiliente é a deformação elástica ou recuperável de solos e de estruturas de pavimentos sob a ação de cargas transientes. O primeiro estudo sobre o assunto foi de Francis Hveem, em 1951, tendo sido ele quem adotou o termo “resiliência” para que se entendesse que os deslocamentos nos pavimentos sob a ação de cargas móveis são muitos maiores do que nos vários sólidos elásticos com que lida o engenheiro, como o vidro, concreto, aço (MEDINA e PREUSSLER, 1980).

O termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações (MEDINA e MOTTA, 2005).

Segundo Motta (1991), o módulo de resiliência (MR) é caracterizado como parâmetro necessário para o cálculo de deformações, ou seja, de deslocamentos verticais superficiais. O módulo de resiliência para solo, obtido com o ensaio triaxial é definido pela seguinte equação:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_r} \quad (1)$$

onde:

σ_d – tensão desvio aplicada repetidamente

ϵ_r – deformação elástica ou resiliente correspondente a certo número de aplicações de σ_d .

2.5.2. Aplicação Prática

A danificação de uma estrutura de pavimento é ocasionada por vários fatores associados ao tráfego ou não. São eles as tensões, as condições ambientais, os materiais utilizados e os métodos de construção e manutenção. As duas principais manifestações da ruptura de pavimentos associadas ao tráfego são as trincas por fadiga, que tem início e se desenvolvem na camada de maior rigidez da estrutura (mistura asfáltica ou de solo cimento), e a deformação permanente (CERATTI, 1991).

O termo fadiga está associado à determinação sob carregamento cíclico que leva ao fissuramento e, algumas vezes, ao colapso de componentes estruturais. A fadiga implica em um processo de mudança estrutural progressiva localizada no material sujeito a tensões cíclicas que diminuem a resistência do material às forças aplicadas (BALBO, 2007).

Segundo Medina e Motta (2005) a deformabilidade resiliente das camadas do pavimento e do subleito condicionam a vida de fadiga das camadas superficiais mais rijas (revestimento de concreto asfáltico, base de solo-cimento) sujeitas à flexão. A fase de fadiga, caracterizada como a última etapa da vida útil do pavimento, faz-se sentir por um crescimento acelerado de deflexões, que se exteriorizam por meio de fissuras, trincas e acúmulo de deformações permanentes.

Dentre as teorias utilizadas atualmente no estudo da fadiga, destaca-se a baseada no enfoque da Mecânica do Contínuo, ou mecanístico, objeto desta pesquisa.

2.5.3. Ensaio de Cargas Repetidas para determinação do MR

Com o objetivo de se reproduzir, em laboratório, os efeitos impostos pela ação do tráfego nos materiais de pavimentação, desenvolveu-se o ensaio triaxial de cargas repetidas. O ensaio triaxial com aplicação repetida de cargas consiste em submeter um corpo de prova cilíndrico, envolto por uma membrana de material impermeável, a uma força axial repetidas vezes com tensão resultante abaixo da tensão de ruptura do corpo de prova. As tensões aplicadas são: a tensão vertical (σ_1) e a tensão de confinamento (σ_3) constante a cada ciclo de aplicação da força axial. Os dados obtidos neste ensaio são tensões e deslocamentos (RODRIGUES, 1998).

O ensaio triaxial de cargas repetidas foi introduzido nos estudos de pavimentação pelo Prof. H. Bolton Seed na década de 50, na Universidade da Berkeley, Califórnia, EUA. O primeiro equipamento para realização deste ensaio foi instalado no Brasil em 1977, na COPPE/UFRJ (Figura 2.9).

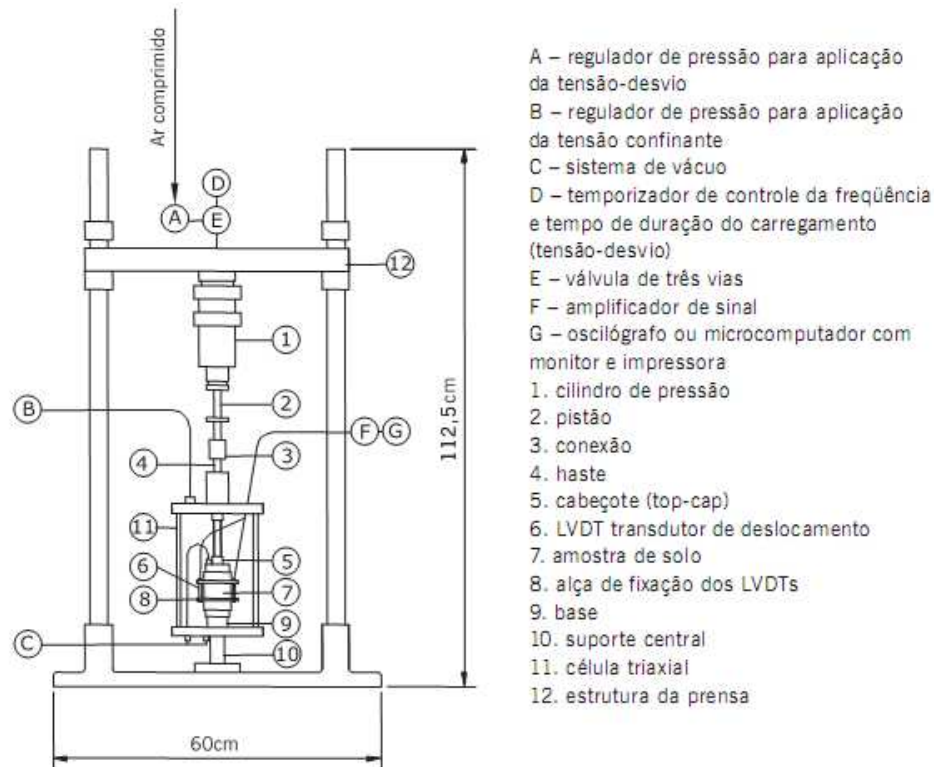


Figura 2.9 – Esquema do primeiro equipamento de ensaios triaxiais de carga repetida da COPPE/UFRJ de 1977. (MEDINA e MOTTA, 2005)

Nos ensaios de carga repetida, a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso, assim procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões e deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo de veículos (MEDINA e MOTTA, 2005).

A primeira fase do ensaio denomina-se condicionamento, que tem como objetivo eliminar ou minimizar os efeitos das deformações plásticas e da história de tensões no valor do módulo de resiliência. É, na verdade, uma seqüência de carregamentos dinâmicos que permite dotar o material de uma condição de pré-adensamento (FERREIRA, 2002). A determinação dos valores de Módulo de Resiliência (MR) dos materiais é objeto da segunda parte do ensaio, onde para cada par de tensões σ_1 (tensão principal maior) e σ_3 (tensão confinante) aplicado medem-se as deformações resilientes.

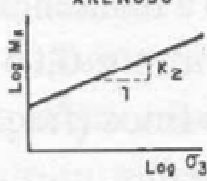
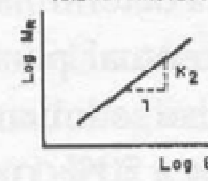
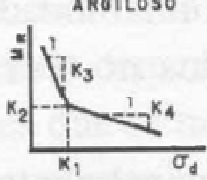
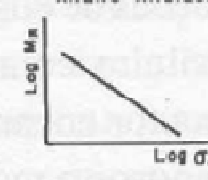
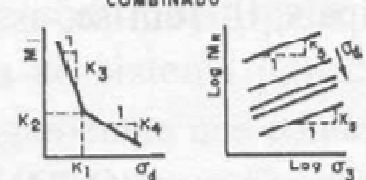
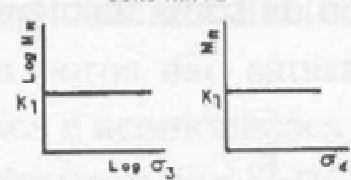
No Brasil adota-se o procedimento especificado pela norma do DNIT – 134/2010.

2.5.4. Comportamentos típicos

O modelo resiliente depende da natureza do solo (constituição mineralógica, textura, plasticidade da fração fina), umidade, densidade e estado de tensões, além das características do próprio ensaio (frequência e tempo de carregamento, forma de onda, etc.) (MEDINA e MOTTA, 2005).

Estes autores descrevem que mantendo-se os outros parâmetros sob especificação, para cada solo o módulo de resiliência poderá ser expresso como uma função do estado de tensões aplicado durante o ensaio por modelos matemáticos com constantes experimentais. Os modelos de resiliência de solos que têm sido observados no Brasil estão indicados no Quadro 2.6.

Quadro 2.6 – Modelos de comportamento resiliente de solos (MEDINA e MOTTA, 2005).

MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
<p>ARENOSO</p> 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	<p>ARENO-ARGILOSO</p> 	$M_R = K_1 \sigma^{K_2}$ $K_2 > 0$
<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> 	$M_R = K_1 = \text{CONSTANTE}$

2.5.5. Módulos de Resiliência de Alguns Materiais

Muitos estudos têm sido realizados no Brasil, em diversos laboratórios de pesquisa, para a determinação dos módulos de resiliência típicos de materiais de pavimentação empregados no país. A Tabela 2.2 apresenta alguns resultados encontrados nas bibliografias nacionais.

Tabela 2.2 – Módulos de Resiliência típicos dos materiais de pavimentação.

Material	MR (MPa)	Autor
Revestimento (CAP-50/60)	3000 a 5000	Preussler, 1983
BGS (Pav.Flexíveis)	100 a 250	Balbo, 2007
BGS (Pav.Semi-Rígido Invertido)	100 a 250	Balbo, 2007
Macadame Seco	100 a 200	Simon, 1997
Macadame Seco	80 a 160	Nunez, 1995
Bica Corrida e Macadame Hid.	<150	Balbo, 2007
Solo (AreiaSiltosa – LA – A-2-4)	100	Franzoi, 1990
Solo (Areia – LA' – A-6)	250	Franzoi, 1990
Solo (Areia Argilosa – LA' – A-6)	340	Franzoi, 1990
Solo (Argila – LG' – A-7-5)	200	Franzoi, 1990
Solo (Argila Siltosa – LG' – A-7-5)	500	Franzoi, 1990
Solo (Argila Siltosa – LG' – A-7-5)	300	Franzoi, 1990
Solo (Areia – NA' – A-1-B)	45	Franzoi, 1990
Solo (Silte Arenoso – NS' – A-6)	32	Franzoi, 1990
Solo (Silte – NS' – A-7-5)	80	Franzoi, 1990
Solo (Argila – NG' – A-7-5)	125	Franzoi, 1990
Solo Lateritas Arenosas e Granulares	50 a 300	Vertamatti, 1988
Solo Lateritas Pedregulhos Argilo-Arenosos	300 a 600	Vertamatti, 1988
Solo Laterítico (LA' e LG')	>200	Neto, 1998
Solo Não Laterítico	130	Neto, 1998
Solo Melhorado Cimento 3,3% (A 7-5 e A 7-6)	930	Larsen, 1967
Solo Melhorado Cimento 4,7% (A 7-5 e A 7-6)	1200	Larsen, 1967
Solo Saprolito de Gnaisse (NA – A-1-b) 6% cimento	13000 a 20000	Ceratti, 1991
Solo Arenito Caiuá, verm. (LA – A-2-4) 6% cimento	8000 a 16500	Ceratti, 1991
Solo Basalto, verm. Escuro (LG' – A-7-5) 12% cimento	5000 a 11000	Ceratti, 1991
Solo Rosário Sul, verm. (NA' – A6) 10% cimento	7500 a 11000	Ceratti, 1991
Solo Acima Linha Seixos verm. (LA' – A-2-6) 8% cimento	7000 a 15500	Ceratti, 1991
Abaixo Linha Seixos, residual de arenito verm. (NA' – A-26) 8% cimento	4400 a 16800	Ceratti, 1991
Solo saprolítico - Silveira Martins	65 – 79	Peraça, 2007
Solos adição entre 5 e 10% cimento	2000 e 6000	Pitta, 1995
Solo Laterítico A-2-6 com 8% cimento	11825	Collarte-Concha, 1986
Solo Saprolítico A-2-6 com 8% cimento	8300	Collarte-Concha, 1986

Todos estes valores de MR de solo-cimento encontrados por Ceratti (1991) são muito elevados se comparados com os MR de britas e outros materiais granulares normalmente utilizados em bases de pavimentos asfálticos, podendo ser igual ou maiores que os MR de misturas asfálticas tipo CBUQ com determinados tipos de ligantes. Caso ocorra esta situação, a camada de solo-cimento é que deverá ser dimensionada à fadiga. (CERATTI, 1991).

2.6 Dimensionamento Mecanicista de Pavimentos Asfálticos

Dimensionar um pavimento significa determinar espessuras de camadas e os tipos de materiais a serem utilizados em sua construção, de modo a conceber uma estrutura capaz de suportar um volume de tráfego preestabelecido, nas condições climáticas locais, oferecendo o desempenho desejado para suas funções (BALBO, 2007).

Segundo Franco (2007), para o dimensionamento de estruturas de pavimentos asfálticos é necessário o conhecimento de variáveis como as características dos materiais a serem utilizados, o comportamento desses materiais em relação à aplicação de cargas e o tipo de carregamento e resposta da estrutura para suportar as cargas sob condições climáticas variáveis, entre outras.

A Teoria da Elasticidade é largamente utilizada como ferramenta para cálculo das tensões, deformações e deslocamentos. Modelos de comportamento tensão/deformação distintos são comumente utilizados pelos métodos de cálculo: comportamento elástico-linear e elástico não linear. Na Figura 2.10 é ilustrada a forma mais comum de representar um pavimento sob carregamento de roda e as deformações e deslocamento principais que atuam no interior da estrutura em camadas.

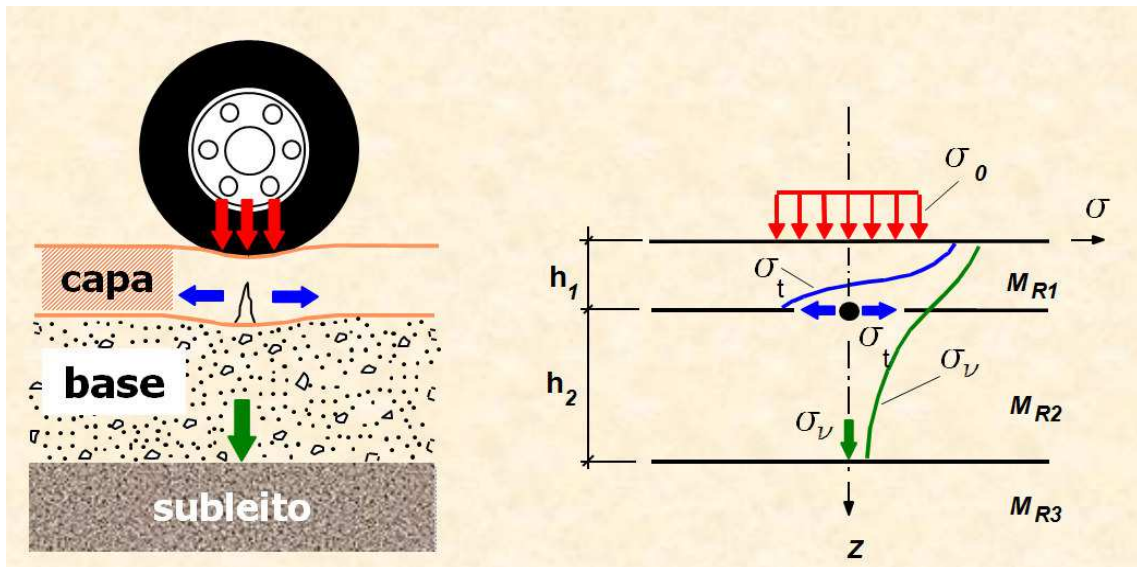


Figura 2.10 – Tensões numa estrutura de pavimento (MEDINA e MOTTA, 2005)

2.6.1 Análise Mecanicista de Pavimentos

O dimensionamento mecanicista nada mais é do que a seleção de materiais e espessuras das diversas camadas do pavimento, de tal maneira que as tensões de tração do revestimento e as tensões verticais no subleito suportem um determinado número estabelecido de passagens de uma carga padrão, antes que ocorram trincas por fadiga ou um determinado afundamento máximo estabelecido na trilha de roda (MOTTA, 1991).

O dimensionamento dito mecanicista é sempre um método de verificação, como qualquer outro dimensionamento estrutural da Engenharia Civil. O fluxograma da Figura 2.11, reproduzido de Motta (1991), ilustra este conceito. Pelo fluxograma são necessários dados de entrada como: clima do local onde o pavimento vai ser construído, dados dos materiais disponíveis para cada camada e o tipo de material do subleito, os dados do tráfego e dados dos métodos construtivos.

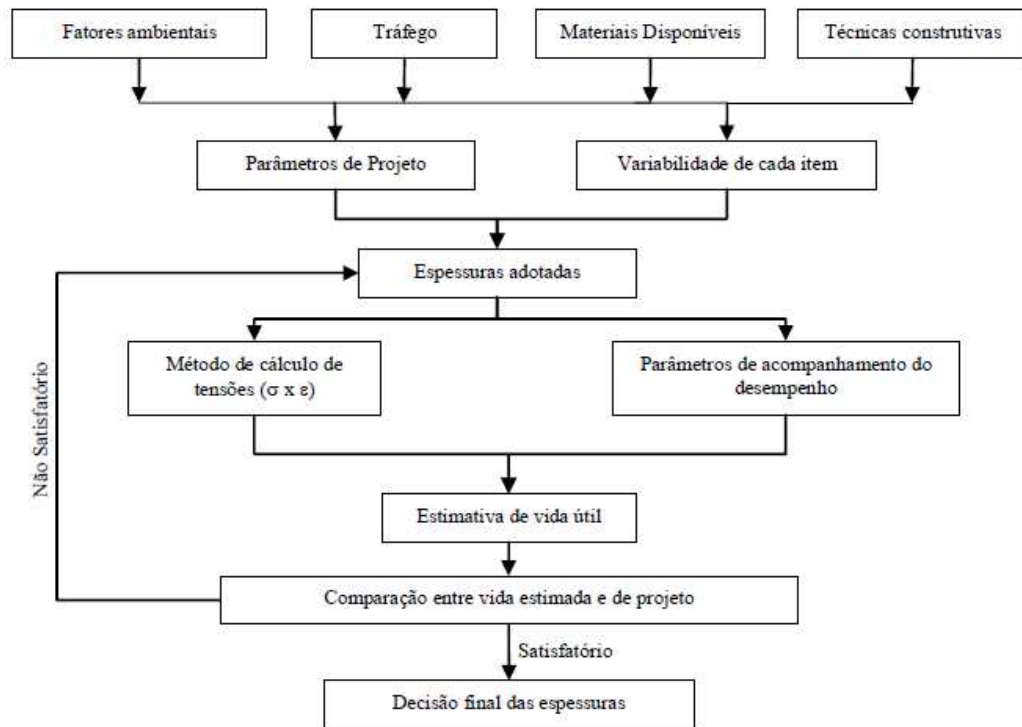


Figura 2.11 – Esquema de proposta de método de dimensionamento (MEDINA e MOTTA, 2005).

