

JULIANA FRANCISCA CORRÊA

**AVALIAÇÃO DAS MELHORIAS DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E
MECÂNICAS DE SOLOS ORIGINADOS DE ROCHAS
SEDIMENTARES PELA ADIÇÃO DE CAL PARA FINS DE
PAVIMENTAÇÃO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Florianópolis, agosto de 2008.

**AVALIAÇÃO DAS MELHORIAS DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E
MECÂNICAS DE SOLOS ORIGINADOS DE ROCHAS
SEDIMENTARES PELA ADIÇÃO DE CAL PARA FINS DE
PAVIMENTAÇÃO**

JULIANA FRANCISCA CORRÊA

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Infra-Estrutura e Gerência Viária

Orientador: Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon

Co-orientador: Prof. Dr. Glicério Trichês

Florianópolis, agosto de 2008.

**AVALIAÇÃO DAS MELHORIAS DAS PROPRIEDADES FÍSICAS E
MECÂNICAS DE SOLOS ORIGINADOS DE ROCHAS
SEDIMENTARES PELA ADIÇÃO DE CAL PARA FINS DE
PAVIMENTAÇÃO**

Esta dissertação foi julgada e aprovada como requisito final para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - PPGEC da Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC, em sessão pública realizada em 19/08/2008.

Prof. Dr. Glicério Trichês
Coordenador do Curso do PPGEC – UFSC

Prof. Dr. Antônio Fortunato Marcon - Orientador – UFSC

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Glicério Trichês - Co-Orientador – UFSC

Prof. Dr. Washington Peres Núñez – UFRGS

Prof^a. Dr^a. Glaci Trevisan Santos – PROSUL

Prof. Dr. Orlando Martini Oliveira – UFSC

Dedico

À minha Família:

Francisca, Elmir, Diana, Angélica, Eduardo, Paulo, Helena, Alexandre

AGRADECIMENTOS

Minha sincera gratidão em especial ao Professor Antonio Fortunato Marcon, pela atenção, incentivo e ensinamentos durante a sua orientação.

Ao Professor e co-orientador Glicério Trichês pela colaboração prestada a este trabalho no Laboratório de Pavimentação da UFSC.

Ao Professor Marciano Maccarini pela colaboração durante os ensaios no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC.

Ao Professor Rafael Higashi que não mediu esforços em contribuir com mapas da região em estudo.

Ao Professor Washington Peres Núñez pela sua presteza em se deslocar do Rio Grande do Sul e participar com sua ilustre presença na banca da defesa deste trabalho.

Ao Professor Orlando Martini Oliveira que participou da banca de defesa com seus comentários e sugestões que, certamente enriqueceram este trabalho.

À amiga e bolsista Karina pelo apoio nos ensaios realizados. Aos colegas do laboratório de Mecânica dos Solos e de Pavimentação da UFSC, pelo apoio durante os ensaios.

Ao colega de mestrado Tarso pelas ajudas prestadas durante a realização dos ensaios e pelos ensinamentos transmitidos. Ao colega de mestrado Rui Retagi pelo coleguismo e companheirismo durante a realização das disciplinas do curso. Ao colega Breno Salgado e ao Professor Leto Momm pelas dúvidas sanadas.

À Empresa Prosul, ao Professor Victor Hugo Teixeira e a Professora Glaci Trevisan Santos, pelo apoio na coleta dos materiais da pesquisa.

Ao DEINFRA/SC – Departamento Estadual de Infra-Estrutura na pessoa do Engenheiro Nilton Valle por disponibilizar o projeto de pavimentação da Rodovia SC-422.

À Empresa Leme Engenharia, na qual iniciei a vida profissional durante a conclusão deste trabalho e aos amigos que lá conquistei, pela compreensão nos momentos de ausência.

Ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, que forneceu a bolsa de estudos, a qual viabilizou a realização deste trabalho.

À FUNCITEC (atual FAPESC) e à Petrobrás, através do projeto FINEP-CT Petro 2005, pelo financiamento dos projetos de pesquisa em 2004, que propiciaram a montagem do Equipamento Triaxial Dinâmico no Laboratório de Pavimentação da UFSC.

Aos meus pais, Elmir e Francisca, às minhas irmãs, Angélica e Diana, aos meus sobrinhos Eduardo, Paulo e Helena, e ao meu namorado, Alexandre, pelo apoio, incentivo e momentos vividos durante este período. Sem eles, seria impossível realizar este trabalho.

A Deus.

SUMÁRIO

| | |
|--|-------------|
| LISTA DE FIGURAS..... | xii |
| LISTA DE TABELAS..... | xvii |
| RESUMO..... | xx |
| ABSTRACT | xxi |
| 1 INTRODUÇÃO | 1 |
| 1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA | 3 |
| 1.2 CRITÉRIOS PARA A ESCOLHA DO MATERIAL A SER ESTUDADO..... | 3 |
| 1.3 OBJETIVOS..... | 5 |
| 1.3.1 Objetivos Específicos | 6 |
| 1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO | 6 |
| 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA..... | 8 |
| 2.1 SOLOS..... | 8 |
| 2.2 SOLOS TROPICAIS | 9 |
| 2.3 ARGILOMINERAIS | 10 |
| 2.4 ÓXIDOS E HIDRÓXIDOS DE FERRO E ALUMÍNIO | 13 |
| 2.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS | 14 |
| 2.5.1 Classificação Unificada (USCS) | 14 |
| 2.5.2 Sistema Rodoviário de Classificação (HRB) | 15 |
| 2.5.3 Classificação dos Solos pela sua Origem | 16 |
| 2.5.4 Classificação quanto à Pedologia | 16 |
| 2.5.5 Classificação MCT (Miniatura, Compactada, Tropical)..... | 18 |
| 2.6 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS | 20 |
| 2.7 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL..... | 22 |
| 2.7.1 Reações Solo-Cal..... | 26 |

| | | |
|----------|--|-----------|
| 2.7.1.1 | Troca iônica e Flocculação..... | 26 |
| 2.7.1.2 | Carbonatação | 27 |
| 2.7.1.3 | Ação Pozolânica | 28 |
| 2.7.2 | Alterações nas Propriedades dos Solos com Adição de Cal..... | 30 |
| 2.7.3 | Métodos de Dosagem Solo-Cal | 34 |
| 2.7.3.1 | Método LFP..... | 36 |
| 2.7.3.2 | Método do pH..... | 36 |
| 2.7.3.3 | Método de Thompson..... | 37 |
| 2.8 | ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS UTILIZANDO A TEORIA DA ELASTICIDADE ... | 38 |
| 3 | METODOLOGIA..... | 40 |
| 3.1 | COLETA, PREPARAÇÃO E MISTURA | 40 |
| 3.2 | ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO..... | 40 |
| 3.3 | DENSIDADE REAL DOS GRÃOS..... | 40 |
| 3.4 | ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR SEDIMENTAÇÃO..... | 41 |
| 3.5 | LIMITES DE ATTERBERG | 41 |
| 3.6 | ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) E EXPANSÃO..... | 41 |
| 3.7 | RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES..... | 42 |
| 3.8 | MÓDULO DE RESILIÊNCIA..... | 42 |
| 3.9 | ENSAIO DE DIFRAÇÃO POR RAIO-X | 43 |
| 3.10 | ENSAIO DAS PASTILHAS MCT | 45 |
| 3.11 | ENSAIO MINI-MCV E PERDA DE MASSA POR IMERSÃO..... | 46 |
| 3.12 | ETAPAS DA METODOLOGIA | 47 |
| 4 | MATERIAIS | 49 |
| 4.1 | AMOSTRAS DE SOLO..... | 49 |
| 4.1.1 | Local de Coleta das Amostras | 49 |
| 4.1.2 | Geologia da região..... | 50 |
| 4.1.3 | Pedologia da região | 50 |

| | | |
|----------|--|------------|
| 4.1.4 | Características Geotécnicas das Amostras | 52 |
| 4.1.4.1 | Amostra 01 | 52 |
| 4.1.4.2 | Amostra 02 | 57 |
| 4.1.4.3 | Amostra 03 | 62 |
| 4.2 | PROPRIEDADES DA CAL UTILIZADA..... | 67 |
| 5 | APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS | 68 |
| 5.1 | DOSAGEM SOLO-CAL..... | 70 |
| 5.1.1 | Método de Eades e Grim – pH | 70 |
| 5.1.2 | Método <i>Lime Fixation Point</i> - <i>LFP</i> | 71 |
| 5.1.3 | Dosagem solo melhorado com cal utilizando o Método das Pastilhas MCT | 75 |
| 5.2 | ANÁLISE QUÍMICA DAS AMOSTRAS DE SOLO MELHORADO COM CAL..... | 77 |
| 5.3 | ANÁLISE POR DIFRAÇÃO DE RAIO-X | 78 |
| 5.4 | RESULTADOS DOS LIMITES DE ATTERBERG | 82 |
| 5.5 | RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS..... | 83 |
| 5.6 | RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO..... | 86 |
| 5.7 | ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) E EXPANSÃO DAS AMOSTRAS..... | 88 |
| 5.8 | RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES DAS AMOSTRAS..... | 91 |
| 5.9 | CLASSIFICAÇÃO MINI-MCV E ANÁLISE DA PERDA DE MASSA POR IMERSÃO | 93 |
| 5.10 | ANÁLISE DOS EFEITOS DA CAL E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO SOBRE OS ÍNDICES FÍSICOS..... | 99 |
| 5.11 | VALORES MODULARES DAS AMOSTRAS | 103 |
| 5.11.1 | Comportamento Modular Amostra 01 - solo natural e solo melhorado com cal..... | 103 |
| 5.11.2 | Comportamento Modular Amostra 02 - solo natural e solo melhorado com cal..... | 106 |
| 5.11.3 | Comportamento Modular Amostra 03 - solo natural e solo melhorado com cal..... | 107 |
| 6 | DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DO TRECHO EM ESTUDO E COMPARAÇÃO DE CUSTOS..... | 111 |
| 6.1 | NÚMERO DE SOLICITAÇÕES ESTIMADO PARA O PERÍODO DE PROJETO | 111 |

| | | |
|----------|---|------------|
| 6.2 | DEFINIÇÃO DOS VALORES DE ISC NA CAMADA FINAL DE TERRAPLENAGEM..... | 111 |
| 6.3 | ESTRUTURA DO PAVIMENTO PROPOSTA | 112 |
| 6.3.1 | Dimensionamento Segundo o Método do DNER para os Trechos das Amostras 01, 02 e 03 | 112 |
| 6.3.2 | Resumo das Soluções Propostas Segundo o Método do DNER | 114 |
| 6.4 | ANÁLISE MECANICISTA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA AS ESTRUTURAS DO PAVIMENTO | 115 |
| 6.4.1 | Amostra 01 – Solo natural e Solo melhorado com cal | 117 |
| 6.4.2 | Amostra 02 – Solo natural e Solo melhorado com cal | 118 |
| 6.4.3 | Amostra 03 – Solo natural e Solo melhorado com cal | 119 |
| 7 | CONCLUSÕES E SUGESTÕES | 122 |
| 7.1 | CONCLUSÕES | 122 |
| 7.2 | SUGESTÕES DE FUTURAS PESQUISAS | 123 |
| 8 | REFERÊNCIAS | 125 |

LISTA DE FIGURAS

| | |
|--|----|
| Figura 1.1 – Mapa Rodoviário do Estado de Santa Catarina com indicação da área de estudo (DEINFRA, 2006a) | 4 |
| Figura 1.2 – Detalhe da Área em Estudo (DEINFRA, 2006a) | 5 |
| Figura 2.1 – Carta de Plasticidade | 14 |
| Figura 2.2 – Carta de Classificação HRB | 15 |
| Figura 2.3 – Esquema de um dimensionamento mecanístico de pavimentos (Motta, 1991 apud Medina e Motta, 2005) | 38 |
| Figura 3.1 – Condições Geométricas para Difração de Raio-X de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976)..... | 43 |
| Figura 3.2 – Carta de Classificação - Método das Pastilhas (Nogami e Villibor, 1994) (Fortes, 2002)..... | 45 |
| Figura 3.3 – Classificação MCT (DNER-CLA 259/96)..... | 46 |
| Figura 3.4 – Fluxograma da Parte Experimental da Pesquisa | 48 |
| Figura 4.1 – Mapa Rodoviário – Detalhe Rodovia SC 422 (DEINFRA, 2006a) | 49 |
| Figura 4.2 – Mapa Pedológico da Região – Rio Negrinho / Volta Grande (EMBRAPA, 2004) | 51 |
| Figura 4.3 – Foto do local da extração da Amostra 01 - Estaca 31 + 540m (Horizonte C) | 52 |
| Figura 4.4 – Extração da Amostra 01 - Estaca 31 + 540m (Horizonte C)..... | 53 |
| Figura 4.5 – Análise Granulométrica - Amostra 01 | 54 |
| Figura 4.6 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 01 | 55 |
| Figura 4.7 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 01 ... | 56 |
| Figura 4.8 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 01 | 56 |
| Figura 4.9 – Extração da Amostra 02 - Estaca 31 + 910m (Horizonte B)..... | 58 |
| Figura 4.10 – Análise Granulométrica - Amostra 02 | 59 |

| | |
|---|----|
| Figura 4.11 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 02 | 60 |
| Figura 4.12 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 02 . | 61 |
| Figura 4.13 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 02 | 61 |
| Figura 4.14 – Foto do local da extração da Amostra 03 - Estaca 0 + 510m (Horizonte C) | 63 |
| Figura 4.15 – Extração da Amostra 03 - Estaca 0 + 410m (Horizonte C) | 63 |
| Figura 4.16 – Análise Granulométrica - Amostra 03 | 64 |
| Figura 4.17 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 03 | 65 |
| Figura 4.18 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 03 . | 66 |
| Figura 4.19 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 03 | 66 |
| Figura 5.1 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 01) | 70 |
| Figura 5.2 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 02) | 71 |
| Figura 5.3 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 03) | 71 |
| Figura 5.4 – Dosagem Método LFP (Amostra 01) | 72 |
| Figura 5.5 – Dosagem Método LFP (Amostra 02) | 73 |
| Figura 5.6 – Dosagem Método LFP (Amostra 03) | 73 |
| Figura 5.7 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 01 solo natural (b) Amostra 01+3% de cal (c) Absorção de água - Amostra 01 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 01+3% de cal | 75 |
| Figura 5.8 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 02 solo natural (b) Amostra 02+2% de cal (c) Absorção de água - Amostra 02 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 02+2% de cal | 76 |
| Figura 5.9 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 03 solo natural (b) Amostra 03+3% de cal (c) Absorção de água - Amostra 03 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 03+3% de cal | 76 |
| Figura 5.10 – Difractogramas identificados das amostras de Solo natural – AM-01, AM-02 e Am-03 | 80 |

| | |
|---|----|
| Figura 5.11 – Difractogramas identificados das amostras melhoradas com -cal – AM-01+3% cal, AM-02+2% cal e Am-03+3% cal | 82 |
| Figura 5.12 – Granulometria com defloculante - Amostra 01+3% cal e Amostra 01 solo natural | 84 |
| Figura 5.13 – Granulometria com defloculante - Amostra 02+2% cal e Amostra 02 solo natural | 85 |
| Figura 5.14 – Granulometria com defloculante - Amostra 03+3% cal e Amostra 03 solo natural | 86 |
| Figura 5.15 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 01 Solo natural e Solo melhorado com cal..... | 87 |
| Figura 5.16 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 02 Solo natural e Solo melhorado com cal..... | 88 |
| Figura 5.17 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 03 Solo natural e Solo melhorado com cal..... | 88 |
| Figura 5.18 – Curva Pressão x Penetração para determinação do ISC – AM 01+3% cal – Energia Proctor Normal..... | 90 |
| Figura 5.19 – Ensaio de Resistência a Compressão Simples em CP da Amostra 01+3% cal.. | 91 |
| Figura 5.20 – Perda de massa por imersão – AM-01 – solo natural..... | 93 |
| Figura 5.21 – Perda de massa por imersão – AM-01+3% cal | 93 |
| Figura 5.22 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 01+3% cal..... | 94 |
| Figura 5.23 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 01+3% cal | 95 |
| Figura 5.24 – Perda de massa por imersão – AM-02 – solo natural..... | 95 |
| Figura 5.25 – Perda de massa por imersão – AM-02+2% cal | 95 |
| Figura 5.26 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 02+2% cal..... | 96 |
| Figura 5.27 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 02+2% cal | 96 |

| | |
|--|-----|
| Figura 5.28 – Perda de massa por imersão – AM-03 – solo natural..... | 97 |
| Figura 5.29 – Perda de massa por imersão – AM-03+3% cal..... | 97 |
| Figura 5.30 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 03+3% cal..... | 97 |
| Figura 5.31 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 03+3% cal..... | 98 |
| Figura 5.32 – Classificação Geotécnica MCT – Amostras naturais e melhoradas com cal..... | 98 |
| Figura 5.33 – Efeito da cal no Limite de Liquidez – LL (amostras naturais e melhoradas com cal)..... | 99 |
| Figura 5.34 – Efeito da cal no Índice de Plasticidade – IP (amostras naturais e melhoradas com cal)..... | 100 |
| Figura 5.35 – Efeito da Energia de compactação na Umidade Ótima - $w_{ót}$ nas amostras Solo natural..... | 100 |
| Figura 5.36 – Efeito da cal na Umidade Ótima de Compactação - $w_{ót}$ das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)..... | 100 |
| Figura 5.37 – Efeito da Energia de compactação no Peso Específico Aparente - $\gamma_{dmáx}$ das amostras Solo natural..... | 101 |
| Figura 5.38 – Efeito da cal no Peso Específico Aparente - $\gamma_{dmáx}$ das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)..... | 101 |
| Figura 5.39 – Efeito da Energia de compactação na Expansão – Exp. das amostras Solo natural..... | 102 |
| Figura 5.40 – Efeito da cal na Expansão – Exp. das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)..... | 102 |
| Figura 5.41 – Equipamento do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas..... | 103 |
| Figura 5.42 – Comportamento Resiliente da Amostra 01 (CPs moldados na w_{ot} e na $w_{ot} + 4\%$) - Energia PN e PI..... | 104 |
| Figura 5.43 – Comportamento Resiliente da AM-1+3% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura..... | 105 |

| | |
|---|-----|
| Figura 5.44 – Comportamento Resiliente da AM-1+3% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura | 105 |
| Figura 5.45 – Comportamento Resiliente da Amostra 02 – Energia de compactação PN e PI | 106 |
| Figura 5.46 – Comportamento Resiliente da AM-2+2% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura | 107 |
| Figura 5.47 – Comportamento Resiliente da AM-2+2% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura | 107 |
| Figura 5.48 – Comportamento Resiliente da Amostra 03 – Energia de compactação PN e PI | 108 |
| Figura 5.49 – Comportamento Resiliente da AM-3+3% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura | 108 |
| Figura 5.50 – Comportamento Resiliente da AM-3+3% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura | 109 |
| Figura 6.1 – Estrutura de referência para o cálculo das tensões e deformações (sem escala) | 116 |
| Figura 6.2 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-01 | 117 |
| Figura 6.3 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-01+3% cal | 117 |
| Figura 6.4 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-02 | 118 |
| Figura 6.5 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-02+2% cal | 118 |
| Figura 6.6 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-03 | 119 |
| Figura 6.7 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-03+3% cal | 119 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|--|----|
| Tabela 1.1 – Características Regionais do Município de Rio Negrinho (Fonte: DEINFRA, 2006b)..... | 5 |
| Tabela 2.1 – Resumo das Características dos Argilominerais (Fonte: Mitchell, 1976)..... | 11 |
| Tabela 2.2 – Resposta dos Principais Componentes de Solos à Estabilização (Fonte:Ingles e Metcalf, 1972) | 21 |
| Tabela 2.3 – Valores Médios da Composição das Cales Brasileiras (Fonte:Guimarães, 2002)22 | |
| Tabela 3.1 – Identificação por Raio-X dos Principais Argilominerais (Fonte:Mitchell, 1976)44 | |
| Tabela 4.1 – Limites de Atterberg – Amostra 01 | 53 |
| Tabela 4.2 – Análise Granulométrica – Amostra 01 com e sem defloculante | 53 |
| Tabela 4.3 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $W_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 01 | 54 |
| Tabela 4.4 – Análise Química da Amostra 01 – solo natural | 57 |
| Tabela 4.5 – Limites de Atterberg – Amostra 02 | 58 |
| Tabela 4.6 – Análise Granulométrica – Amostra 02 com e sem defloculante | 58 |
| Tabela 4.7 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $W_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 02..... | 59 |
| Tabela 4.8 – Análise Química da Amostra 02 – solo natural | 62 |
| Tabela 4.9 – Limites de Atterberg – Amostra 03 | 63 |
| Tabela 4.10 – Análise Granulométrica – Amostra 03 com e sem defloculante | 64 |
| Tabela 4.11 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $W_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 03... | 65 |
| Tabela 4.12 – Análise Química da Amostra 03 – solo natural | 67 |
| Tabela 5.1 – Principais valores obtidas nos ensaios em amostras de solo natural, dosagem solo-cal e amostras de solo melhorado com cal | 69 |
| Tabela 5.2 – Dosagem Solo melhorado com cal – Método Eades e Grim - pH (Am 01, Am 02 e Am 03)..... | 70 |
| Tabela 5.3 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 01)..... | 72 |
| Tabela 5.4 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 02)..... | 72 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 5.5 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 03)..... | 73 |
| Tabela 5.6 – Resumo da dosagem solo-cal das amostras – Métodos LFP e pH | 74 |
| Tabela 5.7 – Resumo da dosagem solo-cal das amostras – Método da Pastilhas..... | 77 |
| Tabela 5.8 – Análise Química das Amostras de Solo Natural e Solo Melhorado com Cal | 78 |
| Tabela 5.9 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-01 | 79 |
| Tabela 5.10 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-02..... | 79 |
| Tabela 5.11 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-03 | 79 |
| Tabela 5.12 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-01+3% cal..... | 80 |
| Tabela 5.13 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-02+2% cal..... | 81 |
| Tabela 5.14 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-03+3% cal..... | 81 |
| Tabela 5.15 – Resumo dos valores dos Limites de Atterberg | 82 |
| Tabela 5.16 – Análise Granulométrica – Amostra 01 solo natural e Amostra 01+3% cal..... | 83 |
| Tabela 5.17 – Análise Granulométrica – Amostra 02 solo natural e Amostra 02+2% cal..... | 84 |
| Tabela 5.18 – Análise Granulométrica – Amostra 03 solo natural e Amostra 03+3% cal..... | 85 |
| Tabela 5.19 – Resumo dos resultados dos Ensaio de Compactação..... | 87 |
| Tabela 5.20 – Resumo dos resultados dos Ensaio de ISC e Expansão – Amostras de solo natural e solo melhorado com cal..... | 89 |
| Tabela 5.21 – Resumo dos resultados dos Ensaio de ISC – Amostras de solo melhorado com cal | 90 |
| Tabela 5.22 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 01+3% de cal..... | 92 |
| Tabela 5.23 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 02+2% de cal..... | 92 |
| Tabela 5.24 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 03+3% de cal..... | 93 |
| Tabela 5.25 – Valores Modulares para Amostra 01 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI | 109 |

| | |
|---|-----|
| Tabela 5.26 – Valores Modulares para Amostra 02 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI | 110 |
| Tabela 5.27 – Valores Modulares para Amostra 03 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI | 110 |
| Tabela 6.1 – Estimativa do número de solicitações de eixo padrão - N..... | 111 |
| Tabela 6.2 – Valores de ISC adotados para cada amostra..... | 112 |
| Tabela 6.3 – Estruturas do Pavimento para Análise Mecanicista..... | 114 |
| Tabela 6.4 – Estruturas Finais do Pavimento para Amostra 01 e Amostra 01+3% cal..... | 117 |
| Tabela 6.5 – Estruturas Finais do Pavimento para Amostra 02 e Amostra 02+2% cal..... | 119 |
| Tabela 6.6 – Estruturas finais do pavimento para Amostra 03 e Amostra 03+3% cal..... | 120 |
| Tabela 6.7 – Estimativa dos custos das camadas de macadame seco e de solo melhorado com cal | 121 |

RESUMO

Esta dissertação apresenta os resultados de um estudo laboratorial de três amostras de solo expansivo coletadas na Rodovia SC-422, implantada com revestimento primário. Esta rodovia é uma importante rota que liga a cidade de Rio Negrinho à Vila Volta Grande em Santa Catarina, cuja falta de pavimento inibe o desenvolvimento da Vila Volta Grande e região. Os objetivos principais do estudo foram determinar teores de cal para minimizar a expansão e as conseqüentes melhorias das características dos solos, possibilitando seu emprego como camadas de pavimentos rodoviários. As características das amostras de solo e da cal utilizada para mistura foram estudadas através dos ensaios: Limites de Atterberg; granulometria; compactação; ISC; ensaios da metodologia de classificação MCT; ensaio triaxial dinâmico de cargas repetidas; ensaio de difração por raio-X; e análise química das amostras e da cal. Verificou-se o tempo de reação solo-cal por meio do ensaio de LP, provando que as reações de troca de bases são imediatas. Determinaram-se os teores adequados de cal para minimizar a expansão das amostras através dos métodos do *Lime Fixation Point* (LFP), pH e método das Pastilhas MCT. Este último apresentou teores de cal mais baixos que os outros dois. A adição de teores de cal de 3%, 2% e 3% respectivamente para as amostras AM-01, AM-02 e AM-03 provocou: a aglutinação das partículas mais finas, pequena redução do peso específico aparente seco ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e aumento na umidade ótima ($w_{ót}$); e minimizaram a expansão dos solos independentemente da energia de compactação aplicada. Foram também detectados: incrementos nos valores de ISC efetuados 14 dias após a moldagem; pequenos aumentos da resistência à compressão simples em ensaios efetuados até 28 dias depois da moldagem; e aumentos significativos dos módulos resilientes dos solos. Verificou-se através do ensaio da metodologia de classificação MCT e Perda de Massa por imersão que a adição de cal nas amostras tornou-as de comportamento laterítico. Através da análise mecanicista, concluiu-se que pequenas quantidades de cal adicionadas aos solos estudados aumentam a vida de fadiga de pavimentos asfálticos.

Palavras-chaves: estabilização de solos; solos tropicais; solo-cal; módulo resiliente.

ABSTRACT

This dissertation presents the results of a scientific study of three soil samples collected on the Road SC-422. It is an unpaved road, but an important road that connects the town of Rio Negrinho to Vila Volta Grande in Santa Catarina, whose lack of pavement inhibits the economic development of Vila Volta Grande and region. The main objectives of this study were to determine the lime contents to minimize the expansion and the consequent characteristic improvements of the three soils, for use as pavement road layers. It was studied the characteristics of the soils and lime mix, which included the tests: Atterberg Limits, grain size determination, compaction and CBR; MCT classification method tests; repeated loads dynamic triaxial test; X-ray diffraction test; and chemical analysis of soil and lime samples. The time of lime-soil reaction was verified through the test of LP, proving that the reactions of exchanging bases are immediate. The appropriate lime contents to minimize the expansion of these samples were determined using Lime Fixation Point (LFP), pH and MCT methods. The last method presented lime contents lower than the other two. The addition of 3%, 2% and 3% lime contents respectively for AM-01, PM-02 and AM-03 samples caused: the agglutination of smaller soil grains; a small reduction of the dry apparent specific weight ($\gamma_{dm\acute{a}x}$); increase of optimum water content (w_{ot}); and expansion minimization of the soils regardless of the compaction energy. It was also detected: increases in the CBR values 14 days after molding; small increases of compression test resistance up to 28 days after molding; and significant resilient module increases, allowing their use in pavement structural layers. The MCT tests and mass loss caused by immersion showed that the addition of lime to the samples changes the soil behavior from non lateritic to lateritic. By mechanistic analysis, it was concluded that small amounts of lime added to the studied soils increases the fatigue life of asphalt pavements.

Keywords: soil stabilization; tropical soils, soil-lime, resilient modulus.

1 INTRODUÇÃO

Os materiais granulares são, geralmente, considerados como primordiais no uso da pavimentação nas camadas de bases e sub-bases. Entretanto, em alguns locais, a escassez de agregados pétreos torna inviável economicamente seu emprego devido à longa distância de transporte. Em cada caso ressalta-se a importância da gestão dos materiais lindeiros às obras para a minimização dos impactos ambientais.

Os materiais propícios e disponíveis para uso em camadas (bases e sub-bases) de pavimentos rodoviários e o próprio subleito nem sempre são de fácil acesso. Isto depende da localização da rodovia e dos materiais que são encontrados na região.

Estes materiais devem apresentar certas propriedades físicas e químicas, para que sejam capazes de conferir estabilidade e resistência mecânica aos esforços e cargas a que serão submetidos durante toda a vida útil da estrada (Azevêdo e Ramalho, 2000).

O solo natural é um material complexo e variável, mas, devido a sua abundância, tem grande emprego na engenharia rodoviária. Porém, nem sempre o solo local satisfaz às especificações para sua utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Neste caso, deve-se optar por alternativas como: aceitar o material original e ajustar o projeto às restrições por ele impostas; remover o material do seu local original e substituí-lo por material de qualidade superior; ou alterar as propriedades do solo existente de forma a criar um material capaz de responder às necessidades da tarefa prevista. Esta última possibilidade que trata da alteração das propriedades do solo para possibilitar a sua utilização como material de engenharia, é geralmente designada por Estabilização de Solos (Núñez, 1991).

A estabilização do solo pode ser realizada por vários métodos físico-químicos e/ou mecânicos que visam as melhorias das características, tais como: a) resistência, dando maior capacidade de suporte ao solo e tornando-o menos sensível às variações ambientais; b) permeabilidade, aumentando ou diminuindo a percolação de água dentro do solo; c) compressibilidade, reduzindo a deformação do material sob a atuação de cargas; d) estabilidade volumétrica, tornando-o viável na utilização em camadas de pavimentos, mantendo seu volume estável diante das variações climáticas no caso de solos expansivos.

Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos possuem uma série de peculiaridades no que se refere às suas propriedades de expansão e contração. De maneira geral, os solos de comportamento laterítico possuem pequena expansão quando compactados na umidade ótima,

além disso, esta expansão pouco depende da sobrecarga. Os solos de comportamento saprolítico, por incluírem uma grande variedade de tipos, não permitem uma generalização (Nogami e Villibor, 1995). Por este motivo devem ser cuidadosamente estudados e, se houver necessidade, estabilizados para aplicação em camadas de pavimentos.

Dos métodos de estabilização que propiciam estas melhorias podem ser citados: a compactação, a estabilização granulométrica, a adição de materiais e produtos químicos tais como asfalto, cimento, cinzas volantes, cal dentre outros. O tipo da estabilização escolhida depende das propriedades no do solo estado natural, das propriedades desejadas para o solo estabilizado e dos efeitos no solo após a estabilização.

A cal é recomendada na estabilização de solos argilosos. Como material estabilizante de solos coesivos vem sendo empregada pelo homem há mais de 2000 anos. Tem sido estudada em algumas pesquisas no Brasil pelos efeitos favoráveis que incorpora nestes tipos de solos. Segundo Guimarães (2002), ao adicioná-la em um solo, várias reações ocorrem, dentre as quais podem se considerar:

- A troca iônica, onde o fenômeno da troca de bases que ocorre com os argilominerais acarreta a floculação, ou seja, aglomeração das partículas argilosas do solo levando a um aumento no ângulo de atrito interno e ao decréscimo no LL (Limite de Liquidez) e IP (Índice de Plasticidade). Melhorias na trabalhabilidade e resistência também podem ser observadas nesta fase.
- Reações pozolânicas que são reações a longo prazo que se produz em meios de pH elevado, onde a solubilidade da sílica e alumina é incrementada e combina-se com o Ca^{++} para formar silicatos, aluminatos e alumino-silicatos de Cálcio, melhorando a resistência da mistura compactada e sua estabilidade.
- A carbonatação, geralmente é considerada como sendo prejudicial. É a combinação do óxido ou hidróxido de cálcio ou magnésio com o anidrido carbônico presente nas minúsculas bolhas de ar existentes nos poros do solo e da cal hidratada, bem como na água presente. A reação tende a refazer o carbonato de cálcio (CaCO_3), um novo corpo sólido que se entrelaça como os demais do solo e compacta o sistema. Isto ocorre porque, com o aparecimento do carbono há também o aparecimento de grãos de dimensões bem maiores.

1.1 JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

A estabilização de solos com cal permite que materiais lindeiros à rodovia possam ser usados para pavimentação da mesma. Percebe-se que há, na atualidade, a preocupação primordial no intuito de melhorar as características de deformação das camadas do pavimento, utilizando-se de solos melhorados e estabilizados com cal mesmo onde há jazidas de rocha. Esta solução deve ser examinada em fase de projeto e orçamento de modo que a vantagem técnico-econômica ao longo de custo de ciclo de vida da rodovia possa ser confirmada.

A gestão dos materiais locais pode levar à utilização dos solos ao longo da estrada ao invés de buscá-los em outras áreas. Tal solução propicia a minimização de bota-foras e reduz os impactos ambientais tanto no local da obra como no local de extração de materiais rochosos e em áreas de caixas de empréstimos. Isto poderá evidenciar a sustentabilidade na construção e implantação de rodovias.

Deve-se ressaltar ainda, que há no Brasil, pavimentos com excesso de deformabilidade das estruturas flexíveis devido ao tipo de dimensionamento utilizado. Procurando-se rever estes conceitos e inserindo-se a Mecânica dos Pavimentos no dimensionamento, concebem-se estruturas viáveis, com maior duração de sua vida útil.

O estudo de alguns solos expansivos melhorados e estabilizados com cal para uso em pavimentação aliado ao interesse em minimizar os impactos ambientais da região foram as motivações da pesquisa aqui apresentada.

1.2 CRITÉRIOS PARA A ESCOLHA DO MATERIAL A SER ESTUDADO

Para o desenvolvimento da pesquisa, foram levantadas cinco rodovias ainda não pavimentadas junto ao DEINFRA para estudo dos solos locais. No entanto, procurou-se por um tipo de material que se caracterizasse por suas propriedades ruins (principalmente em termos de expansão) quanto ao uso em pavimentação. Buscaram-se informações na Empresa Prosul sobre os trechos levantados primordialmente

Dentre os trechos selecionados, decidiu-se, então, estudar três amostras retirados da Rodovia SC 422 trecho Rio Negrinho - Vila Volta Grande apresentada na Figura 1.1, DEINFRA 2006a, para o qual existem estudos geotécnicos detalhados e projeto de pavimentação. Esta rodovia representa uma importante rota rodoviária que liga a Região Norte e o Vale do Rio Itajaí-Açu.

O projeto para pavimentação desta rodovia foi realizado no ano de 2006 e a proposta requer o descarte de materiais cujo uso *in natura* não é apropriado para reforço de subleito, sub-base ou até mesmo camada final de terraplenagem.

Segundo DEINFRA (2006b), a falta de pavimento na rodovia inibe o desenvolvimento econômico e a existência de comunidades ao longo de seu trajeto é reduzida. O projeto de pavimentação desta rodovia compreende a extensão de 29.504,94m e seu restante permanecerá em revestimento primário até a viabilidade gerada pelo tráfego futuro.

A economia do município de Rio Negrinho está baseada na indústria, cerâmica, comércio, agropecuária, máquinas e comércio de madeira e papel, com predominância da indústria moveleira. O mapa rodoviário de Santa Catarina com indicação da região estudada está apresentado na Figura 1.1 e na Figura 1.2.