Segundo Franco (2007), o procedimento para o dimensionamento mecanístico-empírico basicamente consiste em:

- reunir os dados referentes aos materiais de pavimentação, ao tráfego e às condições ambientais;
- correlacionar os dados de resistência dos materiais e tráfego em função das épocas sazonais e o comportamento dos materiais em função do tipo de carregamento;
- escolher as espessuras das camadas e calcular as tensões e deformações considerando as diversas correlações obtidas;
- relacionar os valores críticos de tensões e deformações com os danos que a repetição das cargas podem causar ao pavimento por meio de modelos de previsão;
- verificar se as espessuras escolhidas satisfazem as condições impostas no dimensionamento.

Para complementar e executar a análise mecanicista é importante ter disponível uma ferramenta que permita calcular as tensões, deformações e

deslocamentos em diversos pontos de uma estrutura de um pavimento. Além disso, devem apresentar certa confiabilidade e precisão nos resultados (FRANCO, 2007).

Há vários programas para análise desses esforços, FEPAVE, o RIOPAVE, o ELSYM5, o JULEA, MnLayer, EVERSTRESS 5.0 e o SisPav. Sendo que os processos de cálculo podem basear-se no cálculo pelo Método dos Elementos Finitos (MEF) e na Análise Elástica de Múltiplas Camadas. Assim, o projetista pode optar pelo mecanismo de análise, e também comparar os resultados de ambos os processos.

2.6.2 Programa SisPav

O programa SisPav foi desenvolvido por Franco (2007) na COPPE/UFRJ e utiliza a Teoria da Elasticidade para o dimensionamento de pavimentos, além de verificar a vida útil de pavimentos através de modelos de previsão de desempenho.

O método de dimensionamento, contido no programa SisPav, utiliza as características brasileiras de ensaios de laboratório, de clima, de materiais de pavimentação e de tráfego, considerando ainda a análise do tráfego para os diversos eixos com variação lateral; a variação sazonal do tráfego ao longo do período de projeto; materiais com comportamento elástico linear e não linear; modelos de previsão de danos desenvolvidos a partir da base de dados de resultados de ensaios brasileiros; parâmetros dos materiais de pavimentação e bacias de deformação calculadas para controle de execução no campo; e análise de confiabilidade. (FRANCO, 2007).

Franco (2007) buscou facilitar a análise e dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos, congregando os dois processos de cálculo: Método dos Elementos Finitos e Análise Elástica de Múltiplas Camadas.

É possível estimar a resposta do pavimento por meio do cálculo das tensões, deformações e deslocamento gerados na sua estrutura, a partir da definição das espessuras das camadas, dos módulos de resiliência e coeficientes de Poisson dos diversos materiais a serem utilizados e da composição do tráfego atuante. (FRANCO, 2007).

Franco (2007) desenvolveu o programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria da Elasticidade – AEMC sendo este, um programa específico para o cálculo de tensões, deformações e deslocamentos, com rotinas para entrada de dados e apresentação de resultados, sendo que a abordagem da análise elástica

não linear é realizada de forma simplificada, com a divisão das camadas que apresentam esse comportamento em três subcamadas, conforme apresentado na Figura 2.12.

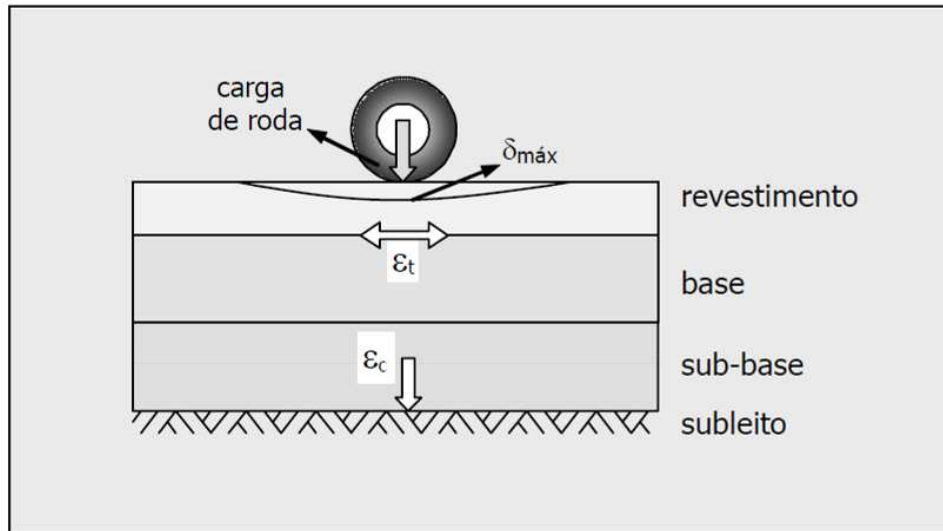


Figura 2.12– Esquema representativo das tensões, deformações e deslocamentos em pontos críticos de um pavimento asfáltico.

Para os materiais granulares e solos lateríticos o SisPav utiliza os parâmetros de módulo de resiliência, expresso por vários modelos de comportamento elástico não linear, associados a classes, como mostrado no Quadro 2.7 e coeficiente de Poisson. Para os solos e britas estabilizados com cimento além dos parâmetros de MR e coeficiente de Poisson, o SisPav leva em consideração a resistência à tração. Para o tipo de material considerado, solo melhorado com cimento, a resistência à tração não é considerada. (FRANCO, 2007).

Quadro 2.7 – Modelos de comportamento resiliente de materiais de pavimentação utilizado pelo SisPav (FRANCO, 2007).

Classe	Material	Modelo
0	Asfáltico	$M_r = f(t^\circ C)$
1	Granular	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$
2	Argiloso	$M_r = \begin{cases} k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d), & \forall k_1 > \sigma_d \\ k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1), & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
3	Misturas asfálticas, solo cimentado de módulo elevado ou solo siltooso de módulo baixo	$M_r = \text{constante}$
4	Solos arenosos com bastante argila e solos lateríticos finos	$M_r = \begin{cases} [k_2 + k_3 \cdot (k_1 - \sigma_d)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 > \sigma_d \\ [k_2 + k_4 \cdot (\sigma_d - k_1)] \cdot \sigma_3^{k_2}, & \forall k_1 \leq \sigma_d \end{cases}$
5	Granular (dependente da soma das tensões principais)	$M_r = K_1 \cdot \theta^{k_2}$
6	Argiloso (dependente da tensão desvio)	$M_r = K_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$
7	Todos os solos e britas em geral	$M_r = K_1 \cdot \sigma_3^{k_1} \cdot \sigma_d^{k_2}$

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo apresentará uma breve caracterização da área de estudo, com o local da jazida e da coleta de amostras. Descreve-se a metodologia adotada para os ensaios de laboratório e análise mecanicista.

3.1 Localização e caracterização da área de estudo

A jazida de solo definida para o estudo foi uma jazida nas imediações de Silveira Martins. A Figura 3.1 apresenta a localização dessa jazida no mapa rodoviário.



Figura 3.1 – Localização da jazida no mapa rodoviário.

A jazida de material de empréstimo está localizada no município de Silveira Martins na região central do estado do Rio Grande do Sul. A área encontra-se a 2,6 quilômetros da zona urbana do município, na direção nordeste, com acesso pela rodovia RS 348 conforme Figura 3.2. A Figura 3.3 mostra o mapa geológico do município de Silveira Martins com base no mapeamento da CPRM, em escala 1:750.000 do ano de 2008.

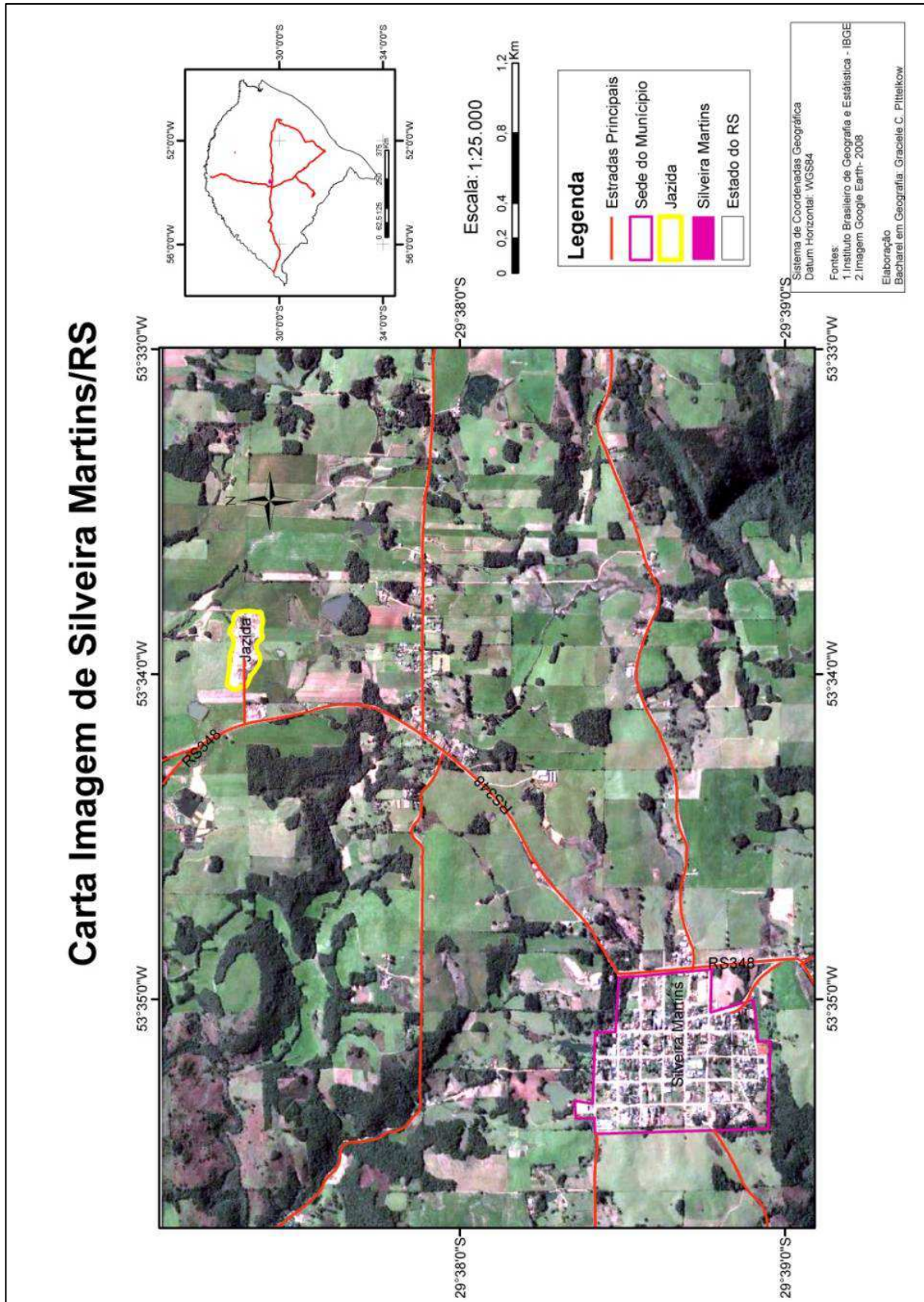


Figura 3.2 – Carta imagem com a localização de Silveira Martins no estado do RS e da fazenda no município.

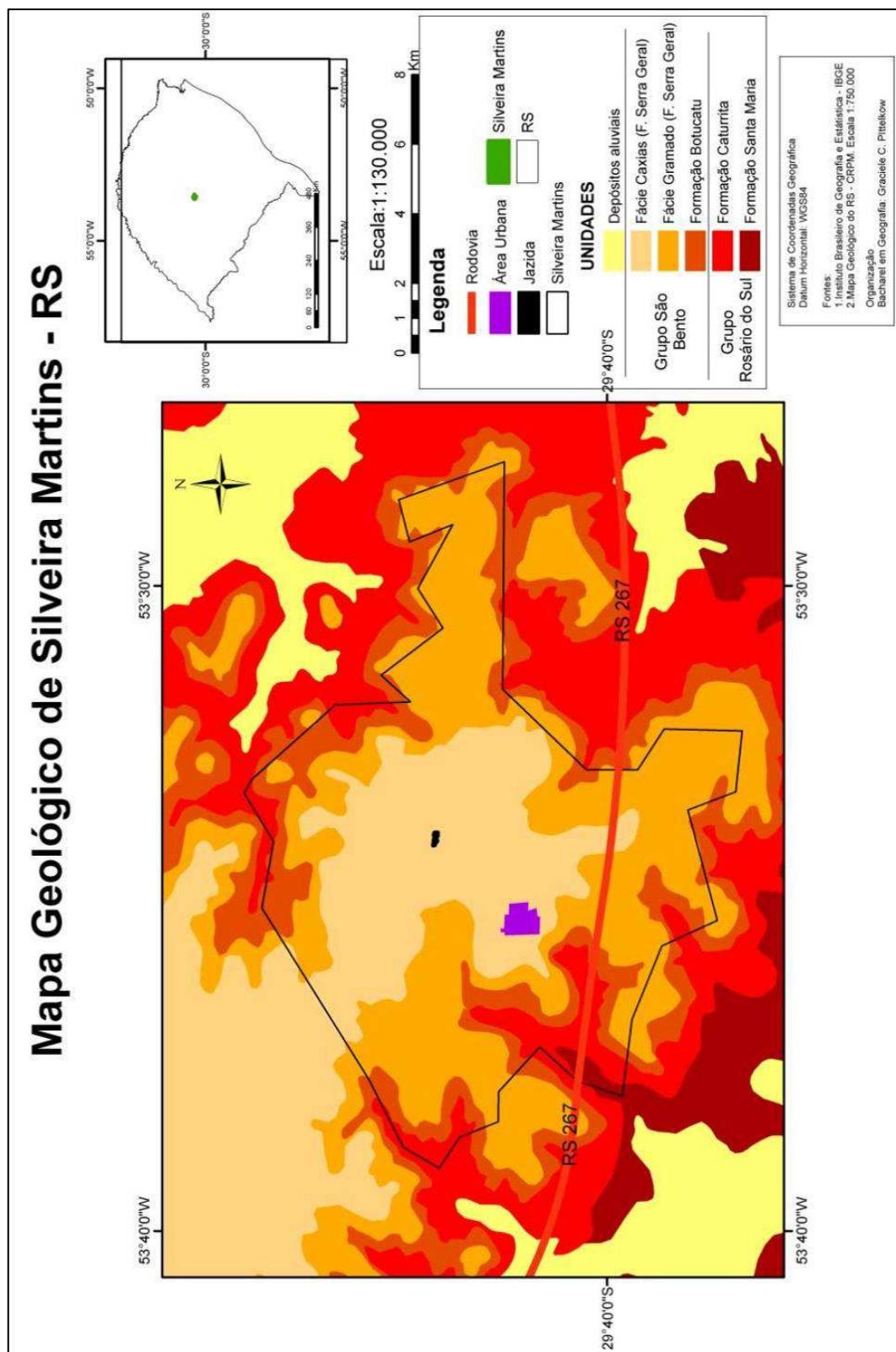


Figura 3.3 – Mapa geológico do município de Silveira Martins. CPRM (2008).

Localiza-se sobre o domínio geomorfológico conhecido como Rebordo do Planalto ou Serra, conforme Carta Geotécnica de Santa Maria de Maciel Filho (1990). São áreas com declive superior a 15% onde os topos dos morros são terrenos quase planos e são comuns os patamares com declives suaves devido à geologia e estruturas da região.

As unidades geológicas mais antigas que ocorrem no município pertencem ao Grupo Rosário do Sul e são: a Formação Santa Maria, localizada mais ao sul e a Formação Caturrita na porção central e leste. Sobre a Formação Santa Maria, numa estreita faixa que aflora contornando os derrames vulcânicos aparecem as rochas da Formação Botucatu do Grupo São Bento.

Pertencentes também ao Grupo São Bento ocorrem, na porção central e norte da área, as Fácies Gramado e Caxias da Formação Serra Geral. As unidades mais jovens são aquelas que estão associadas às planícies aluviais dos rios e demais cursos de água. As Unidades Geológicas e suas principais características são apresentadas de forma resumida na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Unidades geológicas do município de Silveira Martins (CPRM, 2008).

GRUPO	FORMAÇÃO	LITOLOGIAS
	Depósitos aluviais	Areias grossas e finas, cascalho e sedimento siltico argiloso em calhas de rios e planícies de inundação.
São Bento	Serra Geral-Fácies Caxias	Derrames de composição intermediária a ácida, riocitos e riolitos, disjunção tabular no topo e maciço na porção central, vesículas preenchidas por calcedônia e ágata.
	Serra Geral-Fácies Gramado	Derrames basálticos granulares finos a médios, cinza, horizontes com vesículas preenchidas por zeolitas e carbonatos. São comuns as estruturas de fluxo.
	Botucatu	Arenitos finos a grossos, bem arredondados e com alta esfericidade. Estrutura cruzada de grande porte.
Rosário do Sul	Caturrita	Arenitos, conglomerados, siltitos areno-argilosos.
	Santa Maria	Arenitos a arenitos conglomeráticos com pelitos subordinados e siltitos argilosos maciços.

3.2 Jazida Silveira Martins

A área da jazida apresenta uma extensão de aproximadamente 370 m de comprimento e 231 m de largura conforme pode ser visto na Figura 3.4. A exploração do material se dá sobre rocha alterada a uma profundidade que varia entre 2 e 3 m. Trata-se do topo de um derrame que segundo o mapa da CPRM (2008) corresponde à Fácies Caxias da Formação Serra Geral, isto é, rochas de origem intermediária a ácida como riolacitos ou riolitos.

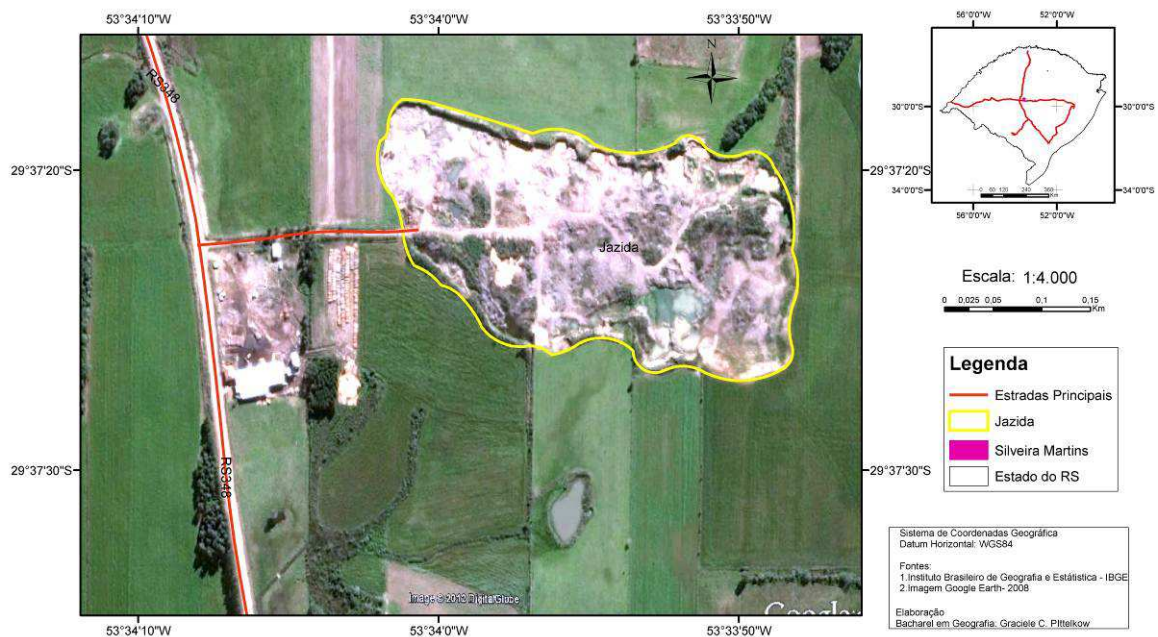


Figura 3.4 – Carta imagem com a localização da jazida.

Em campo, vê-se que a exploração se deu nos primeiros metros do topo do derrame onde a rocha encontra-se muito alterada (Figura 3.5) e com inúmeras vesículas e amígdalas preenchidas principalmente por zeolitas e secundariamente por quartzo (Figura 3.6). A grande maioria destas zeolitas já está argilizada (provavelmente caulinita).



Figura 3.5 – Jazida Silveira Martins.

Percebe-se que a alteração acentuou as estruturas de resfriamento horizontais ou sub-horizontais do derrame bem como as fraturas tectônicas como pode ser visto na Figura 3.7. Em afloramento, a rocha apresenta uma alteração diferencial, isto é, ocorre material muito alterado junto a fragmentos mais são devido à presença das estruturas que facilitam a percolação de água e aceleram a alteração.



Figura 3.6 – Rocha com inúmeras vesículas e amígdalas.



Figura 3.7 – Detalhe da rocha alterada com estruturas bem marcadas.

3.3 Ensaio de Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados para determinar índices que pudessem ser utilizados para classificar o solo de forma a prever o comportamento do mesmo quando submetido a determinadas situações.

A preparação das amostras para os ensaios de caracterização seguiu as recomendações da norma NBR 6457/86.

Para a realização de todos os ensaios, o material foi destorroado manualmente, peneirado nas peneiras adequadas e ensacado novamente.

3.3.1 Índices físicos e limites de Atterberg

Foram determinadas a massa específica dos sólidos e as umidades de campo e higroscópica através da realização de ensaios específicos, seguindo a norma NBR 6508/84.

Foram realizados ensaios para determinação dos limites de liquidez (wl), limites de plasticidade (wp) e índice de plasticidade (IP) com o material que passou pela peneira 40 (0,42 mm), conforme preconizam as normas NBR 6459/84 e NBR 7180/84.

3.3.2 Granulometria

Foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação (Figura 3.8) em quatro amostras de solo coletadas de acordo com norma NBR 7181/84. Os ensaios de sedimentação foram realizados com e sem o uso de defloculante. O defloculante utilizado foi o hexametáfosfato de sódio.



Figura 3.8 – Granulometria por sedimentação.

3.4 Ensaios para Classificação MCT

Os ensaios executados para a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) atenderam as normas do DNER: métodos de ensaios DNER-ME 256/94 e DNER-ME 258/94.

Os materiais ensaiados tinham 100% em massa passante na peneira de abertura 2 mm. A moldagem dos corpos de prova foi feita em cilindros metálicos, sendo que a altura final do corpo de prova é de 5 cm. As curvas de compactação foram determinadas para a energia equivalente a do Proctor Normal, de modo a se determinar o parâmetro d' , dado pela inclinação do ramo seco.

Para a classificação geotécnica MCT de solos tropicais são utilizados coeficientes empíricos obtidos em dois ensaios: compactação segundo Mini-MCV e perda de massa por imersão (Pi). O coeficiente c' é dado pela inclinação das curvas de deformabilidade do ensaio Mini-MCV. Já o índice classificatório e' é calculado em função da perda de massa por imersão (Pi) em conjunto com o coeficiente d' , dado pela seguinte fórmula:

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

Os ensaios para classificação MCT foram realizados no Laboratório de Geotecnia e Concreto da Universidade Federal do Rio Grande – FURG.

3.5 Ensaio de Compactação e ISC

Os ensaios de compactação foram realizados nas amostras de solo natural e com os seguintes teores de cimento: 1%, 3% e 5%. Trabalhou-se com a energia de compactação do ensaio Proctor Intermediário, de acordo com as recomendações da norma NBR 7182/86. Nestes ensaios, foram determinados o peso específico seco máximo e o teor ótimo de umidade.

A partir dos resultados dos ensaios de compactação, foram moldados corpos de prova referentes aos teores de cimento supracitados, utilizando-se a energia intermediária na correspondente umidade ótima de cada. Então, os corpos de prova foram submetidas ao ensaio de Índice de Suporte Califórnia - ISC (Figura 3.9), conforme delimitado pela norma NBR 9895/87.



Figura 3.9 – Ensaio de Índice de Suporte Califórnia.

3.6 Ensaios de Compressão Simples (RCS) e Diametral (RCD)

Para a realização do ensaio à compressão simples para a verificação da evolução da resistência no decorrer da idade, foram moldados três corpos de prova (5 cm de diâmetro e 10 cm de altura) para cada teor de cimento, 1%, 3% e 5%, em massa, de acordo com a norma NBR 12024/92, para serem rompidos com 3, 7 e 28 dias de cura. A Figura 3.10 apresenta um ensaio de ruptura à compressão simples.

Os corpos de prova foram deixados em câmara úmida até o dia da ruptura. No dia do ensaio, os corpos de prova foram retirados da câmara úmida e imersos completamente na água. Após vinte e quatro horas de imersão, foram removidos da água e enxugados superficialmente e submetidos à determinação da resistência através do ensaio de compressão simples, de acordo com a norma NBR 12025/90.

Para a realização do ensaio à compressão diametral, foram moldados três corpos de prova (10 cm de diâmetro e 6,35 cm de altura) para cada teor de cimento, 1%, 3% e 5% de cimento, em massa, de acordo com as normas NBR 7222/11 e DNIT 136/2010 para serem rompidos com 3, 7 e 28 dias. A Figura 3.11 apresenta um ensaio de ruptura à compressão diametral.

Para o cálculo da resistência a tração foi utilizada a equação apresentada na norma DNIT 136/2010.

$$\sigma_R = \frac{2.F}{\pi.D.H} \quad (3)$$

onde:

σ_R – resistência à tração, em kgf/cm²;

F – carga de ruptura, em kgf;

D – diâmetro do corpo de prova, em cm;

H₀ – altura do corpo de prova, em cm.



Figura 3.10 – Ensaio de Resistência à Compressão Simples



Figura 3.11 – Ensaio de Resistência à Compressão Diametral

3.7 Determinação do Módulo de Resiliência

Para a determinação do Módulo de Resiliência foi utilizada a norma DNIT 134/2010. Este método estabelece procedimentos metodológicos para a determinação dos valores do módulo de resiliência de solos para várias tensões

aplicadas, de utilidade para o projeto de pavimentos, utilizando o equipamento triaxial de carga repetida.

Esta norma define como Módulo de Resiliência (MR) dos solos a relação entre a tensão-desvio (σ_d) aplicada repetidamente em uma amostra de solo e a correspondente deformação específica vertical recuperável ou resiliente (ϵ_r). Os ensaios para determinação do módulo de resiliência foram realizados no Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Moldou-se o corpo de prova (10 cm de diâmetro e 20 cm de altura) nas condições da umidade ótima e densidade máxima determinadas na curva de compactação utilizando a energia intermediária. O material homogeneizado foi colocado num saco plástico fechado e foi levado à câmara úmida por um prazo de 12 horas, antes da compactação.

Antes do início do ensaio de módulo de resiliência, realizou-se o condicionamento do corpo de prova com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio e de reduzir o efeito da história de tensões no valor do módulo de resiliência. A duração da aplicação das cargas repetidas foi de 0,10 segundo com uma frequência de 1 Hz (60 ciclos por minuto). Na primeira série de ensaios realizados seguindo as especificações sobre a fase de condicionamento (DNIT, 2010), verificou-se a desintegração dos corpos de prova moldados. Portanto, para realização dos ensaios seguintes, as tensões adotadas na fase de condicionamento foram menores que as especificadas. Salienta-se que nestes casos, a utilização destas tensões são comumente aplicada nos ensaios executados no LAPAV. Portanto, manteve-se as tensões de confinamento (σ_3) e tensão desvio (σ_d) constantes no valor de 20,70 kPa, de modo a preparar as amostras para o ensaio. A Figura 3.12 apresenta uma seqüência de imagens na montagem do ensaio de resiliência.

Após a fase de condicionamento, iniciou-se o procedimento para a determinação do módulo de resiliência com aplicação de uma seqüência de 15 pares de tensões, conforme Tabela 3.3, para a obtenção das leituras das deformações após 10 repetições de carga.

Tabela 3.2 – Seqüência de tensões para determinação do módulo de resiliência.

σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	σ_1 / σ_3
20,7	20,7	2
	41,4	3
	62,1	4
34,5	34,5	2
	68,9	3
	102,9	4
50,4	50,4	2
	102,9	3
	155,2	4
68,9	68,9	2
	137,9	3
	206,8	4
102,9	102,9	2
	206,8	3
	309,0	4

Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência para cada par de tensões utilizando-se as expressões:

$$M_R = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (4)$$

$$\epsilon_R = \frac{\Delta h}{H_0} \quad (5)$$

onde:

MR - módulo de resiliência, kPa;

σ_d - tensão desvio aplicada repetidamente, kPa;

ϵ_R - deformação específica resiliente;

Δh - deformação resiliente registrada no computador, cm;

H_0 - distância entre alças, cm.

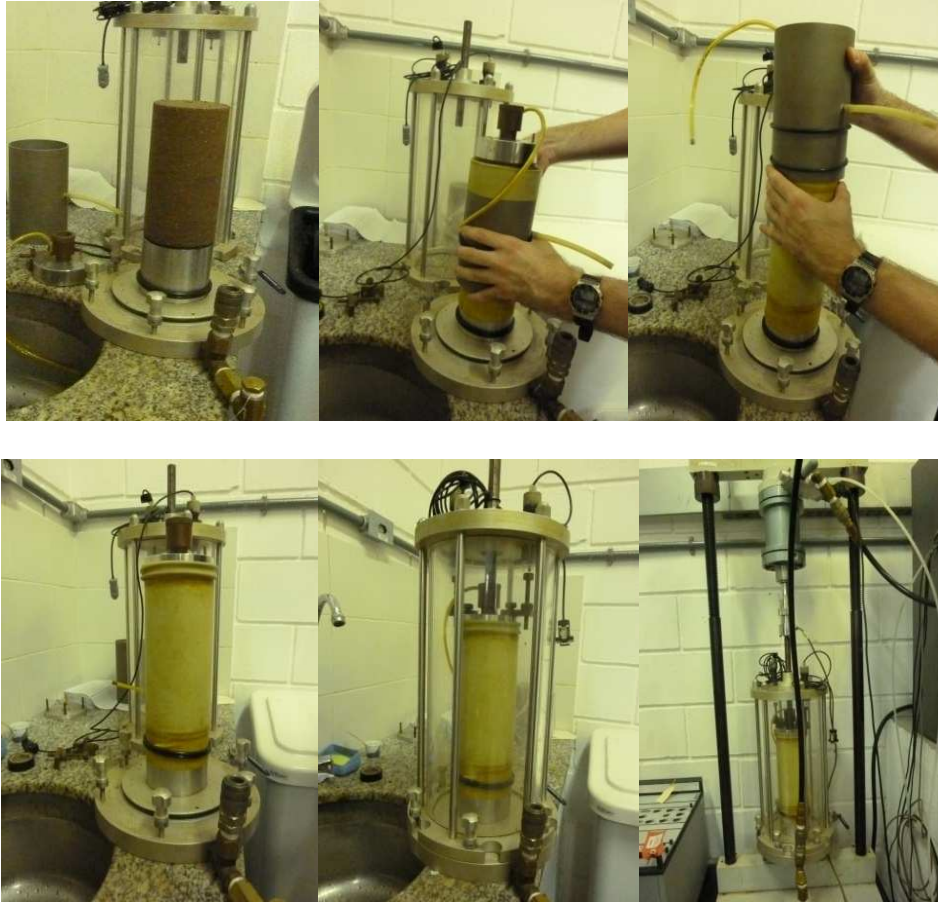


Figura 3.12 – Sequência na montagem do ensaio Módulo de Resiliência.

3.8 Análise Mecanicista

A análise mecanicista teve como objetivo inicial analisar as respostas que o pavimento dimensionado com Brita Graduada Simples (BGS) oferece quando solicitado pelo eixo padrão (Eixo Simples de Rodas Duplas de 80 kN). Para realizar essa análise, utilizou-se o programa de cálculo de tensões e deformações com base na Teoria Elástica de Camadas com o auxílio do Programa AEMC, sub-rotina do Programa SisPav, desenvolvido na COPPE/UFRJ, por Franco (2007).

Para realização de análises mecanicistas, consideram-se primeiramente a estrutura do pavimento: espessuras, módulos de resiliência e coeficientes de Poisson de cada camada do pavimento, inclusive do subleito. Na sequência considera-se também o carregamento: configurações, número de eixos, número de rodas, carga por roda, distância entre rodas e coordenadas dos centros de rodas. Consideram-se ainda que, as cargas transmitidas ao pavimento são uniformemente

distribuídas em áreas circulares e que a tensão de contato roda-pavimento é igual à pressão de inflação dos pneus.

Tendo em vista o objetivo desta pesquisa, que é a utilização de materiais alternativos para camadas de pavimento de baixo volume de tráfego, considerou-se uma camada de TSD de 25 mm. O método do DNER sugere para “N” de até 10^6 o uso de tratamento superficial. Sendo então, este o revestimento indicado para rodovias de baixo tráfego e que, por não haver função estrutural, foi desconsiderado para fins da análise mecanicista.

Considerou-se também, uma camada de 200 mm de BGS com Módulo de Resiliência de 150 MPa e Coeficiente de Poisson 0,35, valores padrões (BALBO, 2007). Como subleito, adotou-se o material objeto desta pesquisa (solo natural), com Módulo de Resiliência médio de 32 MPa (ensaios realizados) e Coeficiente de Poisson 0,45 (BALBO, 2007).

As características adotadas para o carregamento foram as seguintes: eixo padrão rodoviário brasileiro, eixo simples de rodas duplas que transmite ao pavimento uma carga total de 8,2 toneladas (80 kN), que, dividindo-se pelo número de rodas, resulta em: $8.000/4 = 2.000$ kgf por roda ou 20.000 N. A pressão de inflação dos pneus foi considerada constante, igual a 80 psi (0,55 MPa) e a distância entre rodas foi considerada de 340 mm. Na Figura 3.13 a seguir, apresentam-se esquematicamente as coordenadas das cargas consideradas e o afastamento entre as rodas, para o semi-eixo padrão considerado.

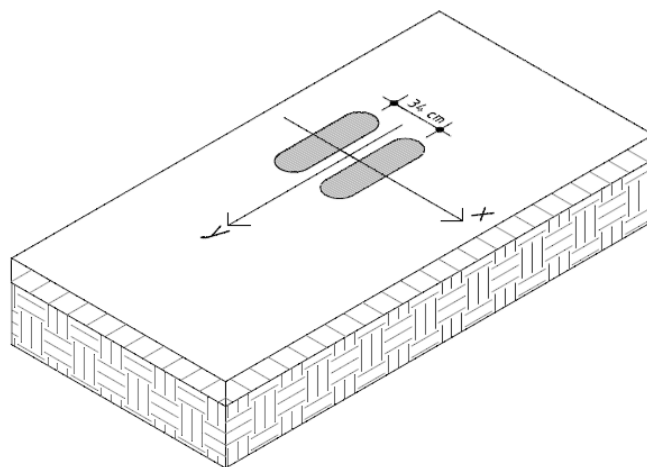


Figura 3.13 – Geometria de carregamento.

Foram analisados entre outras características, a deflexão máxima no topo do revestimento (U_z), a deformação específica máxima de tração no fundo do revestimento (S_xz) e a tensão máxima de compressão no topo do subleito (S_z). Outros esforços foram analisados pelo programa, porém somente os citados acima foram considerados para a comparação com o pavimento constituído pelo solo melhorado com cimento.

Primeiramente definiu-se a seguinte estrutura com as características demonstradas na Figura 3.14.



Figura 3.14 – Estrutura Pavimento com BGS.

Iniciou-se então a simulação do Programa SisPav que teve a seqüência demonstrada nas Figuras 3.15, 3.16, 3.17, 3.18, 3.19, 3.20 e 3.21.

Camada	Tipo	Espessura (m)	Coef Poisson	Modelo	k1 / Mr / Ei (MPa)	k2 / Ef (MPa)	k3	k4	k5	Aderência
1	Mistura asfáltica	0.075	0.337	3	4193.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
x 2	Material granular	0.180	0.350	1	1000.00	0.3000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
3	Solo laterítico	0.200	0.350	3	130.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00
SL	Solos finos, siltosos ou argilosos	0.000	0.400	3	52.00	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.00

Figura 3.15 – Tela Inicial SisPav.

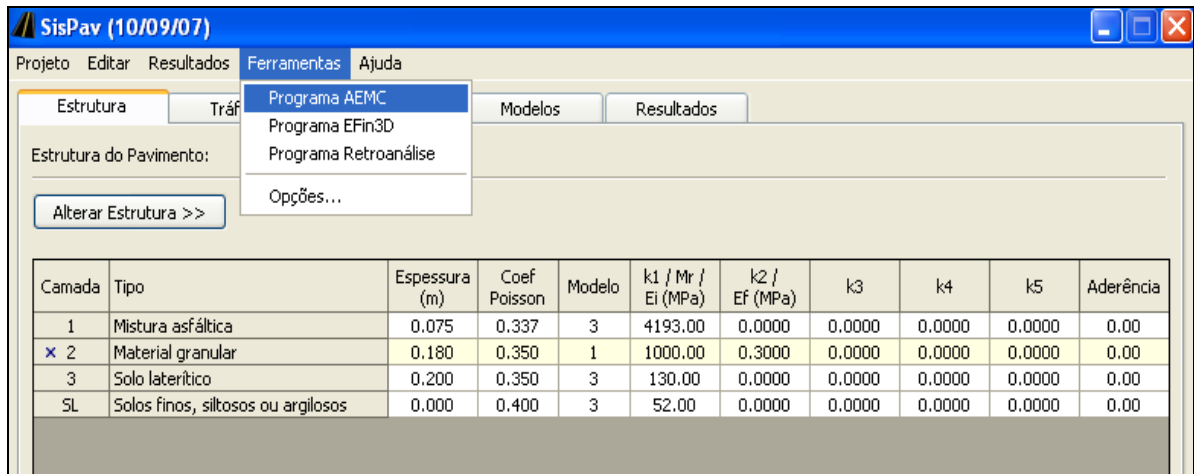


Figura 3.16 – Entrada no programa AEMC.

O programa AEMC possui três abas na janela principal sendo que a primeira <Estrutura>, apresentada na Figura 3.17, exibe uma tabela de dados em que foram inseridas as informações da estrutura do pavimento. Ressalta-se que as unidades utilizadas foram: metros para as espessuras; e MPa para os módulos de resiliência.

Segundo Franco (2007), as interfaces entre as camadas são consideradas aderidas, com exceção da interface entre o fundo da camada asfáltica e a base rígida que pode ser considerada sem ou com aderência. Tendo em vista que as camadas estão trabalhando livremente adotou-se a aderência de 1000.