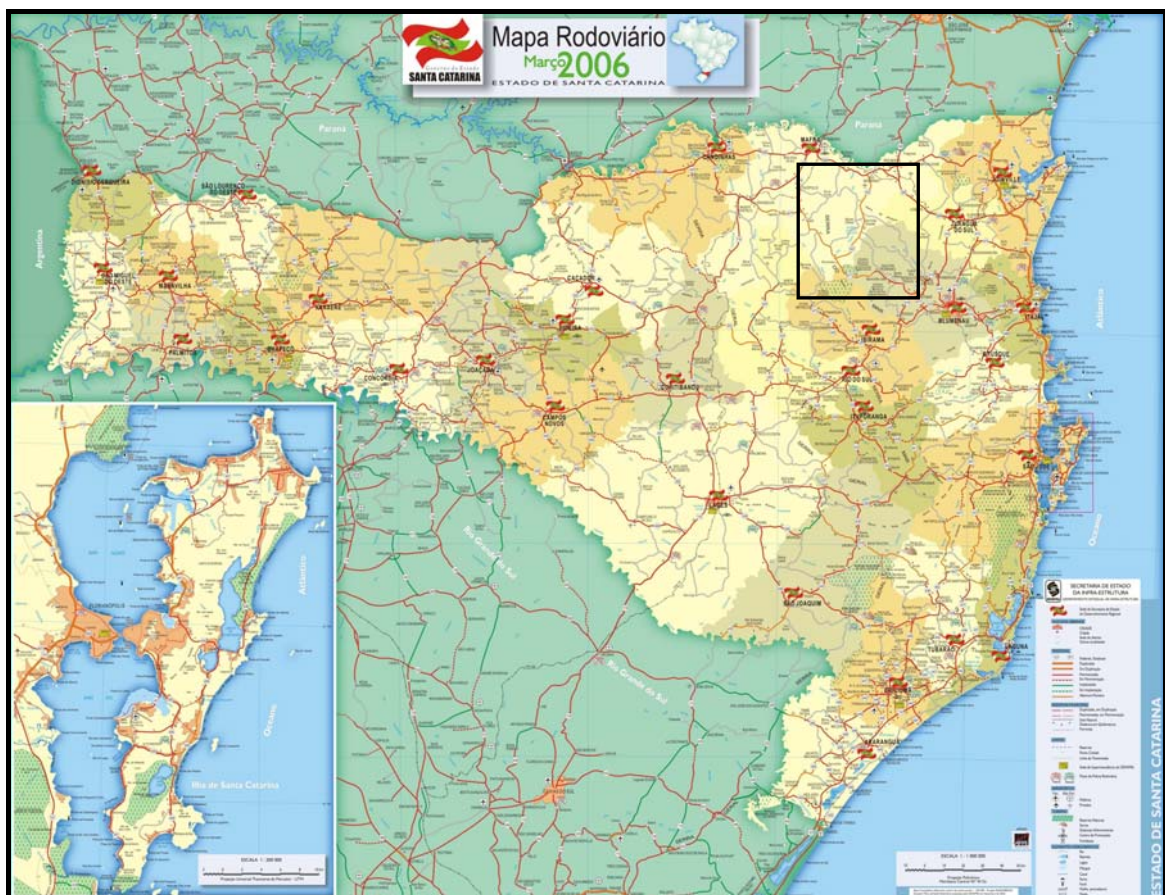


Figura 1.1 – Mapa Rodoviário do Estado de Santa Catarina com indicação da área de estudo (DEINFRA, 2006a)



Figura 1.2 – Detalhe da Área em Estudo (DEINFRA, 2006a)

Na Tabela 1.1 estão apresentadas as principais características regionais do município de Rio Negrinho.

Tabela 1.1 – Características Regionais do Município de Rio Negrinho (Fonte: DEINFRA, 2006b)

| | |
|--------------------------------------|-----------|
| Latitude | 26°15'16" |
| Longitude | 49°31'06" |
| Altitude | 282m |
| Precipitação média anual | 1585mm |
| Temperatura média anual | 18°C |
| Temperatura média do mês mais quente | 22°C |
| Temperatura média do mês mais frio | 14°C |
| Umidade relativa média anual | >85% |

Com os dados da Tabela 1.1 é possível classificar o clima da região segundo a classificação de Wladimir Köpper como sendo Cfb, ou seja, clima subtropical com chuvas bem distribuídas durante o ano e verões não muito quentes.

1.3 OBJETIVOS

Esta dissertação foi desenvolvida com o objetivo de caracterizar três amostras de solos de três jazidas da Formação Rio do Sul, para a pavimentação da Rodovia SC 422 trecho Rio

Negrinho - Vila Volta Grande e verificar as melhorias, possibilitando seu emprego como camadas de pavimentos rodoviários, após a melhoria com cal.

1.3.1 Objetivos Específicos

A pesquisa também foi desenvolvida tendo os seguintes objetivos específicos:

- Investigar as características geotécnicas das amostras selecionadas de solo;
- Investigar as propriedades e características da cal a ser utilizada na pesquisa por meio da análise química;
- Estudar o tempo de reação entre solo e cal;
- Determinar o teor de cal necessário para a melhoria dos solos em estudo;
- Verificar a ação da cal no controle da expansão e na alteração das propriedades mecânicas dos solos estudados;
- Realizar um estudo mecanicista para o dimensionamento de pavimento rodoviário com a utilização do material estabilizado obtido e estudar a viabilidade econômica do mesmo.
- Comparar a estrutura obtida ao final do trabalho com a estrutura inicialmente proposta.

1.4 ESTRUTURA DO TRABALHO

Além deste capítulo inicial, a dissertação está organizada da seguinte maneira:

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica pertinente ao assunto do trabalho focalizando especialmente os solos tropicais, a estabilização de solos com cal, os métodos de dosagem solo-cal e os métodos de dimensionamento de pavimento.

O terceiro capítulo trata da metodologia utilizada na pesquisa. Buscou-se organizar e apresentar os ensaios utilizados para analisar as amostras de solo natural, solo melhorado com cal e a própria cal. Ao final deste capítulo é apresentado um fluxograma de ensaios que permite a visualização geral da metodologia.

No capítulo 4 são contemplados os materiais – amostras de solo e cal – que foram utilizados na pesquisa laboratorial. Foi realizado o estudo do local de retirada das amostras, englobando

a geologia e a pedologia da região, bem como as características físico-químicas das amostras de solo natural e da cal.

O capítulo 5 apresenta e analisa os resultados dos ensaios nas amostras solo modificado com cal.

No capítulo 6 é apresentado o dimensionamento da estrutura do trecho em estudo com a utilização dos materiais melhorados com cal, além da análise técnico-econômica da estrutura proposta.

O sétimo capítulo traz as conclusões obtidas ao final do trabalho e as sugestões para trabalhos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Neste capítulo estão apresentados os fundamentos teóricos que são a base para esta pesquisa. Foram selecionados temas pertinentes ao estudo como: os solos tropicais, argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, classificação dos solos e ênfase no tema estabilização de solos com cal. Por fim é apresentado o dimensionamento de pavimentos contemplando a análise mecanicista.

2.1 SOLOS

Segundo Carvalho (1981) apud Guimarães (2002), a mais perfeita definição de solo é dada como sendo um corpo natural, tridimensional, formado de horizontes (camadas aproximadamente paralelas à superfície) e constituído de elementos minerais e/ou orgânicos (capaz de suportar vida vegetal). Possui assim, três fases: sólida (minerais e orgânicos), líquida (água que preenche os espaços entre as partículas) e gasosa (que ocupa os espaços não preenchidos por água).

As partículas maiores, dentre os pedregulhos, são constituídas freqüentemente de agregações de minerais distintos. O quartzo é bastante resistente à degradação e forma grãos de siltes e areias. Outros minerais podem ser encontrados nestas partículas como o feldspato, gibsitita, calcita e mica.

Para Mitchell (1976), na maioria dos solos, os minerais mais abundantes são o quartzo, os feldspatos e algumas vezes mica. Os piroxênios e os anfibólios são raramente encontrados em uma significativa proporção. Minerais carbônicos, principalmente calcitas e dolomitas, são também encontrados em alguns solos. Óxidos de ferro e alumínio são abundantes em solos residuais das regiões tropicais.

Os feldspatos são os minerais mais atacados pela natureza, dando origem aos argilominerais que constituem a fração mais fina dos solos, geralmente com dimensão inferior a 2mm (Pinto, 2002).

Os solos argilosos ricos em argilominerais são os mais indicados para uso em misturas solo-cal.

2.2 SOLOS TROPICAIS

A definição de solo tropical é apresentada por Nogami e Villibor (1995) como sendo aquele que apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas (*Committee on Tropical Soils of ISSMFE, 1985 apud* Nogami e Villibor, 1995).

Os solos tropicais caracterizam-se pelas seguintes ocorrências (Nogami e Villibor, 1995):

- Grande espessura do horizonte superficial;
- Grande espessura do horizonte saprolítico, que freqüentemente atinge várias dezenas de metros;
- Presença freqüente de solos transportados cenozóicos mais antigos que a época pleistocênica Holoceno (portanto ao período terciário), de origem fluvial ou flúvio-lacustre, ocupando posição topográfica bastante diferente daquela prevalecente na ocasião de sua deposição.

Dentre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos.

Os solos lateríticos são solos bem intemperizados, característicos de áreas bem drenadas, que ocupam as camadas mais superficiais. Apresentam coloração em que predominam os matizes vermelho e amarelo, com uma macroestrutura aparentemente homogênea e isotrópica. Sua constituição mineralógica é caracterizada pela presença de quartzo e de outros minerais resistentes mecânica e quimicamente (magnetita, ilmenita, turmalina, zircão) na fração areia. (Nogami e Villibor, 1983 *apud* Lovato, 2004). Na fração argila, o argilo-mineral geralmente encontrado é a caolinita membro da família dos argilominerais menos ativos coloidalmente. Essa atividade é ainda reduzida quando se associa aos óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Nogami e Villibor, 1995).

É importante considerar em muitos solos lateríticos a eventual contribuição das substâncias orgânicas, que ocorrem sob a forma de húmus, na sua fração argila. O húmus pode ter uma atividade coloidal acentuada, porém a sua presença nesse tipo de solo raramente imprime características mecânicas e hidráulicas especiais, pelo fato de ocorrer em pequena porcentagem, fato que torna difícil a sua identificação. Porém, pode influir na sua

estabilização por adição de substâncias químicas como cal e cimento Portland (Nogami e Villibor, 1995).

Os solos de comportamento saprolítico são originados pela decomposição e/ou desagregação de uma rocha consolidada e, em condições naturais, constituem camadas subjacentes às camadas de solos de comportamento laterítico. Sua macroestrutura se caracteriza pela heterogeneidade e anisotropia, geralmente com cores variadas, manchas e mosqueamentos herdados da rocha matriz ou desenvolvidos pelo intemperismo (Nogami e Villibor, 1983 *apud* Lovato, 2004).

Os solos de comportamento saprolítico apresentam uma constituição mineralógica muito variada. Dentre os vários minerais que constituem a sua fração areia e pedregulho vale destaque: os feldspatos, micas, fragmentos de rocha. O quartzo não é muito freqüente nesta fração. Na fração silte, pode-se destacar: o quartzo, a caolinita e micas. Na fração argila os minerais mais encontrados são a smectita e a illita e praticamente não ocorrem substâncias orgânicas sob a forma de húmus (Nogami e Villibor, 1995).

2.3 ARGILOMINERAIS

Os argilominerais são silicatos de alumínio hidratados, podendo conter pequena quantidade de elementos alcalinos (K, Na, Li) e alcalinos-terrosos (Ca, e Mg, principalmente). Além disso, o alumínio de sua estrutura cristalina pode ser total ou parcialmente substituído por Fe^{+++} , Fe^{++} ou Mg^{++} . A maioria dos argilominerais possui arranjo atômico lamelar, tabular ou alongado (Nogami e Villibor, 1995).

Os minerais do grupo das argilas se classificam em Amorfos (Grupo das Alofanas - Alofanita) e Cristalinos.

Na constituição de sua rede cristalina entram dois grupos principais de agrupamentos de átomos:

- Tetraedros de sílica;
- Octaedros de alumina (agrupamento dioctaédrico) ou de magnésia (agrupamento trioctaédrico).

Os argilominerais são classificados de acordo com sua estrutura atômica (Nogami e Villibor, 1995):

- Tem-se para estrutura atômica do Tipo 1:1, a repetição sucessiva de pacotes constituídos de uma camada de tetraedros de sílica e de uma camada de octaedros de alumina, sendo que esses pacotes estão ligados por força atômica de tipo hidrogênio que é um tipo de ligação considerada forte.
- A estrutura atômica do Tipo 2:1 é uma repetição sucessiva de pacotes constituídos de duas camadas de tetraedros de sílica e uma de octaedros de alumina (ou de magnésia). Esses pacotes são ligados por cátions trocáveis (caso das illitas) ou, apenas por forças de Van der Waals, de pequena intensidade.
- A estrutura atômica de duas camadas de Tipo 2:2 (clorita), mistas de Tipos 2:2 e 2:1 e tipos gradacionais.
- Estrutura atômica em camadas alongadas (atapulgita, Sepiolita e Paligorskita).

Mitchell (1976) propõe um resumo das características dos argilominerais conforme a Tabela 2.1 da qual foram extraídas algumas informações a respeito daqueles como a expansibilidade.

Tabela 2.1 – Resumo das Características dos Argilominerais (Fonte: Mitchell, 1976)

| Tipo | Sub-Grupo | Mineral | Ligação entre camadas da estrutura atômica | Expansibilidade |
|---------------|----------------|-------------------------|--|-----------------|
| 1:1 | Caulinita | Caulinita | Forças de Hidrogênio | Não expansivo |
| | | Diquita | | |
| | | Nacrita | | |
| | | Haloisita (desidratada) | | |
| | | Haloisita (hidratada) | | |
| 2:1 | Montmorilonita | Montmorilonita | Forças de Van der Waals | Expansivo |
| | | Beidelita | | |
| | | Nontronita | | |
| | Saponita | Hectorita | Forças de Van der Waals | Expansivo |
| | | Saponita | | |
| | | Sauconita | | |
| | Ilita | Illitas | Íons K, forte | Não expansivo |
| Vermiculita | Vermiculita | Fraca | Expansivo | |
| 2:1:1 | Clorita | Clorita | - | - |
| Grupo Fibroso | Sepiolita | | Fraca (Oxigênio) | |
| | Atapulgita | | | |

A composição química e a fórmula estrutural dos argilominerais é a seguinte (Bigarella, Becker e Passos, 1996):

- Montmorillonita – $(\text{OH})_4\text{Si}_8\text{Al}_4\text{O}_{20} \cdot n\text{H}_2\text{O}$;

- Caolinita – $\text{Al}_4(\text{Si}_4\text{O}_{10})(\text{OH})_8$
- Halloysita – $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4 \cdot \text{H}_2\text{O}$
- Illita – $(\text{OH})_4\text{K}_2(\text{Si}_6\text{Al}_2)\text{Al}_4\text{O}_{20}$
- Vermiculita – $(\text{OH})_2(\text{Mg},\text{Fe})_3(\text{Si}_{4-x}\text{Al}_x)\text{O}_{10}$
- Alofanita – $x\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot y\text{SiO}_2 \cdot z\text{H}_2\text{O}$
- Atapulgita – $(\text{OH}_2)_4(\text{OH})_2\text{Mg}_5\text{Si}_8\text{O}_{20} \cdot 4\text{H}_2\text{O}$
- Sepiolita – $(\text{OH}_2)_4(\text{OH})_6\text{Mg}_9\text{Si}_{12}\text{O}_{30} \cdot 6\text{H}_2\text{O}$
– $(\text{OH}_2)_4(\text{OH})_4\text{Mg}_8\text{Si}_{12}\text{O}_{30} \cdot 8\text{H}_2\text{O}$
- Nontrinita – $(\text{OH})_2(\text{Fe}^{3+}_{1,61},\text{Al}_{0,39})(\text{Si}_{3,67}\text{Al}_{0,33}\text{K}_{0,33})\text{O}_{10}$
- Clorita – $(\text{OH})_2(\text{Mg}_{3-y},\text{Al}_y)(\text{Si}_{4-x}\text{Al}_x)\text{O}_{10}$

Segundo Nogami e Villibor (1995), os argilominerais se caracterizam por possuir uma série de peculiaridades, das quais se destacam:

- Enorme superfície específica – decorrente das suas dimensões diminutas e de sua forma lamelar e/ou alongada;
- Cargas elétricas predominantemente negativas - que lhe proporcionam capacidade de troca catiônica quando em suspensão aquosa e também condicionam o grau de acidez ou pH do solo;
- Tornam-se plásticos quando apropriadamente umedecidos – nessa condição, se submetidos à secagem, adquirem considerável resistência;
- Apresentam grandes variações volumétricas – tanto por perda de umidade por secagem ou por aplicação de pressão, quando saturados (adensamento), como por aumento de umidade (expansão);
- Quando em suspensão aquosa, exibem o fenômeno de floculação (agregação dos grãos) e dispersão.

A maioria das propriedades supracitadas são consideradas prejudiciais às obras civis e a presença de solos que contêm elevada percentagem de minerais do grupo da montmorillonita é freqüentemente temida.

2.4 ÓXIDOS E HIDRÓXIDOS DE FERRO E ALUMÍNIO

Segundo Mitchell (1976), esses materiais devem ser estudados cuidadosamente quando encontrados com maior frequência em um tipo de solo. Os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio podem ocorrer como gel ou precipitados e revestidos com partículas minerais, ou podem cimentar junto às partículas. Ainda podem ocorrer como unidades cristalinas diferenciadas, por exemplo, gibsitita, boehmita, hematita e magnetita. Limonita e Bauxita são encontradas algumas vezes e representam misturas amorfas de hidróxidos de ferro e alumínio, respectivamente.

Nos solos tropicais os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio ocorrem com maior frequência. Para Bigarella et al (1996), eles ocorrem em grande número de produtos do intemperismo, nos solos e nas rochas ricas em argilas.

Os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio mais frequentes na fração argila dos solos tropicais são os seguintes (Nogami e Villibor, 1995):

a) Hidróxidos e óxidos hidratados de ferro – $\text{Fe}_2\text{O}_3\text{nH}_2\text{O}$

- Goethita e Lepidocrocita (n=1) – FeO.OH
- Limonita (n=1,5), na realidade uma mistura de vários óxidos de ferro com alguma água adsorvida
- Ferrihidrita (n=9/5 a 3)

b) Hidróxidos de alumínio – $\text{Al}_2\text{O}_3\text{nH}_2\text{O}$

- Diásporo e Bohemita (n=1) – AlO.OH
- Gibsitita (n=3) – Al(OH)_3
- Bauxita (n=?)

c) Hidróxidos de ferro e de alumínio amorfos que ocorrem sob a forma de gel

d) Óxidos anidros de ferro, sobretudo Hematita e Magnetita.

Para Nogami e Villibor (1995), estes constituintes, apesar de possuírem elevada superfície específica e diminutas dimensões, não são plásticos ou muito pouco plásticos, não são expansivos, possuem uma capacidade de troca catiônica desprezível, nas condições de pH predominantes nos solos, possuem excesso de cargas positivas (e não negativas, como no caso dos argilominerais). Os óxidos de ferro e de alumínio hidratados, além disso, possuem

propriedades cimentantes, desempenhando papel importante na formação de agregados (torrões e grumos) e concreções lateríticas dos solos lateríticos.

2.5 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Existem diversas formas de classificação de solos que levam em conta a sua origem, a sua evolução, a presença ou não de matéria orgânica, sua estrutura, o preenchimento de seus vazios. Os sistemas de classificação que se baseiam nas características dos grãos que constituem os solos têm como objetivo a definição de grupos que apresentem comportamento semelhante sob os aspectos de interesse da engenharia civil (Pinto, 2002).

Os sistemas usuais empregados no Brasil, normalmente empregam os índices de Atterberg e a granulometria para classificar o solo. São a Classificação Unificada (USCS - *Unified Soil Classification System*) e o Sistema Rodoviário de Classificação (HRB - *Highway Research Board*).

2.5.1 Classificação Unificada (USCS)

Derivada do sistema de classificação elaborado por A. Casagrande em 1948, inicialmente denominado Sistema de Classificação de Aeroportos adaptado pelo *Bureau of Reclamation* e *U.S. Corps of Engineers* em 1953 e normatizado pela ASTM D2487 em 1983 (FURG, 2006).

A Figura 2.1 traz a Carta de Plasticidade para classificação USCS.

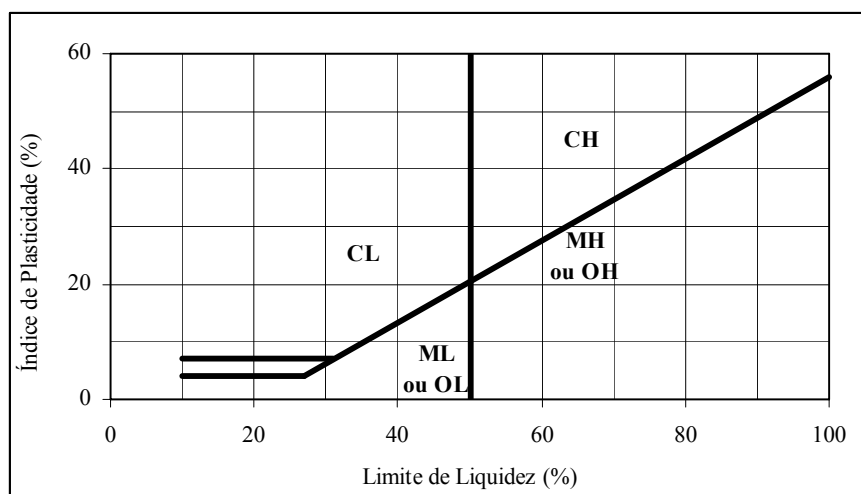


Figura 2.1 – Carta de Plasticidade

Os solos são classificados em três grandes grupos: solos grossos, solos finos e turfas. No primeiro grupo, encontram-se os solos pedregulhosos designados pelas letras GW, GC, GP, GM e GW-GM e os solos arenosos subdividem-se em SW, SC, SP e SM. No segundo grupo encontram-se os solos finos: siltes, argilas e solos orgânicos, quando de baixa compressibilidade ($LL < 50$) são designados pelas siglas CL, ML e OL. Quando com alta compressibilidade ($LL > 50$), são designados pelas siglas CH, MH e OH. As turfas estão no terceiro grupo e são designadas pela sigla Pt.

2.5.2 Sistema Rodoviário de Classificação (HRB)

Empregado na engenharia rodoviária em todo o mundo, proposto pelo *Bureau of Public Roads* e revisto pelo HRB em 1945. Normatizado pela AASHTO M145 em 1973. Classifica os solos em 8 grupos (FURG, 2006):

- Solos granulares (% passante #200 < 35%): A-1, A-2 e A-3
- Solos finos (% passante #200 > 35%): A-4, A-5, A-6 e A-7
- Solos altamente orgânicos: podem ser classificados como A-8

Os solos granulares do tipo A-1 e A-2 são sub-divididos em A-1-a, A-1-b, A-2-4, A-2-5, A-2-6 e A-2-7. Os solos finos do tipo A-7 são sub-divididos em A-7-5 e A-7-6. A Figura 2.2 apresenta a carta de classificação para esta metodologia HRB.

| Classificação Geral | Materiais Granulares (35% ou menos passando na #200) | | | | | | Materiais Siltosos ou Argilosos (mais de 35% passando na #200) | | | | |
|-----------------------------------|---|---------|------------|-----------------------------------|---------|---------|---|----------------|---------|-----------------|----------------|
| | A-1 | | A-3 | A-2 | | | A-4 | A-5 | A-6 | A-7* | |
| Grupo | A-1-a | A-1-b | | A-2-4 | A-2-5 | A-2-6 | A-2-7 | | | | A-7-5 A-7-6 |
| % que passa | | | | | | | | | | | |
| # 10 | 50 máx. | | | | | | | | | | |
| # 40 | 30 máx. | 50 máx. | 51 mín. | | | | | | | | |
| # 200 | 15 máx. | 25 máx. | 10 máx. | 35 máx. | 35 máx. | 35 máx. | 35 máx. | 36 mín. | 36 mín. | 36 mín. | 36 mín. |
| Limite de Liquidez (%) | | | | 40 máx. | 41 mín. | 40 máx. | 41 mín. | 40 máx. | 41 mín. | 40 máx. | 41 mín. |
| Índice Plasticidade (%) | 6 máx. | | NP | 10 máx. | 10 máx. | 11 mín. | 11 mín. | 10 máx. | 10 máx. | 11 mín. | 11 mín. |
| Índice de Grupo | 0 | | 0 | 0 | | 4 máx. | | 8 máx. | 12 máx. | 16 máx. | 20 máx. |
| Materiais que predominam | Pedra britada, pedregulho e areia | | Areia fina | Areia e areia siltosa ou argilosa | | | | Solos siltosos | | Solos argilosos | |
| Comportamento geral como subleito | Excelente a bom | | | | | | Fraco a pobre | | | | |

*solos do grupo A-7: se $IP \leq LL - 30$ será A-7-5; se $IP > LL - 30$ será A-7-6

Figura 2.2 – Carta de Classificação HRB

2.5.3 Classificação dos Solos pela sua Origem

Neste tipo de classificação os solos são divididos em dois grandes grupos: solos residuais e solos transportados (Pinto, 2002).

Solos residuais são aqueles formados pela decomposição das rochas e não foram submetidos a nenhum tipo de transporte. Eles se apresentam em horizontes com grau de intemperização decrescente: solo residual maduro, saprolito ou solo saprolítico e rocha alterada.

Solos transportados são os que foram levados ao seu atual local por algum agente de transporte e têm características em função do agente transportador. Solos formados por ação da gravidade dão origem aos solos coluvionares. Solos resultantes do carregamento pela água são os aluviões ou solos aluvionares. O transporte pelo vento dá origem aos depósitos eólicos. O transporte por geleiras dá origem aos solos glaciários os quais são mais comuns na Europa e nos Estados Unidos.

2.5.4 Classificação quanto à Pedologia

Em pedologia, a classificação do solo se dá em função do perfil no qual se encontra. Este perfil é constituído por uma seqüência de horizontes ou camadas bem definidas por suas características morfológicas, físicas, químicas, mineralógicas e biológicas.

Os horizontes são distinguidos pelas letras: O, H, A, E, B, C, F e R. Suas características são resumidamente descritas nos parágrafos a seguir (Oliveira e Brito, 1998):

Horizonte O: camada orgânica superficial constituído por detritos vegetais e substâncias húmicas acumuladas na superfície, em ambientes onde não há impedimento à drenagem. Ocorre, em geral, em áreas de florestas, distinguindo-se do horizonte mineral subjacente, pela coloração mais escura, e pelo conteúdo em matéria orgânica.

Horizonte H: camada orgânica, resultante do acúmulo de resíduos e substâncias húmicas, em ambientes com água estagnada permanente ou por períodos prolongados. O horizonte H apresenta acúmulo não só de matéria orgânica, mas também de siltes, argilas e cátions básicos, provenientes das porções de montante da vertente, favorecendo a formação de minerais expansivos e acúmulo de ferro na forma reduzida.

Horizonte A: horizonte mineral superficial ou subjacente ao horizonte O ou H, com incorporação de matéria orgânica mineralizada. É o horizonte de maior atividade biológica, que pode apresentar coloração escurecida devido presença de matéria orgânica.

Horizonte E: horizonte mineral, situado geralmente abaixo do horizonte A, do qual se diferencia pela coloração mais clara, resultante da remoção de argilominerais, compostos de ferro, alumínio ou matéria orgânica, com conseqüente concentração de minerais resistentes, como quartzo, em geral na fração areia e silte.

Horizonte B: horizonte mineral subsuperficial situado sob o horizonte A ou E. Resulta de transformações relativamente acentuadas do material originário e/ou ganho de constituintes minerais e/ou orgânicos migrados de outros horizontes.

Horizonte C: camada mineral pouco afetada pelos processos pedogenéticos, formado a partir da decomposição de rochas ígneas, metamórficas ou sedimentares ou ainda, de sedimentos de natureza mineralógica e textural diversas. Em pedologia, constitui o que se denomina material de origem dos solos, ou substrato pedogenético.

Horizonte F: camada de material mineral consolidado, ocorrendo sob os horizontes A, E ou B. É rico em compostos de ferro e alumínio e pobre em compostos orgânicos.

Horizonte R: camada de material consolidado, correspondente ao substrato rochoso, constituído por rocha alterada ou sã.

Além dos símbolos utilizados para designar os horizontes ou camadas principais do perfil, empregam-se sufixos de símbolos adicionais para notação de diferentes modalidades dos horizontes principais, ou de diferenciações importantes dessas seções. Tais discriminações são representadas por letras minúsculas pospostas às maiúsculas designadas de horizontes principais (Oliveira et al, 1992). De acordo com esta notação, por exemplo, a letra minúscula “c”, que traduz concreção ou nódulo endurecido não-concrecionário, pode ser aplicada em qualquer horizonte (A, E, B ou C). Ex: horizonte Ec. Outras letras seguem da mesma maneira, cada uma traduzindo uma característica a mais da camada ou horizonte: d, f, g, h, i, j, k, etc.

Além das letras, empregam-se também, algarismos arábicos antepostos às letras maiúsculas designativas de horizontes. Servem para indicar descontinuidades de material originário a que são referidos horizontes ou camadas integrantes do perfil de solo. O emprego de algarismos indica meras repartições de um mesmo horizonte, segundo divisões assinaladas por numeração crescente em profundidade.

2.5.5 Classificação MCT (Miniatura, Compactada, Tropical)

Os sistemas para classificação de solos mais empregados no Brasil são o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (U.S.C.S. – *Unified Soil Classification System*) e a classificação para finalidades rodoviárias H.B.R - AASHTO. (*Hightway Research Board*).

Estes sistemas foram desenvolvidos em regiões de clima frio e temperado e são baseados nas propriedades físicas dos Limites de Atterberg (LL – Limite de Liquidez e IP - Índice de Plasticidade) e na granulometria, ou seja, nas Propriedades Índices.

Para Fortes et al (2002), as classificações tradicionais quando aplicadas a solos de países de clima tropical apresentam sérias discrepâncias quanto ao comportamento geotécnico esperado do solo, como por exemplo, dois solos geneticamente diferentes, um laterítico e outro saprolítico, podem apresentar a mesma classificação e comportamento geotécnico completamente diferentes.

Para Nogami et al.(1995), a identificação geotécnica apresenta sérias dificuldades nas regiões tropicais em virtude desses procedimentos não levarem em devida conta as peculiaridades dos solos tropicais.

A Metodologia MCT (Miniatura, Compactada, Tropical) foi desenvolvida por Nogami e Villibor a partir da década de 70, diante das dificuldades do uso das classificações tradicionais quando são empregadas em solos de climas tropicais e subtropicais. Para esta metodologia utilizam-se os seguintes ensaios: compactação pelo procedimento Mini-MCV, ensaio de perda de massa por imersão e algumas determinações complementares utilizando o ensaio de Mini-ISC.

O método expedito de classificação com uso de pastilhas foi inicialmente usado e estudado por Nogami e Cozzolino em 1985 com base naquela metodologia. Este vem sendo estudado por outros pesquisadores, como Nogami e Villibor em 1994 e 1996 (Fortes et al, 2002), Godoy e Bernucci (2000), entre outros. Nogami e Villibor (2003) apresentaram modificações na tabela para classificações através das pastilhas.

A Metodologia MCT classifica os solos em duas grandes classes: os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico, no total são sete grupos de solos com características distintas quanto ao seu comportamento geotécnico. Os solos de comportamento laterítico são subdivididos em argilosos (LG'), arenosos (LA') e areias (LA). E os de

comportamento não laterítico são subdivididos em argilosos (NG'), siltosos (NS'), arenosos (NA') e areias (NA).

As principais características de cada grupo foram citadas por Nogami e Villibor (1995) e são transcritas abaixo de forma sintetizada:

Areias Lateríticas (LA): os solos deste grupo, mesmo quando devidamente compactados, podem ser relativamente permeáveis, pouco coesivos e pouco contráteis quando secos, características estas pouco desejáveis para base de pavimentos econômicos nas regiões tropicais, apesar de possuírem elevada capacidade de suporte e módulos de resiliência relativamente elevados.

Solos Arenosos Lateríticos (LA'): quando devidamente compactados, os solos deste grupo 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. Estas propriedades podem possibilitar o uso em bases e sub-bases de pavimentos.

Solos Argilosos Lateríticos (LG'): quando compactados apropriadamente, estes solos apresentam maior resistência à erosão hidráulica, do que os solos do grupo LA'. Quando apresentam agregados bem desenvolvidos, são altamente permeáveis, apesar de serem granulometricamente argilas e, devido a isto, geram taludes de corte não sujeitos à erosão pluvial.

Areias Não Lateríticas (NA): os solos deste grupo são areias, siltes e misturas de areia e siltes nos quais os grãos são constituídos essencialmente de quartzo e/ou mica. As areias e siltes quartzosos são expansivos ou muito pouco expansivos, enquanto que as variedades micáceas podem ser altamente expansivas. Quando compactados, possuem capacidade de suporte de pequena a média e, geralmente, são muito erodíveis.

Solos Arenosos Não Lateríticos (NA'): Granulometricamente os solos deste grupo são misturas de areias quartzosas com finos passando na peneira de 0,075mm. Quando a areia for bem graduada e a percentagem de finos obedecer às condições estipuladas, os solos deste grupo podem apresentar propriedades adequadas para serem usados como base de pavimentos. Contudo, se a areia for mal graduada e os finos não obedecerem às condições acima, eles podem ser totalmente impróprios para bases de pavimentos.

Solos Siltosos Não Lateríticos (NS’): os solos deste grupo caracterizam-se por terem capacidade de suporte baixa, baixo módulo de resiliência, elevada erodibilidade, elevada expansibilidade, elevado coeficiente de absorção e permeabilidade média.

Solos Argilosos Não Lateríticos (NG’): quando compactados, os solos deste grupo apresentam características das argilas tradicionais muito plásticas e expansivas. O emprego dos solos deste grupo se prende às restrições conseqüentes da sua elevada expansibilidade, plasticidade, compressibilidade e contração, quando submetidos à secagem.

2.6 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

As principais alterações das propriedades de um solo após estabilização são do tipo química, térmica e mecânica. Contudo, devido à grande variabilidade dos solos nenhum método será bem sucedido em mais do que alguns tipos de solos. De fato, visto que as características de um solo se alteram em intervalos de alguns metros, a escolha de um método de estabilização é normalmente condicionada pelo número e tipo de solos sobre os quais este provou ter uma ação efetiva. Deve também ser verificado que a estabilização não é necessariamente um processo infalível através do qual toda e qualquer propriedade do solo é alterada para melhor. Uma aplicação correta de qualquer método exige assim a identificação clara de quais propriedades do solo se pretende melhorar. As principais propriedades de um solo com que o engenheiro rodoviário se preocupa são: o controle da expansibilidade, a resistência, a durabilidade dessa resistência e a permeabilidade (Ingles e Metcalf, 1972).

As alternativas de estabilização disponíveis para o controle da variação volumétrica em solos expansivos podem ser sintetizadas em transformar o solo em uma massa rígida, cujas partículas, por estarem cimentadas, resistem às pressões de expansão das argilas ou mesmo, restringir o movimento da água dentro do solo, através da obstrução dos poros. Para a primeira alternativa, Ingles e Metcalf (1972) sugerem os tratamentos térmicos e químicos com a citação da cal, que transforma a argila em silte ou até mesmo em areia.

Outros solos se mostram com baixa resistência ou acentuada deformabilidade que ocasionam diversos problemas em muitos tipos de construção. A compactação e a correção granulométrica são as formas mais comuns de estabilização, mas outros processos também podem contribuir para o aumento da resistência ou a redução da deformabilidade. Ingles e Metcalf (1972) destacam novamente a estabilização físico-química com emprego de cimento

ou cal a qual tem se mostrado especialmente eficiente no enrijecimento imediato de solos argilosos muito úmidos.

Os problemas de permeabilidade do solo podem ser, geralmente corrigidos, através da drenagem, compactação e estabilização físico-química e em alguns casos em que é necessário o aumento da permeabilidade, a mistura do solo com floculantes (como a cal) ou areia é a única alternativa.

O controle do fenômeno de susceptibilidade à água de solos com elevada porcentagem de silte (60%) pode ser solucionado através da estabilização do solo. No entanto, estudos realizados por Barbu e McManis (2005) revelam que elevada porcentagem de silte e baixo teor de argila (entre 10 e 18%) impede o adequado desenvolvimento das reações pozolânicas com a adição de cal. Para os casos estudados com solos com alto teor de silte, o Cimento Portland foi o aditivo mais eficaz. A susceptibilidade à umidade é um importante fator que afeta as propriedades mecânicas dos materiais dos pavimentos.

Na Tabela 2.2, são apresentados alguns métodos mais comuns de estabilização dos principais grupos de solos, com as razões para a preferência de determinado método.

Tabela 2.2 – Resposta dos Principais Componentes de Solos à Estabilização (Fonte:Ingles e Metcalf, 1972)

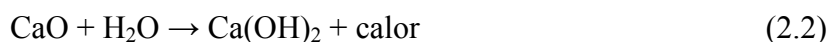
| Principal Componente do Solo | Estabilizantes Recomendados | Motivos |
|------------------------------|-----------------------------|---|
| Matéria Orgânica | Mecânica | Outros métodos ineficientes |
| Areias | Argila | Maior estabilidade mecânica |
| | Cimento | Maior densidade e coesão |
| | Betume | Maior coesão |
| Siltes | Desconhecido | - |
| Alofanos | Cal * | Reações pozolânicas e densificação |
| Caulinitas | Areia | Maior estabilidade mecânica |
| | Cimento | Ganho rápido de resistência |
| | Cal | Ganho rápido de trabalhabilidade e resistência a longo prazo |
| Illitas | Cimento | Ganho rápido de resistência |
| | Cal | Ganho rápido de trabalhabilidade e resistência a longo prazo |
| Motmorillonitas | Cal | Ganho de trabalhabilidade e resistência inicial |
| Cloritas | Cimento | Motivação apenas teóricas (carência de relatos de experiências) |

Cada aditivo interage com o solo de uma forma particular, seja através de cimentação, modificação da mineralogia, troca de íons, precipitação, polimerização, etc. O conhecimento do princípio de atuação da substância adicionada, bem como das características do material a ser tratado, são fundamentais para o sucesso da estabilização (Nóbrega et al, 2006).