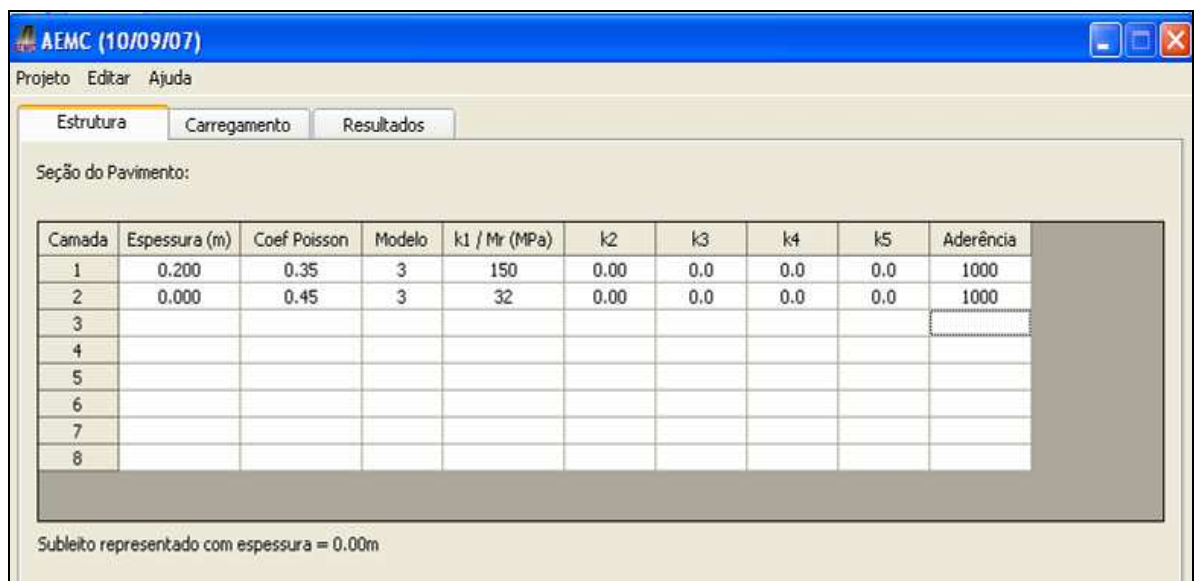


Figura 3.17 – Aba <Estrutura> do programa AEMC.

A segunda aba <Carregamento>, apresentada na Figura 3.18, permitiu escolher o tipo de carregamento a ser analisado. Nesta aba foram alterados os valores de pressão de pneus, carga da configuração de eixo e as distâncias entre rodas. O eixo escolhido foi eixo padrão (Eixo Simples de Rodas Duplas). Nesta aba, as unidades utilizadas foram: metros para as distâncias; kg para as cargas de eixos e de rodas; e MPa para a pressão de pneus.

A terceira e última aba <Resultados>, apresentada na Figura 3.19, exibe os cálculos de tensões, deformações e deslocamentos em todos os pontos definidos.

Com os pontos inseridos na tabela, o processo de cálculo foi iniciado pressionando o botão <Calcular>. As Figuras 3.20 e 3.21 demonstram a sequência dos cálculos.

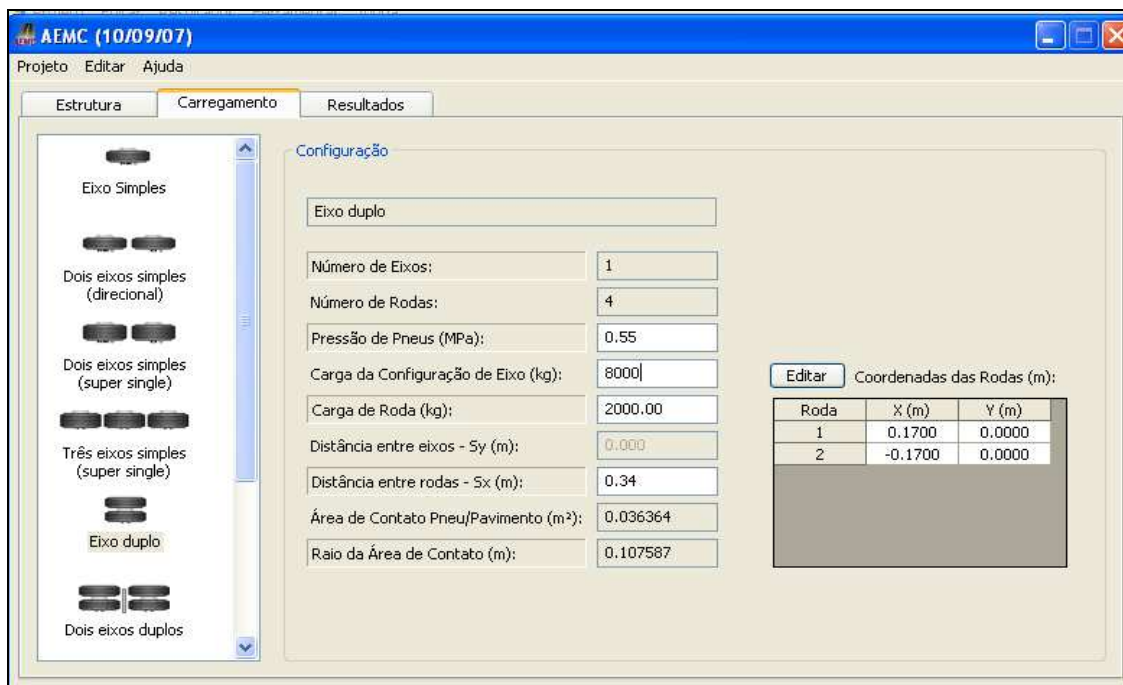


Figura 3.18 – Aba <Estrutura> do programa AEMC.

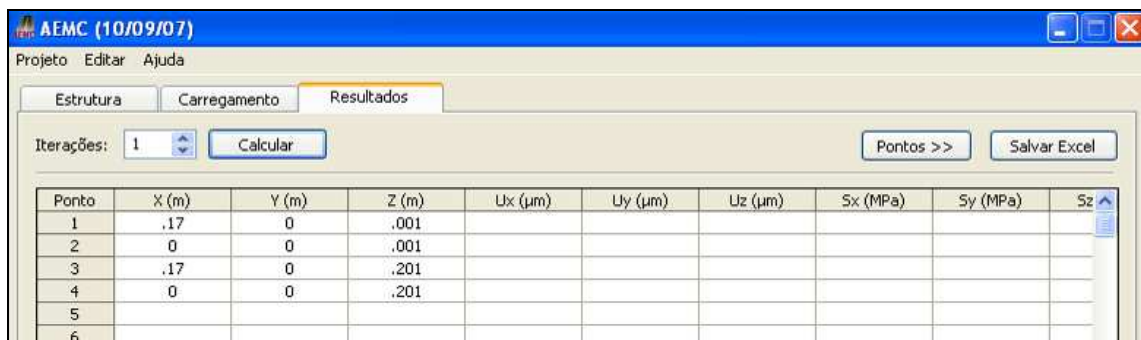


Figura 3.19 – Aba <Resultados> do programa AEMC.

AEMC (10/09/07)

Projeto Editar Ajuda

Estrutura Carregamento Resultados

Iterações: 1

Ponto	X (m)	Y (m)	Z (m)	Ux (µm)	Uy (µm)	Uz (µm)	Sx (MPa)	Sy (MPa)	Sz
1	.17	0	.001	-70.03895	0.00000	1991.14357	-0.408712	-0.447514	-0.
2	0	0	.001	0.00000	0.00000	1779.97368	-0.147761	-0.181383	-0.
3	.17	0	.201	-29.10721	0.00000	1623.51501	-0.112432	-0.114605	-0.
4	0	0	.201	0.00000	0.00000	1681.99606	-0.098957	-0.102583	-0.
5									
6									
7									
8									
9									
10									

Figura 3.20 – Aba <Resultados> do programa AEMC.

AEMC (10/09/07)

Projeto Editar Ajuda

Estrutura Carregamento Resultados

Iterações: 1

Ponto	Sz (MPa)	Sxy (MPa)	Syz (MPa)	Sxz (MPa)	Ex (m/m)	Ey (m/m)	Ez (m/m)	Exy (m/m)	Ey:
1	-0.542515	0.000000	0.000000	-0.006309	-0.000415	-0.000764	-0.001619	0.000000	0.0
2	-0.003993	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000553	-0.000855	0.000741	0.000000	0.0
3	-0.121320	0.000000	0.000000	-0.000186	-0.000196	-0.000294	-0.000599	0.000000	0.0
4	-0.107228	0.000000	0.000000	0.000000	-0.000142	-0.000306	-0.000517	0.000000	0.0
5									
6									
7									
8									
9									
10									

Figura 3.21 – Aba <Resultados> do programa AEMC.

De posse das respostas oferecidas pelo pavimento composto de BGS, partiu-se para o dimensionamento de uma estrutura constituída pelo solo melhorado (Jazida de Silveira Martins) com 3% de cimento, que apresentasse esforços semelhantes. Utilizando o método das tentativas, foi-se estimando os valores para a espessura da camada de base até que a mesma resultasse esforços semelhantes aos apresentados pela estrutura de BGS.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados dos ensaios de acordo com a metodologia referida no Capítulo 3.

4.1 Descrição macroscópica e microscópica

O material coletado na jazida tem um aspecto granular e, por ser material de alteração de rocha, pode ser denominado de saibro. Geotecnicamente, o material da jazida varia entre saprólito (rocha alterada) e solo saprolítico.

Segundo laudo realizado por Nummer e Robaina (2012) a rocha de origem, em amostra de mão, é afanítica, de cor cinza levemente avermelhada devido à presença de óxido de ferro com inúmeras amígdalas arredondadas que podem chegar até 5-6 mm preenchidas por zeolitas ou argilominerais resultantes da alteração destas.

A Figura 4.1 mostra uma escala do grau de alteração do material encontrado na jazida. A primeira amostra à esquerda é a rocha, que em amostra de mão aparenta ser sã e mostra uma resistência alta. A segunda amostra (em detalhe na Figura 4.2) é a rocha muito alterada, com baixa resistência e com inúmeras amígdalas e vesículas que originam o material granular mostrado à direita na Figura 4.1. A forma granular do material está relacionada à grande quantidade de amígdalas e vesículas circulares. As dimensões dos fragmentos estão relacionadas ao tamanho destas vesículas e amígdalas.

Com a amostra mais sã foi confeccionada uma lâmina petrográfica para classificação da rocha. Embora a rocha em amostra de mão parecesse sã, em lâmina ela apresentou-se muito alterada com minerais cobertos por óxido de ferro de cor avermelhada. Praticamente toda a mineralogia primária apresenta algum tipo de alteração hidrotermal ou intempérica (Figuras 4.3). Trata-se de uma rocha afanítica (vulcânica) com aproximadamente 20% de amígdalas arredondadas preenchidas por zeolitas em uma matriz muito alterada com óxido de ferro.

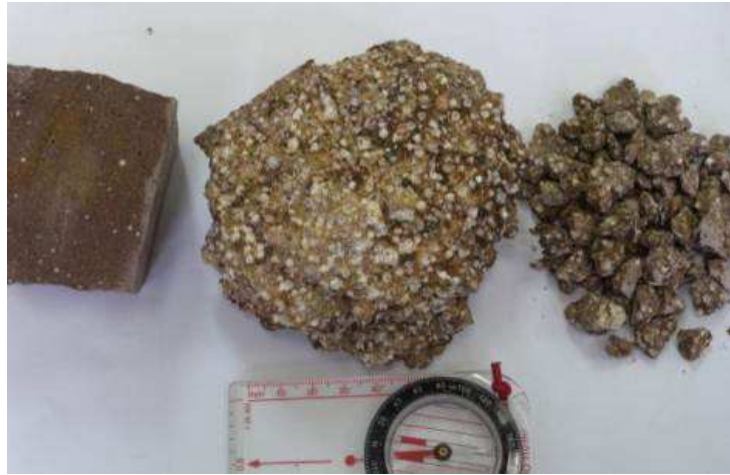


Figura 4.1 – Fotografia mostrando os diferentes graus de alteração da rocha na jazida.

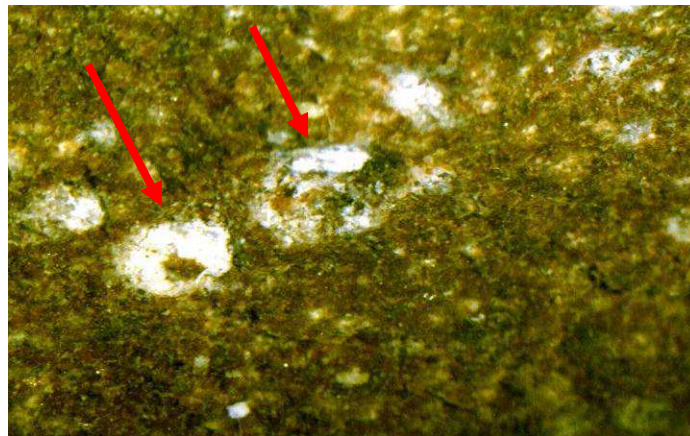


Figura 4.2 – Fotografia de detalhe da rocha alterada e das amígdalas preenchidas por argilomineral e zeolitas. Lupa binocular aumento 10X.

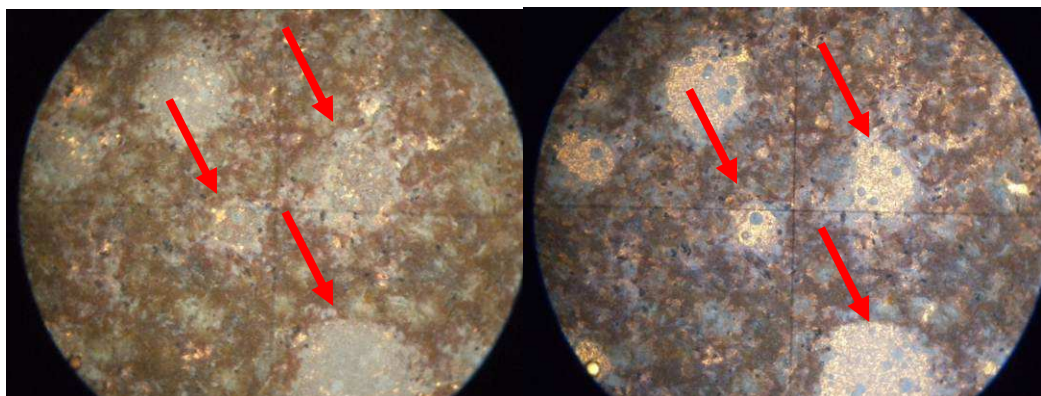


Figura 4.3 – Fotomicrografia de rocha vulcânica mostrando amígdalas e matriz alterada para óxido de ferro. A) Luz Natural B) Luz Polarizada. Aumento 35X.

A lâmina petrográfica não foi suficiente para classificar a rocha e o mapa geológico da CPRM está numa escala de pouco detalhe (1:750.000) porém, algumas evidências de campo como a cota topográfica da jazida, a presença de solos pouco desenvolvidos, a estruturação do derrame com a presença de uma espessa zona vesicular/amigdalóide são indicativos de derrame intermediário ou ácido, isto é, rochas do tipo riocitos ou riolitos.

4.2 Ensaios de Caracterização no solo

Com as amostras coletadas na Jazida de Silveira Martins (Figura 3.5) descrita anteriormente, foram realizados ensaios de caracterização, ensaios químicos e mineralógicos, e ensaios classificatórios da metodologia MCT.

Os ensaios de caracterização realizados foram a determinação do peso específico real dos grãos, de limites de consistência e granulometria (ABNT NBR 6459/84, 7180/88, 7181/88, e 6508/08).

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios para determinação do peso específico real dos grãos e dos limites de consistência. O peso específico apresentou valores entre 26,6 e 27,1 kN/m³, consistentes com a mineralogia destas camadas. Os resultados dos ensaios de limites de Atterberg em 4 amostras coletadas em amostragens durante dois anos, indicaram um solo de média a alta plasticidade, com um limite de liquidez entre 45 e 51%, um limite de plasticidade em torno de 35% e um índice de plasticidade entre 10 e 15%.

Os resultados dos ensaios granulométricos com e sem o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) estão apresentados na Tabela 4.2. A divisão adotada para as frações constituintes do solo foi a proposta pela ABNT NBR 6502/95.

As amostras coletadas nesta pesquisa apresentaram-se constantemente mais finas que nos ensaios realizados por Peraça (2007), em materiais da mesma jazida, porém em porções da área com material mais granular (Tabela 4.2). Predominam nas amostras ensaiadas as frações areia e pedregulho, com uma fração fina (silte e argila) entre 44 e 47%. Texturalmente, os solos da jazida foram classificados como areias silto-argilosas com pedregulho. De acordo com o Sistema HRB os solos foram enquadrados no grupo A-7-5 (solos finos). Adotando o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, os materiais foram enquadrados no grupo das areias siltosas (SM) e em alguns ensaios com pedregulho. A diferença de classificação,

entre os dois sistemas, se deve pela porcentagem passante na peneira nº. 200 que limita solos finos de solos granulares, que no sistema HRB é 35% e no SUCS é 50%.

Já é de conhecimento do meio geotécnico as limitações dos sistemas de classificações tradicionais, quando utilizados em solos de regiões tropicais.

Tabela 4.1 - Resultados dos ensaios de peso específica real dos grãos e limites de consistência

Amostra	γ_s (kN/m ³)	wl (%)	wp (%)	IP (%)
AM01	27,07	50	35	15
AM02	-	47	37	10
AM03	27,11	45	35	10
AM04	26,65	51	36	15
Peraça (2007)	27,83	46	33	13
Peraça (2007)	25,55	53	38	15

Obs.: γ_s = peso específico real dos grãos; wl = limite de liquidez; wp = limite de plasticidade; IP = índice de plasticidade

Tabela 4.2 – Resumo dos ensaios de granulometria e classificação dos solos.

Identificação		Frações granulométricas (%)						Classificação Geotécnica	
		Pedr.	Ar.		Ar. Fina	Silte	Argila	HRB	SUCS
			Grossa	Média					
AM 01	C/D	18	12	7	16	24	23	A-7-5	SM
	S/D	18	12	7	16	39	8		
AM 04	C/D	6	16	11	23	27	17	A-7-5	SM
	S/D	6	18	20	19	30	7		
Peraça (2007)	C/D	21	34	20	10	15	0	A-2-7	SC
	S/D	20	37	19	11	13	0		
Peraça (2007)	C/D	27	21	22	13	15	2	A-2-7	SM
	S/D	27	21	22	15	15	0		

Obs.: HRB = Highway Research Board; SUCS = Sistema Unificado de Classificação dos Solos
C/D = com defloculante
S/D = sem defloculante

O parâmetro grau de flocação, como seu nome indica, dá a estimativa da flocação das partículas argilosas coloidais. Quanto maior for seu valor, maior será o estado de flocação das partículas argilosas. Este parâmetro pode ser determinado através da diferença da argila total e da argila natural, relacionando-a

porcentualmente com a argila total. A argila natural representa a fração argila determinada sem a utilização de algum elemento defloculante (capaz de provocar a individualização das partículas argilosas e siltosas por dispersão química), apenas por dispersão em água. A argila total é a fração de argila determinada com auxílio de um elemento defloculante. A Tabela 4.2 apresenta as frações argila natural e argila total, obtidas nos ensaios granulométricos.

Ao analisar esta tabela, verifica-se que o grau de flocculação situou-se entre 65 e 79 %. Com este parâmetro, pode-se observar que as amostras ensaiadas nesta pesquisa apresentam uma fração argila natural bem superior aos resultados apresentados por Peraça (2007).

4.2.1 Caracterização química e mineralógica

A caracterização química é importante para se conhecer até que ponto a lixiviação e o empobrecimento químico podem ter influenciado nos processos de alteração que formaram o solo em estudo. A caracterização química, apresentada na Tabela 4.3, foi realizada em uma amostra deformada (AM01) cuja caracterização física foi apresentada nas Tabelas 4.1 e 4.2. Este ensaio foi realizado no Laboratório do Departamento de Solos do Centro de Ciências Rurais da UFSM.

Tabela 4.3 – Análise química simplificada.

Horizontes/ Camadas	Cátions			Acidez		CTC	Saturação		MO	pH
	Básicos			potencial			S	V		
	Ca	K	Mg	Al	H+Al					
	cmol _c /dm ³					(%)				
AM 01	21,1	0,63	5,7	17	34,5	44,4	38,3	44,3	0,4	4,7

A porcentagem de saturação por bases (V) do solo estudado foi de 44,3%, portanto sendo classificado como distrófico, sendo pouco ou muito pouco fértil e sem reservas de nutrientes para os vegetais. O valor de saturação por alumínio (S), sendo inferior a 50%, trata-se de um solo não álico, tendo uma quantidade de alumínio a níveis não tóxicos para plantas, tratando-se de um solo álico. A capacidade de troca catiônica em torno de 44 cmol_c/dm³ caracteriza uma argila de

atividade alta (indicativo de predomínio de argilominerais 2:1 e caráter expansivo). O valor de pH inferior a 5, caracteriza um solo de caráter ácido e baixo teor de matéria orgânica.

Peraça (2007) realizou ensaios de difratometria de raio X para determinação dos principais argilominerais presentes nos solos da Jazida de Silveira Martins. A Tabela 4.4 apresenta os resultados do pó (amostra total) e as análises em amostras natural, glicolada e calcinada.

Tabela 4.4 – Resultados das análises de difração de raio X (PERAÇA, 2007).

Local: Silveira Martins	Mineralogia total	Análise das amostras orientadas (natural, glicolada e calcinada)
Amostra 01	Esmectita, quartzo, feldspato alcalino, hematita e plagioclásio	Esmectita
Amostra 02	Esmectita, feldspato alcalino, hematita e plagioclásio	Esmectita

De acordo com os ensaios apresentados por Peraça (2007), os argilominerais expansivos do grupo das esmectitas foram os principais constituintes da fração silte e argila. Fazem também parte da fração fina destes solos a hematita, plagioclásio, feldspato alcalino e quartzo.

4.2.2 Classificação geotécnica MCT

Segundo Cozzolino e Nogami (1993), a classificação MCT pode ser considerada como um produto da metodologia MCT, desenvolvida com objetivo inicial de poder aproveitar mais apropriadamente, em bases de pavimentos, solos arenosos finos lateríticos, considerados inapropriados pelas classificações e especificações tradicionais (HRB e SUCS).

As Figuras 4.4 a 4.7 apresentam a representação gráfica dos resultados dos ensaios de compactação Mini-MCV e de perda por imersão (Pi). A determinação do **coeficiente c'** (a partir das curvas de deformabilidade) está apresentado na Figura

4.4. A Figura 4.5 apresenta a família das curvas de compactação de onde se determina o **coeficiente d'** (inclinação do ramo seco da curva correspondente a 12 golpes). As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam a variação do Mini-MCV com a umidade de compactação e a perda de massa por imersão.

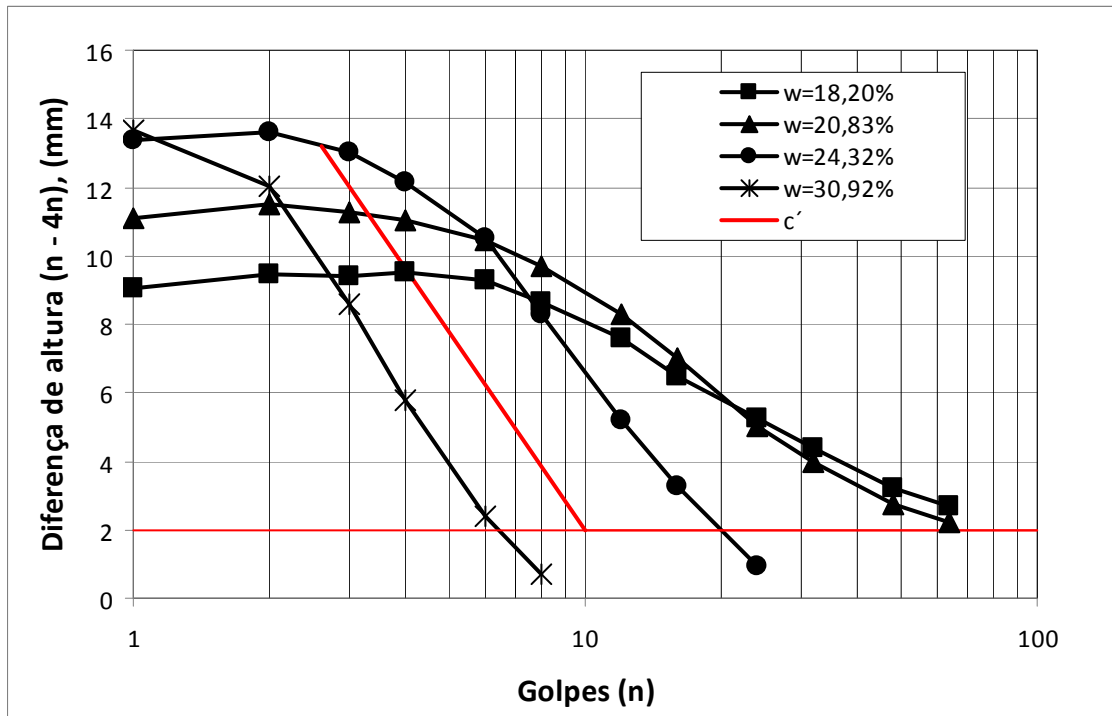


Figura 4.4 – Determinação do coeficiente c' .

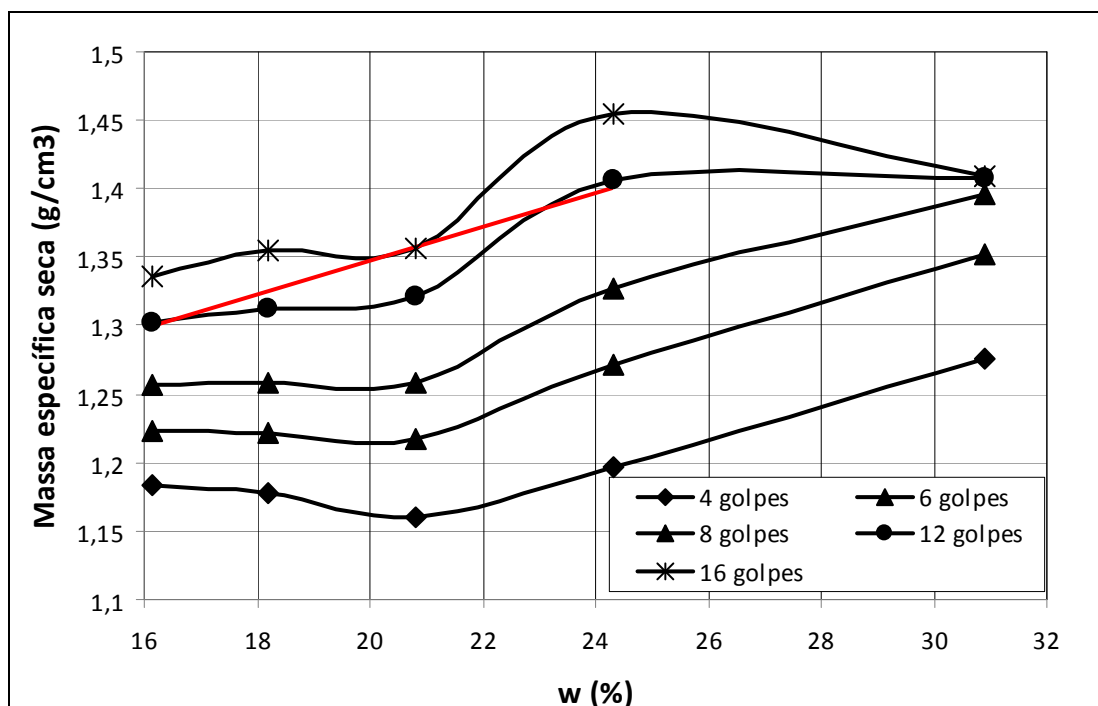


Figura 4.5 – Determinação do coeficiente d' .

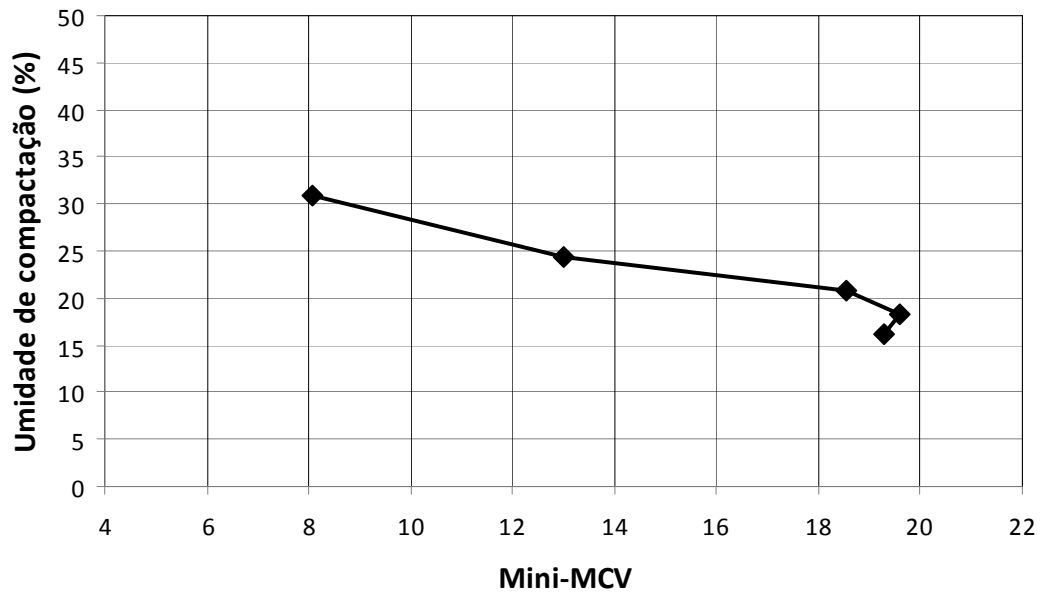


Figura 4.6 – Variação do Mini-MCV com a umidade de compactação.

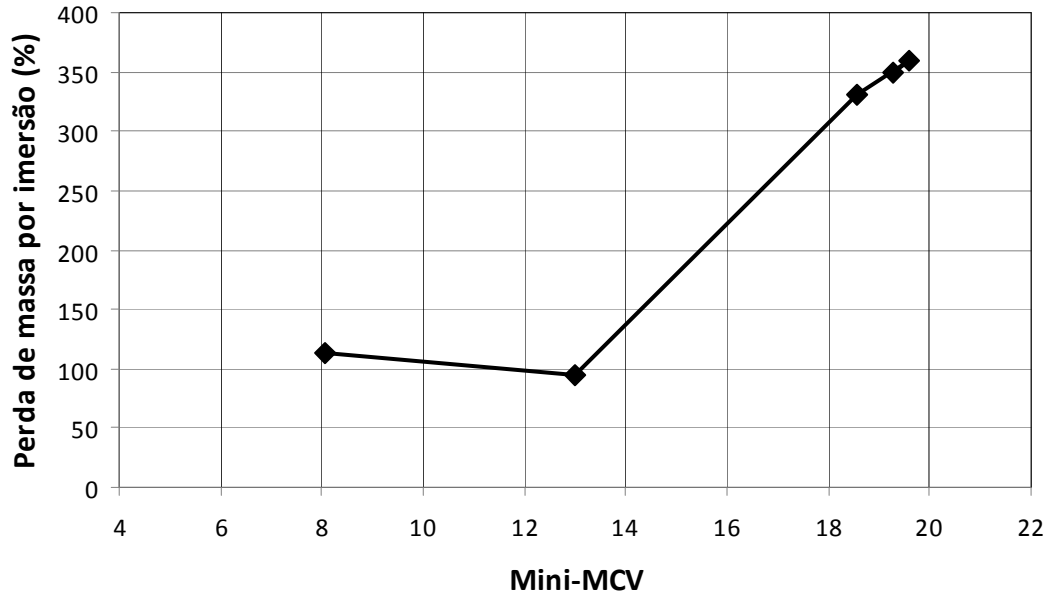


Figura 4.7 – Resultados do ensaio de perda de massa por imersão (Pi).

A classificação MCT é obtida mediante o uso do gráfico da Figura 4.8. Neste gráfico, em ordenadas representam-se os valores do **índice e'** e em abcissas o coeficiente c' obtido de acordo com a Figura 4.4. O **índice e'** é obtido pelo uso da seguinte expressão:

$$e' = (Pi/100 + 20/d')^{1/3} \quad (6)$$

De acordo com os resultados, o solo foi classificado como solo argiloso de comportamento não laterítico (NG'). A Tabela 4.5 apresenta os parâmetros obtidos pela metodologia MCT.

Tabela 4.5 – Parâmetros para classificação MCT.

Identificação	d'	c'	Pi	e'	Classificação
AM01	12,6	2,06	105	1,38	NG'
Peraça (2007)	-	-	-	-	NA'

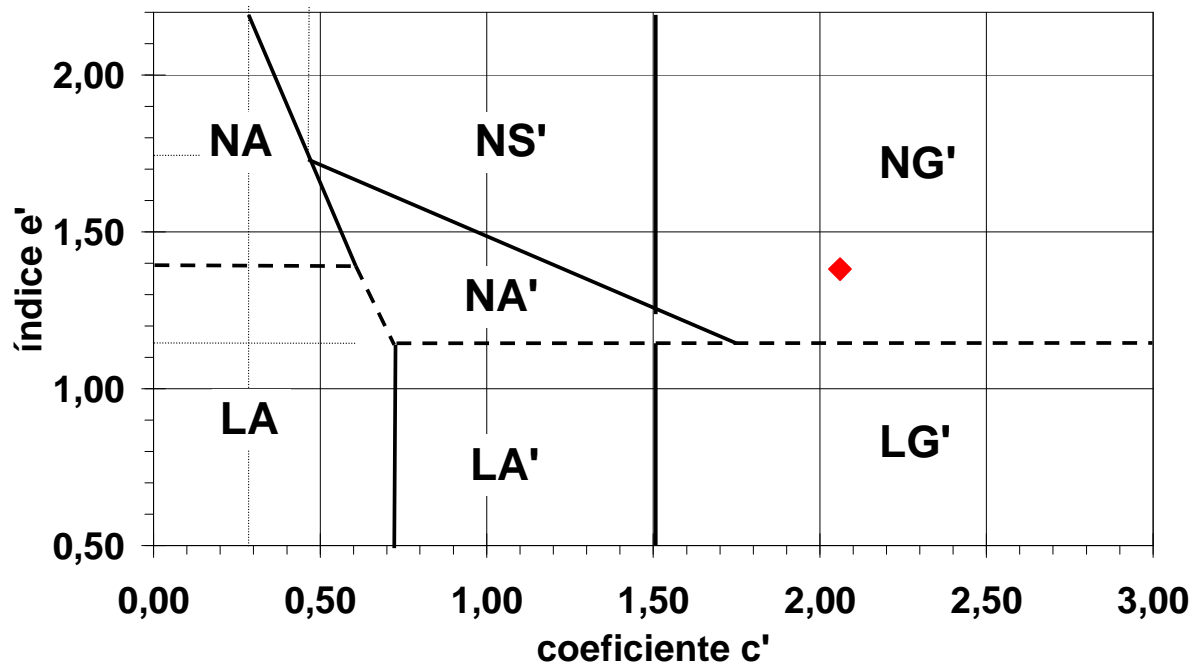


Figura 4.8 – Gráfico de classificação MCT.

4.2.3 Ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia

Os resultados dos ensaios de compactação e do Índice de Suporte Califórnia (ISC) estão apresentados na Tabela 4.6. A energia adotada para estes ensaios foi a energia intermediária, de acordo com a norma NBR 9895/87.

Verificou-se a pouca influência da adição de cimentos nos valores de massa específica e teor de umidade ótima. Os valores de peso específico aparente seco situaram-se entre 15,8 e 16,1 kN/m³ com teores de umidade ótima entre 21,1 e 23,3%. A Figura 4.9 apresenta as curvas de compactação obtidas nestes ensaios. Os valores de ISC para o solo sem cimento situou-se entre 10 e 14%, com a adição de cimento os valores são majorados significativamente.

Tabela 4.6 – Resultados dos ensaios de compactação e ISC na energia intermediária.

Amostras	Peso específico ap. seco (kN/m ³)	Teor de umidade ótima (%)	ISC (%)	Expansão (%)
AM 01 – natural	15,90	23,3	10	0,07
AM 02 – natural	15,87	22,6	14	1,0
AM01 – 1% cimento	15,98	21,9	46	0,03
AM01 – 3% cimento	16,04	21,1	87	0,09
AM03 – 5% cimento	15,93	22,5	121	0,11
Peraça (2007) *	16,05	20,1	21	< 1,0

* Energia normal

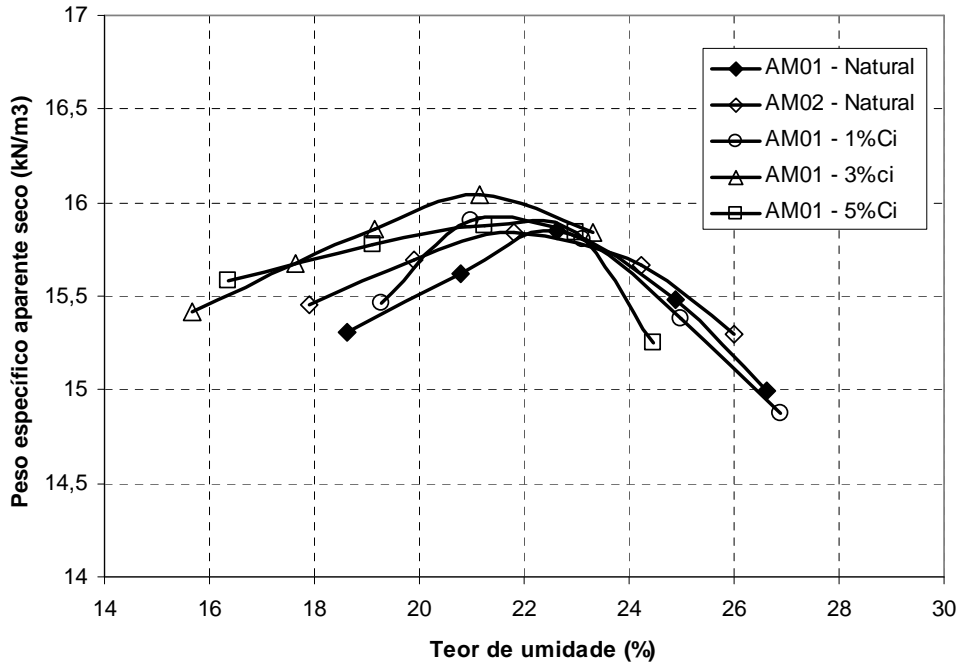


Figura 4.9 – Curvas de compactação para o solo natural e com adição de cimento.