2.7 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS COM CAL

Guimarães (2002) define a cal como sendo um aglomerante aéreo obtido a partir da calcinação de rochas carbonatadas, constituídas predominantemente por carbonato de cálcio e/ou carbonato de cálcio e magnésio. Segundo o autor, a cal virgem ou cal aérea ou cal viva é resultado da calcinação dos carbonatos de cálcio e de cálcio-magnésio que são, respectivamente, o óxido de cálcio (CaO) e o cálcio-magnésio (CaO - MgO). A cal hidratada é obtida pela hidratação da cal viva e encontra-se na forma de pó seco ou com aspectos de creme, lama, leite ou solução saturada dependendo da quantidade de água na reação.

As reações de formação da cal viva e da cal hidratada são respectivamente as Equações 2.1 e 2.2. Estas reações dão origem à cal cálcica.



A partir da calcinação do calcário dolomítico obtém-se a cal dolomítica, que é uma mistura de óxido de cálcio e óxido de magnésio (CaO + MgO).

Diante dessas possibilidades, podem ser encontradas: a cal cálcica virgem (CaO), a cal dolomítica virgem (CaO . MgO), a cal cálcica hidratada (Ca(OH)₂), a cal dolomítica mono-hidratada (Ca(OH)₂ . MgO) e a cal dolomítica bi-hidratada (Ca(OH)₂ . Mg(OH)₂).

A Tabela 2.3 mostra as cales do mercado brasileiro e as suas propriedades regidas pelos seu valores médios segundo ABPC (Associação Brasileira dos Produtores de Cal) (Guimarães, 2002).

Tabela 2.3 – Valores Médios da Composição das Cales Brasileiras (Fonte:Guimarães, 2002)

| Tipo de Cal | CaO (%) | MgO (%) | Insolúvel no HCl (%) | Fe ₂ O ₃ + Al ₂ O ₃ (%) | Perda ao Fogo (%) | CO ₂ (%) | SO ₃ (%) | CaO + MgO Base de Não-Volátil (%) | MgO Não Hidratado (%) |
|--|---------|-----------|----------------------|---|-------------------|---------------------|---------------------|-----------------------------------|-----------------------|
| Cal Virgem Cálcica | 90 a 98 | 0,1 a 0,8 | 0,5 a 3,5 | 0,2 a 1,0 | 0,5 a 5,0 | 0,2 a 3,8 | 0,1 a 0,6 | 96,0 a 98,5 | - |
| Cal Hidratada Cálcica | 70 a 74 | 0,1 a 1,4 | 0,5 a 2,5 | 0,2 a 0,8 | 23 a 27 | 1,5 a 3,5 | 0,1 a 0,0 | | 0,5 a 1,8 |
| Cal Hidratada Dolomítica ou Magnesiana | 39 a 61 | 15 a 30 | 0,5 a 18,2 | 0,2 a 1,5 | 19 a 27 | 3,0 a 6,0 | 0,02 a 0,20 | 76 a 99 | 5 a 25 |
| Cal Virgem Dolomítica ou Magnesiana | 51 a 61 | 30 a 37 | 0,5 a 4,5 | 0,2 a 1,0 | 0,5 a 4,5 | 0,5 a 4,8 | 0,05 a 0,10 | | - |

A cal adicionada a certos tipos de solos produz algumas reações as quais são responsáveis por melhorias adversas em suas características as quais permitem a sua utilização em subleitos (quando há correção da expansão elevada), sub-bases ou mesmo, bases de pavimentos rodoviários.

Este método de estabilização de solos finos é uma alternativa de custo relativamente baixo, quando comparado às soluções tradicionais.

Os pavimentos de baixo custo podem ser definidos como aqueles que utilizam ao máximo os materiais locais, visando um custo mínimo, segundo especificações consagradas pela experiência regional em detrimento de especificações ortodoxas (Santa e Gontijo, 1987 *apud* Rezende, 1999).

A sua utilização em rodovias iniciou na década de 20 nos Estados Unidos, nos Estados de Missouri e Iowa. Segundo Guimarães (1971), de 1955 a 1970 houve um crescimento de 100 vezes na área de pavimentos construídos utilizando solo-cal como parte dos materiais. Somente no território norte-americano sua utilização chegou a 85 milhões de metros quadrados.

Ingles e Metcalf (1972) afirmam que a estabilização com cal se desenvolveu nos estados do sul dos EUA nos anos 30. Por volta dos anos 50 o uso do tratamento com cal para argilas pesadas era difundido no Texas, e remanesce o caso ainda hoje.

Na Nova Zelândia, os consultores de Bartley têm documentado recentemente o desempenho da cal existente nos subleitos estabilizados e em três rodovias examinadas, os pavimentos tiveram uma vida restante maior do que prevista (Transfund, 1998 *apud* Vorobief e Murphy, 2003).

Em se tratando de pistas experimentais com a utilização de solo-cal no Brasil, são apresentados os relatos de Guimarães (1971):

- Aeroprotro de Congonhas (São Paulo) – na área de hangares da Varig (10000m²) foi construída uma base de solo-cal-agregado, com 6% de cal hidratada, e um solo classificado como A-7-5, IP igual a 12. O material apresentou resistência à compressão simples de 1,5 MPa aos 28 dias;
- Rodovia Curitiba/ Porto Alegre – próximo ao km 10, no Estado do Paraná, com 1000 metros de extensão. Foi utilizado um solo siltoso, com 3% e 7% de cal;

- Rodovia Brasília/ Fortaleza – nas proximidades de Sobradinho/DF foram executados dois trechos de 150m cada, base com 1% e 3% de cal, e sub-base em solo laterítico (LL = 41% e IP = 11%);
- Avenida Sernambetiba (Rio de Janeiro, Guanabara) – trecho de 18km com base de solo-cal. Utilizou-se um solo com 25% a 33% retido na #200 e os teores de 3% e 4% de cal;
- Rodovia Cruz-Alta/ Carazinho (BR-377/RS) – 2 trechos experimentais em solo argilo-arenoso e 4% de cal cálcica.

Verifica-se que, nestes exemplos, a utilização da cal se limita a teores baixos da mesma, fato observado por Nardi (1987) *apud* Ide e Peixoto (2006), o qual verificou numa pista experimental (com utilização de solo arenoso), que os teores de cal de 4 e 6% apresentaram as melhores condições funcionais e estruturais e que misturas de elevada rigidez apresentam trincas de retração que podem refletir no revestimento betuminoso.

Com o estudo de um solo de horizonte C saprolítico melhorado e estabilizado com cal, originário de arenito Botucatu, através de ensaios geomecânicos e químicos, Núñez (1991) observou e concluiu que apenas 3% de cal atingiu o ISC de 31% na energia de compactação Proctor Normal e de 56% na energia Proctor Intermediário, bem como a redução da expansão abaixo de 1,0% para o mesmo teor de cal. Ainda em seus trabalhos, o autor conclui pela análise de difração de raios-X da mistura solo + 9% cal curada a 90 dias, que houve a formação de um produto cimentante, e que provavelmente este produto seja o aluminato tetra-cálcico. Com relação à análise estrutural dos pavimentos com camadas cimentantes, pela teoria das camadas elásticas, o autor utilizou a ferramenta computacional ELSYM5 e percebeu que devido às melhorias da capacidade de suporte e no módulo de resiliência, bem como a redução na expansão do material, o mesmo pode ser utilizado em sub-bases se melhorado com 5% de cal ou em camadas de base se for estabilizado com 9% (na espessura de 30cm) do mesmo estabilizante para pavimentos com volume intenso de tráfego ($N=10^8$).

Ao estudar um solo saprolítico argiloso constituinte do horizonte C de Cambissolo da região de São Pedro de Alcântara – SC, Pomatti (2000) executou ensaios de laboratório para caracterizar a mistura solo-cal e realizou o dimensionamento de uma estrutura de pavimento contemplando o método da prefeitura Municipal de São Paulo e o procedimento contemplando os conceitos da Mecânica dos Pavimentos com o apoio do programa computacional ELSYM5. Ao final do trabalho obteve conclusões, dentre outras, a respeito do

aumento no valor do ISC de 5% para solo natural para 42% para solo + 7% cal após 4 dias de imersão. Com relação à expansão, a autora obteve valores quatro vezes menores para solo-cal quando o valor da expansão para o solo natural era de 2,81%. Com relação aos métodos de dimensionamento utilizados em sua pesquisa, sugere a utilização de um procedimento que leve em consideração as peculiaridades das misturas solo-cal bem como a realização de ensaios de resiliência para a determinação dos módulos reais dos materiais empregados no dimensionamento realizado.

Azevêdo e Ramalho (2000) realizaram estudos sobre três trechos de rodovias do estado de Minas Gerais onde se experimentou a solução de estabilização de solos com uso de cal. Nos trechos Guapé (em Ilícinea) e Serra do Aimorés (divisa dos estados de Minas Gerais com Bahia) foi adicionado 4% de cal aos solos locais, enquadrando-os nas especificações do DNER ($ISC > 60,0\%$ $LL \leq 25,0\%$ e $IP \leq 6,0\%$). A mistura em ambos trechos experimentais foi utilizada em camada de base.

Ainda nos estudos de Azevêdo e Ramalho (2000), no trecho experimental de Aeroporto de Passos, foi realizada a restauração da camada de base utilizando mistura de solo-cal (4% de cal). Observou-se que houve enquadramento aos limites impostos pelo DNER ($ISC > 80\%$ neste caso, pois $N > 5 \times 10^6$), houve redução nos Limites de Atterberg, na expansão e aumento no valor do ISC.

Brandão Filho et al (2001) estudaram os materiais utilizados em dois trechos experimentais executados em no ano de 2000 de uma rodovia estadual em Limoeiro do Norte. Estes trechos são constituídos de bases de solo-cal e possuem baixo volume de tráfego. Em seu trabalho foram feitas as análises de ensaios de limites de consistência e resistência a compressão simples para teores de cal de 3, 5 e 7% com tempos de cura de 7, 28 e 63 dias e variação das energias de compactação normal, intermediária e modificada. Constatou-se que os valores de resistência da mistura solo-cal cresceram mais com a influência da energia de compactação do que com o aumento do teor de cal. Para os ensaios de limites de consistência, constatou-se o esperado – com adição da cal o índice de plasticidade diminuiu melhorando a trabalhabilidade da mistura final.

O estudo realizado por Lovato (2004) verificou o comportamento mecânico do material solo-cal utilizado em um trecho experimental construído no final da década de 60 na BR 377/RS. Concluiu entre outros tópicos que, mesmo com a degradação intensa do revestimento asfáltico, os valores da resistência à tração por compressão diametral e de módulo de

resiliência de corpos-de-prova extraídos da pista e ensaiados em laboratório e a inspeção visual evidenciaram a integridade das camadas de solo-cal.

2.7.1 Reações Solo-Cal

Algumas das principais propriedades e características dos solos que influenciam as reações solo-cal são: pH do solo, teor de matéria orgânica, drenagem natural, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonos e/ou sulfato, ferro extraível, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos (Attoh-Okine, 1995 *apud* Lovato, 2004).

A utilização da cal como agente estabilizante é mais eficaz quando adicionada a materiais finos (siltes ou argilas) dos quais o IP (Índice de Plasticidade) varia entre 10 a 50%, de acordo com nota técnica do *Tensar Corporation* (1998).

A estabilização química com cal é caracterizada por duas fases: a fase inicial rápida (que dura de horas a dias) e a fase lenta (que pode levar meses ou anos).

Na fase rápida estão as reações da troca catiônica, floculação-aglomeração das partículas, compressão da dupla camada elétrica, adsorção de cal.

A fase lenta é caracterizada pelas reações pozolânicas que proporcionam aumento da resistência, ou seja, a formação de produtos cimentantes, e pela carbonatação, que, segundo Queiroz de Carvalho (1988) é uma reação prejudicial na mistura por ser um composto cimentante fraco e deletério para o resultado final em termos de ganho de resistência.

2.7.1.1 Troca iônica e Floculação

Para Guimarães (2002), a troca iônica é uma ação imediata que promove, após alguns minutos de contato, mudanças nas propriedades físicas do solo:

- a) A granulometria é alterada pela floculação ou agregação das partículas originais. Isto se traduz pelo deslocamento da curva granulométrica para o lado grosseiro;
- b) Nos Limites de Atterberg, as modificações são notórias no limite de Plasticidade (LP), que geralmente aumenta, e no Índice de Plasticidade (IP) que diminui;
- c) Quanto à expansão-contração pode ser observada menor variação volumétrica;

- d) A capacidade de suporte também tem considerável aumento. Este é o parâmetro pelo qual se deve definir o sucesso ou não da estabilização.

Segundo Fossberg & Greg (1963) *apud* Guimarães (2002), quando a cal é adicionada ao solo o fenômeno de troca de bases ocorre com os argilominerais. Essa reação leva à floculação das partículas argilosas, a qual causa o aumento no ângulo de atrito da massa do solo. Isto se manifesta pelo decréscimo no LL e no IP e, freqüentemente aumento da umidade ótima.

A redução do LL e do IP, com a adição de cal ou cimento, é provocada pela diminuição da espessura das camadas de água adsorvidas devido à troca de bases.

Segundo Moore et al (1987), *apud* Pomatti (2000), assumindo igual concentração, a ordem de adsorção preferencial de cátions comuns, associados aos solos, é dada pela seguinte série: $\text{Na}^+ < \text{K}^+ < \text{Ca}^{++} < \text{Mg}^{++} < \text{Al}^{3+}$, da direita para a esquerda, ou seja, cátions de menor valência são substituídos por cátions de maior valência. A adição de cal, em quantidades suficientes, cria uma concentração de Ca^{++} livre, que substituirá cátions adsorvidos na superfície coloidal, pois a cal é uma fonte de cálcio livre.

A floculação e aglomeração produzem uma aparente mudança da textura das partículas de argila, produzindo um solo mais grosseiro e friável.

2.7.1.2 Carbonatação

Esta reação é de ação imediata, mas de origem diferente das anteriores e se caracteriza por ter como resultante cimentante a combinação do óxido de cálcio do hidróxido com o anidrido carbônico presente nas minúsculas bolhas de ar existentes nos poros do solo e da cal hidratada, bem como na água presente, equação 2.3.



A reação tende a refazer o carbonato de cálcio, um novo corpo sólido que se entrelaça como os demais do solo e compacta o sistema. Isto ocorre porque, com o aparecimento do carbono há também o aparecimento de grãos de dimensões bem maiores.

Segundo Guimarães (2002), a carbonatação é limitada no tempo e no espaço e, por si só, não produziria as substanciais alterações nas propriedades físicas do solo, necessárias à sua utilização como suporte dos pavimentos.

A reação de carbonatação para misturas solo-cal foi verificado por Angelim (2006) e Silva e Angelim (2006). Os autores verificaram, por meio de ensaios de ISC, os efeitos da carbonatação em misturas de solo + 3% de cal e solo + 6% de cal compactadas com energias Proctor Normal e Proctor Intermediário e curadas ao ar em ambiente de laboratório por 28 dias. Verificaram que a cura ao ar por este período, independentemente da energia de compactação, provocou aumento do valor de ISC tanto no solo natural (sem cal), quanto nas misturas de solo-cal. O aumento de ISC foi crescente conforme o teor de cal adicionado à mistura. Porém, os autores concluíram que amostras não curadas ao ar apresentaram maiores valores de ISC, fato explicado pela condição de submersão por quatro dias, o que propiciou o transportes dos íons no interior da amostra, catalisando as reações de troca iônica entre o solo e cal.

2.7.1.3 Ação Pozolânica

Esta é uma ação em longo prazo e está inserida no caráter pozolânico dos materiais estabilizados, esta reação também é a principal responsável pela cimentação. Segundo Millet e Nóbrega, *apud* Guimarães (2002), um material com característica pozolânica é aquele que em combinação com a cal e em presença de água, sob condições de temperatura ambiente, produz compostos hidratados estáveis com propriedades ligantes.

Os solos, apesar de não se constituírem em pozolanas propriamente ditas, podem apresentar uma fração de argila com este caráter (Guimarães, 2002)

Quando a cal é adicionada ao solo, seu pH eleva-se de 4,5 – 6,5 para 11 – 12, criando-se condições alcalinas para que os minerais da fração argila e até o próprio quartzo possam reagir com o aditivo. Estas reações ocorrentes são formadoras de aluminatos, silicatos e aluminatos de cálcio hidratado, em números bastante significativos, todos com influência no processo de estabilização pelas suas características cimentosas, principalmente CSH, CSH(gel), C_4AH_{13} , C_2AH_8 , C_3AH_6 e o A_2ASH_n (onde as abreviações C = Cal, S = SiO_2 , A = Al_2O_3 , e H = H_2O). A consolidação desses géis cimenta as partículas vizinhas aglomerando-as.

Fatores importantes são levantados por alguns autores e mostram que o processo é lento e requer uma temperatura de 21°C e o mínimo de algumas semanas. Além da temperatura, o grau de cristalinidade dos minerais e o teor de água existente no sistema aparecem como fatores de influência na química solo-cal.

O processo das reações pozolânicas é relativamente complexo, como explica Queiroz de Carvalho (1988), e pode ser influenciado por outros fatores, os quais participam de maneira positiva ou negativa. Por exemplo, a presença de matéria orgânica não favorece a interação solo-cal. Já a participação do ferro é de difícil previsão, uma vez que, existem evidências na literatura, segundo o autor, de que o ferro pode contribuir de maneira positiva ou negativa nas reações solo-cal. Se este estiver presente como partículas discretas o mesmo não deve interferir negativamente na reação, mas se estiver presente como partículas encobrendo a superfície dos argilominerais ou como agente cimentante (nos solos de comportamento laterítico), o ferro deve, neste caso, ser um fator negativo para a reação solo-cal.

A resistência esperada para o material estabilizado com cal pode ser afetada pela presença de enxofre na forma de gipsita (Guimarães, 2002). Esta pode produzir etringita ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{OH})_{12}(\text{SO}_4)_3 \cdot 26\text{H}_2\text{O}$) quando a cal estiver presente, o que é um aspecto negativo para o desenvolvimento da resistência e para as vantagens da umidificação após a compactação. Além disso a presença de sulfatos pode prejudicar as reações solo-cal, pois há a formação de etringita e taumasita inibindo a formação de silicatos e aluminatos hidratados.

Segundo relato do *National Lime Association* - NLA (2001), basicamente quatro componentes são responsáveis pela formação da etringita durante as reações solo-cal: cálcio, alumínio, água e sulfatos. Este composto detém grande quantidade de água dentro de sua estrutura e durante a sua formação elevadas pressões podem desenvolver e assim, podem surgir aumento no volume da estrutura. Quando cal e água são adicionadas ao solo, o cálcio é fornecido pela cal, bem como o alumínio é liberado a partir da argila no alto pH do sistema solo-cal-água. Se o solo contém uma elevada concentração de sulfato, todos os ingredientes, com exceção de água estão presentes para a formação do mineral expansivo. Este efeito deletério ocasionado pela formação da etringita pode ser reduzido, pois se forçar a formação do composto expansivo antes da compactação da mistura solo-cal, nenhum dano poderá ser apresentado no pavimento. Para isto, há a necessidade de se fazer um período de espera entre a mistura solo-cal e a compactação de 24 horas a 7 dias dependendo do teor de sulfato no solo natural.

De acordo com Rollings e Rollings (2003) o volume do composto etringita é superior a 200 % do volume dos constituintes originais (desconsiderando a água), que resulta em enorme expansão e trincas na estrutura. No entanto, só é expansivo quando na sua formação e uma vez formado não mais se expande.

De acordo com relato do NLA (2001), solos onde há menos de 0,3% de sulfatos, o potencial de formação de compostos expansivos é baixo, no entanto, para teores acima de 1,0%, estes solos não deveriam ser estabilizados com cal.

Outros pesquisadores têm estudado recentemente os problemas ocasionados pela presença de sulfatos na estabilização solo-cal bem como a formação do composto etringita no sistema como Harris et al (2004) e Little et al (2005).

2.7.2 Alterações nas Propriedades dos Solos com Adição de Cal

As melhorias obtidas quando se executa a mistura de solo com cal para uso em camadas do pavimento, em especial as melhorias no material de subleito, podem ser verificadas em muitos estudos realizados e publicados até hoje. Cabe, neste momento, diferenciar os termos “modificação” e “estabilização”, os quais dependem da quantidade de estabilizante que é adicionado ao solo.

Modificação ocorre, em certa medida, com quase todos os solos de granulometria fina, mais precisamente na fração argila e em solos de média a alta plasticidade. O fenômeno ocorre principalmente devido à troca de cátions do cálcio fornecido pela cal (Ca(OH) ou cal hidratada) que é causada pelo ambiente de pH alto. Os resultados do mecanismo são: redução na plasticidade, a redução da umidade ótima, redução da variação volumétrica, a melhoria da estabilidade e capacidade para construir uma sólida plataforma de pavimento (Little, 1999).

A modificação com cal melhora a funcionalidade de subleitos e bases e sub-base através da adição de pequenas quantidades de cal. É usada para auxílio na compactação do solo do subleito para secagem das zonas úmidas, para fornecer uma base para o trabalho posterior e para condicionar o solo. Este tipo de melhoria no solo resulta em materiais menos duráveis do que aqueles que são totalmente estabilizados com cal. Tipicamente, percentagens de 1 a 3% de cal são utilizadas para a modificação (*Tensar Corporation, 1998*).

A estabilização ocorre quando maior quantidade de cal é adicionada a um solo reativo e esta quantidade é suficiente para que, em longo prazo, o material estabilizado ganhe resistência a um nível significativo por meio das reações pozolânicas. Estas reações pozolânicas resultam na formação de silicato cálcio de hidratos de cálcio e alumínio, fenômeno ocorrente devido à reação do cálcio da cal com os aluminatos e silicatos presentes nos argilo-mineirais. Esta reação pode começar rapidamente e é responsável por alguns dos efeitos de modificação. No

entanto, estudos revelam que a expressão reação pozolânica pode continuar por um longo período - mesmo muitos anos - desde que suficiente cal esteja presente e o pH permaneça elevado (acima de 10). Os resultados da estabilização podem ser aumento nos valores de módulo resiliente (por um fator de 10 ou mais, em muitos casos) e, mesmo após períodos de danos ambientais ou de carregamentos devido a passagem do tráfego, é de longa durabilidade ao longo de décadas de serviço, mesmo sob severas condições ambientais (Little, 1999).

Núñez (1991) relata em seu trabalho as conclusões a respeito da plasticidade dos solos com a adição de cal de vários pesquisadores, dentre os quais cita: Herrin e Mitchell (1961) – os quais afirmam que o Limite de Plasticidade (LP) aumenta e o Limite de Liquidez (LL), normalmente diminui, embora em alguns solos se observe seu aumento e que na maioria das vezes o IP é reduzido com pequenos teores de cal; e Hilt e Davidson (1960) – onde indica a grande conceituação do chamado *Lime Fixation Point* (LFP), que é o teor de cal até o qual a sua adição contribui para melhoria na trabalhabilidade do solo, sem produzir aumento de resistência. O LFP seria o teor ótimo para a modificação da plasticidade e para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência sem ter alterações adicionais no IP e na trabalhabilidade.

Mateos (1964) *apud* Núñez (1991) relatou em seus estudos que, com adição de cal, o solo tem seu peso específico aparente seco máximo reduzido e seu teor de umidade ótima elevado. Concluiu que a demora na compactação da mistura solo-cal acentua esses efeitos. O autor ainda constatou que os solos ricos em montmorillonita sofrem a distorção na curva de compactação pela adição do estabilizante.

Guimarães (1971) relata que o tipo de cal a ser utilizada na mistura solo-cal também interfere no valor do teor de umidade ótima e relata que para um solo com 38% de argila e 32% de silte, estabilizado com cales cálcica e dolomítica, observou-se que as misturas com cal cálcica apresentaram valores de umidade ótima em torno de 1,3% maior que as misturas com cal dolomítica.

Nigrelli (2005) verificou que a adição de quantidades crescentes de cal cálcica – teores de 4, 7 e 10% - fez com que a curva de compactação para Energia Proctor Normal sofresse um achatamento cada vez maior de acordo com a adição crescente de cal. Houve também em todos os casos o movimento do teor de umidade ótima para valores mais elevados.

Na literatura pesquisada durante este trabalho, em todos os casos independentemente na energia de compactação utilizada, sempre houve, com a adição de cal ao solo (mais argilosos),

variações nas curvas de compactação aumentando o valor da umidade ótima e diminuindo o valor do peso específico aparente seco máximo.

Este fenômeno ocorre segundo Sivapullaiah (1998) *apud* Lovato (2004) porque as partículas de solo, quando adicionada cal, se tornam mais floculadas, devido à substituição dos íons sódio monovalentes da argila por íons cálcio divalentes. Devido à floclulação a quantidade e o tamanho dos vazios no solo aumenta. A estrutura floclulada é forte o suficiente para resistir aos esforços de compactação com um índice de vazios mais alto, que faz reduzir o peso específico seco máximo da mistura solo-cal em relação ao solo natural. Quanto mais vazios houver na mistura, mais água será necessária para preenchê-los, o que resulta no aumento da umidade ótima de compactação.

Quanto à variação volumétrica, de acordo com Guimarães (1971), a cal tende, pela floclulação das partículas, a reduzir as mudanças de volume apresentadas pelos solos, ou seja, o limite de contração aumenta, a proporção de contração decresce. Conseqüentemente, a razão de contração diminui e a contração linear se reduz. Acima do teor ótimo de cal, a adição suplementar do estabilizante produz pequenas reduções nos valores de variações volumétricas. Tendo maior influência nos solos que mudam rapidamente seu volume quando em contato com a água do que aqueles que, originalmente, tem pequenas modificações.

Pequenas percentagens de cal (2 a 6%) são suficientes para reduzir marcadamente a expansão de um solo, como relatado em Clare e Cruchley (1957) *apud* Núñez (1991) onde citam trabalhos de Goldberg e Klein que fazem tal conclusão.

Dados e conclusões citados por Little (1999) de pesquisadores como Thompson (1969), Goldberg e Klein (1952), Little (1995) e Dempsey and Thompson (1968) sobre variações volumétricas de solos tratados com cal demonstram que materiais com 8 a 10% de expansão têm seu potencial reduzido a 0,1% e esse valor pode diminuir com o tempo de cura e conforme se processam as reações pozolânicas.

A redução do potencial de expansão do solo se deve a um decréscimo de afinidade pela água por parte da argila saturada de cálcio e também à formação de uma matriz cimentante que resiste à expansão volumétrica (TRB, 1976 *apud* Núñez, 1991). Em seus resultados, Núñez constatou que pequenos teores de cal, por volta de 3%, reduzem acentuadamente a expansão (0,15% na energia Normal e 0,65% na Intermediária), sendo que maiores percentagens de cal não conduziram a melhores resultados. Segundo o autor, aumentando a energia de

compactação (Intermediária) para solo-cal, a expansão é maior do que quando o material foi compactado na energia Normal – de forma semelhante ao que acontece no solo natural.

Em se tratando do comportamento do material solo-cal verificando os valores de ISC, Thompson (1969) *apud* Little (1999) mostrou que o tratamento com o estabilizante para solo com granulometria fina produz um aumento nos valores de ISC independentemente da duração da cura e a melhoria substancial devido ao período de cura utilizado. Moore et al. (1971) e Little (1995) *apud* Little (1999) têm comprovado resultados semelhantes para solos do sudeste, sudoeste e oeste dos Estados Unidos.

Núñez (1991) salientou que os valores de ISC, quando a imersão é realizada sem cura, são melhorados para pequenas quantidades de cal (em torno de 3 a 5%). A cal em excesso é consumida nas reações pozolânicas, que são demoradas e não iniciam durante o período de imersão (96 horas). A explicação para o comportamento, segundo o autor é que a melhoria na capacidade de suporte de misturas solo-cal não curadas se deve à troca catiônica e à floculação.

Neste caso, adicionando pequenas quantidades de cal ao solo, é possível verificar as melhorias nos valores do ISC para curtos períodos de cura.

No entanto, Pomatti (2000) estudou misturas de solo + 7% cal e verificou seu comportamento nos valores do ISC para período de imersão de 0, 1, 2, 3 e 4 dias sem cura. Os valores da capacidade de suporte foram tanto maiores quanto maior o tempo de imersão (vario de 20% para 0 dia a 42% para 4 dias de imersão). Em seu outro estudo para misturas de solo + 2%, solo + 3% e solo + 4%, o tempo de cura adotado foi de 28 dias antes da imersão de quatro dias e verificou que estas misturas obtiveram valores de ISC de 28 a 48% podendo perfeitamente ser utilizadas como material de sub-base na pavimentação.

Assim como nos valores de ISC, a resistência à compressão simples (RCS) pode ter seus valores afetados pelo tempo de cura e com o teor de cal adotado para a mistura. Fato apresentado por Núñez (1991) o qual afirma que as misturas utilizadas em seus estudos de solo + 3% de cal alcançaram aos 28 dias a quase totalidade do ganho de resistência, ao passo que misturas com teores superiores de cal ainda apresentavam ganhos aos 90 dias.

Núñez (1991) explica ainda a relação entre os períodos de cura e o teor de cal adotado. Segundo os estudos apresentados em toda a bibliografia sugerida pelo autor, as reações pozolânicas, que proporcionam resistência ao material, são lentas, podem se estender por anos e começam certo tempo depois da compactação. O ganho na resistência do material só se

efetiva se houver pH suficientemente elevado para a dissolução da sílica e da alumina dos argilominerais do solo e se a combinação delas com a cal gera novos compostos cimentantes e para isto é fundamental a participação da cal.

Pomatti (2000) observou um contínuo aumento na RCS com o tempo de cura sendo que a grande variação ocorreu até os 60 dias, havendo um aumento considerável em relação ao solo natural compactado, o qual após imersão sofreu desagregação. Em seus resultados para mistura de solo + 7% de cal, notou que houve aumento de até 316% para material curado e ensaiado aos 90 dias com relação ao material ensaiado aos 7 dias de cura.

Os Módulos de Resiliência para o subleito e camadas do pavimento são parâmetros a serem considerados no dimensionamento mecanístico-empírico sugerido e descrito por Medina e Mota (2005). Com respeito a este parâmetro, pode-se verificar que, na bibliografia consultada, houve a avaliação do mesmo e pode-se salientar que houve melhorias significantes nos seus valores.

Little et al (1994) *apud* Little (1999) utilizou baixa percentagem de cal na faixa de 1 a 2% para melhorar a resistência e propriedades resilientes de bases de agregados de calcário. A cal contribuiu tanto para aumentar a resistência quanto a rigidez do material por cerca de 70% a 125%.

Algumas amostras de solo-cal (4% de cal, solo de comportamento laterítico) extraídas do trecho experimental da Rodovia BR-377/RS no trabalho de Lovato (2004) apresentaram valores que variaram de 4000MPa a 32000MPa com média de 19428 MPa.

2.7.3 Métodos de Dosagem Solo-Cal

Os vários tipos de dosagem para misturas solo-cal foram testados por muitos pesquisadores, embora tenham obtido conclusões distintas a respeito. O fato de haver conclusões negativas ou positivas a respeito de um ou outro método de dosagem pode estar relacionado ao tipo de solo e cal utilizados e a reatividade dos mesmos, bem como à maneira de execução de cada ensaio. Na seqüência são relacionados alguns desses pesquisadores e suas conclusões para os testes de dosagem solo-cal.

Pomatti (2000) verifica, em sua dissertação, que o maior problema da mistura solo-cal é a determinação da proporção apropriada de cal/solo para a estabilização do mesmo. Em sua dissertação, testou dois procedimentos de dosagem: o método do pH e o método *Lime*

Fixation Point (LFP) onde verificou que este último proporciona valores percentuais de cal necessários superiores ao método do pH.

Queiroz de Carvalho (1988) avaliou diversos tipos de solos, mais precisamente os de comportamento laterítico com adição de cal e para tanto predeterminou as percentagens de cal sem a utilização de métodos de dosagem. Utilizou apenas a verificação da reatividade à cal dos solos utilizando o parâmetro definido como sendo a diferença entre os valores da resistência à compressão simples do solo estabilizado e valor da mesma resistência do solo no estado natural; e o parâmetro baseado na mudança da capacidade de troca de cátions do solo, medida em um pH igual a sete e a um pH igual a dez. Ao final de seus estudos, verificou que estes dois parâmetros se relacionam entre si com um coeficiente de correlação de 0,69.

Núñez (1991) testou o procedimento de Thompson e também o método do pH e constatou que este último se mostrou inadequado.

Thomasi et al (1993) verificou a estabilização de um solo saprolítico da microrregião de Viçosa utilizando pequenas porcentagens de cal para a melhoria da granulometria deste solo e posteriormente a estabilização com cimento Portland. Para tanto concebeu para as misturas, 1 e 2% de cal sem a utilização de métodos de dosagem da mesma.

Brandão Filho et al (2001) estudou a estabilização com cal viva de solos siltoso e argiloso do município de Limoeiro do Norte (CE) com os teores 3%, 5% e 7% do material estabilizante sem obtê-los com os métodos de dosagem e verificou que para teores mais altos de cal a resistência pode ter uma queda, a qual evidencia que deve haver um estudo do teor adequado de cal a ser adicionado ao solo.

Lovato (2004) testou dois tipos de cal (cálcica e dolomítica) em um solo laterítico por dois métodos de dosagem: o método do pH e o método de Thompson. Obteve melhores resultados com a cal cálcica e o mesmo percentual de cal através dos dois métodos.

Um solo tipo A-3 inerte e não-coesivo foi submetido a estabilização química com a utilização de cal hidratada e cinza volante com porcentagens de cal que variaram de 2% a 10% por Nardi (2006) sem a utilização de métodos de dosagem.

Marcon e Corrêa (2006) testaram dois métodos de dosagem (utilizando cal cálcica do tipo CH-III) em um solo de comportamento laterítico e outro de comportamento saprolítico: o método de Eads e Grim, onde as percentagens alcançadas foram de 6% para os dois tipos de solo; e o método do LFP para o qual obtiveram resultados maiores de porcentagem de cal para

as misturas, ou seja, 9 e 7% respectivamente para o solo de comportamento laterítico e para o solo de comportamento saprolítico.

NLA (2006) sugere algumas etapas para a dosagem e mistura de solo-cal. Indica o procedimento de Eads e Grim para verificar a porcentagem mínima de cal a ser adicionada na mistura.

2.7.3.1 Método LFP

Este método foi proposto por Hilt e Davidson (1960) *apud* Núñez (1991) e tem por objetivo estabelecer o teor de cal a ser adicionado para a melhoria da trabalhabilidade do solo sem produzir aumentos significativos na sua resistência.

O ensaio para a determinação do LFP consiste em efetuar o ensaio de Limite de Plasticidade (LP) aumentando o teor de cal até que o LP alcance um valor máximo (LFP). Para teores de cal superiores ao LFP, o solo ganha resistência sem ter sua trabalhabilidade e índices plásticos (LL e LP) modificados. Por este motivo, quando é encontrado o LFP, são adicionados mais 4% no teor de cal para a estabilização.

2.7.3.2 Método do pH

Proposto por Eades e Grim (1966) *apud* Núñez (1991), o método do pH fundamenta-se no pH da mistura solo-cal. O princípio básico deste procedimento é adicionar suficiente quantidade de cal de modo a assegurar um pH de 12,4 para a ocorrência das reações pozolânicas (que proporcionam resistência à mistura). O procedimento consiste basicamente das seguintes etapas:

1. Colocam-se no interior de recipientes plásticos com tampas de rosca, amostras de solo seco ao ar, passando na peneira 40. A quantidade de solo deve ser tal a garantir um peso de solo seco de 20 gf;
2. Usar pelo menos cinco recipientes, adicionando ao solo seco, teores de cal de 2%, 3%, 4%, 5% e 6%. Misturar solo seco e cal;
3. Acrescentar 100 ml de água destilada às misturas de solo-cal;
4. Agitar as misturas, pelo menos durante 30 segundos, até completa homogeneização;
5. Agitar as garrafas por um período de 30 segundos, a cada 10 minutos;

6. Após uma hora transferir a “lama” a um recipiente de plástico aberto e determinar o pH. O potenciômetro (medidor de pH) deve ser calibrado com uma solução de pH igual a 12;
7. Registrar o pH de cada mistura solo-cal. O menor teor que conduz a um pH de 12,4 é o teor necessário para estabilizar o solo, ou seja, na mistura há cal suficiente para toda a fase rápida e para dar início às reações pozolânicas, as quais consomem mais cal.

Observa-se que este método foi desenvolvido para solos de climas temperados. Em alguns solos tropicais o limite de pH de 12,4 é impossível de ser alcançado. Pesquisas relatadas por Harty (1970) *apud* Núñez (1991) demonstram que os teores de cal determinados pelo método do pH não são suficientes para estabilizar solos tropicais e subtropicais.

2.7.3.3 Método de Thompson

Thompson (1966) *apud* Núñez (1991) definiu que um solo é reativo quando ao ser adicionada cal, sua RCS (Resistência a Compressão Simples) aumenta pelo menos 345kPa, após 28 dias de cura a 22,8°C. O método de Thompson propõe procedimentos diferentes conforme o solo seja reativo ou não reativo.