Para verificar a influência da umidade de moldagem no valor do ISC, foram realizados ensaios de ISC com as mesmas umidades da curva de compactação (Figura 4.10). Observa-se claramente a queda no valor do ISC, a partir da umidade de 22,5%, valor este próximo ao teor ótimo. Nestes ensaios, os resultados do ISC foram obtidos sem saturação prévia na energia intermediária.

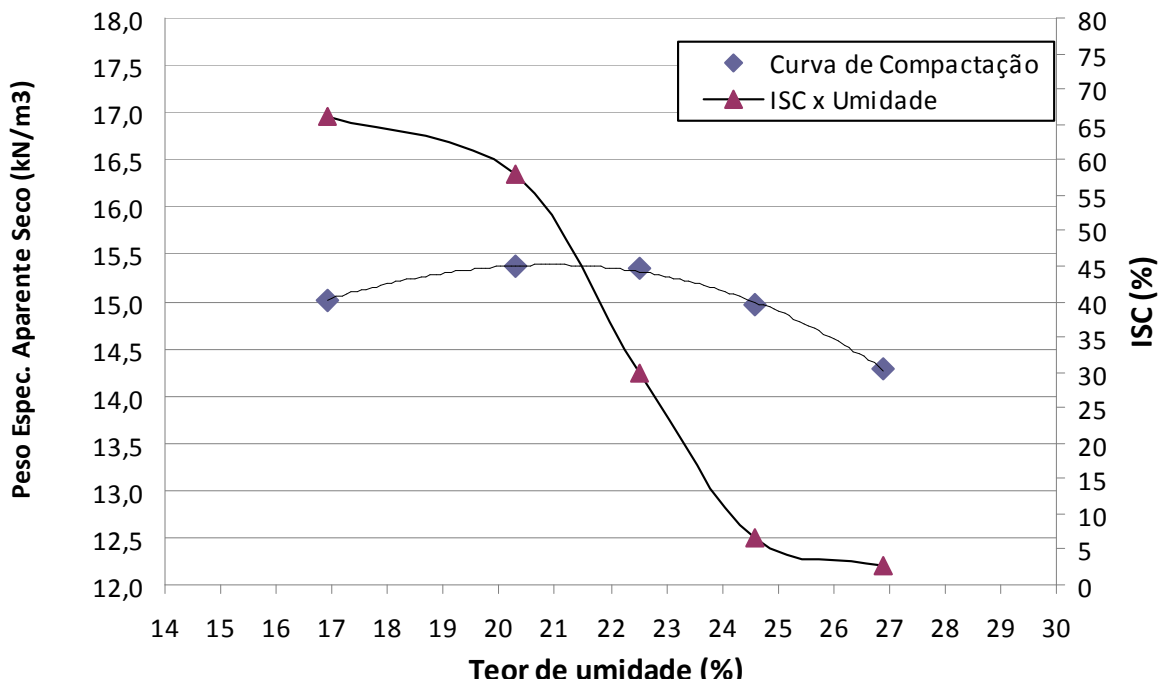


Figura 4.10 – Curvas de compactação e ISC na energia intermediária do solo natural.

4.2.4 Resistência à compressão simples e diametral

Os corpos de prova para o ensaio de compressão simples (RCS) e compressão diametral (RCD) foram moldados por compactação com soquete de seção plena, com as dimensões de 5x10 cm e 10x6,35 cm, respectivamente. O controle da compactação era verificado pela determinação do peso específico aparente seco máximo (Tabela 4.7).

As Tabelas 4.7 e 4.8 apresentam os resultados médios de RCS e RCD obtidos em três corpos de prova. O comportamento verificado foi o esperado para os ensaios, ou seja, com o aumento do teor de cimento e tempo de cura, os valores de resistência são mais elevados.

Tabela 4.7 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (média de 3 corpos de prova).

Teor de cimento	Tempo de cura	Peso específico ap. seco (kN/m ³)	Teor de umidade (%)	RCS (kPa) Valores médios
0%	-	16,33	22,3	253
	3 dias	16,10	22,2	185
	7 dias	16,05	22,2	377
1%	28 dias	15,92	22,2	484
	3 dias	16,06	20,8	617
	7 dias	16,24	20,8	803
3%	28 dias	16,05	20,8	910
	3 dias	16,27	20,8	712
	7 dias	16,23	20,8	1087
5%	28 dias	16,28	20,8	1164

Tabela 4.8 – Resultados dos ensaios de resistência à compressão diametral (média de 3 corpos de prova).

Teor de cimento	Tempo de cura	Peso específico ap. seco (kN/m ³)	Teor de umidade (%)	RCS (kPa) Valores médios
0%	-	15,89	22,5	41
	3 dias	16,18	19,7	19
1%	7 dias	16,13	19,7	56
	28 dias	16,15	19,7	105
3%	3 dias	16,18	19,0	31
	7 dias	16,13	19,0	41
	28 dias	16,22	19,0	87
5%	3 dias	15,96	21,4	105
	7 dias	15,94	21,4	94
	28 dias	15,95	21,4	112

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam graficamente a tendência de ganho de resistência, principalmente, na RCS. Para o tempo de cura de 7 dias, o ganho de RCS para 3% de cimento foi de três vezes e para 5% de cimento foi de quatro vezes em relação a RCS do solo sem cimento. Verificou-se também que, na adição de 1% de cimento os valores de RCS, para um tempo de cura de 3 dias, foram inferiores quando comparados com os resultados do solo sem cimento.

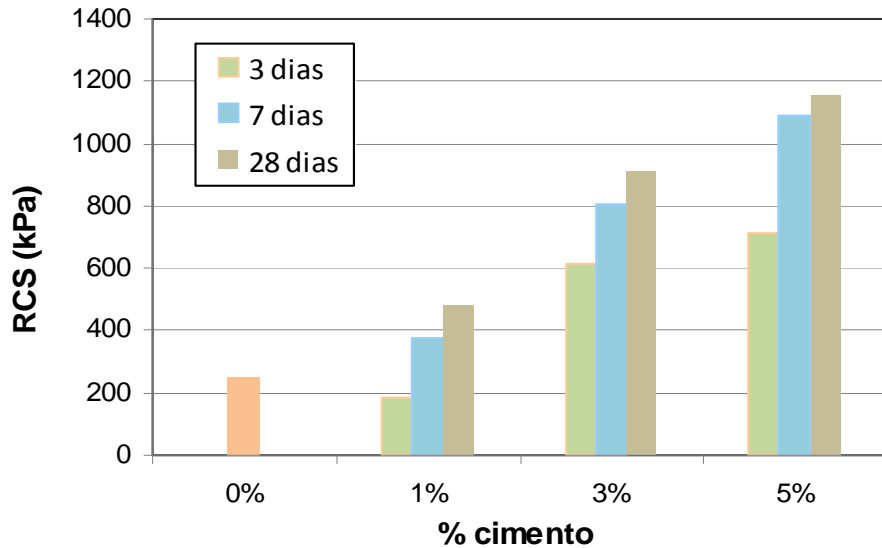


Figura 4.11 – Variação da resistência à compressão simples com o teor de cimento.

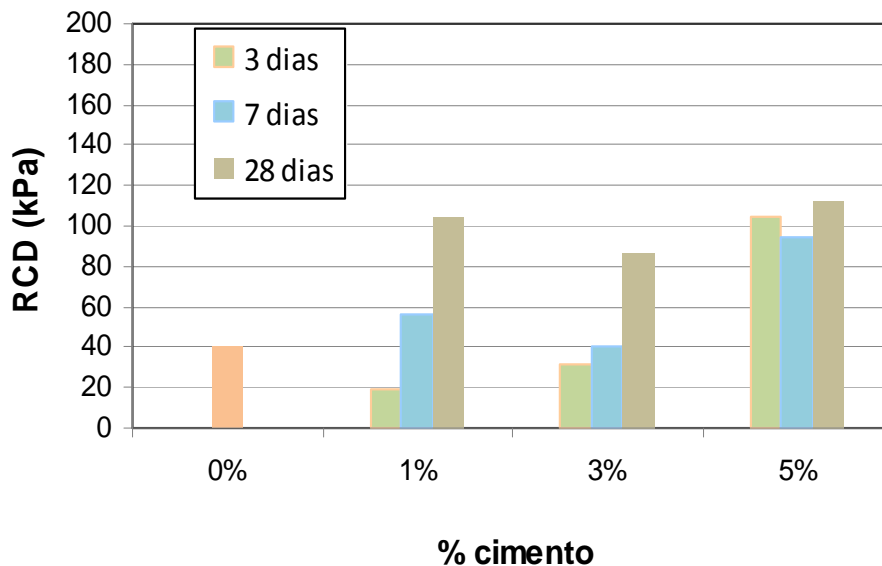


Figura 4.12 – Variação da resistência à compressão diametral com o teor de cimento.

4.2.5 Módulo de Resiliência

No Laboratório de Pavimentação (LAPAV) da Escola de Engenharia da UFRGS foram realizados ensaios de resiliência em corpos de prova de dimensão 10 x 20 cm. Estes ensaios foram executados de acordo com a norma DNIT 134/2010-ME, em amostras de solo sem cimento e com adição de 3% de cimento. Na aplicação das cargas na fase de condicionamento, com o objetivo de eliminar as deformações permanentes que ocorrem nas primeiras aplicações de tensão desvio,

verificou-se a desintegração dos corpos de prova moldados. Portanto, as tensões adotadas nesta fase diferem da especificação, mas são comumente utilizados no LAPAV para estas situações.

O solo sem adição de cimento, compactado na densidade máxima e umidade ótima, apresentou valores de módulo de resiliência da ordem de 32 MPa (Tabela 4.9). A Figura 4.13 apresenta os gráficos com a variação do MR com a tensão de confinamento e tensão desvio.

Tabela 4.9 – Resultados dos MR para o solo natural e com adição de 3% cimento.

	Solo	Solo + 3% cimento (sem cura)	Solo + 3% cimento (28 dias de cura)
CP 01	33,61	44,14	95,65
CP 02	32,82	53,99	74,99
CP 03	31,51	51,66	73,68
Média	32,63	50,37	81,44
Modelos	MR = 24,19 $\sigma_3^{-0,08}$ MR = 26,99 $\sigma_d^{-0,06}$	MR = 25,25 $\sigma_3^{-0,22}$ MR = 32,89 $\sigma_d^{-0,16}$	MR = 47,26 $\sigma_3^{-0,18}$ MR = 61,55 $\sigma_d^{-0,11}$

Quando adicionado 3% de cimento ao solo e determinado o MR na densidade máxima e umidade ótima, obteve-se um acréscimo no MR, sendo encontrados valores em torno de 50 MPa. Estes resultados foram obtidos em corpos de prova com 3% de cimento e ensaiados após 12 horas de câmara úmida. Nesta situação observa-se uma leve tendência de redução do módulo com o acréscimo da tensão de confinamento, apresentando um valor de K2 negativo. Os resultados de MR com 28 dias de cura, a tendência foi a mesma observada, porém os módulos foram mais elevados conforme pode ser verificado na Tabela 4.9.

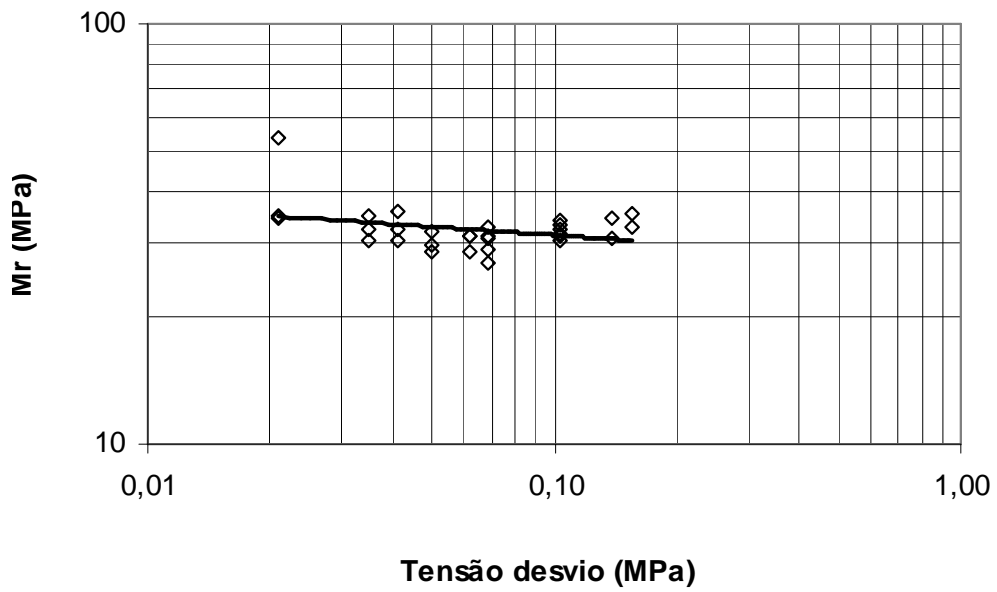
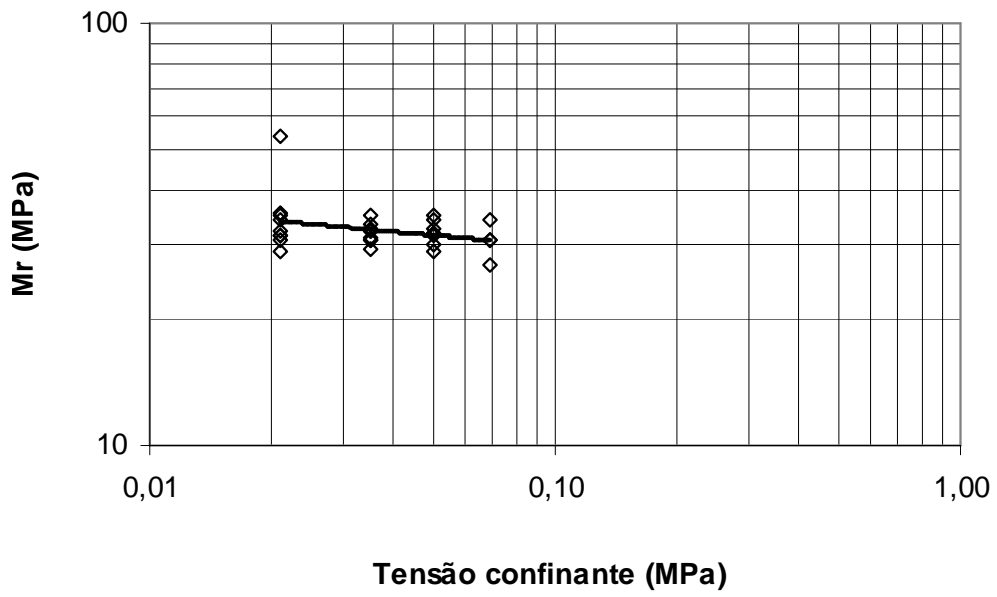


Figura 4.13 – Variação do MR para o solo sem adição de cimento.

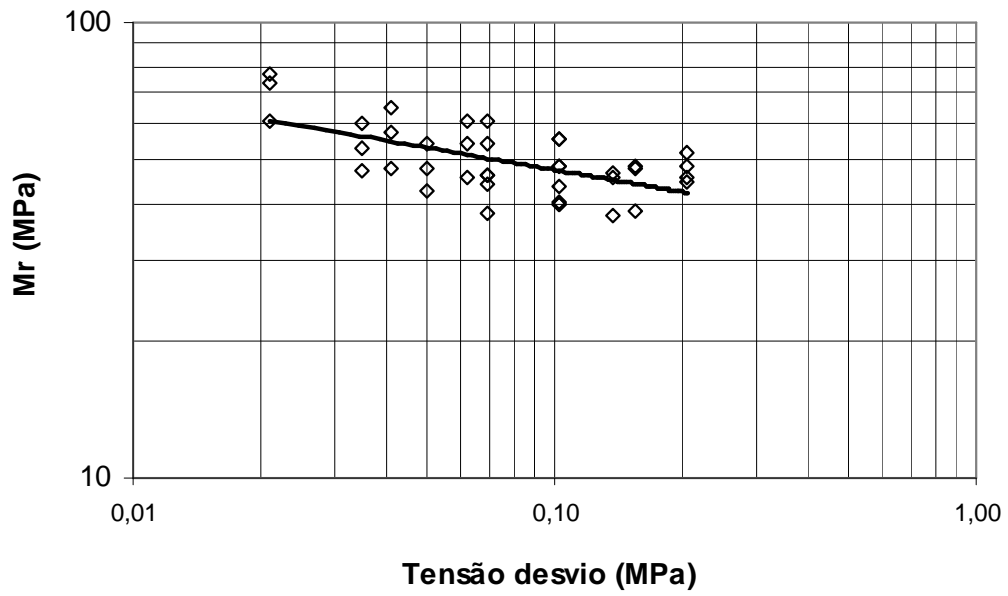
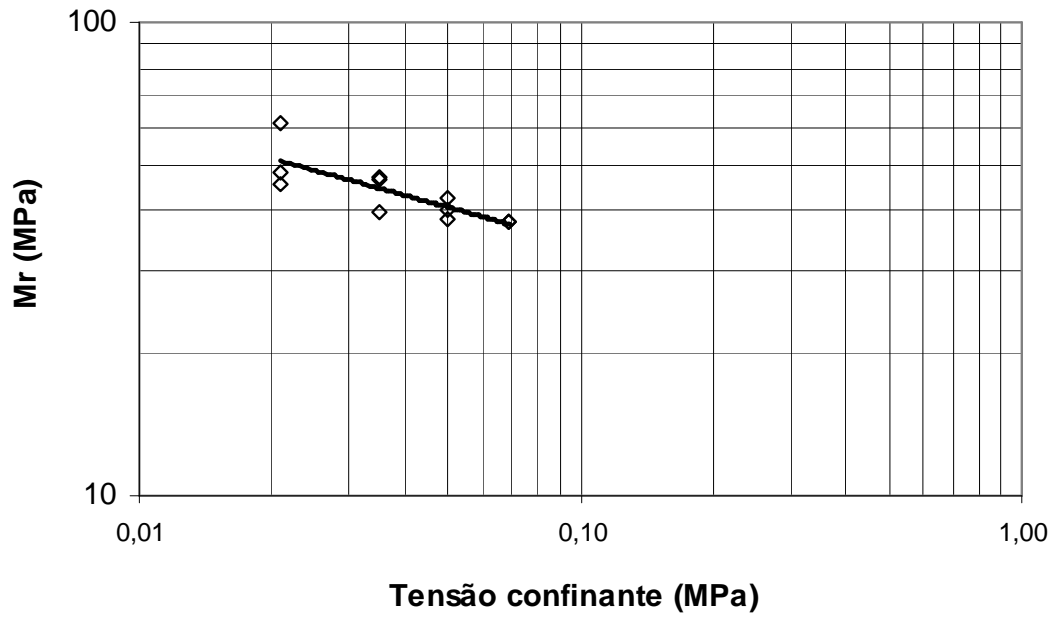


Figura 4.14 – Variação do MR para mistura de solo com 3% cimento sem cura.