Para solos reativos, o objetivo é o desenvolvimento das reações pozolânicas, que proporcionam resistência e durabilidade. No caso dos solos não reativos, objetiva-se melhorar alguma(s) propriedade(s) do solo, como o ISC, expansão ou plasticidade.

O procedimento adaptado por Núñez (1991) consiste em:

1. Adotar os teores de cal (por exemplo, 3%, 5%, 7% e 9%, observando-se que no caso de argilas muito plásticas é aconselhável adotar teores superiores);
2. Moldar corpos de prova de misturas de solo-cal (o ideal é antes determinar as curvas de compactação das misturas solo-cal);
3. Curar os corpos de prova em câmara úmida à temperatura de $22\pm 3^{\circ}\text{C}$, durante 7, 14, 21 e 28 dias (no método original a cura é de 48 horas à temperatura de $48,9^{\circ}\text{C}$);
4. Ensaïar corpos de prova à compressão simples, após 24 horas de imersão em água potável e também sem imersão; e
5. Analisar a evolução da resistência com o teor de cal, confrontá-lo com o critério de reatividade e escolher o teor ótimo para o solo estabilizado.

No caso de solos não reativos, o procedimento consiste em:

1. Determinar o IP (Índice de Plasticidade) de misturas solo + 2%, 4% e 6% de cal;
2. Identificar o teor de cal acima do qual não há mais redução da plasticidade e que proporcione um valor aceitável de IP; e
3. Realizar, opcionalmente, ensaios de ISC e de Expansão no ISC.

Thompson (1966) *apud* Núñez (1991) recomenda que tanto no caso de solo estabilizado, como no caso de solo melhorado, o teor de cal no campo seja acrescido de 0,5% a 1%, para compensar deficiências na distribuição de cal, perdas na construção, etc.

2.8 ANÁLISE ESTRUTURAL DE PAVIMENTOS UTILIZANDO A TEORIA DA ELASTICIDADE

No dimensionamento mecânico, parte-se de espessuras admitidas e calcula-se o estado de tensões, deformações e deslocamentos que são comparadas aos valores limites estabelecidos. Por realimentações sucessivas chega-se a uma estrutura satisfatória (Medina e Motta, 2005). O procedimento é comum e bastante utilizado devido à economia de tempo e maior versatilidade e contrasta com a abordagem determinística do método do ISC.

Segundo Ferreira (2002), o método consiste em determinar a melhor configuração estrutural possível (quais camadas e com que espessuras) para uma determinada rodovia, mediante o equilíbrio entre os esforços (tensões e deformações) a ela impostos pelas cargas de tráfego e a capacidade resistente dos materiais utilizados em sua implantação ou restauração (Módulo de Resiliência e Coeficiente de Poisson) e pode ser representado pelo fluxograma da Figura 2.3 (Motta, 1991 *apud* Medina e Motta, 2005).

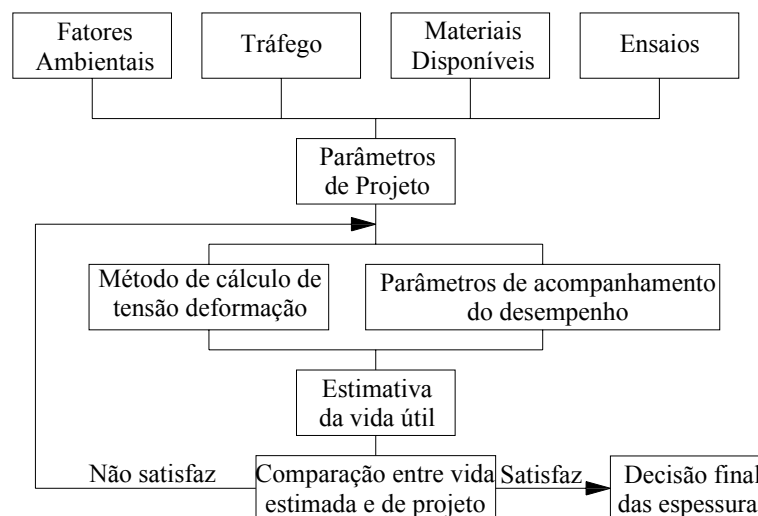


Figura 2.3 – Esquema de um dimensionamento mecânico de pavimentos (Motta, 1991 *apud* Medina e Motta, 2005)

O programa computacional ELSYM 5 (*Elastic Layered Symmetrical*) determina os esforços internos solicitantes da estrutura do pavimento em um sistema tridimensional (sistema de coordenadas x, y, z) de camadas elástico-lineares submetidas a até dez cargas verticais aplicadas na superfície do sistema ($z = 0$). Determina também as tensões, os deslocamentos e as deformações atuantes na estrutura do pavimento constituído por até cinco camadas, sob uma condição de carregamento pré-estabelecida (Amaral, 2004).

Este programa aplica-se a problemas de elasticidade linear de meios estratificados, com a solução de Burmister ampliada para cinco camadas, utiliza o método das diferenças finitas na resolução das expressões. A superposição dos efeitos causados por várias rodas é correta para o cálculo dos deslocamentos, mas aproximada para as tensões. Consideram-se as camadas homogêneas, isotrópicas e horizontalmente infinitas, sendo o subleito um meio semi-infinito. Para cada camada do pavimento é definido o módulo de elasticidade constante e o coeficiente de Poisson nos dados de entrada (Medina e Motta, 2005).

3 METODOLOGIA

Para esta pesquisa foram realizados os ensaios descritos nos itens subseqüentes seguindo uma metodologia constituída por quatro etapas.

3.1 COLETA, PREPARAÇÃO E MISTURA

Foram coletadas três amostras de mesma formação geológica localizada na área de abrangência da Rodovia SC-422. O material foi armazenado em sacos e, posteriormente seco ao ar, conforme se procedia a realização dos ensaios.

As pesagens de materiais (solo, cal e água) foram realizadas com precisão de 0,01gf. As misturas de solo-cal-água foram realizadas com homogeneização prévia da mistura solo com cal e posteriormente adicionada água em quantidades graduais de modo a garantir total homogeneidade da mistura final.

Os corpos-de-prova para os diferentes ensaios realizados foram moldados nas condições de umidade ótima da curva de compactação com variação de peso específico de $\pm 0,5\%$ e de teor de umidade de $\pm 0,5\%$.

3.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação é um procedimento que visa a densificação do solo e a obtenção do peso específico aparente seco ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e da umidade ótima ($W_{\acute{o}t}$) de um solo. Este procedimento foi adotado a fim de determinar estas características nas amostras de solo natural e solo melhorado com cal. Teve como base a Norma NBR 7182/1986 – Solo: Ensaio de Compactação e utilizaram-se as energias de compactação Proctor Normal e Proctor Intermediária.

3.3 DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

O procedimento para o ensaio de massa específica real dos grãos (δ) foi realizado de acordo com a Norma NBR 6508/1984 – Solo: Determinação da massa específica, através do procedimento do picnômetro.

3.4 ANÁLISE GRANULOMÉTRICA POR SEDIMENTAÇÃO

A análise granulométrica dos solos é um ensaio de caracterização rotineiro realizado por peneiramento e por sedimentação. Foi utilizado o procedimento descrito na norma NBR 7181/1984 – Solo: Análise Granulométrica.

Este ensaio foi realizado nas amostras de solo natural com e sem o emprego do defloculante Hexa-metafosfato de sódio e, nas amostras de solo melhorado com cal apenas com o uso do defloculante.

3.5 LIMITES DE ATTERBERG

O Limite de Liquidez (LL em porcentagem) é o teor de umidade do solo com o qual se unem, em um centímetro de comprimento, os bordos inferiores de uma canelura, feita em uma massa de solo colocada na concha de um aparelho normalizado (Concha de Casagrande), sob a ação de 25 golpes desse aparelho. Sendo assim, o limite de liquidez marca a transição do estado plástico ao estado líquido. Para a realização deste ensaio foi consultada a norma NBR 6459/1984 – Solo: Determinação do Limite de Liquidez.

O Limite de Plasticidade (LP em porcentagem) é o teor de umidade com o qual consegue-se fazer um cilindro, com uma pequena massa de solo, de 3 mm de diâmetro com 6 a 10cm de comprimento. Para este procedimento foi consultada a norma NBR 7180/1984 – Solo: Determinação do Limite de Plasticidade.

O Limite de Plasticidade foi utilizado variando os tempos entre a execução da mistura solo com cal e água, e o tempo de execução do ensaio. Este procedimento foi realizado para verificar o tempo de reação entre o solo e a cal.

3.6 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) E EXPANSÃO

Este ensaio é realizado para avaliação da resistência a penetração e medição da expansão. Para determinar o Índice de Suporte Califórnia foi utilizada a norma NBR 9895/1987: Solo – Determinação do Índice de Suporte Califórnia.

Foi realizado o ensaio com apenas um corpo-de-prova para cada amostra de solo natural compactados nas duas energias de compactação, bem como para as amostras de solo melhorado com cal. Estas últimas foram curadas por 14 dias antes da imersão com o intuito de

verificar o aumento da resistência neste período e a redução da expansão. Durante o período de imersão dos corpos-de-prova, a evolução da expansão foi acompanhada até plena estabilização da mesma.

3.7 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES

O ensaio de Resistência a Compressão Simples (RCS) foi realizado nas amostras de solo melhorado com cal utilizando corpos-de-prova cilíndricos com dimensões de $5,0 \pm 0,2$ cm de diâmetro por $10,0 \pm 0,2$ cm. Foram moldados 12 (doze) CP's para cada amostra, três para cada tempo de cura (7, 14, 28 e 90 dias). Estes CP's, após moldagem, foram embalados em sacos plásticos e deixados em câmara úmida, para cura. Após cada período de cura, antes do rompimento, os corpos-de-prova foram imersos em água durante 24 horas.

O ensaio foi realizado por meio da prensa com deformação controlada na velocidade de aplicação de carga de 0,76 mm/min.

3.8 MÓDULO DE RESILIÊNCIA

O termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é desenvolvida quando cessam as tensões causadoras das deformações; correspondente à energia potencial de deformação (Medina e Motta, 2005).

Módulo resiliente é definido no ensaio triaxial de cargas repetidas como sendo a divisão da tensão-desvio pela deformação específica resiliente axial correspondente a um número particular de repetição da tensão-desvio, ou seja (Medina e Mota (2005):

$$M_R = \sigma_d / \varepsilon_r \quad (2.4)$$

onde: σ_d = tensão desvio variável e ε_r = deformação resiliente axial.

Para fins de resiliência, entende-se por solos finos aqueles que apresentam mais de 35% de material passando na peneira nº 200 e seu comportamento pode ser definido pelos modelos 2.5 e 2.6.

$$M_R = K_1 + K_3 (K_1 - \sigma_d) \text{ para } \sigma_d < K_1 \quad (2.5)$$

$$M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1) \text{ para } \sigma_d > K_1 \quad (2.6)$$

Onde: σ_d = tensão desvio variável e K_1 , K_2 , K_3 e K_4 = constantes determinadas experimentalmente.

Na prática, não é simples definir o ponto de transição entre K_1 e K_2 , no modelo bilinear, por isso, tem-se representado o comportamento pelo seguinte modelo (Medina e Motta, 2005):

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \quad (2.7)$$

Ou pelo modelo composto:

$$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2} \sigma_3^{K_3} \quad (2.8)$$

O ensaio para determinação do módulo resiliente dos solos é feito por meio do triaxial de cargas repetidas de acordo com a norma DNER ME 131/1994.

Foram confeccionados 3 corpos-de-prova para cada caso e para as três amostras (compactação Proctor Normal e Intermediária nas amostras de solo natural e solo melhorado com cal com variação do tempo de cura para 14 e 90 dias) totalizando 54 corpos-de-prova para este ensaio.

3.9 ENSAIO DE DIFRAÇÃO POR RAIO-X

A análise por meio de raio-X é usada para identificação dos minerais em um solo. O ensaio consiste na incidência de um feixe monocromático de raios-x sobre o material a ser analisado. Este feixe interage com os átomos presentes na amostra, que origina o fenômeno de difração (mostrado na Figura 3.1).

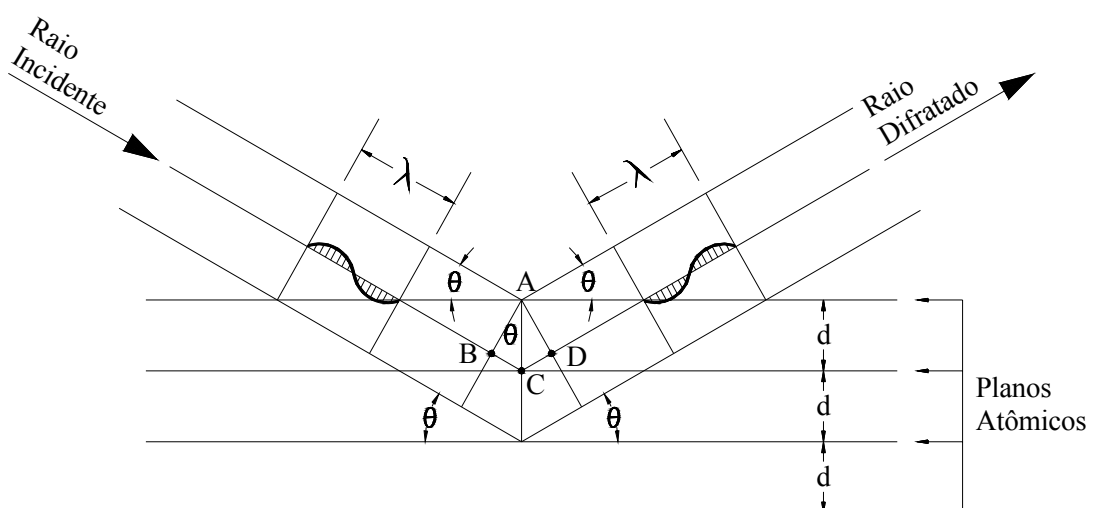


Figura 3.1 – Condições Geométricas para Difração de Raio-X de acordo com a Lei de Bragg (Fonte: Mitchell, 1976)

Segundo Mitchell (1976), um feixe paralelo de raios-X de comprimento de onda λ atinge o plano cristalino com distância interplanar d , e ao ser difratado, este feixe de raios-X, forma um ângulo θ com o plano, conforme mostra a Figura 3.1.

Para o cálculo de distância d , utiliza-se a Lei de Bragg como mostrado na expressão 2.9:

$$n \lambda = 2.d.\text{sen } \theta \quad (2.9)$$

onde: λ é o comprimento de onda dos raios difratados, θ é o ângulo de difração.

A identificação de argilominerais por difração de raios-X é realizada por meio de amostras nas formas orientada natural.

A presença de teor elevado de quartzo prejudica na identificação e caracterização dos argilominerais. Por este motivo, dependendo do método, as amostras são preparadas nas formas natural, glicolada e calcinada para que haja minimização da presença do quartzo. A Tabela 3.1 apresenta a identificação dos argilominerais a partir das suas distâncias interplanares (d) características, através dos picos principais (0,01) e secundários (0,02), e de seu comportamento quando submetidos a glicolagem e calcinação.

Tabela 3.1 – Identificação por Raio-X dos Principais Argilominerais (Fonte: Mitchell, 1976)

| Mineral | Distância Interplanar (d) | Efeito da Glicolagem (1hr, 60°C) | Efeito da Calcinação (1hr) |
|-------------------------|------------------------------|----------------------------------|---|
| Caulinita | 7,15 Å (0,01); 3,75 Å (0,02) | Não há | Torna-se amorfa 550-600°C |
| Haloisita (hidratada) | 10 Å (0,01) | Não há | Desidrata a 110°C |
| Haloisita (Desidratada) | 7,2 Å (0,01) | Não há | Desidrata a 125-150°C e torna-se amorfa 560-590°C |
| Ilita | 10 Å (0,02) | Não há | (0,01) Visibilidade mais intensa |
| Montmorilonita | 15 Å (0,01) | Expande | a 300°C (0,01) passa para 9 Å |
| Vermiculita | 14 Å (0,01) | Não há | Desidrata em etapas |
| Clorita | 14 Å (0,01) | Não há | Perde o pico (0,01), entrando em colapso |

Os argilominerais presentes nas amostras estudadas neste trabalho, tanto para solo natural quanto para as amostras melhoradas com cal foram obtidos por meio do ensaio de difratometria de raio-X, pelo método do pó no Laboratório de Caracterização Microestrutural do Departamento de Engenharia Mecânica da Universidade Federal de Santa Catarina. Foram utilizadas misturas já curadas num período de 90 dias. A identificação dos picos foi feita através do *software* Philips, com base no *Joint Committee on Powder Diffraction Standard* (JCPDS) do *International Centre for Diffraction Data*.

3.10 ENSAIO DAS PASTILHAS MCT

Este método permite a classificação do solo, através do comportamento de pastilhas moldadas em anéis de aço inox de 20 mm de diâmetro interno e 5 mm de altura.

A fração do solo que passa na peneira de 0,42 mm de abertura é umedecida e espatulada até apresentar consistência plástica para posterior moldagem das pastilhas, as quais são postas a secar em estufa ou ao ar livre. A contração é medida pela diferença entre o diâmetro do anel e o diâmetro da pastilha seca. Os anéis contendo os corpos de prova são colocados sobre pedra porosa com livre suprimento de água.

Ao absorver água, são observados fenômenos como inchamento, trincamento e amolecimento. Este último é determinado através da penetração de uma agulha padronizada com massa de 10 g e diâmetro de 1,30 mm.

O ensaio é realizado em três pastilhas e posteriormente é efetuada a média dos valores obtidos. De posse do valor da média da contração e da penetração, estes são locados na Figura 3.2 e determinada a classificação MCT.

Este método classifica os solos em duas grandes classes: os lateríticos e os não lateríticos, no total são sete grupos de solos com características distintas quanto ao seu comportamento geotécnico. Os solos lateríticos são subdivididos em argilosos (LG'), arenosos (LA') e areias (LA). E os não lateríticos são subdivididos em argilosos (NG'), siltosos (NS'), arenosos (NA') e areias (NA).

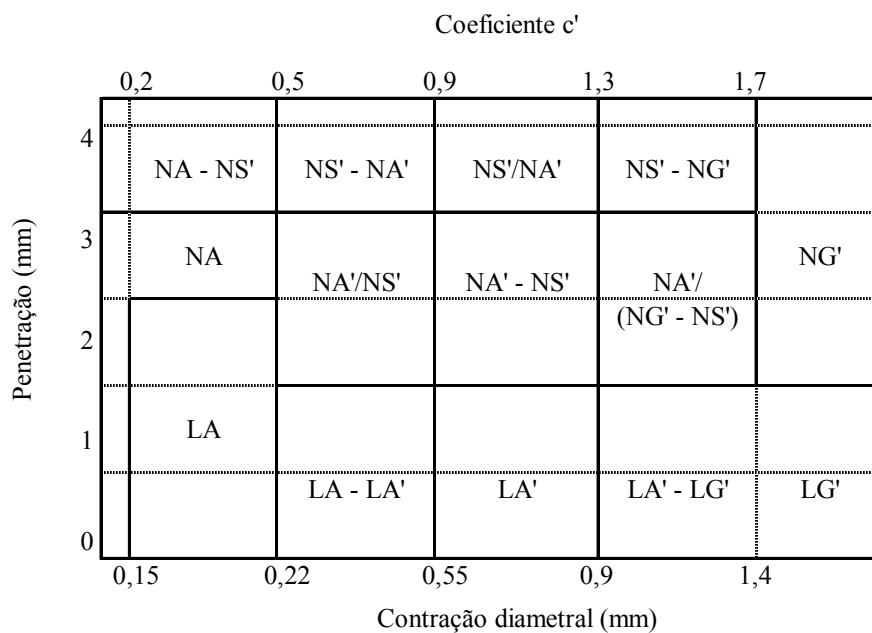


Figura 3.2 – Carta de Classificação - Método das Pastilhas (Nogami e Villibor, 1994) (Fortes, 2002)

O ensaio das pastilhas MCT foi realizado nas amostras de solo natural e para dosagem solo melhorado com cal nas três amostras de solo estudadas.

3.11 ENSAIO MINI-MCV E PERDA DE MASSA POR IMERSÃO

O ensaio Mini-MCV é um procedimento de compactação dinâmica da porção de solos passando na peneira de 2 mm de abertura. É realizado em laboratório com corpos-de-prova tipo miniatura, de 50 mm de diâmetro. São determinados coeficientes empíricos utilizados na caracterização e classificação através da carta de classificação da Figura 3.3, de solos tropicais para finalidades rodoviárias. Para a realização deste procedimento, é necessário consultar as normas DNER-CLA 259/96, DNER-ME 258/94, DNER-ME 228/94 e DNER-ME 256/94.

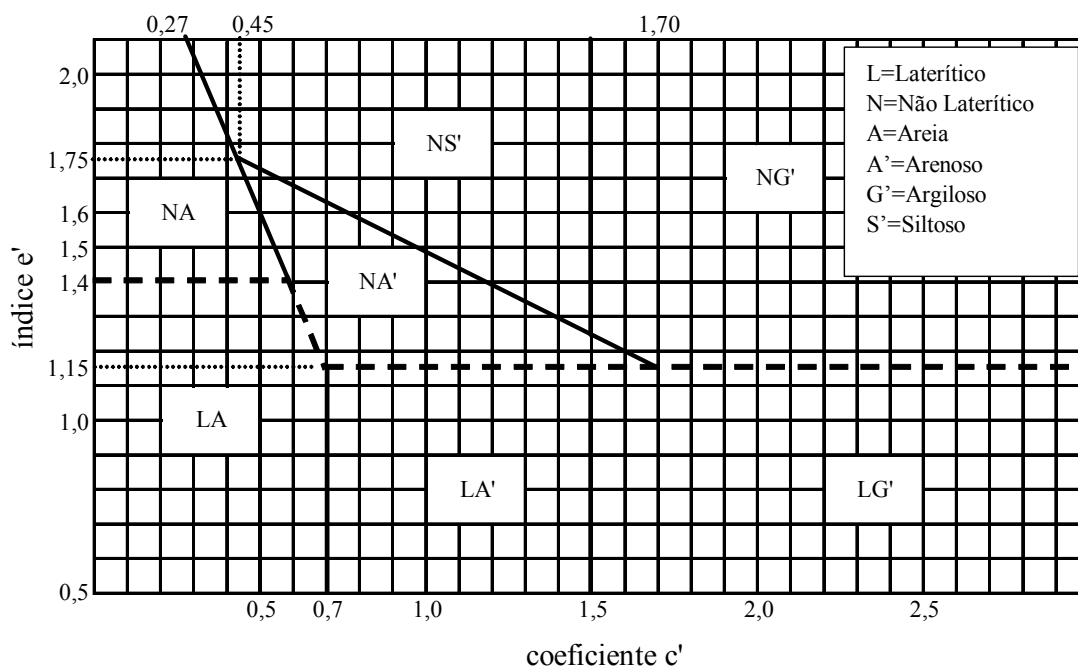


Figura 3.3 – Classificação MCT (DNER-CLA 259/96)

O coeficiente c' é o coeficiente angular da parte mais inclinada e retilínea da curva Mini-MCV correspondente à condição Mini-MCV = 10 (ou ao teor de umidade que resulta em Mini-MCV = 10). Geralmente esta curva é obtida por interpolação gráfica.

O coeficiente e' é obtido através da expressão 2.9.

$$e = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d}} \quad (2.9)$$

O coeficiente P_i , ou perda de massa por imersão é definido com sendo a massa seca da porção que se desprende do corpo-de-prova, quando o mesmo é preparado e imerso em água, sob condições padronizadas, expressa em percentagens da massa seca correspondente a uma parte do corpo-de-prova em comprimento de 10 mm.

O coeficiente d é o coeficiente angular da parte retilínea (ou assimilável a uma reta) mais inclinada do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes, obtido no ensaio de compactação Mini-MCV.

3.12 ETAPAS DA METODOLOGIA

Na primeira etapa as amostras de solo natural foram submetidas aos ensaios de caracterização e classificação (Limites de Atterberg e granulometria, incluindo sedimentação), assim como compactação e ISC com a utilização das energias Proctor Normal e Proctor Intermediária; ensaios da metodologia MCT (método das pastilhas e Mini-MCV); ensaio triaxial dinâmico para determinação do módulo de resiliência; ensaio de difração por raio-X (DR-X) para verificação dos argilominerais existentes e análise química das amostras de solo para calcular a capacidade de troca catiônica (CTC).

A segunda etapa da pesquisa é caracterizada pela verificação das características da cal estudada com a utilização da análise química para verificação de seus componentes.

A dosagem da cal foi feita através dos métodos do LFP e do pH descritos anteriormente. Nesta mesma etapa foi analisado o tempo com que a cal reage com o solo por meio de ensaios de Limite de Plasticidade, variando os tempos entre a execução da mistura solo com cal e água o tempo de execução do ensaio.

Na quarta etapa, as misturas de solo melhorado com cal foram submetidas a todos os ensaios citados para o solo natural além do ensaio de resistência à compressão simples de amostras compactadas com energia Proctor Normal com períodos de cura de 7, 14, 28 e 90 dias. Para os ensaios de ISC, a imersão dos corpos-de-prova se deu aos 14 dias de cura.

A quinta etapa é composta pelo dimensionamento da estrutura com a utilização de misturas solo melhorado com cal e análise de viabilidade técnico-econômica da solução proposta.

Na Figura 3.4 está apresentado o fluxograma da parte experimental da pesquisa.

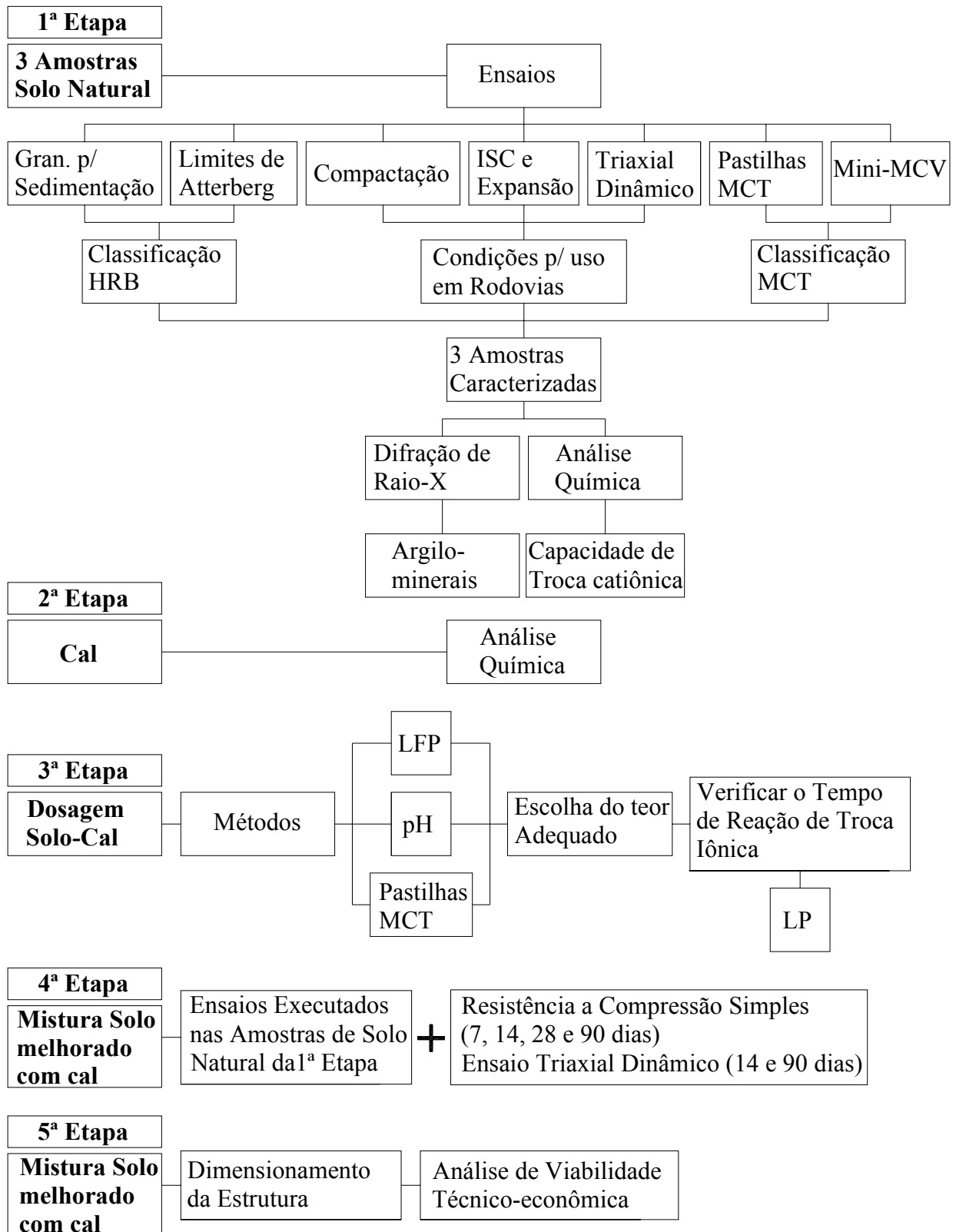


Figura 3.4 – Fluxograma da Parte Experimental da Pesquisa

4 MATERIAIS

4.1 AMOSTRAS DE SOLO

A coleta das amostras de solo estudadas neste trabalho, foi baseada nos elementos de geotecnia e geologia do projeto de pavimentação do Trecho Rio Negrinho – Volta Grande da Rodovia SC 422, junto ao DEINFRA SC (DEINFRA, 2006b).

4.1.1 Local de Coleta das Amostras

Na Figura 4.1 é apresentado o detalhe do mapa rodoviário do Estado de Santa Catarina onde é destacada a rodovia em estudo (SC-422) e a localização dos pontos de coleta das amostras definidas como (DEINFRA, 2006b):

- Amostra 01: Estaca 31 + 540m (Horizonte C);
- Amostra 02: Estaca 31 + 910m (Horizonte B);
- Amostra 03: Estaca 0 + 510m (Horizonte C).

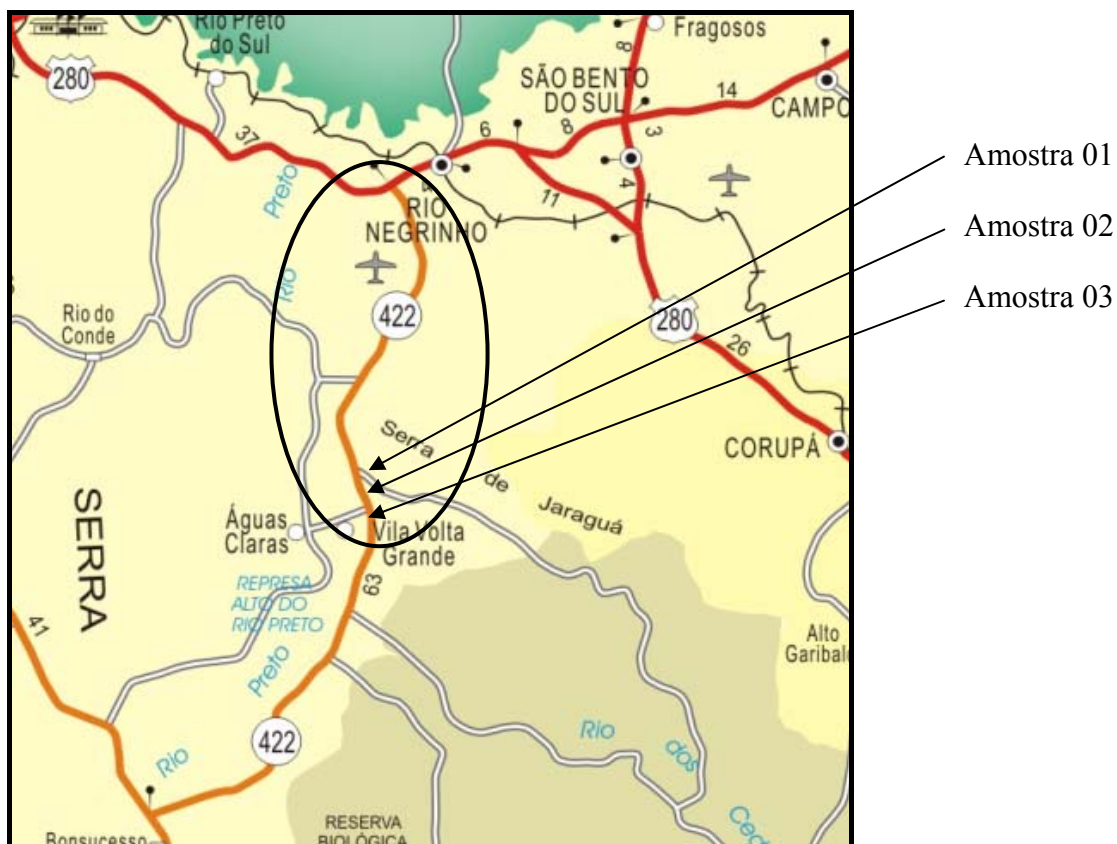


Figura 4.1 – Mapa Rodoviário – Detalhe Rodovia SC 422 (DEINFRA, 2006a)

Na Memória Justificativa do projeto desta rodovia (DEINFRA, 2006b), pôde-se ter conhecimento da geologia da região e fazer uma pré-análise do material existente. Foi constatado que têm influência no projeto da rodovia, as unidades estratificadas representadas pelo Complexo Granulítico de Santa Catarina, Conglomerado Baú, a Formação Campo do Tenente, a Formação Mafra e Sedimentos Quaternários Continentais.

4.1.2 Geologia da região

Na região onde se encontra a Rodovia SC 422 foi constatada a influência das unidades estratigráficas representadas pelo Complexo Granulítico Santa Catarina, Conglomerado Baú, Grupo Itararé e Sedimentos Quaternários Continentais (DEINFRA, 2006b).

O substrato da região é formado por rochas sedimentares pertencentes aos Grupos Itararé e Guatá, do Super Grupo Tubarão. Esta unidade compreende um conjunto de espessas camadas de sedimentos derivados de rochas em ambiente glacial e periglacial. Os processos de deposição se entenderam do Carbonífero Superior ao Permiano Médio.

O grupo Itararé é representado pelas Formações Mafra e Rio do Sul. Na formação Mafra predomina arenitos finos a grosseiros de coloração esbranquiçada a vermelha com matriz arenosa argilosa a argilosa, derivadas de uma seqüência flúvio marinha com influência glacial. Enquanto a de Rio do Sul é composta por folhelhos de argilitos cinza escuros e pretos e arenitos finos a médios de origem glácio-marinha, com cobertura superior em argilitos, folhelhos, arenitos finos e médios (EMBRAPA, 2004).

O grupo Guatá é representado pela formação Rio Bonito, composto por depósitos litorâneos e fluviais abrange a parte sul do município de Rio Negrinho, composto por arenitos finos a muito finos, intercalado com argilitos e folhelhos carbonosos (EMBRAPA, 2004).

No município de Rio Negrinho a formação Mafra é predominante. A parte central é representada pela formação Rio do Sul e na região sul pela de Rio Bonito. Na área de estudo predomina a formação geológica sedimentar.

4.1.3 Pedologia da região

Todo o trecho está assentado sobre rochas sedimentares (Figura 4.2), correspondentes a Formação Mafra e Rio do Sul. Há grande dificuldade de se localizar ocorrência de rocha

adequada à produção de brita, pois estas Formações, segundo estudo geológico, são constituídas por arenitos finos a grosseiros, folhelhos e secundariamente diamictitos de matriz arenosa e argilosa, conglomerados, ritmitos, argilitos e argilitos varvicos, os quais não se mostram adequados para a produção de agregados para a utilização em pavimentação de rodovias.