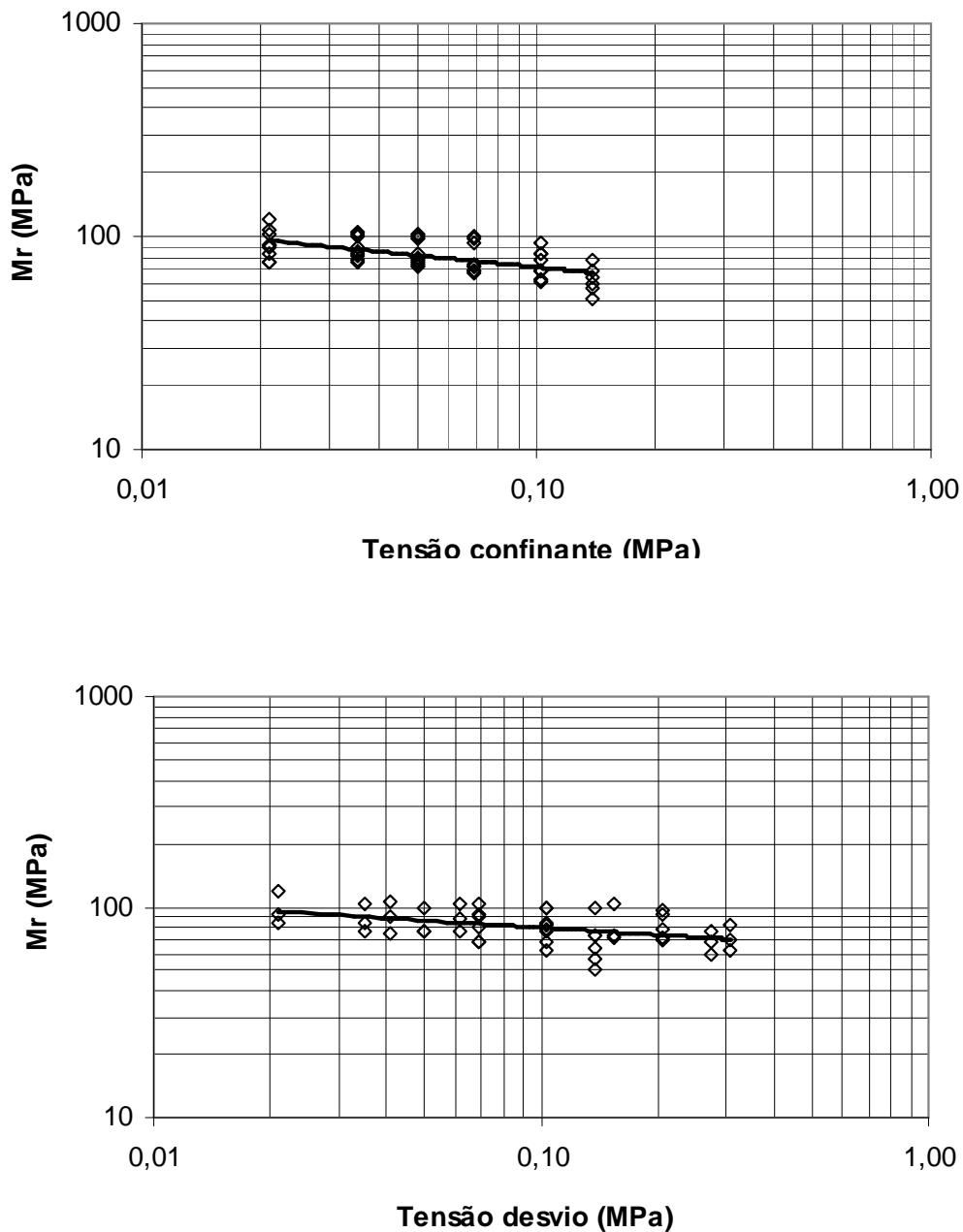


Figura 4.15 – Variação do MR para mistura de solo com 3% cimento e 28 dias de cura.

Estes valores quando comparados com solos de comportamento não laterítico (referidos por Balbo, 2007) apresentam valores de módulo de resiliência semelhantes aos encontrados por Franzoi (1990) em sua pesquisa. Ressalta-se que este autor para solos classificados como NA' e NS' obteve valores entre 32 e 80 MPa. Já para solos NG', os valores foram bem superiores aos encontrados nesta pesquisa.

Vale ressaltar que, como o cimento utilizado foi o CP IV e o mesmo contém pozolana na sua composição, possivelmente, com o passar do tempo, aumentarão

sua resistência e módulo de resiliência, melhorando com isso suas características e conseqüentemente aumentando a sua potencialidade para utilização de base de pavimento de baixo volume de trafego.

4.2.6 Análise Mecanicista

A análise mecanicista teve como objetivo encontrar uma estrutura solo melhorado com 3% de cimento que possua características técnicas semelhantes às obtidas pela BGS. Para isso, utilizou-se do programa “AEMC” e adotou-se o eixo padrão (eixo simples com rodas duplas de 80 kN). Então se procedeu a análise dos seguintes esforços:

- a) Deflexão máxima no topo do pavimento (U_z);
- b) Tensão Vertical no topo do subleito (S_z);
- c) Deformação Específica no topo do subleito (S_{xz}).

Primeiramente, executou-se o programa “AEMC”, o qual reproduziu os esforços produzidos pelo pavimento executado com BGS.



Figura 4.16 – Estrutura Pavimento com BGS.

A Tabela 4.10 apresenta os esforços encontrados sobre o pavimento convencional.

Tabela 4.10 – Esforços encontrados na análise mecanicista BGS.

Camada	Deflexão Uz ($\times 10^{-2}$ mm)	Tensão Vertical Sz (MPa)	Deform. Específica Sxz ($\times 10^{-4}$ m/m)
Topo do Pavimento	178 *	-	-
No subleito	-	-0,1213 **	- 5,99 **

* Aferido entre as rodas (0 ; 0)

** Ocorreu sobre as rodas (17 ; 0)

Conhecidos os esforços no pavimento convencional, por tentativas, simularam-se as estruturas de pavimento demonstrados da Figura 4.17, até que os valores dos esforços apresentassem valores menores ou iguais aos observados com BGS.

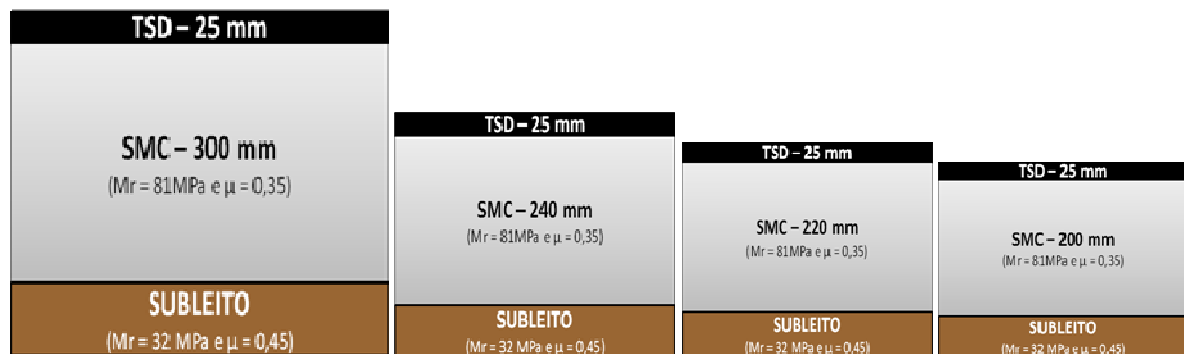


Figura 4.17 – Estruturas de pavimento constituídas pelo SMC com diferentes espessuras.

A Tabela 4.11 apresenta os esforços encontrados quando substituída a BGS pelo solo de Silveira Martins melhorado com 3% de cimento em diferentes espessuras.

Tabela 4.11 – Esforços encontrados na análise mecanicista.

Material	Solo Melhorado com Cimento h=200 mm			Solo Melhorado com Cimento h=220 mm		
Camada	Deflexão Uz (x10 ⁻² mm)	Tensão Vertical Sz (MPa)	Deform. Específica S _{xz} (x10 ⁻⁴ m/m)	Deflexão Uz (x10 ⁻² mm)	Tensão Vertical Sz (MPa)	Deform. Específica S _{xz} (x10 ⁻⁴ m/m)
Topo do pavimento	206	-	-	200	-	-
No subleito	-	-0,1545	-7,68	-	-0,1361	-6,75
Material	Solo Melhorado com Cimento h=240 mm			Solo Melhorado com Cimento h=300 mm		
Camada	Deflexão Uz (x10 ⁻² mm)	Tensão Vertical Sz (MPa)	Deform. Específica S _{xz} (x10 ⁻⁴ m/m)	Deflexão Uz (x10 ⁻² mm)	Tensão Vertical Sz (MPa)	Deform. Específica S _{xz} (x10 ⁻⁴ m/m)
Topo do pavimento	194	-	-	178	-	-
No subleito	-	-0.1208	-5,97	-	-0,0876	-4,31

Adotou-se o critério de atender os três parâmetros importantes de esforços no pavimento e, de acordo com os resultados apresentados na Tabela 4.12, pode-se observar que, com uma camada de 300 mm de SMC encontrou-se o mesmo valor de deflexão no topo do pavimento identificado na camada de 200 mm de BGS. Observou-se também que, com essa mesma espessura, a tensão vertical e a deformação específica no topo do subleito foram menores do que as encontradas na camada convencional.

Tabela 4.12 – Resultados da análise mecanicista referente às estruturas de pavimento compostas por BGS e SMC.

Material	MR(MPa)	Espessura da camada de Base (mm)	Camada/Esforços		
			U_z ($\times 10^{-2}$ mm)	S_z (MPa)	S_{xz} ($\times 10^{-4}$ m/m)
BGS	150	200	178	-0,1213	-5,99
		200	206	-0,1545	-7,68
		220	200	-0,1361	-6,75
SMC	81	240	194	-0,1208	-5,97
		300	178	-0,0876	-4,31

MR: Módulo de Resiliência
 U_z : Deflexão
 S_z : Tensão Vertical
 S_{xz} : Deformação Específica

Um pavimento com TSD como revestimento é um pavimento cujo revestimento tem a função somente de melhorar as condições de trafegabilidade, pois o mesmo não sofre ruptura por fadiga e também não tem contribuição estrutural no pavimento. Sendo assim, adotou-se o critério de analisar a deflexão no topo do pavimento somente por ser o elemento mais utilizado na avaliação estrutural de pavimentos. As avaliações mais importantes para o desempenho mecânico do material são as tensões que ocorrem no subleito para saber se as mesmas são ou não compatíveis com a vida futura do pavimento em termos de deformação permanente. Portanto, se o critério fosse especificamente tensão vertical e deformação específica vertical de compressão no topo do subleito, poderia adotar-se uma espessura de 240 mm de SMC em substituição aos 200 mm de BGS.

Quanto ao método de execução desse material, por se tratar de pavimento de baixo custo, o mesmo deve ser misturado *in loco*. Executa-se com a seguinte seqüência construtiva: espalhamento do solo na espessura solta; realização da correção da umidade do solo com emprego de caminhão pipa; colocação do cimento em sacarias, controlando-se o volume de cimento em função do volume de solo ainda solto, seguindo homogeneização com pulvi-misturadora; compactação do material e execução da camada de imprimação (BALBO, 2007).

4.2.7 Estimativa de Custos

A partir dos resultados da análise mecanicista, estimaram-se os custos da camada de base executada com BGS e com SMC. Utilizaram-se as tabelas do Sistema de Custos Rodoviários – SICRO (DNIT, 2012) de setembro de 2012 para comparar os valores entre os materiais.

No estudo de viabilidade econômica foram adotadas as seguintes condições:

a.) o ISC adotado foi igual ou superior ao de projeto e a expansão para ambos foi menor que 2%;

b.) o material utilizado para execução da camada de SMC foi o da jazida de Silveira Martins e o subleito considerado em ambos estudos de custos foi constituído por material com as mesmas características da jazida;

c.) A densidade natural utilizada foi de 19,42 kN/m³, ou seja, 16,04 kN/m³ (densidade seca encontrada ensaios) corrigida pela umidade (1,211).

d.) a distância de transporte do cimento (Esteio/RS) para a cidade de Silveira Martins/RS, é de 276 Km, em rodovia pavimentada e, considerou-se uma distancia de 40 Km até o meio do trecho;

e.) para a utilização da jazida, considerou-se a distância de 5 Km, e o conseqüentemente acréscimo de caminhões na composição.

Dessa forma, inicialmente calculou-se o consumo de cimento por m³ de solo compactado com GC = 100% da energia normal, conforme apresentado da equação:

$$\text{Cimento} = 1.934\text{kg} / \text{m}^3 \times 3,0\% = 58\text{kg} \quad (7)$$

de cimento por m³ de solo compactado a 100% EN.

Para realizar a estimativa de custos bem como a avaliação da viabilidade da substituição do material convencional pelo alternativo, utilizaram-se as seguintes composições de custos do DNIT: 2 S 02 230 50 – Base de Brita Graduada BC e 2 S 02 210 52-1 – Base Estabilizada Granulometricamente com Mistura de Solo Areia na Pista AC (com substituição da areia pelo cimento) Material Jazida. As composições de custos unitários ilustradas nas tabelas 4.13 e 4.14 compõe o mínimo necessário para a execução dos serviços entre os dois tipos de materiais, medidos em m³.

Observa-se que o custo total por metro cúbico da camada de brita graduada (aquisição de brita comercial) encontrado foi de R\$ 165,09; enquanto o custo por metro cúbico de base de solo melhorado com cimento ficou em R\$ 67,07.

Ao adotar-se uma espessura de 20 cm de BGS, o custo do metro quadrado resultou em R\$ 33,02, enquanto o custo por metro quadrado do SMC, considerando uma espessura de 30 cm definido pela análise mecanicista, resultou em R\$ 20,12.

Assim, conforme demonstrado, fica evidente que a utilização de 30 cm de SMC é mais viável economicamente em relação aos 20 cm de BGS nas distâncias demonstradas nessa dissertação.

Calculou-se também, através da equação de equilíbrio, a máxima distância que viabiliza transportar o SMC, sem contar a questão técnica do tempo de reação do cimento, para que o custo do SMC seja igual ao da BGS. Resultando em uma distância de 32 Km, ou seja, é viável economicamente substituir o SMC pela BGS desde que a distância de transporte seja igual ou inferior a 32 Km.

Vale destacar que mesmo que a substituição da BGS por SMC resulte em custo idêntico ou superior, o retorno ambiental obtido por não utilizar BGS torna-se uma alternativa promissora a ser estudada em projetos de pavimentação.

Tabela 4.13 – Custos referente à Base de Brita Graduada

COMPOSIÇÃO DE PREÇO UNITÁRIO								
Serviço: Base de brita graduada BC						Código: 2 S 02 230 50	Unid: m3	
Código	A-EQUIPAMENTO	Quantidade	Utilização		Custo Operacional		Custo Horário	
			Produtivo	Improdutivo	Produtivo	Improdutivo		
E102	Rolo Compactador - Tandem	1,00	0,73	0,27	117,64	17,27	90,54	
E105	Rolo Compactador - de pneu	1,00	0,75	0,25	114,54	17,27	90,22	
E109	Distribuidor de Agregados	1,00	0,89	0,11	139,93	22,39	127,00	
E404	Caminhão Basculante - 10.000	3,56	1,00	0,00	136,64	20,47	486,44	
E407	Caminhão Tanque - 10.000	1,00	0,70	0,30	134,51	20,47	100,30	
CUSTO HORARIO DE EQUIPAMENTO							894,50	
Código	B-MÃO DE OBRA SUPLEMENTAR			Quantidade	Salario Base	Custo Hor.		
T511	Encarreg. de pavimentação			1,00	44,78	44,78		
T701	Servente			3,00	6,97	20,91		
CUSTO HORARIO DA MÃO DE OBRA							65,69	
ADC.MO.FERRAMENTAS MANUAIS %					0,1551	10,19		
CUSTO HORARIO TOTAL DA MÃO DE OBRA							75,88	
CUSTO HORARIO DE EXECUÇÃO							970,38	
PRODUÇÃO		121,00	CUSTO UNITÁRIO DA EXECUÇÃO				8,02	
Código	C-MATERIAS		Unidade	Custo	Consumo	Custo Unit.		
1 A 01 395 0	Usinagem de brita graduada BC		M3	55,69	1,00	55,69		
CUSTO TOTAL DE MATERIAS							55,69	
Código	D-OUTRAS ATIVIDADES			Unidade	Custo	Consumo	Custo Unit.	
CUSTO TOTAL DAS ATIVIDADES							0,00	
Código	E-TRANSPORTE	UND	DMT(T)	DMT(P)	DMT(Total)	Custo	Consumo	Custo Unit.
1 A 00 001 0	Transp. local	T	40,00	0,00	40,00	0,69	2,40	66,59
CUSTO TOTAL DE TRANSPORTE							66,59	
CUSTO DIRETO TOTAL:							130,30	
LUCRO E DESPESAS INDIF.		26,70					34,79	
PREÇO UNITÁRIO TOTAL DO SERVIÇO:							165,09	

Tabela 4.14 – Custos referente ao Solo Melhorado com Cimento

COMPOSIÇÃO DE PREÇO UNITÁRIO								
Serviço: Base estab.granul.c/mist.soloareia na pista AC (com substituição de areia por cimento). Mat Jazida						Código: 2 S 02 210 52-1	Unid: m3	
Código	A-EQUIPAMENTO	Quantidade	Utilização		Custo Operacional		Custo	
			Produtivo	Improdutivo	Produtivo	Improdutivo	Horário	
E006	Motoniveladora - (103 kW)	1,00	1,00	0,00	156,06	22,39	156,06	
E007	Trator Agrícola - (74 kW)	1,00	0,59	0,41	71,27	17,27	49,13	
E013	Rolo Compactador - pé de carneiro autop. 11,25t vibrat	1,00	0,86	0,14	113,76	17,27	100,25	
E101	Grade de Discos - GA 24 x 24	1,00	0,59	0,41	2,57	0,00	1,52	
E105	Rolo Compactador - de pneus autoprop. 25 t (98 kW)	1,00	0,67	0,33	114,54	17,27	82,44	
E404	Caminhão Basculante - 10 m3 - 15 t (191 kW)	10,00	1,00	0,00	136,64	20,47	1.366,40	
E108	Distribuidos de Agradado auto propelido (P/cimento)	1,00	0,59	0,41	105,01	16,74	68,82	
E407	Caminhão Tanque - 10.000 l (191 kW)	1,00	0,93	0,07	134,51	20,47	126,53	
CUSTO HORARIO DE EQUIPAMENTO							1.951,15	
Código	B-MÃO DE OBRA SUPLEMENTAR	Quantidade	Salario Base	Custo Horar.				
T511	Encarreg. de pavimentação	1,00	44,78	44,78				
T701	Servente	3,00	6,97	20,91				
CUSTO HORARIO DA MÃO DE OBRA							65,69	
ADIC.MO.FERRAMENTAS MANUAIS % 0,1551							10,19	
CUSTO HORARIO TOTAL DA MÃO DE OBRA							75,88	
CUSTO HORARIO DE EXECUÇÃO							2.027,03	
PRODUÇÃO DA EQUIPE		144,00	CUSTO UNITÁRIO DA EXECUÇÃO				14,08	
Código	C-MATERIAIS	Unidade	Custo	Consumo	Custo Unit.			
M202	Cimento portland CP II-32	KG	0,48	58,00	27,84			
1 A 01 120 01	Escav. e carga de mater. de jazida(const e restr)	m3	4,26	1,27	5,42			
CUSTO TOTAL DE MATERIAIS							33,26	
Código	D-OUTRAS ATIVIDADES	Unidade	Custo	Consumo	Custo Unit.			
CUSTO TOTAL DAS ATIVIDADES							0,00	
Código	E-TRANSPORTE	UNID	DMT(T)	DMT(P)	DMT(Total)	Custo	Consumo	Custo Unit.
1 A 00 002 90	Cimento portland CP II-32	T	0,00	276,00	276,00	0,35	0,058	5,60
	Transporte comercial c/ carroceria rodov. pav.							
CUSTO TOTAL DE TRANSPORTE							5,60	
CUSTO DIRETO TOTAL:							52,94	
LUCRO E DESPESAS INDIRETAS %:							26,70	14,13
PREÇO UNITÁRIO TOTAL DO SERVIÇO:							67,07	

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Os resultados dos ensaios de laboratórios e análise mecanicista apresentados e analisados nos capítulos anteriores conduzem às seguintes conclusões:

Descrição macroscópica e microscópica

- Por ter aspecto granular e ser material de alteração de rocha, o solo em estudo foi denominado de saibro. Geotecnicamente, o material da jazida varia entre saprólito (rocha alterada) e solo saprolítico.
- O material de origem trata-se de uma rocha afanítica (vulcânica) com aproximadamente 20% de amígdalas arredondadas preenchidas por zeolitas em uma matriz muito alterada com óxido de ferro. Algumas evidências de campo levaram a indicativos de que trata-se de derrame intermediário ou ácido, isto é, rochas do tipo riolitos ou riolitos.