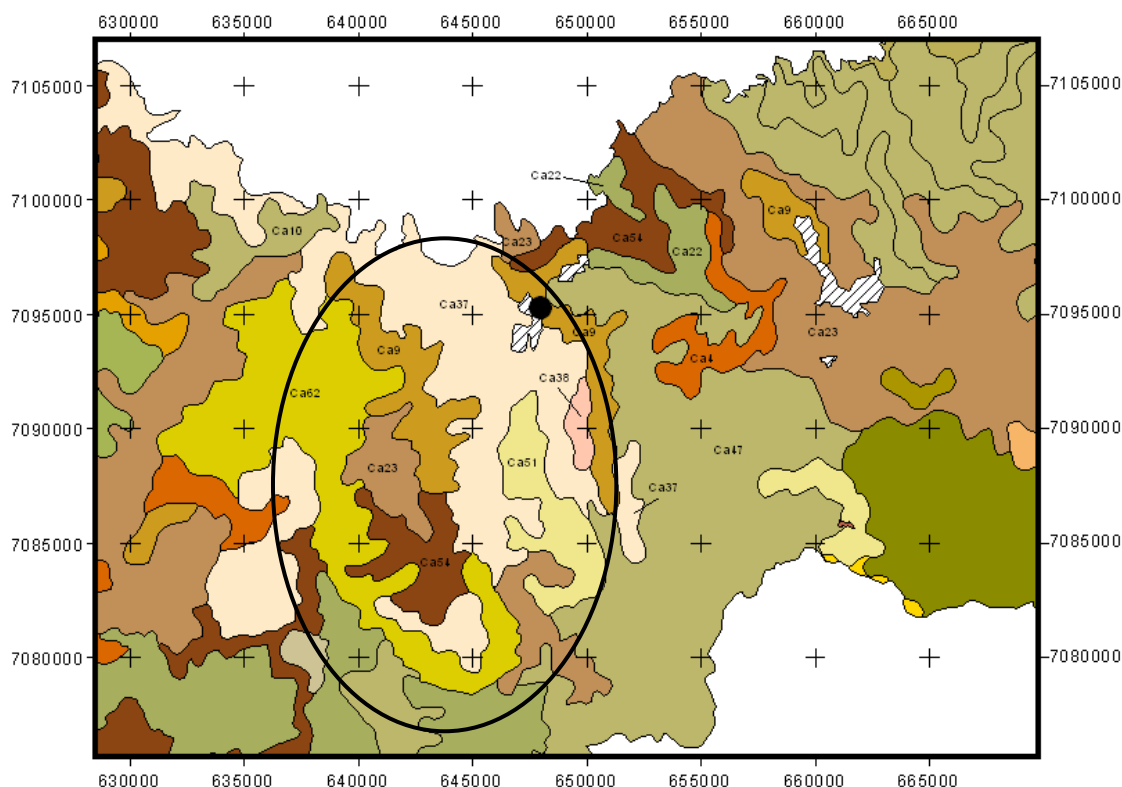


Figura 4.2 – Mapa Pedológico da Região – Rio Negrinho / Volta Grande (EMBRAPA, 2004)

No local de coleta das amostras o solo se classifica como Ca22 - Cambissolo álico Tb A moderado e proeminente; textura argilosa + Podzólico Vermelho-Amarelo álico Tb A moderado e proeminente; textura média / argilosa e o relevo forte ondulado e montanhoso.

Diante dessas informações, verificou-se que no trecho há materiais argilosos e siltosos em grande escala e em muitos pontos, verifica-se também a elevada expansão desses solos.

Observa-se nos locais de estudo (nos pontos de coleta das amostras 01 e 02) a existência de “borrachudos” na estrada existente, o que evidencia a expansibilidade do subleito. Ocorrem banhados, cujas sondagens realizadas identificaram a presença de argila siltico arenosa marrom, argila siltosa cinza, silte arenoso marrom, argila siltosa marrom, silte argiloso marrom e argila siltico arenosa cinza clara.

No local de coleta da amostra 03 o horizonte B está representado por argila siltosa marrom, enquanto o horizonte C é constituído por uma argila siltosa amarelada, silte argiloso

amarelado a róseo, silte argiloso rosado a arroxeadado e areia fina esverdeada. Pela análise dos resultados de ensaios constata-se que o horizonte C tende a ser mais expansivo que o horizonte B.

Foram coletadas três amostras nesses pontos onde há ocorrência de solos expansivos para a análise da estabilização com cal.

4.1.4 Características Geotécnicas das Amostras

As características geotécnicas, a classificação e as propriedades mecânicas das amostras de solo obtidas através dos ensaios de Limites de Atterberg, Densidade Real dos Grãos, Análise Granulométrica, Pastilhas MCT, Mini-MCV, Compactação, Índice de Suporte Califórnia (ISC) e Módulo de Resiliência são descritas conforme os itens seguintes por meio de tabelas-resumos e gráficos explicativos.

4.1.4.1 Amostra 01

As fotos da Figura 4.3 e Figura 4.4 mostram o local da retirada da Amostra 01 onde houve a necessidade da prévia retirada da vegetação superficial do local. Após sua coleta, a amostra foi acondicionada em sacos resistentes e amarrados com sua identificação. Em um saco menor foi colocada uma pequena amostra para obter sua umidade natural. Este procedimento foi adotado para todas as amostras.



Figura 4.3 – Foto do local da extração da Amostra 01 - Estaca 31 + 540m (Horizonte C)



Figura 4.4 – Extração da Amostra 01 - Estaca 31 + 540m (Horizonte C)

A Umidade Natural desta amostra em campo foi de 50,3%. Os Limites de Atterberg da Amostra 01 estão representados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Limites de Atterberg – Amostra 01

| | |
|-----------------------------|------|
| Limite de Liquidez (LL) | 102% |
| Limite de Plasticidade (LP) | 35% |
| Índice de Plasticidade (IP) | 67% |

A análise granulométrica da Amostra 01 foi realizada com e sem defloculante conforme apresentado na Tabela 4.2 e na Figura 4.5. O defloculante utilizado foi o Hexametáfosfato de Sódio. A densidade real dos grãos desta amostra obtida por meio do ensaio do picnômetro foi de 2,80.

Tabela 4.2 – Análise Granulométrica – Amostra 01 com e sem defloculante

| Análise Granulométrica – Amostra 01 com defloculante | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 68,16% | 17,69% | 6,51% | 3,47% | 4,16% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Análise Granulométrica – Amostra 01 sem defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 0,00% | 56,00% | 29,81% | 4,85% | 5,83% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |

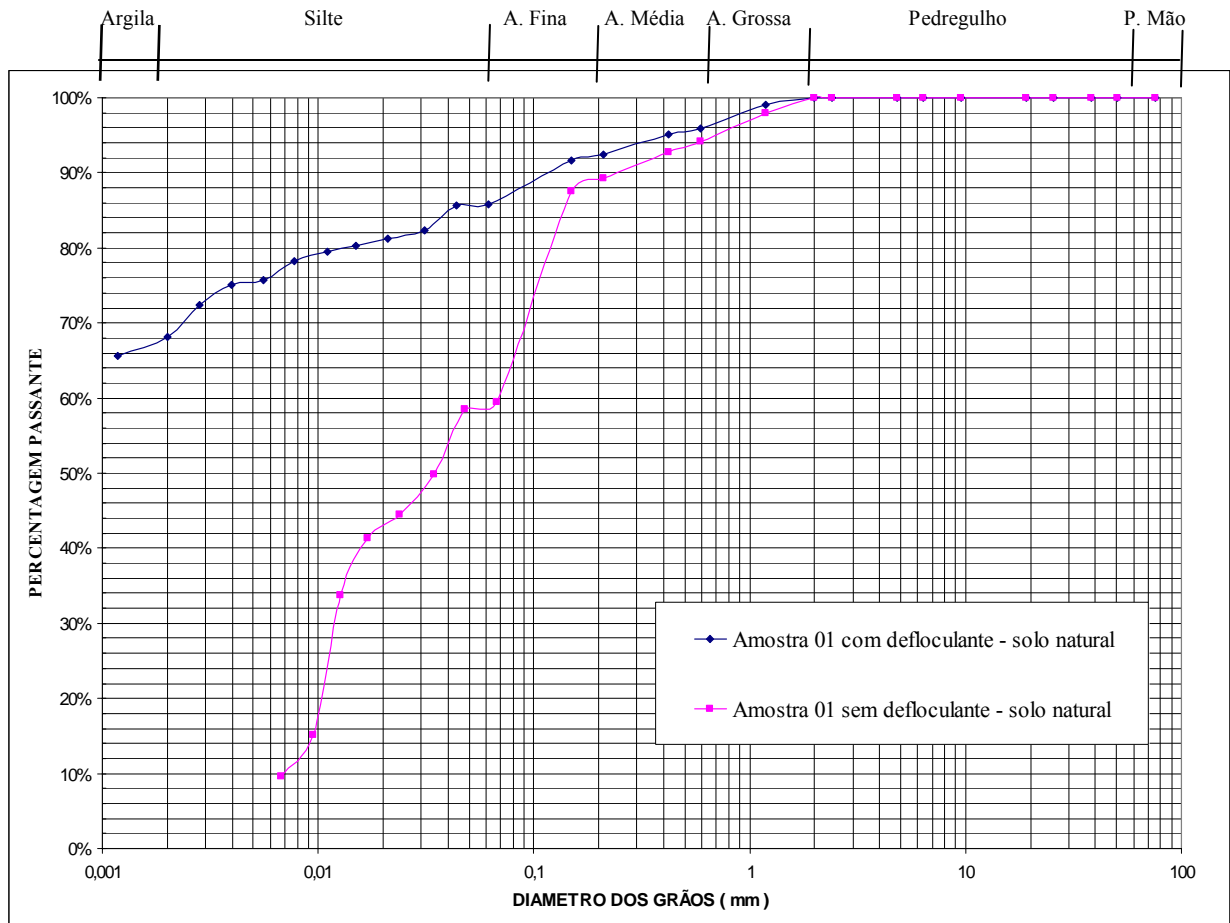


Figura 4.5 – Análise Granulométrica - Amostra 01

A compactação da amostra foi realizada utilizando duas energias de compactação, Proctor Normal e Proctor Intermediário, como descrito na metodologia deste trabalho. Os resultados de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima ($w_{\acute{o}t}$) da Amostra 01 para solo natural estão apresentados na Tabela 4.3 e as curvas de compactação estão apresentadas na Figura 4.6.

Tabela 4.3 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 01

| | ENERGIA DE COMPACTAÇÃO | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Proctor Normal | Proctor Intermediário |
| $\gamma_{dm\acute{a}x}$ | 14,10 kN/m ³ | 15,10 kN/m ³ |
| $w_{\acute{o}t}$ | 30,80% | 27,30% |

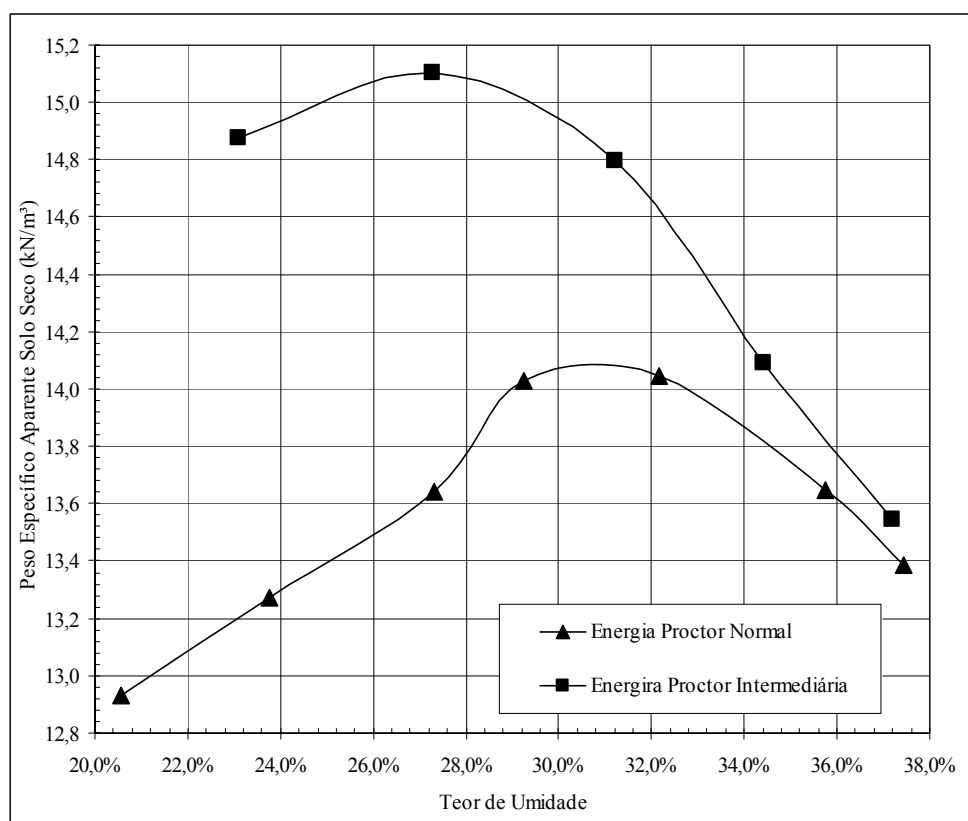


Figura 4.6 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediária – Amostra 01

De acordo com a classificação HRB, esta amostra é classificada como A-7-5 com IG igual a 20, e pela classificação SUCS é tida como CH (argila inorgânica de alta plasticidade). Utilizando a classificação MCT (Nogami e Villibor, 1992) apresentado por Fortes (2002) através do método das pastilhas, classificou-se a Amostra 01 como NG' (solo argiloso de comportamento não laterítico). Quando se realizou o ensaio Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, a classificação foi de NG', confirmando o resultado do ensaio das Pastilhas.

A seguir mostram-se as Curvas de Compactação MCT e Curvas de Deformabilidade, respectivamente, para Amostra 01. Através destas curvas são determinados coeficientes empíricos (c' e e') utilizados na caracterização e classificação através da carta de classificação da Figura 3.3, de solos tropicais para finalidades rodoviárias.

A Figura 4.7 mostra as curvas de compactação, empregado para determinar o coeficientes d' (coeficiente angular da reta adjacente no ramo seco da curva de doze golpes).

Na Figura 4.8 de curvas de deformabilidade, a variável an é a diferença de altura do corpo-de-prova entre a leitura obtida após n (A_n) golpes e a leitura obtida após $4n$ golpes (A_{4n}), ou seja: $an = A_n - A_{4n}$. Neste gráfico obtém-se o parâmetro PI.

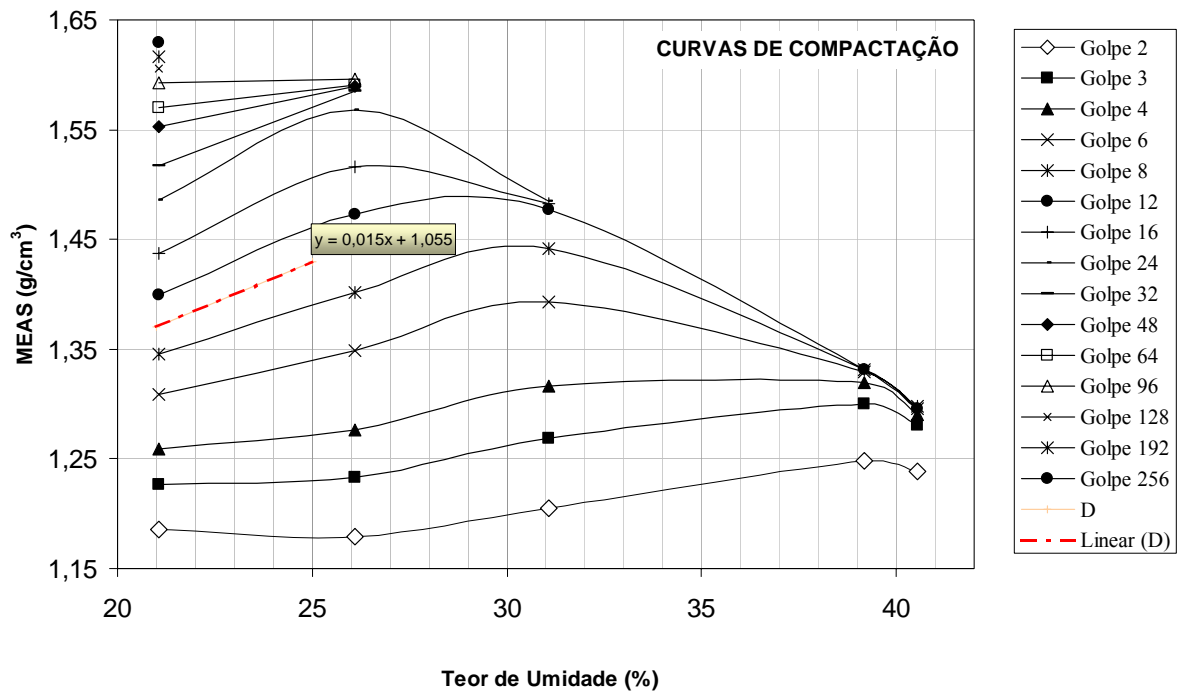


Figura 4.7 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 01

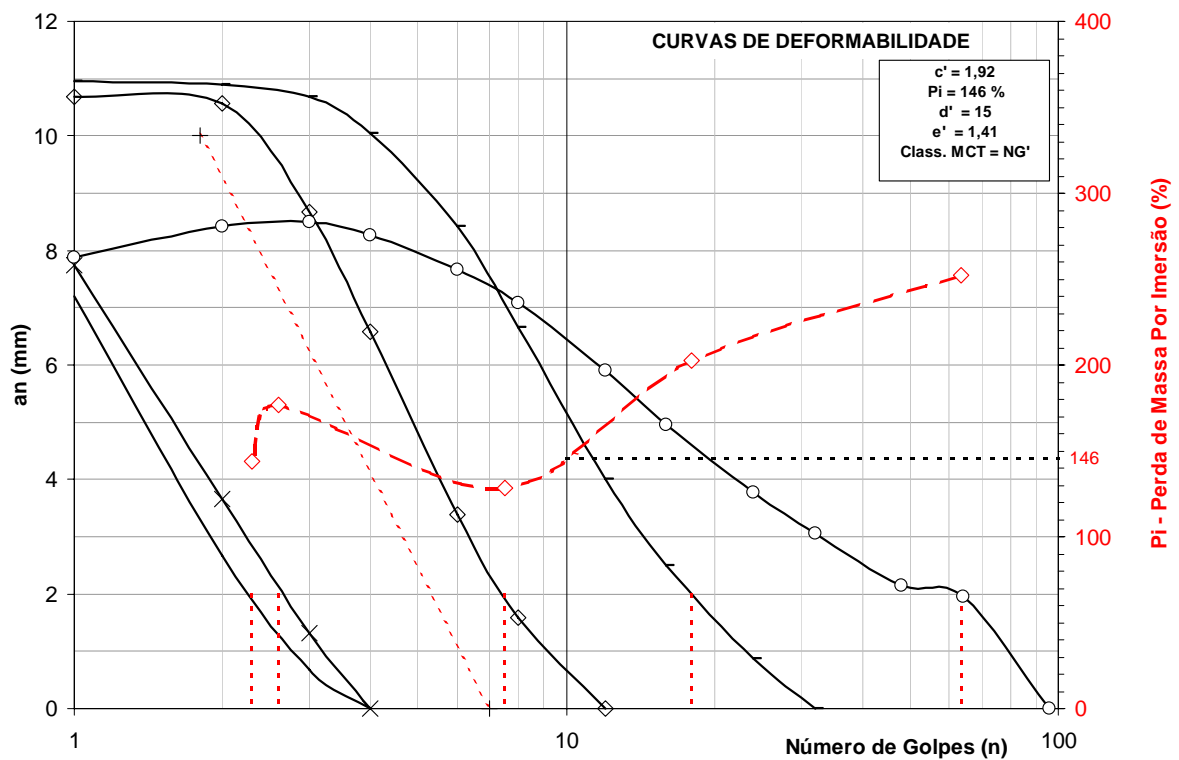


Figura 4.8 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 01

Os ensaios de Índice Suporte Califórnia (ISC) mostraram um valor de 2,00% para ISC e expansão de 6,59% na energia correspondente a Proctor Normal. Para energia de

compactação Intermediária o valor do ISC foi de 2,00% e expansão de 7,14%. Esses valores mostram que o material é impróprio para ser usado em camada final de terraplenagem sem tratamento.

Os resultados de análise química do solo realizada no Laboratório Físico Químico e Biológico da Companhia Integrada de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina (CIDASC) são apresentados na Tabela 4.4.

A capacidade de troca catiônica (CTC) é um parâmetro importante na descrição dos minerais argilosos, já que cada mineral argiloso tem sua respectiva CTC. Esta propriedade é utilizada para quantificar a sua presença e avaliar o potencial reativo do material.

Neste caso o valor de 24,61 cmolc/l para Amostra 01 indica a presença de argilominerais do tipo 2:1.

Tabela 4.4 – Análise Química da Amostra 01 – solo natural

| DETERMINAÇÃO | AMOSTRA 01 |
|-------------------------|------------|
| Textura (% argila) | >70,00 |
| pH | 4,60 |
| Índice SMP | 4,60 |
| Fósforo (ppm) | 2,60 |
| Potássio (ppm) | 43,00 |
| Matéria Orgânica (%m/v) | 0,70 |
| Alumínio (cmolc/l) | 3,60 |
| Cálcio (cmolc/l) | 2,20 |
| Magnésio (cmolc/l) | 0,50 |
| Sódio (ppm) | 8,00 |
| H + Al (cmolc/l) | 21,76 |
| Soma Bases-S (cmolc/l) | 2,85 |
| CTC (cmolc/l) | 24,61 |
| Saturação Bases-V (%) | 11,58 |

4.1.4.2 Amostra 02

A foto da Figura 4.9 mostram o local da retirada da Amostra 02 onde houve a necessidade da prévia retirada da vegetação local.



Figura 4.9 – Extração da Amostra 02 - Estaca 31 + 910m (Horizonte B)

A Umidade Natural desta amostra em campo foi de 40,4%. Os Limites de Atterberg da Amostra 02 estão representados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 – Limites de Atterberg – Amostra 02

| | |
|-----------------------------|-----|
| Limite de Liquidez (LL) | 82% |
| Limite de Plasticidade (LP) | 34% |
| Índice de Plasticidade (IP) | 48% |

A análise granulométrica da Amostra 02 apresenta-se na Tabela 4.6 e na Figura 4.10. A densidade real dos grãos desta amostra obtida por meio do ensaio do picnômetro foi de 2,80.

Tabela 4.6 – Análise Granulométrica – Amostra 02 com e sem defloculante

| Análise Granulométrica – Amostra 02 com defloculante | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 60,17% | 24,60% | 8,20% | 2,35% | 3,31% | 1,30% | 0,08% | 0,00% | 0,00% |
| Análise Granulométrica – Amostra 02 sem defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 0,00% | 36,00% | 37,42% | 11,52% | 8,35% | 1,30% | 0,08% | 0,00% | 0,00% |

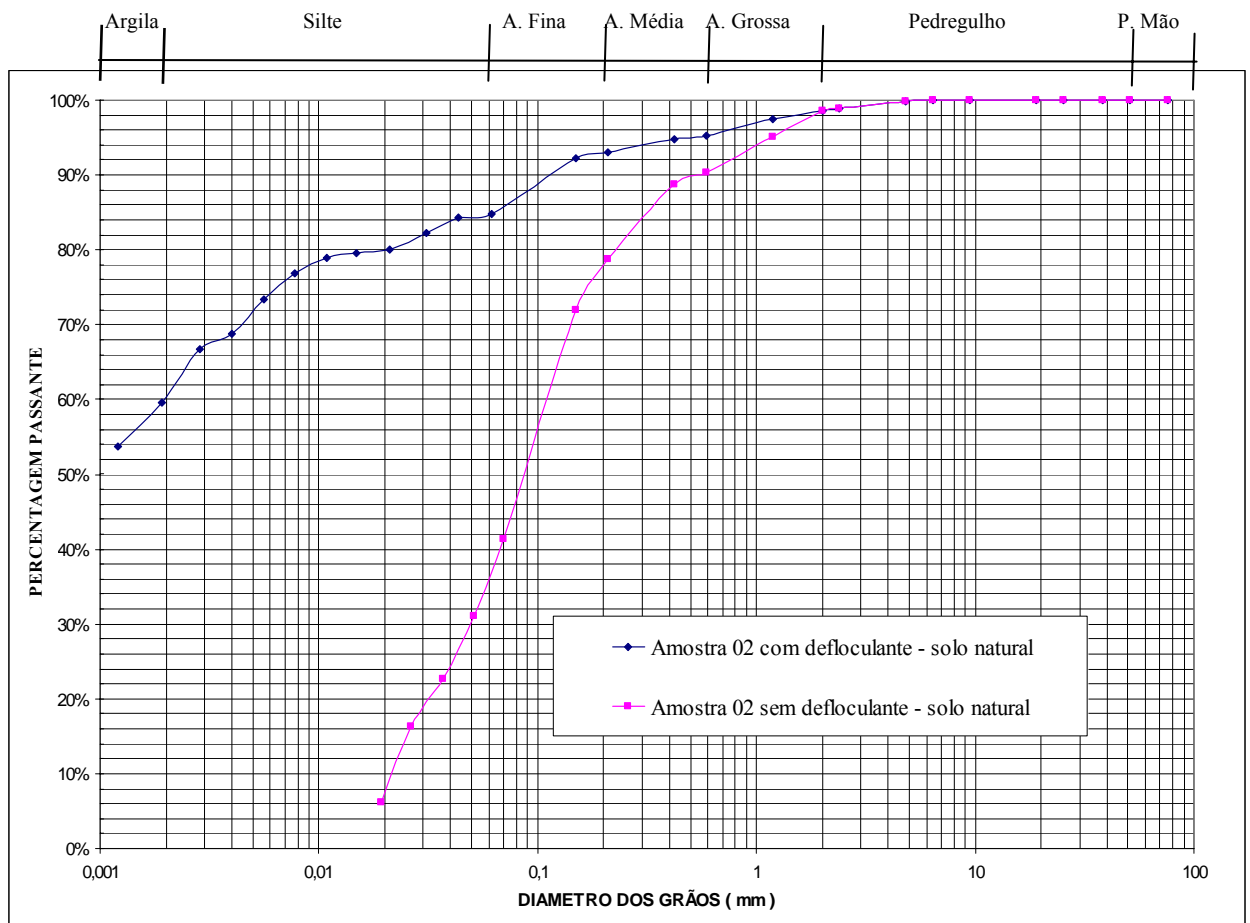


Figura 4.10 – Análise Granulométrica - Amostra 02

Através de ensaio de compactação da Amostra 02 foram obtidos os resultados de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima ($W_{\acute{o}t}$) para solo natural, os quais são apresentados na Tabela 4.7 e as curvas de compactação estão apresentadas na Figura 4.11.

Tabela 4.7 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $W_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 02

| | ENERGIA DE COMPACTAÇÃO | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Proctor Normal | Proctor Intermediário |
| $\gamma_{dm\acute{a}x}$ | 13,95 kN/m ³ | 15,10 kN/m ³ |
| $W_{\acute{o}t}$ | 32,40% | 27,20% |

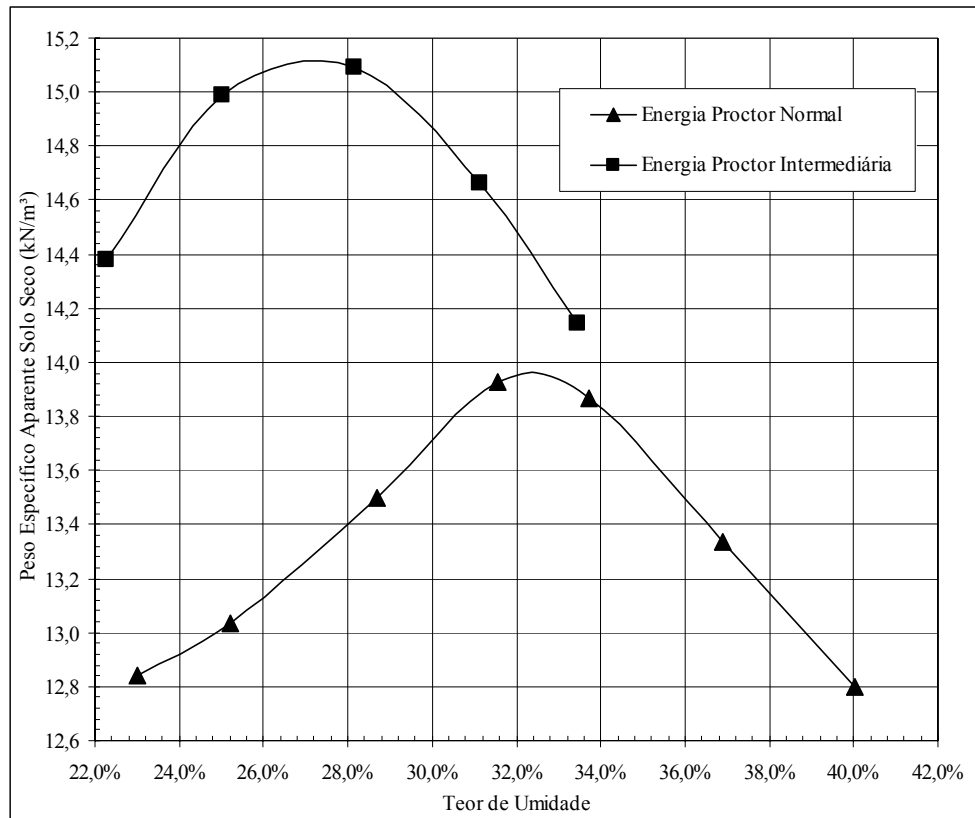


Figura 4.11 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediária – Amostra 02

De acordo com a classificação HRB, esta amostra é classificada como A-7-5 com IG igual a 20, e pela classificação SUCS é tida como CH (argila inorgânica de alta plasticidade). Utilizando a classificação MCT (Nogami e Villibor, 1992) apresentado por Fortes (2002) através do método das pastilhas, classificou-se a Amostra 02 como LG' (solo argiloso de comportamento laterítico). Quando se realizou o ensaio Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, a classificação foi de NG' contrariando o resultado do ensaio das Pastilhas.

A seguir mostram-se as Curvas de Compactação MCT e Curvas de Deformabilidade, respectivamente, para Amostra 02.

Na Figura 4.12 são apresentadas as curvas de compactação onde é extraído o coeficientes d' que é o coeficiente angular da reta adjacente no ramo seco da curva de dez golpes, a qual é conseguida através da interpolação gráfica.

Na Figura 4.13 de curvas de deformabilidade obtém-se o parâmetro PI.

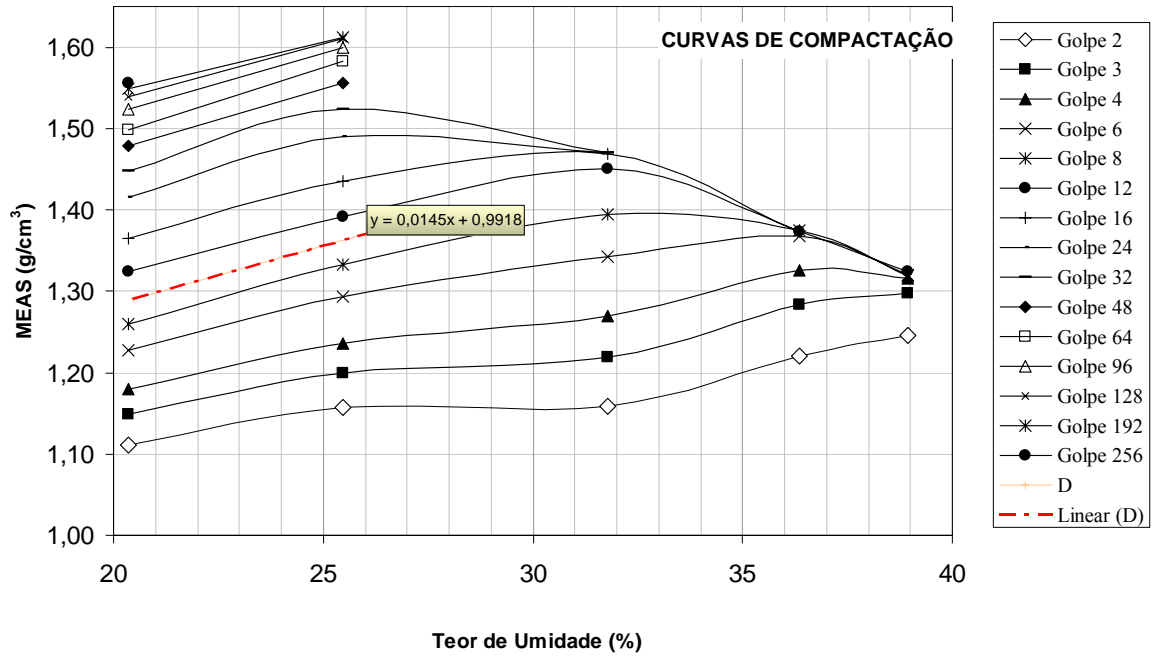


Figura 4.12 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 02

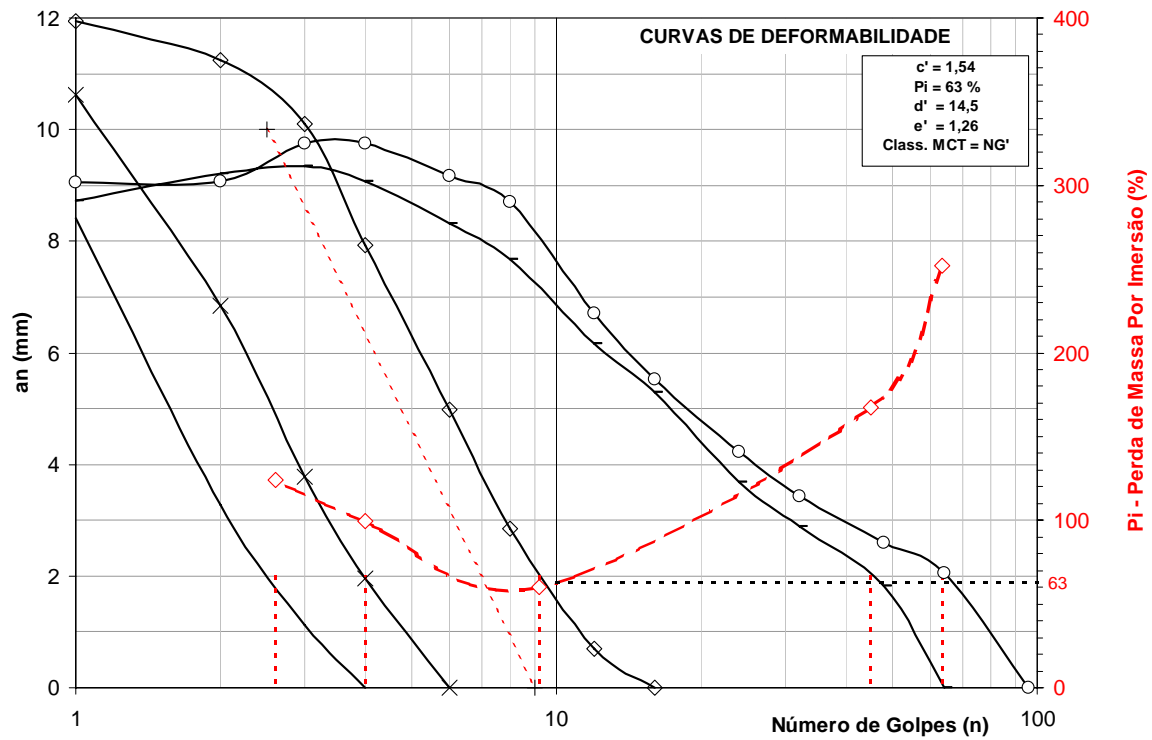


Figura 4.13 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 02

Os ensaios de Índice Suporte Califórnia (ISC) revelaram um valor de 7,80% para ISC e expansão de 0,60% na energia correspondente a Proctor Normal. Para energia de compactação Intermediária o valor do ISC foi de 9,10% e expansão de 3,00%.

Os resultados de análise química do solo Amostra 02 realizada no Laboratório Físico Químico e Biológico da Companhia Integrada de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina (CIDASC) são apresentados na Tabela 4.8. O valor da CTC desta amostra foi de 12,12 cmolc/l, indicando a presença de argilominerais do tipo 2:1.

Tabela 4.8 – Análise Química da Amostra 02 – solo natural

| DETERMINAÇÃO | AMOSTRA 02 |
|-------------------------|------------|
| Textura (% argila) | >70,00 |
| pH | 5,50 |
| Índice SMP | 6,50 |
| Fósforo (ppm) | 6,10 |
| Potássio (ppm) | 49,00 |
| Matéria Orgânica (%m/v) | 1,20 |
| Alumínio (cmolc/l) | 0,00 |
| Cálcio (cmolc/l) | 4,70 |
| Magnésio (cmolc/l) | 4,80 |
| Sódio (ppm) | 8,00 |
| H + Al (cmolc/l) | 2,46 |
| Soma Bases-S (cmolc/l) | 9,66 |
| CTC (cmolc/l) | 12,12 |
| Saturação Bases-V (%) | 79,70 |

4.1.4.3 Amostra 03

A Figura 4.14 e a Figura 4.15 mostram o local da retirada da Amostra 03.



Figura 4.14 – Foto do local da extração da Amostra 03 - Estaca 0 + 510m (Horizonte C)



Figura 4.15 – Extração da Amostra 03 - Estaca 0 + 410m (Horizonte C)

A Umidade Natural desta amostra em campo foi de 41,4%. Os Limites de Atterberg da Amostra 03 estão representados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Limites de Atterberg – Amostra 03

| | |
|-----------------------------|-----|
| Limite de Liquidez (LL) | 42% |
| Limite de Plasticidade (LP) | 25% |
| Índice de Plasticidade (IP) | 17% |

A análise granulométrica da Amostra 03 é apresentada na Tabela 4.10 e na Figura 4.16. A densidade real dos grãos desta amostra obtida por meio do ensaio do picnômetro foi de 2,69.

Tabela 4.10 – Análise Granulométrica – Amostra 03 com e sem defloculante

| Análise Granulométrica – Amostra 03 com defloculante | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 4,42% | 67,63% | 14,60% | 7,46% | 5,88% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Análise Granulométrica – Amostra 03 sem defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 0,00% | 48,00% | 28,85% | 10,70% | 10,56% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |

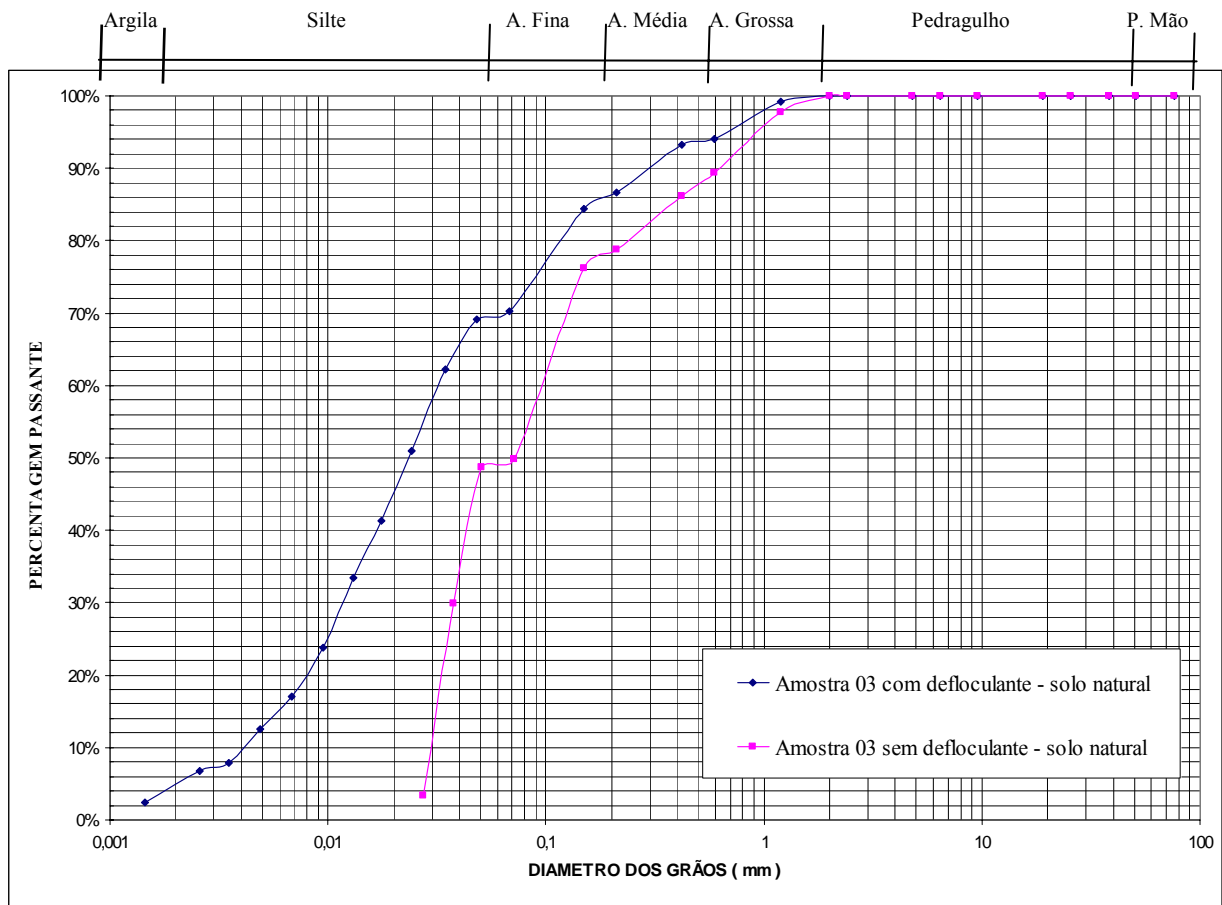


Figura 4.16 – Análise Granulométrica - Amostra 03

Através de ensaio de compactação da Amostra 03 foram obtidos os resultados de peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima ($W_{\acute{o}t}$) para solo natural, os quais são apresentados na Tabela 4.11 e as curvas de compactação estão apresentadas na Figura 4.17.

Tabela 4.11 – $\gamma_{dm\acute{a}x}$ e $W_{\acute{o}t}$: Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 03

| ENERGIA DE COMPACTAÇÃO | | |
|-------------------------|-------------------------|-------------------------|
| | Proctor Normal | Proctor Intermediário |
| $\gamma_{dm\acute{a}x}$ | 15,12 kN/m ³ | 16,28 kN/m ³ |
| $W_{\acute{o}t}$ | 25,60% | 21,90% |

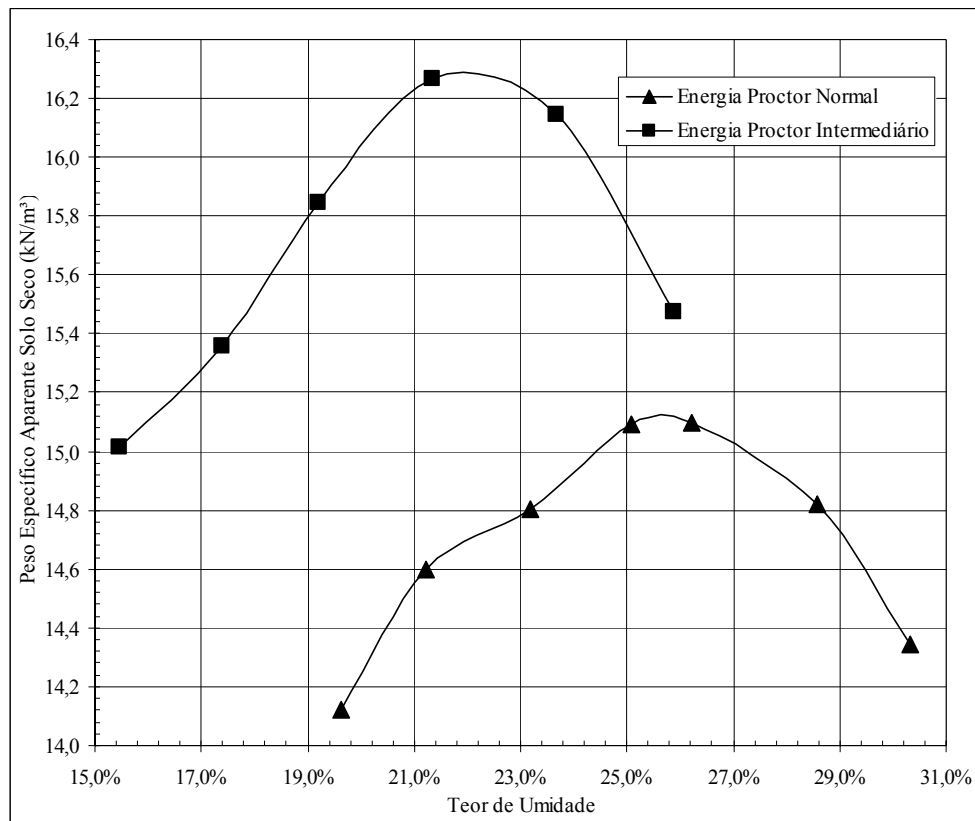


Figura 4.17 – Curvas de Compactação Energias Proctor Normal e Proctor Intermediário – Amostra 03

A Amostra 03, de acordo com a classificação HRB, é classificada como A-7-6 com IG igual a 0,28; e pela classificação SUCS é tida como CL (argila pouco plástica arenoso). Utilizando a classificação MCT (Nogami e Villibor, 1992) apresentado por Fortes (2002) através do método das pastilhas, classificou-se a Amostra 03 como NS'-NG' (transição de solo siltoso-argiloso de comportamento não-laterítico). Quando se realizou o ensaio Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, a classificação foi de NA' contrariando o resultado do ensaio das Pastilhas.

A seguir mostram-se as Curvas de Compactação MCT e Curvas de Deformabilidade, respectivamente, para Amostra 03.

Na Figura 4.18 são apresentadas as curvas de compactação onde é extraído o coeficiente d' que é o coeficiente angular da reta adjacente no ramo seco da curva de dez golpes, a qual é conseguida através da interpolação gráfica.

Na Figura 4.19 de curvas de deformabilidade obtém-se o parâmetro PI.

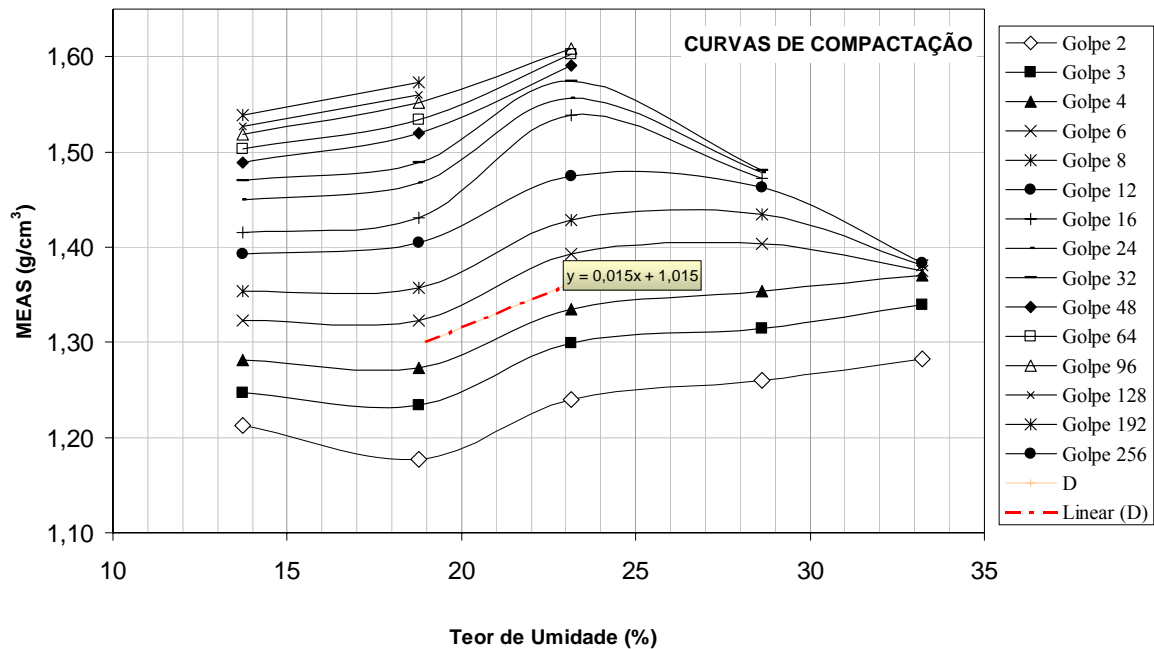


Figura 4.18 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 03

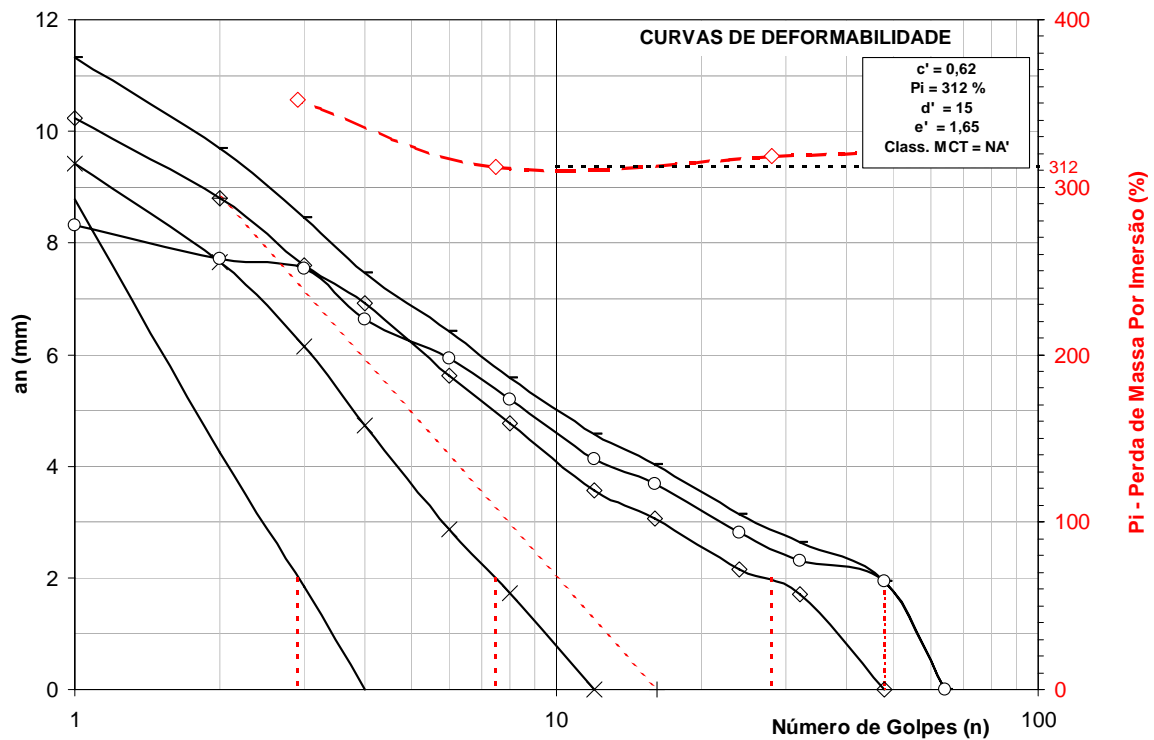


Figura 4.19 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 03

Os ensaios de Índice Suporte Califórnia (ISC) revelaram um valor de 5,80% para ISC e expansão de 1,60% na energia correspondente a Proctor Normal. Para energia de compactação Intermediária o valor do ISC foi de 9,20% e expansão de 2,47%.

Os resultados de análise química do solo Amostra 03 realizada no Laboratório Físico Químico e Biológico da Companhia Integrada de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina (CIDASC) são apresentados na Tabela 4.12. O valor da CTC apresentado pela Amostra 03 foi de 11,76 cmolc/l, que indica a presença de argilominerais do tipo 2:1.

Tabela 4.12 – Análise Química da Amostra 03 – solo natural

| DETERMINAÇÃO | AMOSTRA 03 |
|-------------------------|------------|
| Textura (% argila) | 24 |
| pH | 4,6 |
| Índice SMP | 5,3 |
| Fósforo (ppm) | 11,6 |
| Potássio (ppm) | 29 |
| Matéria Orgânica (%m/v) | 0,4 |
| Alumínio (cmolc/l) | 2,8 |
| Cálcio (cmolc/l) | 1,3 |
| Magnésio (cmolc/l) | 0,6 |
| Sódio (ppm) | 10 |
| H + Al (cmolc/l) | 9,47 |
| Soma Bases-S (cmolc/l) | 2,02 |
| CTC (cmolc/l) | 11,76 |
| Saturação Bases-V (%) | 17,18 |

4.2 PROPRIEDADES DA CAL UTILIZADA

Para efetuar os ensaios de laboratório, foi escolhido um tipo de cal cálcica hidratada (CH-I) produzida pela empresa EMAL – Empresa de Mineração Aripuanã Ltda. em Nobres / MT.

A análise química deste material foi efetuada pela CIDASC – Companhia Integrada de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina – a qual constatou um valor de 72,7% em Óxido de Cálcio (CaO) e 0,99% de Óxido de Magnésio (MgO).

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

O resumo dos resultados é apresentado na Tabela 5.1 a qual mostra os principais valores obtidos para os ensaios das amostras no estado natural, para os ensaios de dosagem solo-cal e para os ensaios realizados nas amostras melhoradas com cal.

Nos itens seguintes são apresentados os detalhes e a análise dos resultados apresentados na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Principais valores obtidas nos ensaios em amostras de solo natural, dosagem solo-cal e amostras de solo melhorado com cal

| AMOSTRA | GRANULOMETRIA | | | ÍNDICES FÍSICOS | | | CLASSIFICAÇÃO | | | | |
|---------|---------------|-----------|------------|-----------------|--------|-------|---------------|---------------|-----------|------|---------------|
| | AREIA (%) | SILTE (%) | ARGILA (%) | LL (%) | LP (%) | IP(%) | HRB | MCT PASTILHAS | MCT - MCV | | |
| | | | | | | | | | e' | c' | CLASSIFICAÇÃO |
| 01 | 14,14 | 17,69 | 68,16 | 102,00 | 35,00 | 67,00 | A-7-5 | NG' | 1,41 | 1,92 | NG' |
| 02 | 13,86 | 24,60 | 60,17 | 82,00 | 34,00 | 48,00 | A-7-5 | LG' | 1,26 | 1,54 | NG' |
| 03 | 27,94 | 67,63 | 4,42 | 42,00 | 25,00 | 17,00 | A-7-6 | NS'-NG' | 1,65 | 0,62 | NA' |

| AMOSTRA | ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO | | | | | ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO | | | | |
|---------|--------------------------------------|---------------------|--------------|---------|---|--------------------------------------|---------------------|--------------|---------|---|
| | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{ot} (%) | EXPANSÃO (%) | ISC (%) | MR (MPa) | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{ot} (%) | EXPANSÃO (%) | ISC (%) | MR (MPa) |
| 01 | 14,10 | 30,80 | 6,59 | 2,00 | MR=113,75 $\sigma_d^{-0,188}$ R ² =0,369 | 15,10 | 27,30 | 7,14 | 2,00 | MR=139,17 $\sigma_d^{-0,2304}$ R ² =0,769 |
| 02 | 13,95 | 32,40 | 0,60 | 7,80 | MR=102,59 $\sigma_d^{-0,2434}$ R ² =0,311 | 15,10 | 27,20 | 3,00 | 9,10 | MR=393,23 $\sigma_d^{-0,0451}$ R ² =0,499 |
| 03 | 15,12 | 25,60 | 1,60 | 5,80 | MR=10,857 $\sigma_d^{-0,5996}$ R ² =0,994 | 16,28 | 21,90 | 2,47 | 9,20 | MR=55,721 $\sigma_d^{-0,4564}$ R ² =0,955 |

| AMOSTRA | MÉTODO LFP | | | | | | MÉTODO PH | MÉTODO DAS PASTILHAS | | | |
|---------|----------------|--------------------------|--------------------------|------------------------|------------------------|---------------------------|---------------------------|----------------------|-----------|-----------|-----------|
| | LP NATURAL (%) | LP IMEDIATO 0,5% CAL (%) | LP 1 SEMANA 0,5% CAL (%) | LP IMEDIATO 5% CAL (%) | LP 1 SEMANA 5% CAL (%) | % DE CAL P/ ESTABILIZAÇÃO | % DE CAL P/ ESTABILIZAÇÃO | 1% DE CAL | 2% DE CAL | 3% DE CAL | 4% DE CAL |
| 01 | 35,00 | 32,00 | 33,00 | 46,00 | 42,00 | 4 | 4 | | NG' | LG' | LG' |
| 02 | 34,00 | 31,00 | 32,00 | 49,00 | 43,00 | 4 | 4 | | LG' | LG' | LG' |
| 03 | 25,00 | 26,00 | 24,00 | 34,00 | 32,00 | 3 | 3 | NS'-NG' | NG' | NG' | LG' |

| AMOSTRA | GRANULOMETRIA | | | ÍNDICES FÍSICOS | | | CLASSIFICAÇÃO MCT-MCV | | |
|--------------|---------------|-----------|------------|-----------------|--------|-------|-----------------------|------|---------------|
| | AREIA (%) | SILTE (%) | ARGILA (%) | LL (%) | LP (%) | IP(%) | e' | c' | CLASSIFICAÇÃO |
| 01+3% DE CAL | 58,03 | 31,93 | 10,05 | 73,00 | 45,00 | 28,00 | 0,89 | 1,08 | LA' |
| 02+2% DE CAL | 43,07 | 28,14 | 27,30 | 68,00 | 41,00 | 27,00 | 1,11 | 1,60 | LG' |
| 03+3% DE CAL | 51,01 | 47,16 | 1,83 | 42,00 | 34,00 | 8,00 | 0,93 | 2,08 | LG' |

| AMOSTRA | ENERGIA NORMAL DE COMPACTAÇÃO | | | | | ENERGIA INTERMEDIÁRIA DE COMPACTAÇÃO | | | | | | |
|--------------|--------------------------------------|---------------------|--------------|---------|---|---|--------------------------------------|---------------------|--------------|---------|--|---|
| | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{ot} (%) | EXPANSÃO (%) | ISC (%) | MR (MPa) | | γ_{dmax} (kN/m ³) | w _{ot} (%) | EXPANSÃO (%) | ISC (%) | MR (MPa) | |
| | | | | | 14 dias de cura | 90 dias de cura | | | | | 14 dias de cura | 90 dias de cura |
| 01+3% DE CAL | 14,10 | 31,20 | 0,10 | 44,90 | MR=618 $\sigma_d^{-0,0291}$ R ² =0,976 | MR=703,9 $\sigma_d^{0,0078}$ R ² =0,122 | 14,80 | 29,00 | 0,04 | 59,40 | MR=867,9 $\sigma_d^{0,0541}$ R ² =0,958 | MR=872,69 $\sigma_d^{0,0422}$ R ² =0,807 |
| 02+2% DE CAL | 14,30 | 30,30 | 0,10 | 17,40 | MR=385,9 $\sigma_d^{-0,0539}$ R ² =0,895 | MR=550,32 $\sigma_d^{0,0298}$ R ² =0,623 | 14,90 | 29,00 | 0,35 | 16,50 | MR=590,45 $\sigma_d^{0,0247}$ R ² =0,963 | MR=540,33 $\sigma_d^{-0,0249}$ R ² =0,72 |
| 03+3% DE CAL | 14,80 | 26,50 | 0,01 | 42,50 | MR=299,94 $\sigma_d^{-0,0968}$ R ² =0,846 | MR=388,27 $\sigma_d^{-0,0525}$ R ² =0,424 | 15,90 | 22,90 | 0,00 | 62,80 | MR=2525,8 $\sigma_d^{0,7861}$ R ² =0,953 | MR=636,25 $\sigma_d^{-0,0148}$ R ² =0,311 |

5.1 DOSAGEM SOLO-CAL

A dosagem solo-cal para as três amostras estudadas foi feita utilizando dois métodos já comprovados na bibliografia estudada – Método de Eades e Grim pH e Método do *Lime Fixation Point* (LFP). Outro método proposto é o ensaio de pastilhas com doses pré-determinadas de cal pelos métodos supra citados.

5.1.1 Método de Eades e Grim – pH

O ensaio para dosagem solo-cal com o método do pH foi realizados nas amostras utilizando as dosagens: 0%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6% e 7%.

Na Tabela 5.2 são apresentados os valores obtidos a partir do método de dosagem de Eades e Grim para dosagem solo-cal das Amostras 01, 02 e 03.

Tabela 5.2 – Dosagem Solo melhorado com cal – Método Eades e Grim - pH (Am 01, Am 02 e Am 03)

| | Teor de Cal (%) | | | | | | |
|-----------------|-----------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| | 0 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 |
| pH - Amostra 01 | 4,30 | 12,00 | 12,29 | 12,40 | 12,45 | 12,47 | 12,50 |
| pH - Amostra 02 | 4,93 | 11,60 | 12,20 | 12,43 | 12,57 | 12,60 | 12,65 |
| pH - Amostra 03 | 4,20 | 12,30 | 12,46 | 12,52 | 12,57 | 12,50 | 12,64 |

A Figura 5.1 traz o gráfico obtidos a partir do ensaio de dosagem solo-cal para a Amostra 01.

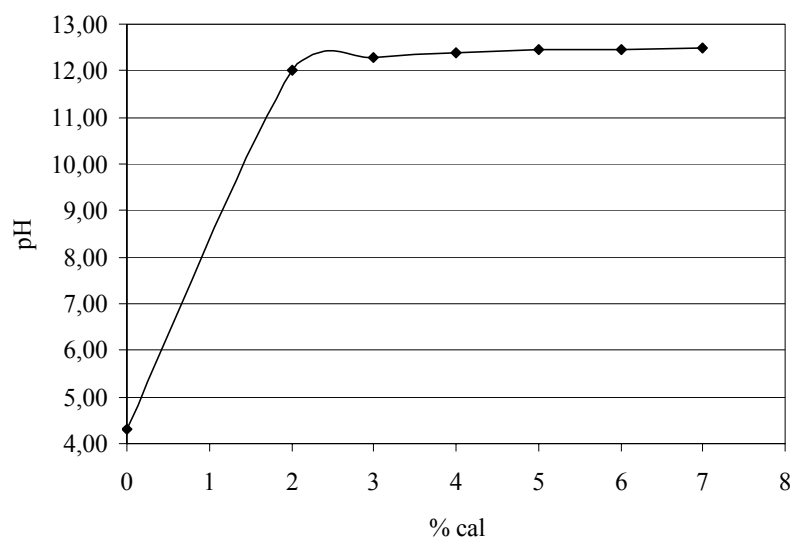


Figura 5.1 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 01)

A Figura 5.2 e Figura 5.3 trazem os gráficos obtidos a partir do ensaio realizado de dosagem solo-cal para a Amostra 02 e 03.

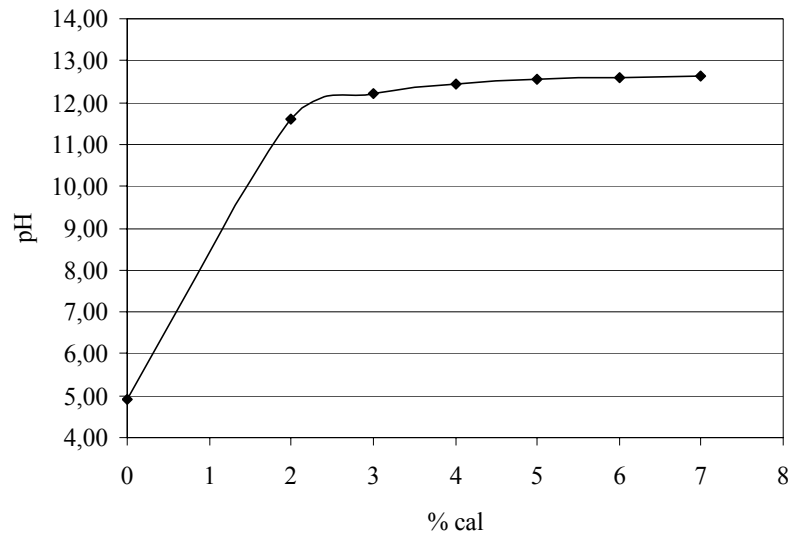


Figura 5.2 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 02)

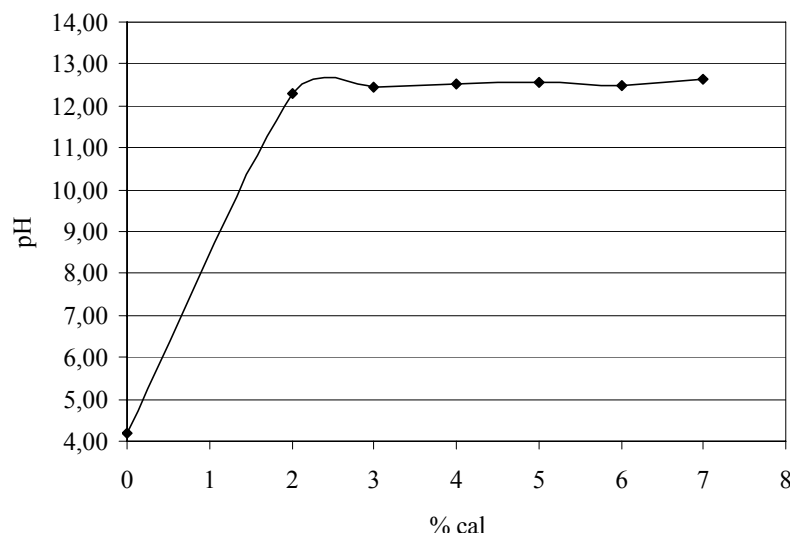


Figura 5.3 – Dosagem Método Eades e Grim – pH (Amostra 03)

5.1.2 Método *Lime Fixation Point - LFP*

O Limite de Plasticidade (LP) foi realizado variando as porcentagens de cal e tempo entre mistura e execução (imediatamente, 1 hora, 2 horas, 4 horas, 8 horas, 24 horas e 1 semana). As tabelas seguintes (Tabela 5.3, Tabela 5.4 e

Tabela 5.5) trazem os resultados obtidos para os ensaios de LP no método de dosagem LFP.

A Figura 5.4, Figura 5.5 e Figura 5.6 mostram o comportamento das amostra 01, 02 e 03 respectivamente.

Tabela 5.3 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 01)

| Amostra 01 | | | | | | | |
|------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------------|
| % cal | LP (%) Imediato | LP (%) após 1h | LP (%) após 2h | LP (%) após 4h | LP (%) após 8h | LP (%) após 24h | LP (%) após 1 semana |
| 0,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 |
| 0,5 | 32,0 | 32,0 | 33,0 | 32,0 | 34,0 | 31,0 | 33,0 |
| 1,0 | 33,0 | 35,0 | 35,0 | 35,0 | 37,0 | 32,0 | 35,0 |
| 2,0 | 41,0 | 41,0 | 42,0 | 41,0 | 43,0 | 42,0 | 38,0 |
| 3,0 | 45,0 | 45,0 | 45,0 | 45,0 | 46,0 | 44,0 | 41,0 |
| 4,0 | 47,0 | 48,0 | 48,0 | 47,0 | 48,0 | 46,0 | 42,0 |
| 5,0 | 46,0 | 46,0 | 46,0 | 47,0 | 48,0 | 44,0 | 42,0 |

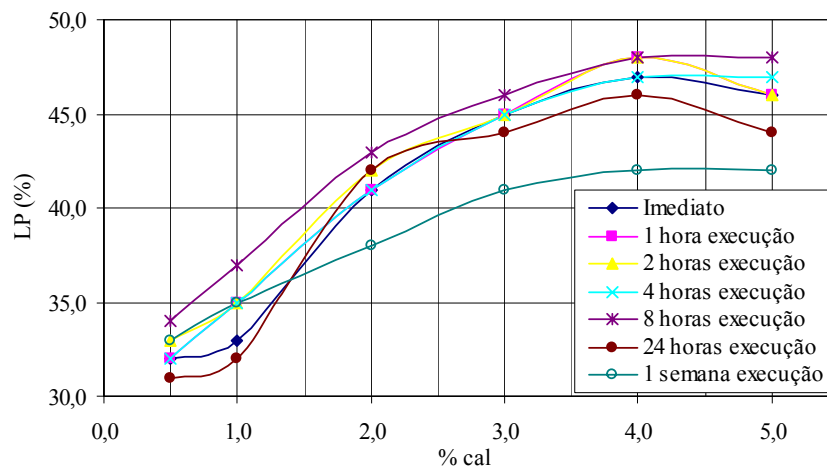


Figura 5.4 – Dosagem Método LFP (Amostra 01)

Tabela 5.4 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 02)

| Amostra 02 | | | | | | | |
|------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------------|
| % cal | LP (%) Imediato | LP (%) após 1h | LP (%) após 2h | LP (%) após 4h | LP (%) após 8h | LP (%) após 24h | LP (%) após 1 semana |
| 0,0 | 34,0 | 34,0 | 34,0 | 34,0 | 34,0 | 34,0 | 34,0 |
| 0,5 | 31,0 | 34,0 | 32,0 | 32,0 | 31,0 | 35,0 | 32,0 |
| 1,0 | 37,0 | 35,0 | 36,0 | 34,0 | 33,0 | 37,0 | 33,0 |
| 2,0 | 41,0 | 43,0 | 41,0 | 39,0 | 40,0 | 41,0 | 39,0 |
| 3,0 | 49,0 | 48,0 | 45,0 | 43,0 | 43,0 | 44,0 | 42,0 |
| 4,0 | 49,0 | 49,0 | 45,0 | 44,0 | 44,0 | 45,0 | 43,0 |
| 5,0 | 49,0 | 49,0 | 45,0 | 44,0 | 44,0 | 45,0 | 43,0 |

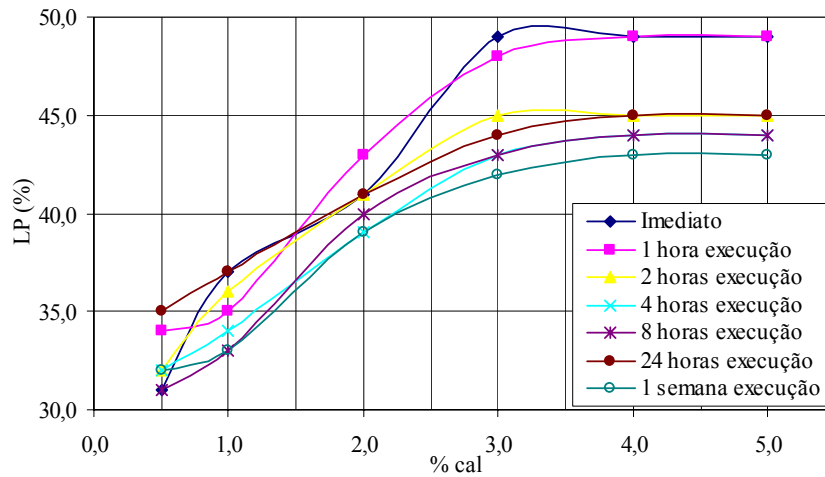


Figura 5.5 – Dosagem Método LFP (Amostra 02)

Tabela 5.5 – Dosagem pelo Método LFP (Amostra 03)

| Amostra 03 | | | | | | | |
|------------|-----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|-----------------|----------------------|
| % cal | LP (%) Imediato | LP (%) após 1h | LP (%) após 2h | LP (%) após 4h | LP (%) após 8h | LP (%) após 24h | LP (%) após 1 semana |
| 0,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 | 25,0 |
| 0,5 | 26,0 | 24,0 | 25,0 | 25,0 | 23,0 | 24,0 | 24,0 |
| 1,0 | 30,0 | 28,0 | 26,0 | 27,0 | 25,0 | 28,0 | 26,0 |
| 2,0 | 34,0 | 33,0 | 31,0 | 32,0 | 31,0 | 31,0 | 30,0 |
| 3,0 | 34,0 | 34,0 | 33,0 | 32,0 | 33,0 | 32,0 | 31,0 |
| 4,0 | 34,0 | 34,0 | 33,0 | 32,0 | 33,0 | 32,0 | 32,0 |
| 5,0 | 34,0 | 33,0 | 33,0 | 32,0 | 33,0 | 32,0 | 32,0 |

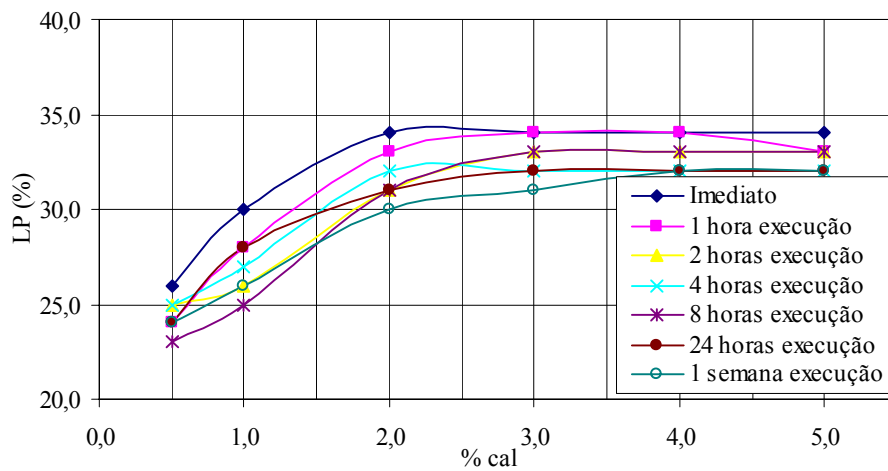


Figura 5.6 – Dosagem Método LFP (Amostra 03)

Para os tempos utilizados nos ensaios de Limite de Plasticidade (LP) no método de dosagem LFP, houve diferenças nos resultados, porém, o teor de cal onde ocorre o ponto LFP (*Lime fixation Point*) para cada amostra, foi o mesmo na maioria dos casos, tornando mais confiável o valor para o teor de cal adotado.

Na Tabela 5.3 verifica-se os valores obtidos para Amostra 01. O valor do LFP neste caso foi de 4,0% de cal a ser adotado. Para Amostra 02, os valores obtidos são visualizados na Tabela 5.4. O LFP se deu com a percentagem de cal de 4,0%. A Amostra 03 tem seu valores de LFP apresentados na

Tabela 5.5. Estes são da ordem de 3,0% de cal.

Nos ensaios de dosagem utilizando o método de pH, os resultados foram ligeiramente diferentes dos ensaios pelo método do LFP. Para Amostra 01 obteve-se o mesmo valor do LFP, ou seja, 4,0%. A Amostra 02 apresentou um teor de cal obtido pelo método do pH de 4,0%, ou seja, igual ao LFP. Com relação à Amostra 03, o teor de cal obtido foi de 3,0%, que também é igual ao valor obtido pelo método do LFP.