Caracterização dos materiais estudados

- O peso específico real dos grãos apresentou valores entre 26,6 e 27,1 kN/m^3 , consistentes com a mineralogia destas camadas. Os resultados dos ensaios de limites de Atterberg indicaram um solo de média a alta plasticidade, com um limite de liquidez entre 45 e 51%, um limite de plasticidade em torno de 35% e um índice de plasticidade entre 10 e 15%.
- Quanto à granulometria, predominam as frações areia e pedregulho, com uma fração fina (silte e argila) entre 44 e 47%. Texturalmente, os solos da jazida foram classificados com areias silto-argilosas com pedregulho.
- De acordo com o Sistema HRB, os solos foram enquadrados no grupo A-7-5 (solos finos). Adotando o Sistema Unificado de Classificação dos Solos, os materiais foram enquadrados predominantemente no grupo das areias siltosas (SM), e em alguns casos com pedregulho.
- De acordo com os resultados da Classificação Geotécnica MCT, o solo foi classificado como solo argiloso de comportamento não laterítico (NG').

Caracterização Química e mineralógica

- O solo foi classificado como distrófico, sendo pouco ou muito pouco fértil e sem reservas de nutrientes para os vegetais. Trata-se de um solo não álico, tendo uma quantidade de alumínio a níveis não tóxicos para plantas e com capacidade de troca catiônica caracterizando-se como uma argila de atividade alta (expansiva). O valor de pH foi inferior a 5, caracterizando-o como um solo de caráter ácido.

Ensaio de compactação e Índice de Suporte Califórnia

- Os valores de peso específico aparente seco máximo situaram-se entre 15,8 e 16,1 KN/m³, com umidade ótima entre 21,1 e 23,3%. Com a adição de cimento, estes valores não sofreram variações significativas.
- Os valores de ISC, para o solo sem cimento, situaram-se entre 10 e 14%, e com a adição de cimento, observou-se que os valores aumentaram significativamente. Sendo 46%, 87% e 121% os valores de ISC para a adição de 1% , 3% e 5% de cimento, respectivamente.
- Ao analisar a curva ISC versus teor de umidade para o solo natural constatou-se uma queda no valor do ISC, a partir da umidade de 22,5%, valor este próximo ao teor ótimo.

Resistência à compressão simples e diametral

- Observou-se através dos resultados médios de RCS e RCD que, com o aumento do teor de cimento e tempo de cura, os valores de resistência foram mais elevados.
- Para o tempo de cura de 7 dias, o ganho de RCS para 3% de cimento foi de três vezes e para 5% de cimento foi de quatro vezes em relação a RCS do solo sem cimento. Verificou-se também que a adição de 1% de cimento os valores de RCS, para um tempo de cura de 3 dias, foram inferiores quando comparados com os resultados do solo sem cimento.

Ensaio triaxiais de cargas repetidas – módulos resilientes

- O solo sem adição de cimento, compactada na densidade máxima e umidade ótima, apresentou valores de módulo de resiliência da ordem de 32 MPa.
- Quando adicionado 3% de cimento ao solo, somente considerando o tempo de 12 horas de câmara úmida, obteve-se um acréscimo no MR, encontrando valores em torno de 50 MPa.
- Os resultados de MR com 28 dias de cura encontraram-se mais elevados, sendo a média dos valores de MR igual a 81 MPa.
- Portanto, observa-se um elevado aumento do MR com o aumento do tempo de cura.
- Não verificou-se uma variação significativa entre o MR e a tensão confinante e a tensão desvio, principalmente para o solo natural.

Emprego dos materiais estudados em pavimentos

- Através de simulações do programa AEMC do SisPav, verificou-se que 300 mm de solo melhorado com cimento (SMC) podem substituir uma base 200 mm de brita graduada simples (BGS), tendo em vista que a camada de SMC atente aos três parâmetros principais de esforços no pavimento. Os parâmetros são a deflexão no topo do revestimento, a tensão vertical e a deformação específica no topo do subleito.
- Conclui-se também que se o critério fosse atender especificamente a tensão vertical e deformação específica vertical de compressão no topo do subleito poderia adotar-se uma espessura de 240 mm de SMC em substituição aos 200 mm de BGS.
- Verificou-se que o custo total por metro cúbico da camada de brita graduada (aquisição de brita comercial) encontrado foi de R\$ 165,09; enquanto o custo por metro cúbico de base de solo melhorado com cimento ficou em R\$ 67,07.
- Através da estimativa de custos, considerando uma distância de transporte de 40 Km para a BGS e de até 5 Km pra o SMC, concluiu-se que a

utilização de 30 cm de SMC é mais viável economicamente em relação aos 20 cm de BGS.

- Verificou-se, através da equação de equilíbrio, que a máxima distância que viabiliza transportar o SMC, sem contar a questão técnica do tempo de reação do cimento, para que o custo do SMC seja igual ao da BGS é deve ser igual ou inferior a 32 Km.

Conclui-se que, com a abordagem empregada nesta dissertação, analisando o comportamento de um solo natural e melhorado com cimento para o emprego em rodovias de baixo volume de tráfego, à luz da Mecânica dos Pavimentos, apresenta-se potencialmente viável.

Por se tratar de um tema com abordagem muito ampla, seguem-se algumas sugestões para pesquisas futuras:

- Estudar o comportamento destes materiais quanto às condições de erodibilidade, expansão e permeabilidade, a fim de avaliar a interação deste material com a água.
- Ampliar o universo de solos estudados, procurando identificar na região outras possíveis jazidas de materiais para execução de estudos semelhantes aos desta dissertação.
- Realizar alguns segmentos de rodovias com as estruturas de pavimentos descritas neste trabalho e avaliar seu comportamento em situações de campo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALVES, J. D. **Materiais de construção**. São Paulo: E. Nobel, 1977. 327p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND. **Dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem e métodos de ensaio**. 3ª edição, São Paulo, 1986. 57 p.

_____. **Guia básico de utilização do cimento portland**. BT-106, 7ª Edição. São Paulo, 2002. 28 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986. 9p.

_____. **NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984. 6p.

_____. **NBR 6502**: rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995. 18p.

_____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8p.

_____. **NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984. 3p.

_____. **NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984. 13p.

_____. **NBR 7182**: solo: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986. 10p.

_____. **NBR 7222**: argamassa e concreto: determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 2011. 5p.

_____. **NBR 9895**: solo: índice de suporte califórnia. Rio de Janeiro, 1987. 14p.

_____. **NBR 12024**: moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1992. 5p.

_____. **NBR 12025**: ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos. Rio de Janeiro, 1990. 3p.

BALBO, J. T. **Estudo das propriedades mecânicas das misturas de brita e cimento e sua aplicação aos pavimentos semi-rígidos**. 1993. 181f. Tese (Doutorado em Engenharia)–Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

_____. **Pavimentação asfáltica**. São Paulo: Oficina de textos, 2007. 558 p.

BATISTA, L. C. M. **Determinação de parâmetros de deformabilidade de camadas de um pavimento a partir de ensaios de campo**. 2007. 182 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)–Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

BARCELOS, J., FERNANDES, G. Estudo do módulo de resiliência e sua relação com o CBR nas malhas ferroviárias e rodoviárias brasileiras. In: 41º Reunião Anual de Pavimentação, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: ABPv, 2012. 1 CD-ROM.

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

BROWN, S. F. Soil mechanics in pavement engineering. **Géotechnique**, v. 46, nº. 3, 1996. p. 383-426.

CASTRO. C. A. A de. **Estudo da técnica de anti-pó com emulsão de xisto em pavimentos para baixo volume de tráfego**. 2003. 188f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2003.

CERATTI, J.A.P. **Efeitos da adição de cal e cinza volante nas propriedades de um solo residual compactado**. 1979. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – CPGEC/UFRGS, Porto Alegre, 1979.

CERATTI, J. A. P. **Estudo do comportamento a fadiga de solos estabilizados com cimento para utilização em pavimentos**. 1991. 314f. Tese (Doutorado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991.

CICASOL. **Projeto – Pavimentos de solos estabilizados com cinza volante e cal. Porto Alegre**. CIENTEC, 1984.

CONCHA, L.M.Collarte. **Estudo da fadiga de duas misturas de solo-cimento**. 1986. 135f. Tese (Doutorado em Engenharia) –Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1986.

COZZOLINO, V. M. N.; NOGAMI, J. S. Classificação geotécnica MCT para solos tropicais. **Revista Solos e Rochas**. v. 16, nº. 4, 1993. p. 77-91.

CPRM. Companhia de Pesquisas de Recursos Minerais. Geologia e Recursos Minerais do Estado do Rio Grande do Sul. Programa Geologia do Brasil. Integração, Atualização e Difusão de Dados de Geologia do Brasil. **Mapas Geológicos Estaduais** Escala de 1:750.000, 2008. CD-ROM.

DAS, B. M. **Fundamentos de Geotécnica**. Tradução All Tasks, São Paulo: Thomson Learning, 2007. 562p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER ME 256/94**: Solos: solos compactados com equipamento miniatura: determinação da perda de massa por imersão. Rio de Janeiro, 1994. 6p.

_____. **DNER ME 258/94**: Solos – solos compactados em equipamento miniatura: mini: MCV. Rio de Janeiro, 1994. 14p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. **Manual de pavimentação**. Rio de Janeiro, 3º Edição, 2006. 274p.

_____. **DNIT 142/10 – ES.** Pavimentação: Base de solo melhorado com cimento. Rio de Janeiro, 2010. 9p.

_____. **DNIT 136/10 – ME.** Pavimentação asfáltica: misturas asfálticas: determinação da resistência à tração por compressão diametral. Rio de Janeiro, 2010. 6p.
DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES.

_____. **DNIT 134/10 – ME.** Solos: determinação do módulo de resiliência. Rio de Janeiro, 2010. 11p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES – DNIT. Rede Rodoviária do PNV. Divisão em Trechos, 2012. Disponível em: www.dnit.gov.br/plano-nacional-de-viacao. Acesso em 25 out. 2012.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Sistema de Custos Rodoviários - SICRO.** Custo unitário de referência do mês de setembro de 2012 para o estado do Rio grande do Sul. Rio de Janeiro, 2012. Disponível em <<http://www.dnit.gov.br/servicos/sicro/sul>>. Acesso em: 12 nov. 2012.

DIAS, C.R.C. **Estudo de misturas de areia-asfalto e cinza-cal para emprego em pavimentos urbanos.** 2004, 127f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)– Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

FERRAZ, R. L. **Contribuição ao estudo da estabilização de solos para fins rodoviários e habitacionais.** 1994. 180f. Dissertação (Mestrado em Transportes)– Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1994.

FERREIRA, J.G.H.M., **Elaboração e análise de base de dados de ensaios triaxiais dinâmicos da COPPE/UFRJ.** 2002. 130f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) –Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2002.

FOGAÇA, B.C. **Análise paramétrica de estrutura de pavimento utilizando areia do litoral do Rio Grande do Sul estabilizada com cinza volante e cal.** 1996. 143f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1996.

FORTES, Q. F. **Pavimentos de baixo custo: considerações sobre seus defeitos e propostas de conservação e recuperação.** 1994. 170f. Dissertação (Mestrado em Transportes)–Universidade de São Paulo. Escola de Engenharia de São Carlos, São Paulo, 1994.

FRANÇA, F.C. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “rbi grade 81”.** 2003. 104f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2003.

FRANCO, F. A. C. P. **Método de dimensionamento mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos – SisPav.** 2007. 294f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

GUIMARÃES, J. E. P. **Estabilização de Solos com Cal.** São Paulo: ABCP, 1971. 68p.

GONDIM, L. M. **Estudo experimental de misturas solo-emulsão aplicado às rodovias do agropólo do baixo Jaguaribe / Estado do Ceará.** 2008. 213f. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes)–Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2008.

HELENE, P.; TERZIAN, P. **Manual de dosagem e controle do concreto.** 1. ed. São Paulo: Pini, 2004. 349p.

HOUBEN, H., & GUILLAUD, H. **Earth Construction: A Comprehensive Guide.** Southampton Row, London: Intermediate Technology Publications. p. 73 Janeiro, RJ, 7 p. Disponível em http://www.ufsm.br/engcivil/Material_Didatico/TRP1002_Mat_para_infraestrutura_de_transp/normas_e_material_complem/Material_Estabilizado_Granulometricamente_Base.pdf. Acesso em 03 jul. 2011.

HUANG, Y. H. **Pavements analysis and design.** 2nd ed., New Jersey: Prentice Hall Inc., 2003. 767p.

INGLES, O. G., METCALF, J. B. **Soil Stabilization Principles and Practice.** Melbourne: Butterworths, 1972. 374p.

JOHNSTON, M. G. **Desempenho de pavimentos com materiais alternativos do Estado do Rio Grande do Sul.** 2010. 300f. Tese (Doutorado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

KEZDI, Á. **Stabilized earth roads.** New York: Elsevier Scientific Publishing Company, 1979. 327p.

LARSEN, T.J. Ensaio de bases de bases se solo-cimento e de solo modificado por cimento em Minnesota. Trad. Associação Brasileira de Cimento Portland. São Paulo, 1967. 52p.

LIMA, D. C., BUENO; B. S., SILVA, C. H. C. **Estabilização de solo II: técnicas e aplicação a solos da microregião de Viçosa-MG.** Viçosa: UFV, 1993. 32p.

LIMA, D. C., RÖHM, S. A., BARBOSA, P. S. A. **Estabilização de solo III: mistura solo-cal para fins rodoviários.** Viçosa: UFV, 1993. 46p.

LOVATO, R.S. **Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação.** 2004. 144f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

MACEDO. M.M. **Solos modificados com cimento: efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos.** 2004. 289f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)–Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MACIEL FILHO, C. L. **Carta de unidades geotécnicas de Santa Maria – RS.** Escala 1:25.000. Imprensa Universitária, FINEP/UFSM, Santa Maria: 1990.

MARQUES, G.L.O. **Estabilização de solos para fins de pavimentação.** Minas Gerais, 2005.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. **Mecânica dos Pavimentos**. 2. ed. Rio de Janeiro: UFRJ, 2005. 574 p.

MEDINA, J. **Mecânica dos Pavimentos**. Rio de Janeiro: UFRJ, 1997. 380p.

MEDINA, J. E PREUSSLER, E. S. Características resilientes de solos em estudos de pavimentos. **Solos e Rochas**, 3(1): 3-26. ABMS, São Paulo, 1980.

MOTTA, L.M.G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis: critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. 1991. 366f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1991.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Rio de Janeiro. **Anais...**, 1981. p. 30-42.

_____. Estudos geotécnicos e de drenagem aplicados a pavimentação. In: 18ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Porto Alegre. **Anais... RAP**, 1983. p. 466-482.

_____. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995. 240p.

NUMMER, A.V.; ROBAINA, L. **Laudo geológico e petrográfico da Jazida de Silveira Martins**, Santa Maira, 2012.

NÚÑEZ, W. P. **Estabilização físico-química de um solo residual de arenito Botucatu, visando seu emprego na pavimentação**. 1991. 150f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1991.

OLIVEIRA, J. A. de. Materiais alternativos de pavimentação a necessidade de praticá-los. In: II Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul, Porto Alegre/RS. **Anais...**, 2000. p. 165-172.

OLIVEIRA, R.F.V. de. **Análise de dois solos modificados com cimento para dimensionamento de pavimentos**. 2011.148f. Dissertação (Mestrado em Geotécnica)–Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2011.

PACHECO, L.M., MARTELL, D.W., OMENA, W., ROHDE, L.; CERATTI, J.A. Estabilização de solo com emulsão asfáltica para uso em pavimentação. In: 41º Reunião Anual de Pavimentação, Fortaleza. **Anais...** Fortaleza: ABPv, 2012. 1 CD-ROM.

PERAÇA, V. **Qualificando solos para revestimentos primários de rodovias: uma abordagem baseada nas mecânicas dos solos e dos pavimentos**. 2007. 156f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

PINTO, C. de S. **Curso básico de Mecânica dos Solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006. 356p.

PITTA, M. R. Estabilização com solo-cimento. **Revista Techné**, n.17, jul./ago. São Paulo: Editora Pini, 1995. 96 p.

PREUSSLER, E.S. **Estudo de deformação resiliente de pavimentos flexíveis e aplicação ao projeto de camadas de reforço**, 1983. 366f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)–Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1983.

PREUSSLER, E.S.; PINTO, S. Proposição de método para projeto de reforço de pavimentos flexíveis considerando a resiliência. In: 17ª Reunião Anual de Pavimentação. Brasília. **Anais...** ABPv, 1982. p.2.204-2.263.

RODRIGUES, J. K. G.; FELEZ, J. B.; PONTES FILHO, G. Estudo comparativo sobre resultados de ensaios triaxiais com aplicação repetida de cargas. In: 31ª Reunião Anual de Pavimentação. São Paulo. **Anais...** ABPv, 1998. p. 174-193.

SENÇO, W. de. **Manual de técnicas de pavimentação – Volume I**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1997. 746p.

TABORDA, L.F. **Análise de um pavimento semirrígido com base em solo, cal e cinza volante**. 2012. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2012.

TAYLOR, J. A. **Mechanistic characterization of resilient moduli for unbound pavement layer materials**. (Thesis). Faculty of Auburn University. Alabama, 2008. 299p.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. **Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. Arte e Ciência. São Paulo, SP. 2009. 291p.

VILLIBOR, D.F.; NOGAMI, J.S.; BELIGNI, M.; CINCERRE, J.R. **Pavimentos com solos lateríticos e gestão de manutenção de vias urbanas**. São Paulo. Rio de Janeiro. ABPv e Universidade Federal de Uberlândia, 2000. 138p.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERE, J. R.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. **Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas – Bases Alternativas com Solos Lateríticos**. Arte e Ciência. São Paulo, SP. 2007. 172p.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. Tecnologia de pavimentação de baixo custo com uso de bases de solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. 1o Simpósio Internacional de Pavimentação de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego, **SINBATRA**, Rio de Janeiro, RJ, 1997. p.416-435.

WAYHS, C.A.S.P. **Estudo de materiais alternativos utilizados em pavimentação de baixo custo na região noroeste do Rio Grande do Sul**. 2004. 87f. Dissertação (Mestrado em Engenharia)–Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.