Estes resultados dão uma boa indicação de que estão ocorrendo as reações solo-cal. Os valores de LP para as misturas com 0,5% de cal são menores do que para o solo natural. Como verificado na literatura, em pesquisas realizadas, tanto em amostras de solo de comportamento não laterítico (Pomatti, 2000) quanto em solos de comportamento laterítico, o aumento nos teores de cal eleva o valor de LP até certo ponto a partir do qual este valor permanece constante, ou diminui. Pelos resultados obtidos de LP, verifica-se que as reações da cal com o solo são imediatas e a alta expansão das amostras estudadas tende a ser suprimida.

Ambos os métodos apresentados para dosagem solo-cal, LFP e pH forneceram resultados muito próximos. Estes resultados são apresentados na Tabela 5.6, mostrando o resumo dos dados, os quais foram utilizados também para a tentativa de dosagem com o método das pastilhas.

Tabela 5.6 – Resumo da dosagem solo-cal das amostras – Métodos LFP e pH

| Ensaio | Amostras | | |
|--------|------------|------------|------------|
| | Amostra 01 | Amostra 02 | Amostra 03 |
| pH | 4% cal | 4% cal | 3% cal |
| LFP | 4% cal | 4% cal | 3% cal |

5.1.3 Dosagem solo melhorado com cal utilizando o Método das Pastilhas MCT

Nos ensaios de pastilhas foram utilizados os valores de 2%, 3% e 4% para as Amostras 01 e 02 e para a Amostra 03 foram utilizados os teores de 1%, 2% e 3%.

Na Figura 5.7 são apresentadas as fotos do ensaio das pastilhas para Amostra 01 em estado natural e com 3% de cal.

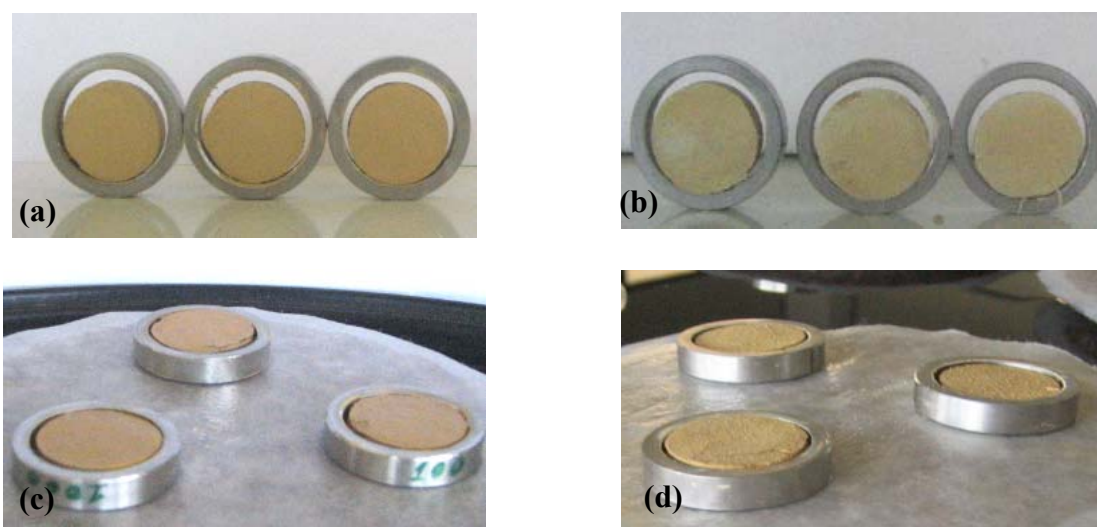


Figura 5.7 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 01 solo natural (b) Amostra 01+3% de cal (c) Absorção de água - Amostra 01 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 01+3% de cal

Pelos ensaios de pastilhas e verificação do inchamento quando estas foram submetidas à absorção de água, pode-se perceber que a Amostra 01 não apresentou significativa diferença de variação volumétrica em relação à amostra em estado natural e com 3% de cal como pode ser observado na Figura 5.7 (c) e (d).

No entanto, o valor da penetração da agulha foi alto, fazendo com que esta amostra fosse classificada como NG'. Ao adicionar cal e realizar novos ensaios de pastilha, a penetração da agulha foi diminuindo gradativamente fazendo com que a Amostra 01 fosse classificada como LG' com 3% de cal.

Na Figura 5.8 são apresentadas as imagens do ensaio das pastilhas para Amostra 02.

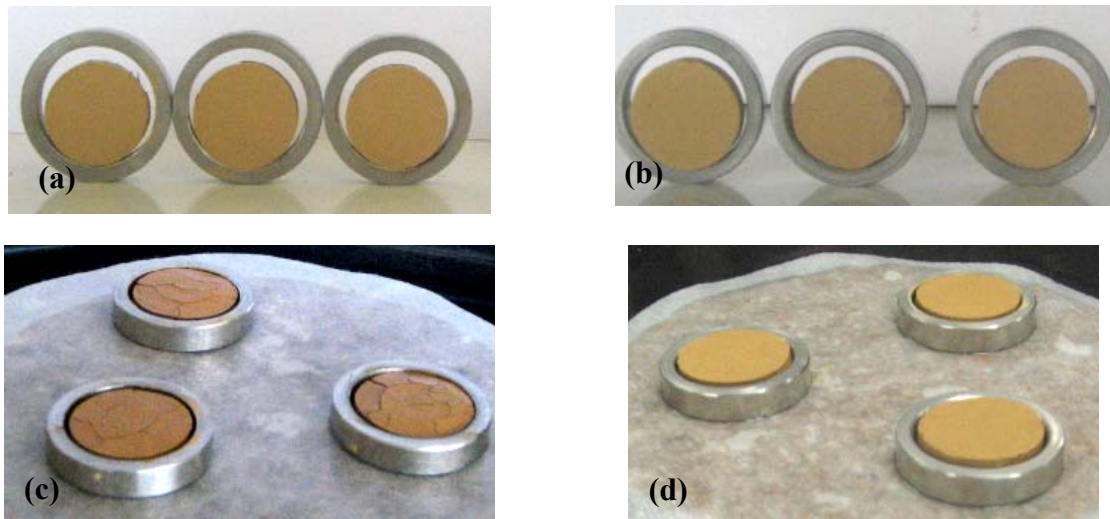


Figura 5.8 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 02 solo natural (b) Amostra 02+2% de cal (c) Absorção de água - Amostra 02 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 02+2% de cal

A Amostra 02 apresentou inicialmente, para solo natural, uma classificação LG' pela metodologia expedita MCT. Quando se analisou o ensaio após absorção de água, notou-se que para amostra em estado natural, a pastilha ficou quebradiça, Figura 5.8 (c). Ao adicionar 2% de cal esta classificação se manteve, mas o estado quebradiço após a absorção de água deu lugar a uma pastilha lisa, sem fraturas, como verificado na Figura 5.8 (d). Esta amostra, pelo critério de classificação de solos pelo método MCT (laterítico ou saprolítico), não necessitaria de adição de cal, pois naturalmente é um solo de comportamento laterítico. No entanto será utilizado o valor de 2% de cal para verificar as melhorias em sua resistência.

Na Figura 5.9 são apresentadas as imagens do ensaio das pastilhas para Amostra 03.

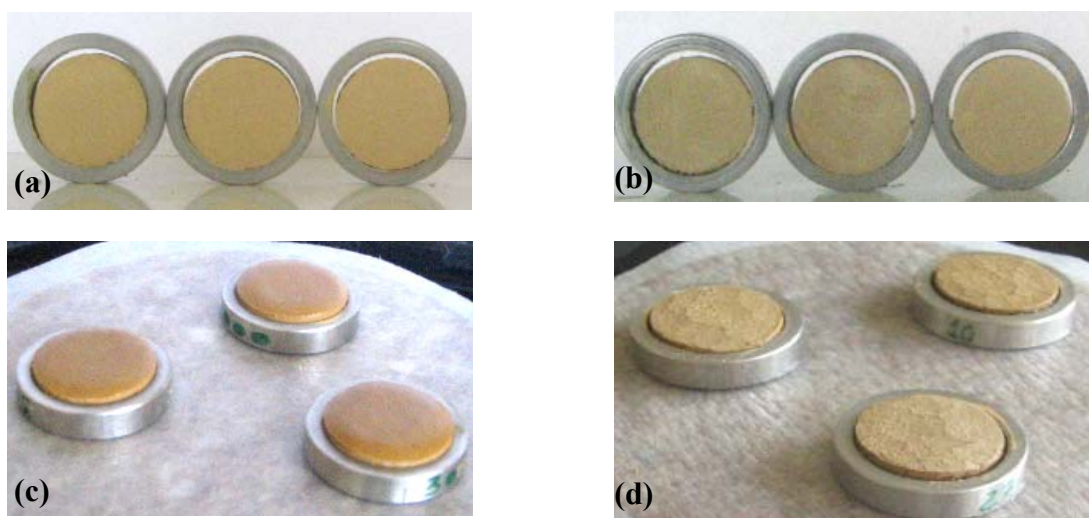


Figura 5.9 – Ensaio das Pastilhas (a) Amostra 03 solo natural (b) Amostra 03+3% de cal (c) Absorção de água - Amostra 03 solo natural (d) Absorção de água – Amostra 03+3% de cal

A Amostra 03 apresentou uma classificação NS'-NG' pelos ensaios de pastilhas de solo natural, passando para LG' quando foram adicionados 3% de cal, para a qual a queda de expansão foi perceptível, Figura 5.9 (c) e (d).

Para as amostras em estudo, conforme os resultados obtidos nos ensaios de pastilhas, pH e LFP, foram utilizados os seguintes teores de cal para a estabilização das mesmas: Amostra 01 - 3% cal; Amostra 02 - 2% cal e Amostra 03 - 3% cal. Estes teores de cal para cada amostra foram utilizados para os testes de Limites de Atterberg, granulometria, compactação, Índice de Suporte Califórnia, apresentados nos itens seguintes deste capítulo.

A Tabela 5.7 apresenta o resumo dos resultados obtidos de contração diametral, penetração da agulha e classificação MCT para as amostras no estado natural e a partir da adição de percentagens crescentes de cal pré-determinadas pelos ensaios de dosagem apresentados anteriormente.

Tabela 5.7 – Resumo da dosagem solo-cal das amostras – Método da Pastilhas

| Amostra solo-cal | Contração diametral (mm) | Penetração agulha 10g (mm) | Classificação Geotécnica MCT (Tabela 1994) |
|------------------|--------------------------|----------------------------|--|
| Am 01+0% cal | 2,68 | 2,68 | NG' |
| Am 01+2% cal | 2,35 | 2,36 | NG' |
| Am 01+3% cal | 2,45 | 0,14 | LG' |
| Am 01+4% cal | 2,28 | 0,00 | LG' |
| Am 02+0% cal | 2,79 | 1,81 | LG' |
| Am 02+2% cal | 2,31 | 1,92 | LG' |
| Am 02+3% cal | 2,44 | 1,27 | LG' |
| Am 02+4% cal | 2,09 | 0,57 | LG' |
| Am 03+0% cal | 1,17 | 6,73 | NS'-NG' |
| Am 03+1% cal | 1,71 | 4,78 | NG' |
| Am 03+2% cal | 1,56 | 3,64 | NG' |
| Am 03+3% cal | 1,42 | 0,78 | LG' |

5.2 ANÁLISE QUÍMICA DAS AMOSTRAS DE SOLO MELHORADO COM CAL

A análise química foi realizada nas amostras AM-1+3% de cal, AM-2+2% de cal e AM-3+3% de cal no Laboratório Físico Químico e Biológico da Companhia Integrada de Desenvolvimento Agrícola de Santa Catarina (CIDASC). Os resultados destas três análises

bem como das análises químicas das amostras no estado natural estão apresentadas na Tabela 5.8.

Tabela 5.8 – Análise Química das Amostras de Solo Natural e Solo Melhorado com Cal

| DETERMINAÇÃO | AM-1 | AM-1+3% de cal | AM-2 | AM-2+2% de cal | AM-3 | AM-3+3% de cal |
|-------------------------|--------|-------------------|--------|-------------------|-------|-------------------|
| Textura (% argila) | >70,00 | 40 | >70,00 | 70 | 24 | 24 |
| pH | 4,60 | 9,3 | 5,50 | 9,3 | 4,6 | 9,6 |
| Índice SMP | 4,60 | 8,5 | 6,50 | 8,8 | 5,3 | 8,7 |
| Fósforo (ppm) | 2,60 | 4,6 | 6,10 | 4,1 | 11,6 | 23,9 |
| Potássio (ppm) | 43,00 | 48 | 49,00 | 57 | 29 | 25 |
| Matéria Orgânica (%m/v) | 0,70 | 0,7 | 1,20 | 0,9 | 0,4 | 0,7 |
| Alumínio (cmolc/l) | 3,60 | 0 | 0,00 | 0 | 2,8 | 0 |
| Cálcio (cmolc/l) | 2,20 | 13,6 | 4,70 | 17,4 | 1,3 | 13,5 |
| Magnésio (cmolc/l) | 0,50 | 0,2 | 4,80 | 0,1 | 0,6 | 0,2 |
| Sódio (ppm) | 8,00 | 11 | 8,00 | 7 | 10 | 9 |
| H + Al (cmolc/l) | 21,76 | 0,25 | 2,46 | 0,18 | 9,47 | 0,2 |
| Soma Bases-S (cmolc/l) | 2,85 | 13,97 | 9,66 | 17,68 | 2,02 | 13,8 |
| CTC (cmolc/l) | 24,61 | 14,22 | 12,12 | 17,86 | 11,76 | 14 |
| Saturação Bases-V (%) | 11,58 | 98,24 | 79,70 | 98,99 | 17,18 | 98,57 |

5.3 ANÁLISE POR DIFRAÇÃO DE RAIOS-X

Os argilominerais presentes nas amostras de solo natural e solo-cal foram obtidos realizando a difratometria por raio-X. As medidas foram realizadas pelo método do pó com radiação $\text{Cu K}\alpha$, com λ 1,54056 Å. A varredura em 2θ foi feita a 0,02 graus a cada 2 segundos. O método utilizado tem como solução o acesso ao Banco de Dados do JCPDS – “*Joint Committee for Powder Diffraction Standards*”, que permite chegar à identidade do elemento.

Determinou-se para a Amostra 01 de solo natural a presença de quartzo, illita, caolinita-montmorilonita, caolinita e muscovita como mostra a Tabela 5.9.

A Amostra 02 de solo natural apresentou quartzo, caolinita, caolinita-montmorilonita, muscovita e montmorilonita. A Tabela 5.10 traz estes resultados.

A Amostra 03 apresentou os compostos: quartzo, caolinita, caolinita-montmorilonita, muscovita e ortoclase (feldspato) conforme apresentado na Tabela 5.11.

Em todas as amostras encontraram-se os argilominerais mais comuns em folhelhos, comprovando a formação geológica das mesmas.

Tabela 5.9 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-01

| AM-01 | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|-------|----------|---------------------------|--|
| 1 | 078-1253 | Quartz | SiO ₂ |
| 2 | 026-0911 | Illite-2\ITM\RG#1 [NR] | (K, H ₃ O) Al ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂ |
| 3 | 029-1490 | Kaolinite-montmorillonite | Na _{0,3} Al ₄ Si ₆ O ₁₅ (OH) ₆ !4H ₂ O |
| 4 | 029-1488 | Kaolinite-1\ITMd\RG | Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ |
| 5 | 083-2470 | Quartz | SiO ₂ |
| 6 | 007-0025 | Muscovite-1\ITM\RG, syn | KAl ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂ |

Tabela 5.10 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-02

| AM-02 | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|-------|----------|---------------------------|---|
| 1 | 078-2315 | Quartz | SiO ₂ |
| 2 | 083-0971 | Kaolinite 1\ITA\RG | Al ₂ (Si ₂ O ₅) (OH) ₄ |
| 3 | 029-1490 | Kaolinite-montmorillonite | Na _{0,3} Al ₄ Si ₆ O ₁₅ (OH) ₆ !4H ₂ O |
| 4 | 077-2255 | Muscovite 2\ITM\RG#1 | KAl ₂ (AlSi ₃ O ₁₀) (OH) ₂ |
| 5 | 013-0135 | Montmorillonite-15A | Ca _{0,2} (Al,Mg) ₂ Si ₄ O ₁₀ (OH) ₂ !4H ₂ O |

Tabela 5.11 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-03

| AM-03 | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|-------|----------|---------------------------|--|
| 1 | 079-1910 | Quartz | SiO ₂ |
| 2 | 029-1490 | Kaolinite-montmorillonite | Na _{0,3} Al ₄ Si ₆ O ₁₅ (OH) ₆ !4H ₂ O |
| 3 | 029-1488 | Kaolinite-1\ITMd\RG | Al ₂ Si ₂ O ₅ (OH) ₄ |
| 4 | 007-0032 | Muscovite 2M1, syn | KAl ₂ Si ₃ AlO ₁₀ (OH) ₂ |
| 5 | 070-1869 | Muscovite-2\ITM\RG#2 | K _{0,77} Al _{1,93} (Al _{0,5} Si _{3,5})O ₁₀ (OH) ₂ |
| 6 | 076-0929 | Muscovite 2\ITM\RG#1 | KAl ₂ (AlSi ₃ O ₁₀) (OH) ₂ |
| 7 | 071-1540 | Orthoclase | KS ₃ AlO ₈ |

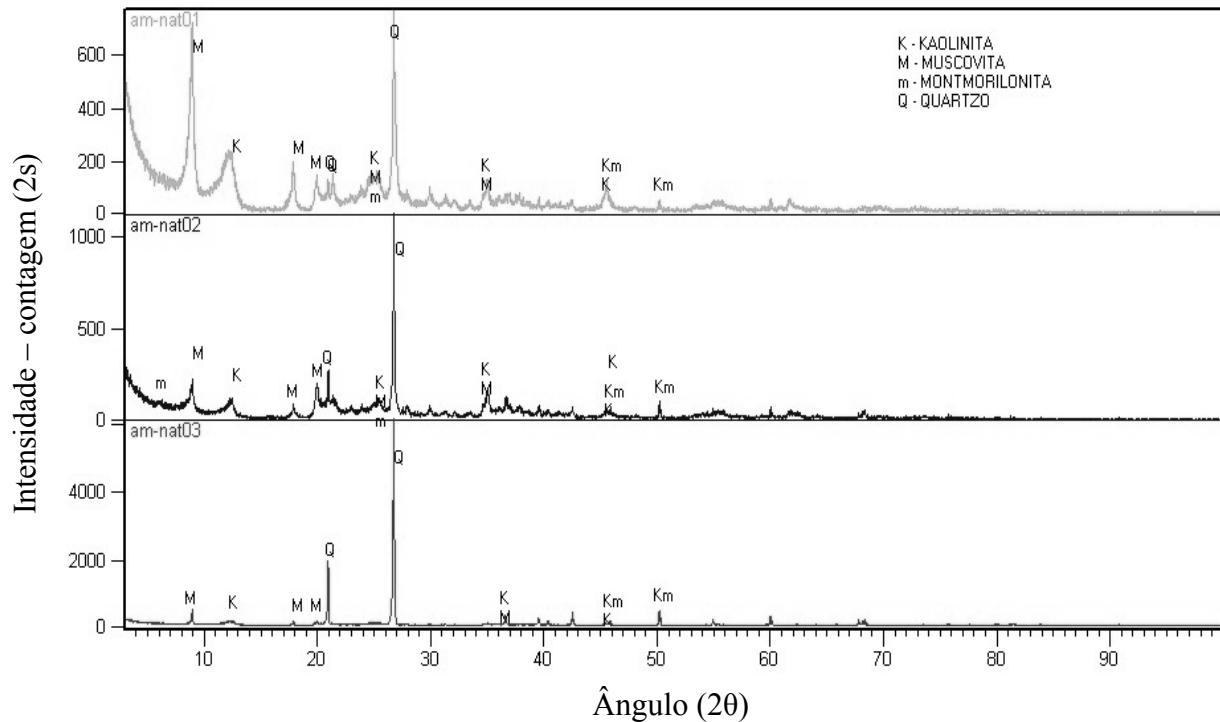


Figura 5.10 – Difratogramas identificados das amostras de Solo natural – AM-01, AM-02 e Am-03

Nas amostras de solo melhorado com cal os argilominerais encontrados não diferiram em grande parte dos encontrados nas amostras de solo natural.

A amostra AM-01+3% de cal apresentou, conforme a Tabela 5.12, muscovita, quartzo, caolinita, muscovita, ortoclase.

Tabela 5.12 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-01+3% cal

| AM-01+3% cal | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|--------------|----------|------------------------------|--|
| 1 | 007-0042 | Muscovite-3\ITM\RG | $(K,Na)(Al,Mg,Fe)_2(Si_{3,1}Al_{0,9})O_{10}(OH)_2$ |
| 2 | 079-1906 | Quartz | SiO_2 |
| 3 | 001-0527 | Kaolinite | $Al_2Si_2O_5(OH)_4$ |
| 4 | 019-0814 | Muscovite-2\ITM\RG#1, V-rich | $K(Al,V)_2(Si,Al)_4O_{10}(OH)_2$ |
| 5 | 007-0025 | Muscovite-1\ITM\RG, syn | $KAl_2Si_3AlO_{10}(OH)_2$ |
| 6 | 076-0742 | Orthoclase | $KAl_{0,98}Si_{3,02}O_8$ |

A AM-02+2% de cal apresentou quartzo, mica, caolinita-montmorilonita, muscovita, clorita-vermiculita-montmorilonita, caolinita (Tabela 5.13). A AM-03+3% de cal apresentou quartzo, caolinita, muscovita e orthoclase (Tabela 5.14).

Tabela 5.13 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-02+2% cal

| AM-02+2% cal | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|--------------|----------|--------------------------------------|--|
| 1 | 085-1053 | Quartz | SiO ₂ |
| 2 | 002-0227 | Mica | K-Mg-Fe-Al-Si-O-H ₂ O |
| 3 | 029-1490 | Kaolinite-montmorillonite | Na _{0,3} Al ₄ Si ₆ O ₁₅ (OH) ₆ !4H ₂ O |
| 4 | 007-0042 | Muscovite-3\ITT\RG | (K,Na)(Al,Mg,Fe) ₂ (Si _{3,1} Al _{0,9})O ₁₀ (OH) ₂ |
| 5 | 039-0381 | Chlorite-vermiculite-montmorillonite | Na _{0,5} Al ₆ (Si,Al) ₈ O ₂₀ (OH) ₁₀ !H ₂ O |
| 6 | 085-2147 | Muscovite 2\ITM\RG#1 | (Na _{0,37} K _{0,60})(Al _{1,84} Ti _{0,02} Fe _{0,10} Mg _{0,06})(Si _{3,03} Al _{0,97})O ₁₀ (OH) ₂ |
| 7 | 080-0743 | Muscovite 2\ITM\RG#1 | (K _{0,82} Na _{0,18})(Fe _{0,03} Al _{1,97})(AlSi ₃)O ₁₀ (OH) ₂ |
| 8 | 080-0886 | Kaolinite | Al ₂ (Si ₂ O ₅)(OH) ₄ |

Tabela 5.14 – Fases identificadas através de difração de raios-X - AM-03+3% cal

| AM-03+3% cal | JCPDS | Composto | Fórmula Química |
|--------------|----------|----------------------|--|
| 1 | 088-2302 | Quartz | SiO ₂ |
| 2 | 083-0971 | Kaolinite 1\ITA\RG | Al ₂ (Si ₂ O ₅)(OH) ₄ |
| 3 | 086-1385 | Muscovite 2\ITM#1\RG | K _{0,86} Al _{1,94} (Al _{0,965} Si _{2,895} O ₁₀)((OH) _{1,744} F _{0,256}) |
| 4 | 031-0966 | Orthoclase | KAlSi ₃ O ₈ |

De acordo com os resultados, não se observou a presença do carbonato de cálcio. O fato pode ser explicado pela pequena quantidade de cal adicionada nas amostras. Lovato (2004) relata a formação do carbonato de cálcio e o consumo de caolinita. Segundo Eades e Grim (1960) apud Lovato (2004), a formação de novas fases é resultante da reação da cal com produtos amorfs (sílica e alumina) do solo e, quando há a presença destes, a cal só irá atacar a estrutura cristalina após tê-lo consumido.

A pequena quantidade de cal adicionada nas três amostras não é suficiente para reduzir os picos da caolinita, pois esta pequena quantidade de cal é utilizada apenas para as reações primárias.

Houve queda no pico da muscovita na Amostra 01+3% de cal quando a comparou com a Amostra 01 de solo natural.

Os picos de quartzo mantiveram-se similares tanto nas amostras de solo natural quanto nas amostras de solo cal nas três amostras.

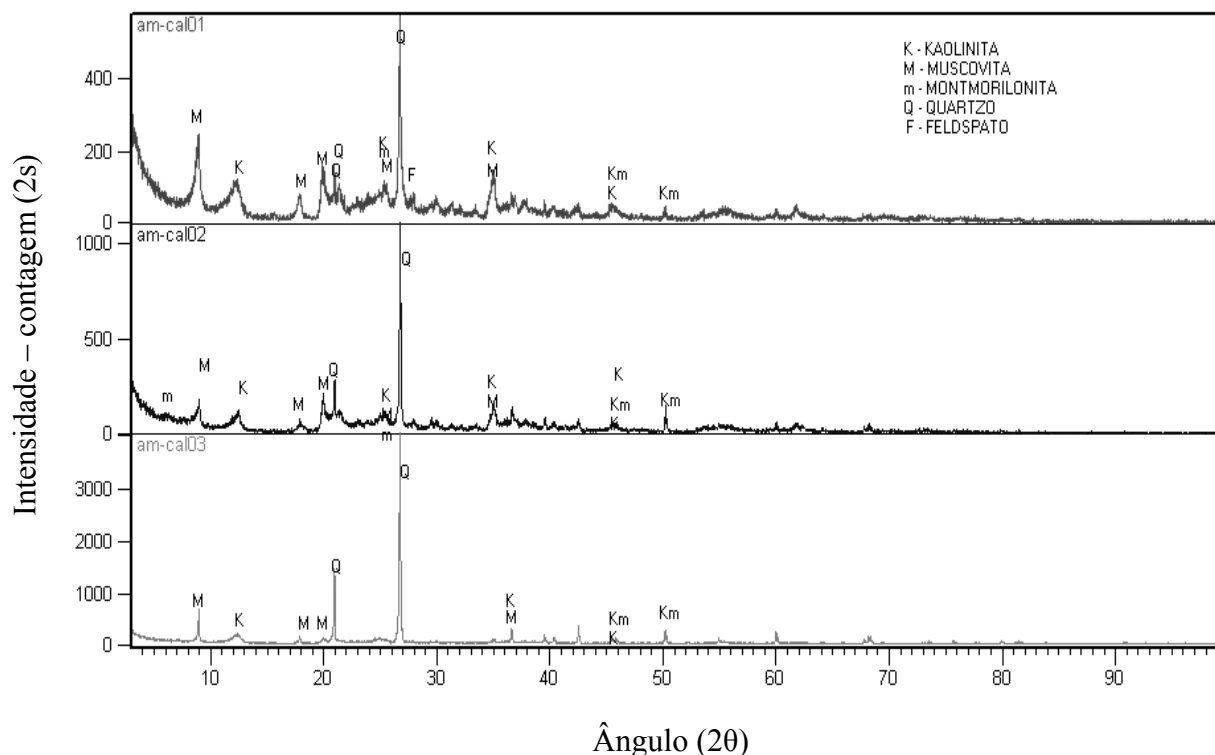


Figura 5.11 – Difratomogramas identificados das amostras melhoradas com -cal – AM-01+3% cal, AM-02+2% cal e Am-03+3% cal

5.4 RESULTADOS DOS LIMITES DE ATTERBERG

Os Limites de Atterberg (LL, LP e IP) no ensaio determinado imediatamente após a mistura solo-cal para as Amostras 01, 02 e 03 são apresentados na Tabela 5.15.

Os valores classificam a Amostra 01 + 3% de cal como A-7-5, a Amostra 02 + 2% de cal como A-7-5 e a Amostra 03 +3% de cal como sendo A-6 pela classificação HRB.

Tabela 5.15 – Resumo dos valores dos Limites de Atterberg

| Amostra | Limite de Liquidez (%) | Limite de Plasticidade (%) | Índice de Plasticidade (%) |
|-----------|------------------------|----------------------------|----------------------------|
| 01+0% cal | 102 | 35 | 67 |
| 01+3% cal | 73 | 45 | 28 |
| 02+0% cal | 82 | 34 | 48 |
| 02+2% cal | 68 | 41 | 27 |
| 03+0% cal | 42 | 25 | 17 |
| 03+3% cal | 42 | 34 | 8 |

Quando se compara estes valores com os valores obtidos para amostras de solo natural, verifica-se que para as Amostras 1 e 2 houve decréscimo do LL e para Amostra 03 observa-se que este limite se manteve constante. O LP de todas as amostras estudadas sofreram aumento quando na adição de cal. Nota-se também que houve decréscimo nos valores de IP.

Nos seus estudos com um solo do tipo A-7, Nigrelli (2005) obteve valores decrescentes para o IP conforme adicionava percentagens crescentes de cal.

De acordo com os resultados de Pomatti (2000), um solo NG' apresentou aumento no valor do LP quando o solo foi misturado com 7,0% de cal e decréscimo no valor do IP.

5.5 RESULTADOS DA ANÁLISE GRANULOMÉTRICA DAS AMOSTRAS

A Tabela 5.16 apresenta a análise granulométrica da Amostra 01 de solo natural e de solo melhorado com cal.

Tabela 5.16 – Análise Granulométrica – Amostra 01 solo natural e Amostra 01+3% cal

| Amostra 01 com defloculante – solo natural | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 68,16% | 17,69% | 6,51% | 3,47% | 4,16% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Amostra 01 + 3% cal com defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 10,05% | 31,93% | 47,17% | 5,73% | 5,13% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |

A Figura 5.12 ilustra a curva granulométrica da Amostra 01 de solo natural e de solo cal. Verifica-se que houve alteração nas frações siltosas e argilosas com maior intensidade, ou seja, a cal adicionada, diminui a percentagem de argilae/ou silte do material pois há maior agregação de partículas. O fato deve-se à ação flocculante da cal na fração argila do material. O defloculante utilizado (hexametáfosfato de sódio) não foi capaz de dispersar as partículas flocculadas do material.

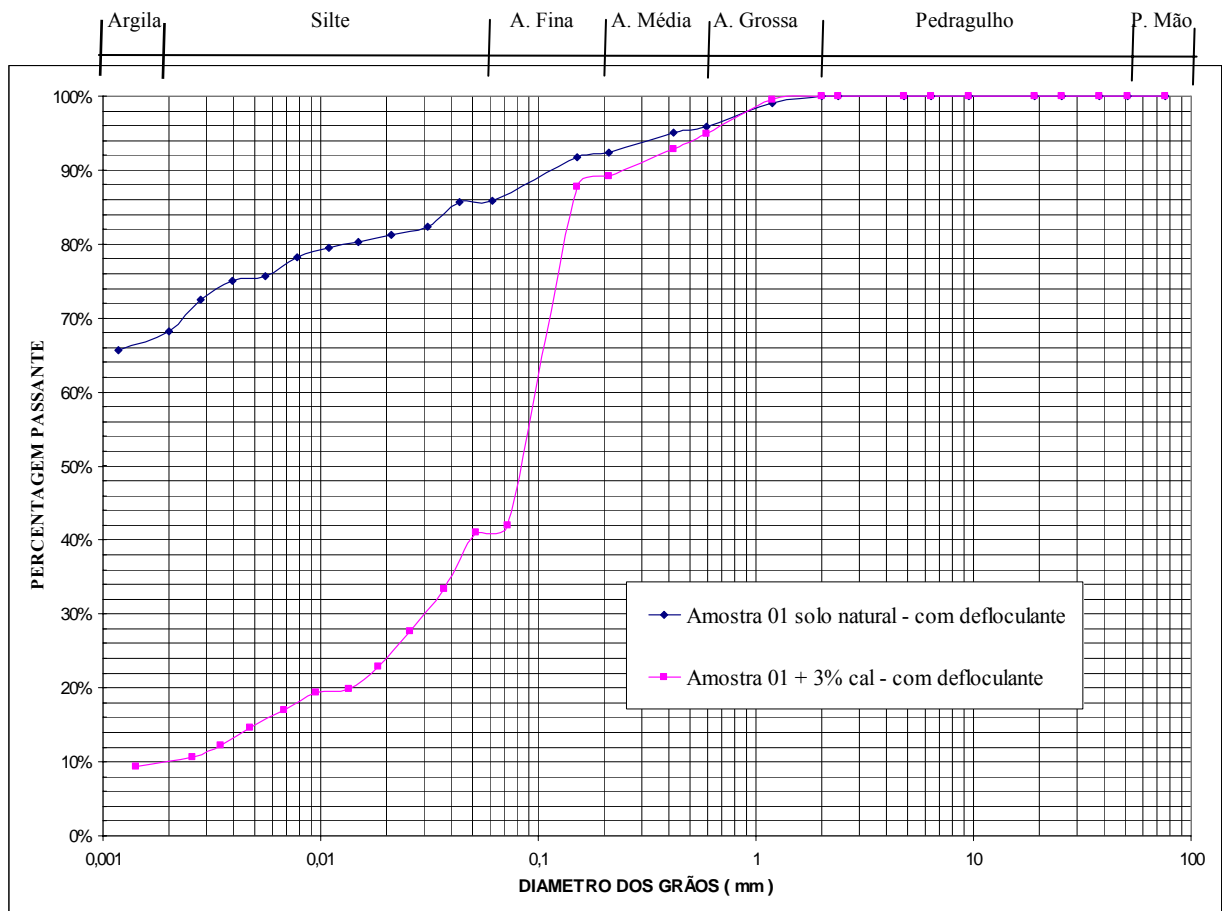


Figura 5.12 – Granulometria com defloculante - Amostra 01+3% cal e Amostra 01 solo natural

Na Tabela 5.17 apresenta-se a análise granulométrica da Amostra 02 de solo natural e de solo melhorado com cal.

Tabela 5.17 – Análise Granulométrica – Amostra 02 solo natural e Amostra 02+2% cal

| Amostra 02 com defloculante – solo natural | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 60,17% | 24,60% | 8,20% | 2,35% | 3,31% | 1,30% | 0,08% | 0,00% | 0,00% |
| Amostra 02 + 2% cal com defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 27,3% | 28,14% | 36,44% | 2,36% | 4,27% | 1,40% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |

Na Figura 5.13 são apresentadas as curvas granulométricas da Amostra 02 de solo natural e de solo melhorado com cal. Neste caso, ocorreu a flocculação das partículas mais finas do solo,

onde o defloculante utilizado no ensaio de granulometria por sedimentação não foi capaz de dispersar os floculos formados pela ação da cal.

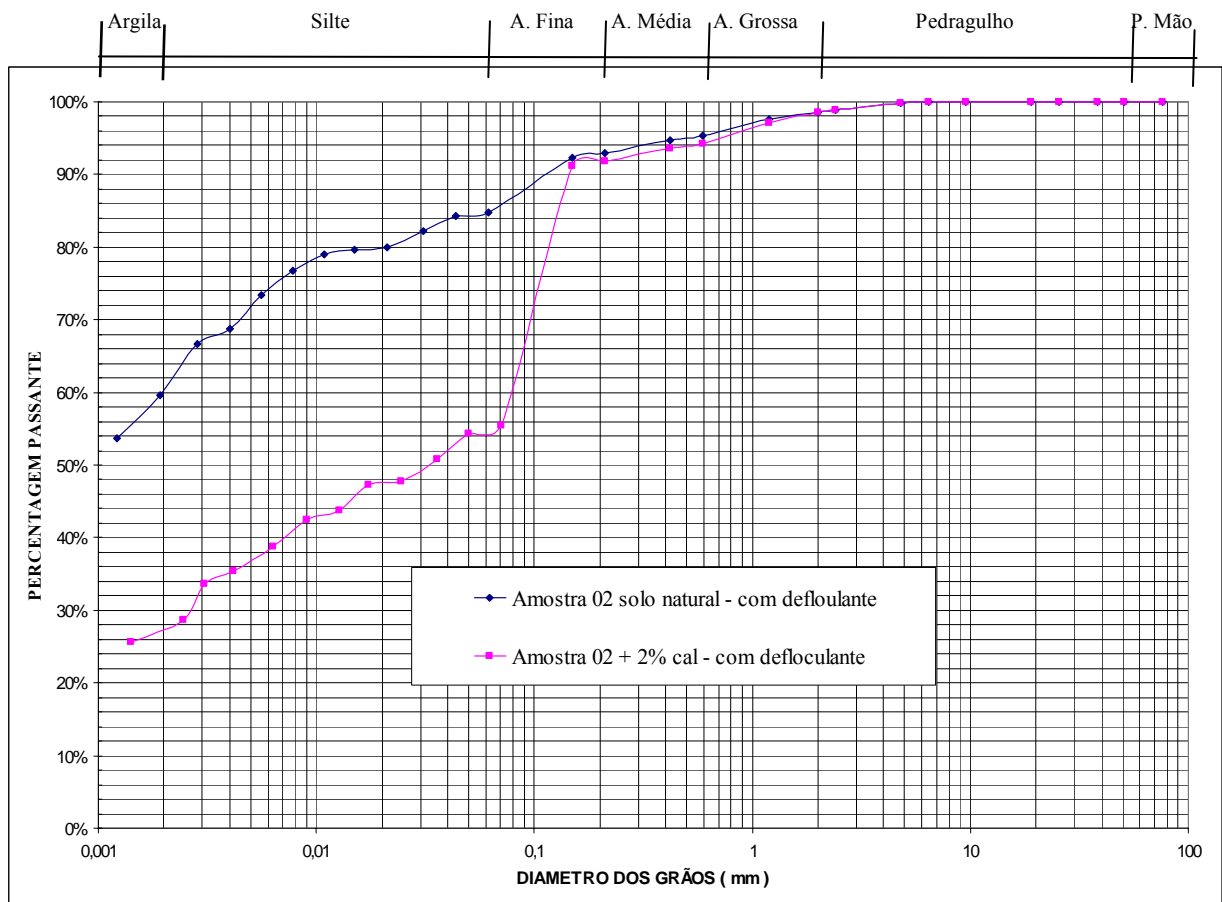


Figura 5.13 – Granulometria com defloculante - Amostra 02+2% cal e Amostra 02 solo natural

A Tabela 5.18 apresenta a análise granulométrica da Amostra 03 de solo natural e de solo melhorado com cal.

Tabela 5.18 – Análise Granulométrica – Amostra 03 solo natural e Amostra 03+3% cal

| Amostra 03 com defloculante – solo natural | | | | | | | | |
|--|--------|---------|----------|-----------|---------|----------|----------|-------|
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 4,42% | 67,63% | 14,60% | 7,46% | 5,88% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |
| Amostra 03 + 3% cal com defloculante | | | | | | | | |
| Argila | Silte | A. Fina | A. Média | A. Grossa | P. Fino | P. Médio | P.Grosso | P.Mão |
| 1,83% | 47,16% | 45,84% | 2,92% | 2,25% | 0,00% | 0,00% | 0,00% | 0,00% |

A Figura 5.14 apresenta as curvas granulométricas da Amostra 03 de solo natural e de solo melhorado com cal. A partir deste gráfico percebe-se que também houve alterações nas frações argila e silte do material. No entanto, a alteração na porcentagem de finos foi menos

perceptível do que para as Amostras 1 e 2. O fato pode estar associado ao tipo de material da Amostra 03, o qual apresenta-se com um comportamento de solo silto.

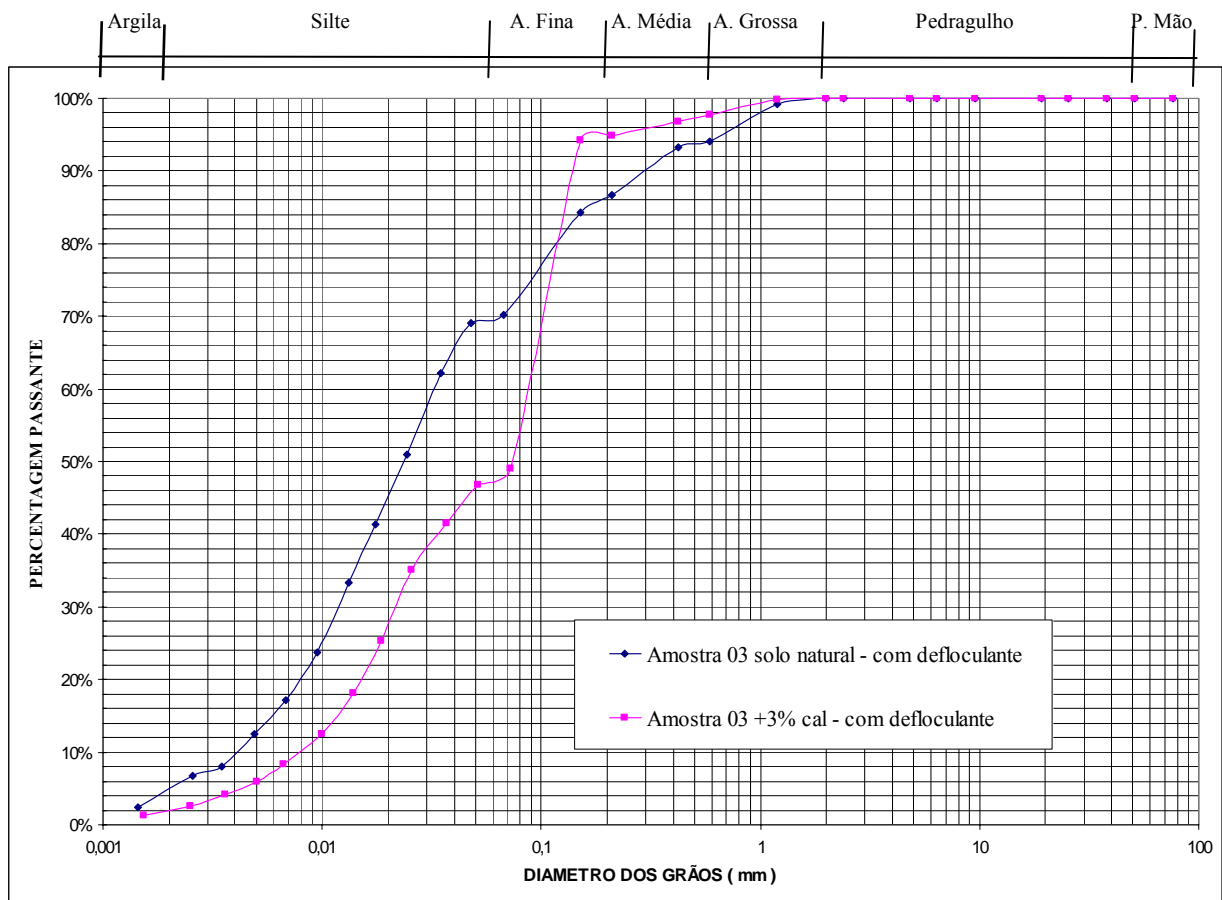


Figura 5.14 – Granulometria com defloculante - Amostra 03+3% cal e Amostra 03 solo natural

Segundo Cristelo (2005), as partículas mais finas do solo aglutinam-se e formam flocos de dimensões superiores com forças de ligação mais intensas.

Esta reação é visível através das alterações que ocorreram no formato das curvas granulométricas, que deixaram de ser bem graduadas (granulometria contínua), e tornaram-se mal graduadas.

5.6 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Com base nos resultados de ensaios de compactação nas energias Normal e Intermediária, para as amostras de solo natural e solo melhorado com cal (Tabela 5.19 e Figura 5.15, Figura 5.16 e Figura 5.17), pode-se verificar que houve na maioria dos casos decréscimo nos valores de γ_{dmax} , que era de se esperar, já que o solo, após a adição de cal passou a ter menor

quantidade de argila e silte, havendo assim, o aumento da densidade seca. Os valores de $\omega_{ót}$ também foram os esperados, pois houve na maioria dos casos acréscimo em seus valores.

A Amostra 02 apresentou elevação do valor de quando se adicionou 2% de cal na realização do ensaio de compactação com energia normal. Este resultado se mostrou contrário ao verificado na bibliografia consultada, fato que pode ser explicado por falta de precisão no ensaio. Os valores de $\omega_{ót}$ para as três amostras e para ambas energias de compactação mostrou leve incremento em seus valores, com exceção da Amostra 02, a qual, para energia de compactação Proctor Normal mostrou redução de seu valor.

Tabela 5.19 – Resumo dos resultados dos Ensaio de Compactação

| Amostra | Energia de Compactação | | | |
|-----------|------------------------|----------------------|-----------------------|--------------------------------------|
| | Proctor Normal | | Proctor Intermediário | |
| | $\omega_{ót}$ (%) | (kN/m ³) | $\omega_{ót}$ (%) | γ_{dmax} (kN/m ³) |
| 01 | 30,8 | 14,1 | 27,3 | 15,1 |
| 01+3% cal | 31,2 | 14,1 | 28,0 | 14,8 |
| 02 | 32,4 | 14,0 | 27,2 | 15,1 |
| 02+2% cal | 30,3 | 14,3 | 29,0 | 14,9 |
| 03 | 25,6 | 15,1 | 21,9 | 16,3 |
| 03+3% cal | 26,5 | 14,8 | 22,9 | 15,9 |

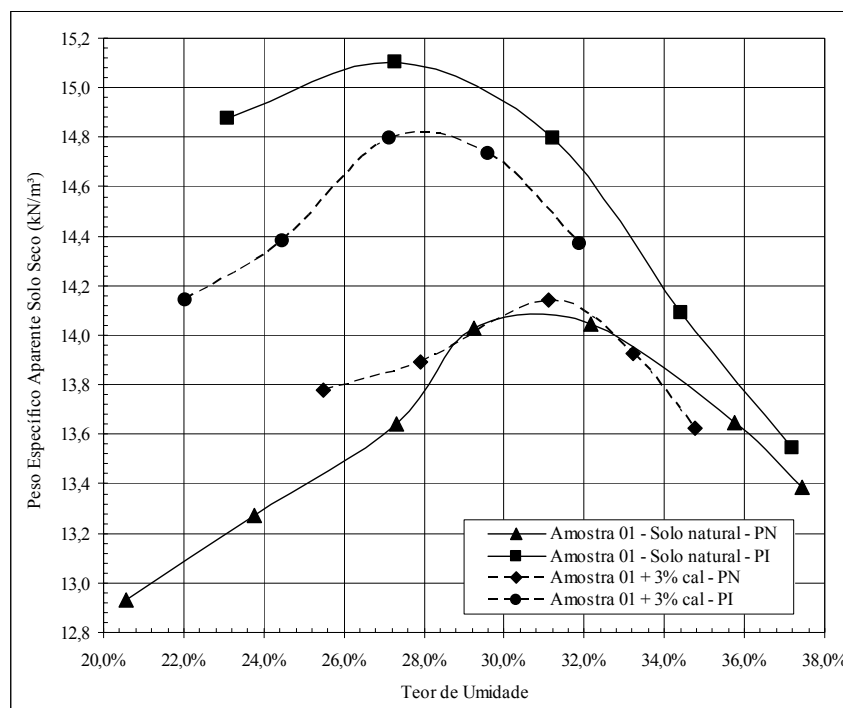


Figura 5.15 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 01 Solo natural e Solo melhorado com cal

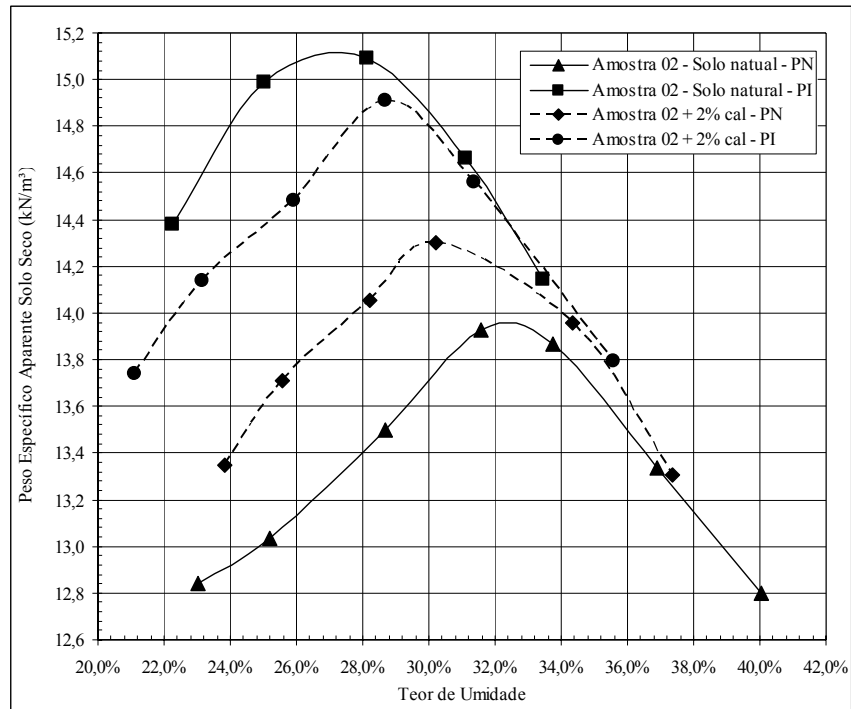


Figura 5.16 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 02 Solo natural e Solo melhorado com cal

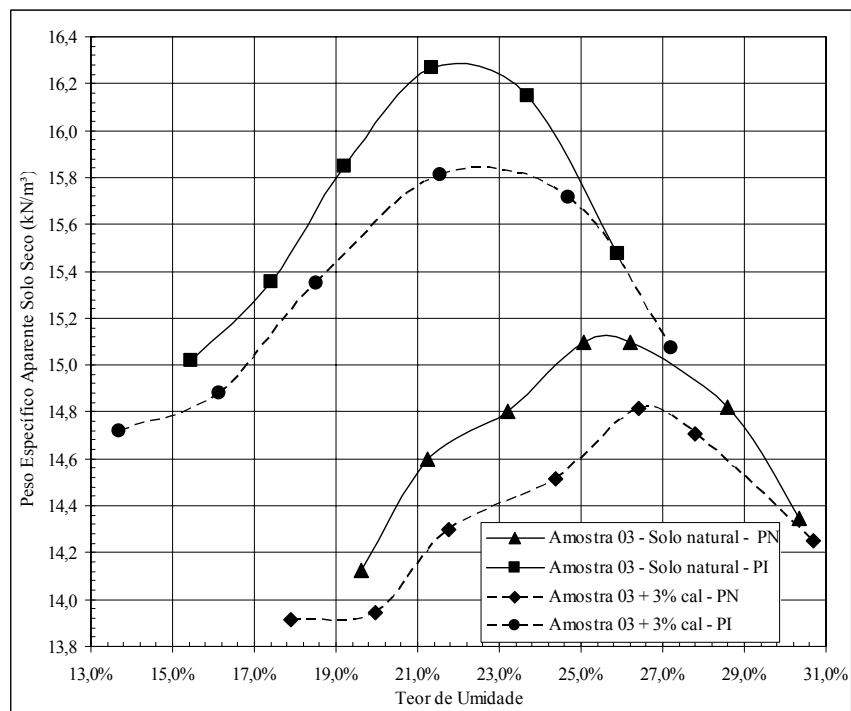


Figura 5.17 – Curvas de Compactação – PN e PI – Amostra 03 Solo natural e Solo melhorado com cal

5.7 ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (ISC) E EXPANSÃO DAS AMOSTRAS

Os valores de ISC e expansão para as amostras de solo natural e solo-cal são apresentados na Tabela 5.20.

Tabela 5.20 – Resumo dos resultados dos Ensaios de ISC e Expansão – Amostras de solo natural e solo melhorado com cal

| Amostra | ISC (%) | | Expansão (%) | |
|-----------|------------------------|-------------------------------|------------------------|-------------------------------|
| | Energia Proctor Normal | Energia Proctor Intermediário | Energia Proctor Normal | Energia Proctor Intermediário |
| 01 | 2,0 | 2,0 | 6,6 | 7,1 |
| 01+3% cal | 44,9 | 59,4 | 0,1 | 0,0 |
| 02 | 7,8 | 9,1 | 0,6 | 3,0 |
| 02+2% cal | 17,4 | 16,5 | 0,1 | 0,4 |
| 03 | 5,8 | 9,2 | 1,6 | 2,5 |
| 03+3% cal | 42,5 | 62,8 | 0,0 | 0,0 |

De acordo com os dados da Tabela 5.20, houve acréscimo significativo nos valores de ISC para Amostra 01 quando esta foi melhorada com 3% de cal, passando de valores em torno de 2,0% na Energia Proctor Normal para valores próximos a 45%. Para a Energia do Proctor Intermediário, de valores próximos a 2,0% para valores em torno de 60%.

A Amostra 02 também mostrou valores com acréscimo significativo com adição de cal, porém, para Energia Intermediária, obteve-se valores próximos aos conseguidos com Energia do Proctor Intermediário.

Com relação à Amostra 03, esta apresentou um comportamento próximo ao comportamento da Amostra 01, apresentando valores de ISC que passaram de aproximadamente 6% para valores próximos a 43% para Energia Proctor Normal e de valores em torno de 9% para valores em torno de 63%.

Como estes ensaios foram realizados com as amostras saturadas após período de imersão, verificou-se que a resistência provocada pela adição de cal se desenvolveu mesmo dentro da água, que provocou aumento nos valores de ISC para as três amostras ensaiadas.

Com relação aos valores de expansão, após a adição de cal nas amostras, estes foram reduzidos a quase zero quando comparados com os valores de expansão para as amostras de solo natural.

No entanto, quando se comparam os valores de expansão para Energia Proctor Normal com os valores para Energia Proctor Intermediário para solo natural, todas as três amostras mostraram acréscimos em seus valores. Isto pode ser explicado pelo fato que a expansão é um valor

relativo e leva em conta o valor da altura do corpo-de-prova, não levando em conta a energia que foi aplicada para sua compactação, pois, quanto maior a energia que se aplica, mais o corpo-de-prova tende a se expandir.

Com relação aos valores de ISC obtidos para as amostras AM-01+3% de cal e AM-02+2% de cal, para a penetração de 0,1" e 0,2", estes valores mostram-se decrescentes conforme há o aumento da penetração (Tabela 5.21). O fato pode ser relacionado à quebra do arranjo cimentante provocado pela cal no material. A Figura 5.18 mostra um exemplo da curva obtida para AM-01+3% de cal quando submetida ao ensaio de ISC na Energia Proctor Normal.

Tabela 5.21 – Resumo dos resultados dos Ensaio de ISC – Amostras de solo melhorado com cal

| Amostra | ISC (%) | | | |
|-----------|------------------------|------|-------------------------------|------|
| | Energia Proctor Normal | | Energia Proctor Intermediário | |
| | 0,1" | 0,2" | 0,1" | 0,2" |
| 01+3% cal | 44,9 | 16,9 | 59,4 | 37,7 |
| 02+2% cal | 17,4 | 11,9 | 16,5 | 11,1 |
| 03+3% cal | 39,9 | 42,5 | 56,5 | 62,8 |

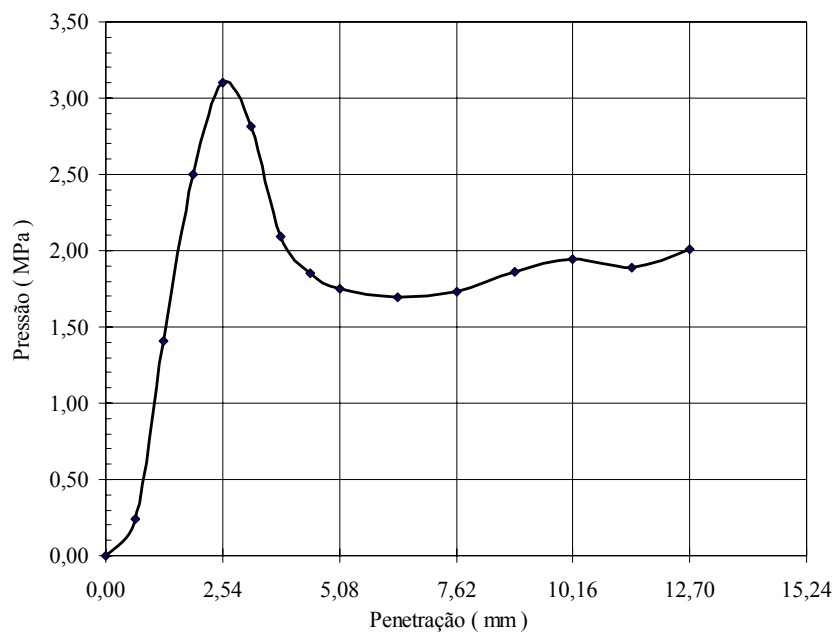


Figura 5.18 – Curva Pressão x Penetração para determinação do ISC – AM 01+3% cal – Energia Proctor Normal

5.8 RESULTADOS DOS ENSAIOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES DAS AMOSTRAS

A Figura 5.19 mostra a prensa utilizada no ensaio de resistência a compressão simples (RCS). Na Tabela 5.22 apresentam-se os valores de RCS para Amostra 01 + 3% de cal para períodos de cura de 7, 14, 28 e 90 dias. Na Tabela 5.23 são apresentados os resultados do ensaio de RCS para Amostra 02 + 2% de cal, bem como a Tabela 5.24 apresenta os valores de RCS para Amostra 03 + 3% de cal.

Para as amostras 01 e 02, os valores de RCS mostram que há um acréscimo até 28 dias, a partir do qual o valor da RCS tem um pequeno decréscimo. Ressalta-se que para este ensaio foi utilizada apenas a Energia Proctor Normal de compactação.

O pequeno incremento de resistência apresentado pelos corpos-de-prova quando estes foram submetidos ao ensaio, deve-se à pequena porcentagem de cal adicionada às amostras de solo, suficientes para reduzir a expansão conforme objetivo desta pesquisa.

Em todos os três casos, constata-se que houve redução da RCS nos últimos períodos de cura, e que o maior ganho de resistência se deu até os 28 dias, fato que, possivelmente ocorreu devido à falta de Ca^{++} disponível para a continuidade das reações pozolânicas.



Figura 5.19 – Ensaio de Resistência a Compressão Simples em CP da Amostra 01+3% cal

Tabela 5.22 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 01+3% de cal

| Amostra 01+3% de cal | | |
|----------------------|-----------|-------------|
| Tempo de Cura (dias) | RCS (kPa) | Média (kPa) |
| 7 | 275,4 | 269,7 |
| | 284,0 | |
| | 249,6 | |
| 14 | 301,2 | 278,3 |
| | 275,4 | |
| | 258,2 | |
| 28 | 292,6 | 282,0 |
| | 262,5 | |
| | 290,9 | |
| 90 | 284,0 | 279,7 |
| | 279,7 | |
| | 275,4 | |

Tabela 5.23 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 02+2% de cal

| Amostra 02+2% de cal | | |
|----------------------|-----------|-------------|
| Tempo de Cura (dias) | RCS (kPa) | Média (kPa) |
| 7 | 99,0 | 102,7 |
| | 107,6 | |
| | 101,6 | |
| 14 | 111,9 | 106,7 |
| | 100,7 | |
| | 107,6 | |
| 28 | 110,2 | 106,2 |
| | 105,0 | |
| | 103,3 | |
| 90 | 94,7 | 98,1 |
| | 96,4 | |
| | 103,3 | |

Tabela 5.24 – Resultados do Ensaio de Resistência a Compressão Simples – Amostra 03+3% de cal

| Amostra 03+3% de cal | | |
|----------------------|-----------|-------------|
| Tempo de Cura (dias) | RCS (kPa) | Média (kPa) |
| 7 | (*) | (*) |
| | (*) | |
| | (*) | |
| 14 | (*) | (*) |
| | (*) | |
| | (*) | |
| 28 | 35,3 | 36,6 |
| | 37,9 | |
| | (*) | |
| 90 | 34,4 | 32,1 |
| | 29,3 | |
| | 32,7 | |

(*) Corpos-de-prova desintegraram-se totalmente durante as 24 horas de imersão

5.9 CLASSIFICAÇÃO MINI-MCV E ANÁLISE DA PERDA DE MASSA POR IMERSÃO

O ensaio Mini-MCV a partir da Mini-compactação e Perda de Massa por imersão foi utilizado nas amostras AM-01, AM-02 e AM-03 após a mistura com cal na porcentagem de 3%, 2% e 3%, respectivamente. O ensaio da amostra AM-01+3% de cal está apresentado na Figura 5.20 e Figura 5.21.



Figura 5.20 – Perda de massa por imersão – AM-01 – solo natural



Figura 5.21 – Perda de massa por imersão – AM-01+3% cal

As figuras mostram que após a aplicação de 3% de cal, a amostra não sofreu perda de material após 24 horas de imersão.

As Curvas de Compactação MCT e Curvas de Deformabilidade respectivamente para amostra AM-01+3% de cal estão apresentadas no Figura 5.22 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 01+3% cal. Através destas curvas são determinados os coeficientes empíricos c' e e' utilizados na caracterização e classificação através da carta de classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias conforme Figura 3.3.

Da Figura 5.22 que mostra as curvas de compactação é extraído o coeficientes d' que é o coeficiente angular da reta adjacente no ramo seco da curva de dez golpes, a qual é conseguida através da interpolação gráfica como descrito anteriormente.

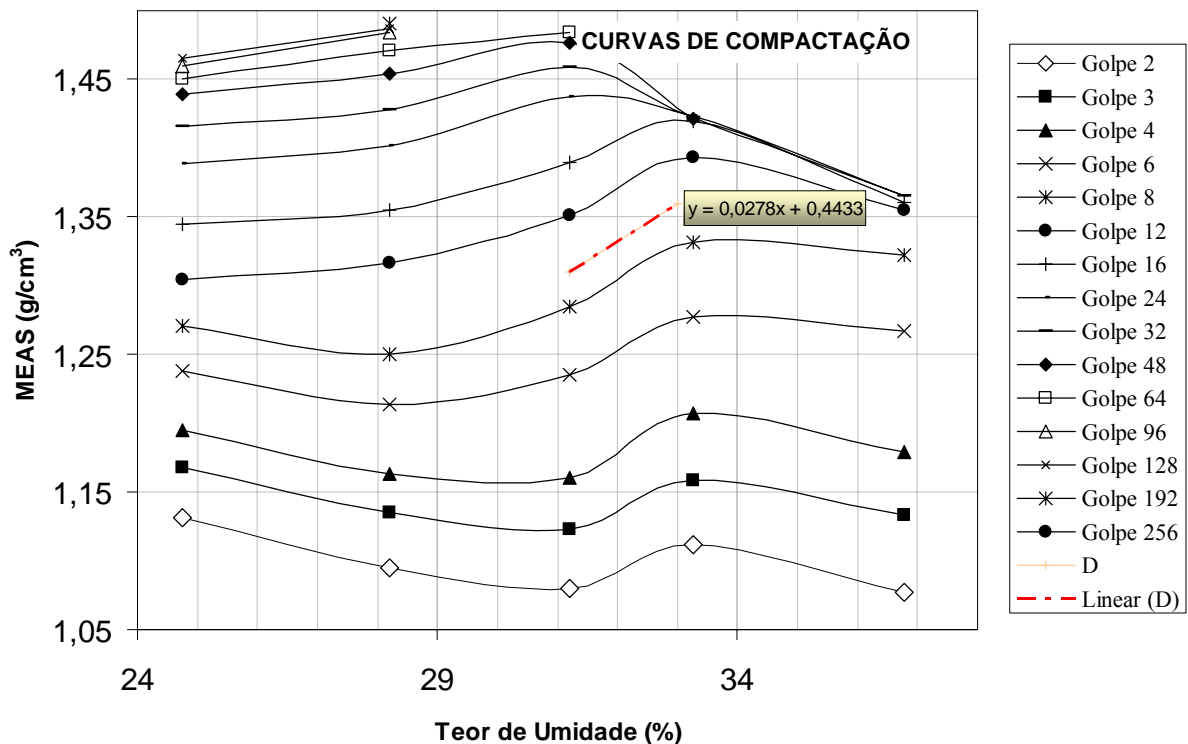


Figura 5.22 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 01+3% cal

Com emprego de curvas de deformabilidade (Figura 5.23) obtém-se o parâmetro PI (valor da perda de massa devido a imersão quando mini-MCV = 10) para a amostra AM-01+3% de cal.

Ressalta-se que a amostra AM-01 anteriormente se apresentava com a classificação NG' no seu estado natural. Quando se adicionou 3% de cal na mesma, esta se tornou LA, pela classificação MCT, ou seja, Areia de comportamento Laterício.

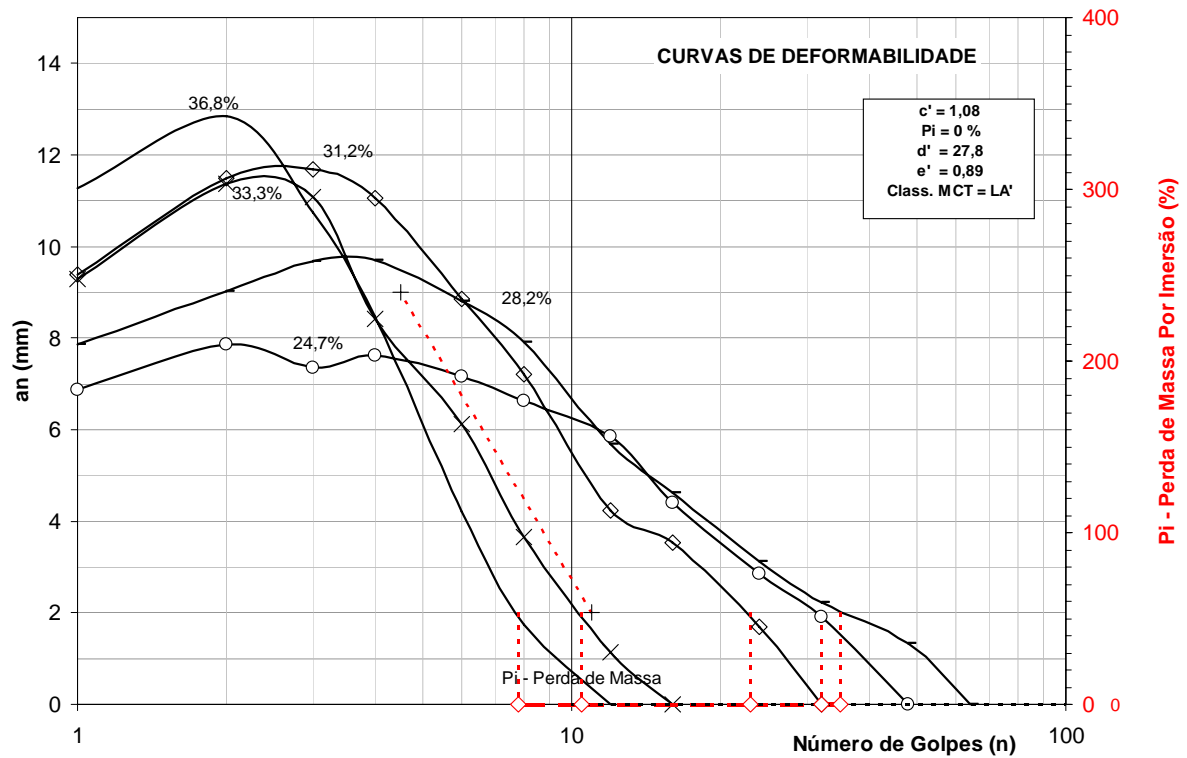


Figura 5.23 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro P_i do ensaio – Amostra 01+3% cal

Para a amostra AM-02+2% de cal, o ensaio de Perda de Massa por imersão está apresentado na Figura 5.24 e na Figura 5.25. As imagens indicam que após a aplicação de 2% de cal, a amostra sofreu menor perda de material após 24 horas de imersão.



Figura 5.24 – Perda de massa por imersão – AM-02 – solo natural



Figura 5.25 – Perda de massa por imersão – AM-02+2% cal

A Figura 5.26 e a Figura 5.27 mostram as Curvas de Compactação MCT e Curvas de Deformabilidade respectivamente para amostra AM-02+2% de cal. Através destas curvas

pôde-se classificar a amostra AM-02, a qual no estado natural era NG', como sendo, após a aplicação de 2% de cal, LG', ou seja, Argila de comportamento Laterítico.

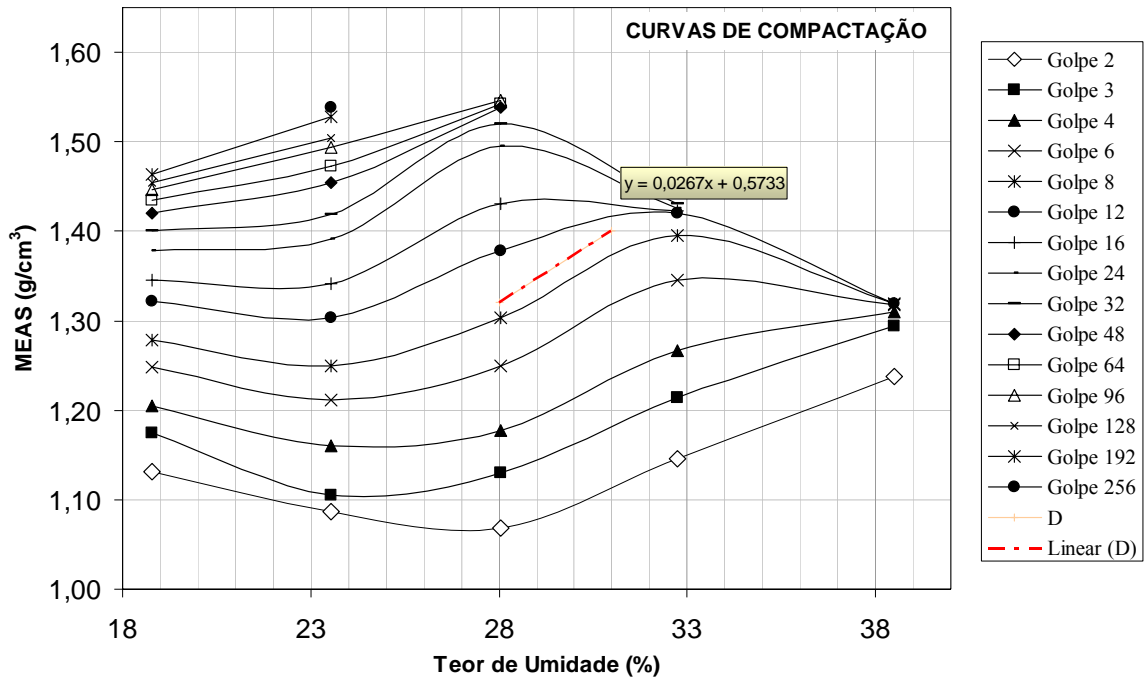


Figura 5.26 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 02+2% cal

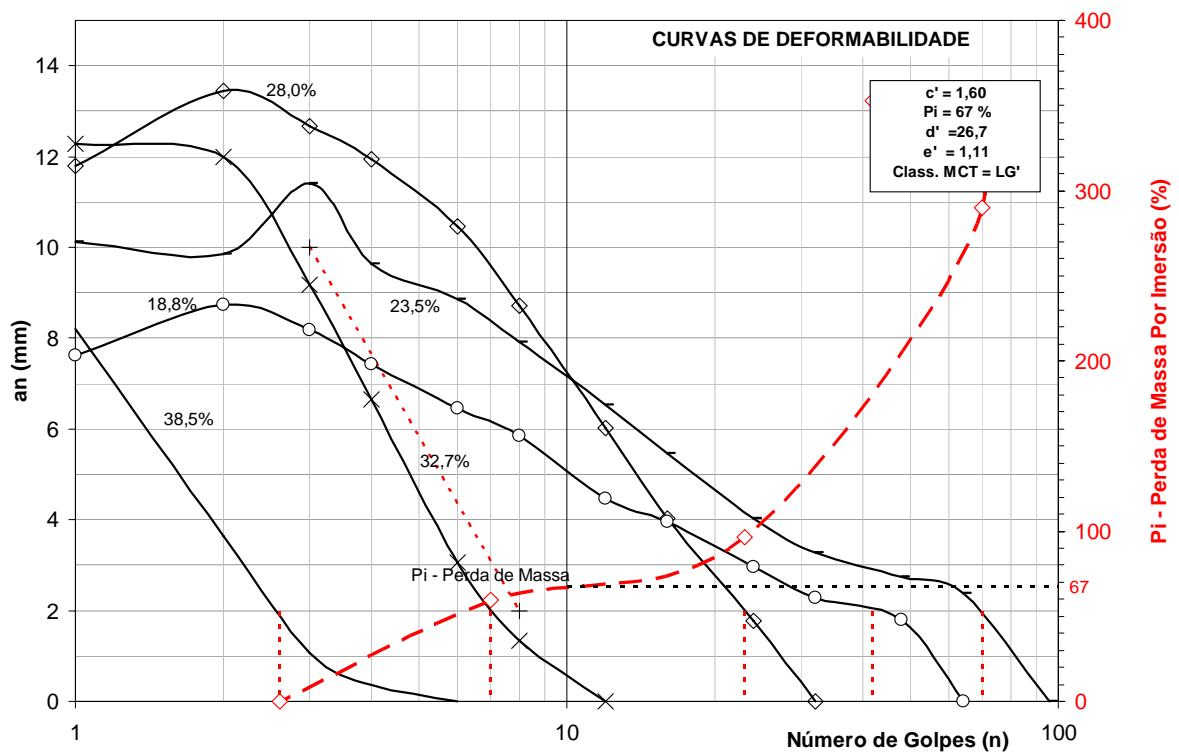


Figura 5.27 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 02+2% cal

O ensaio de Perda de Massa por imersão está apresentado na Figura 5.28 e na Figura 5.29 para a amostra AM-03+3% de cal. As figuras mostram que após a aplicação de 3% de cal, a amostra não sofreu perda de material após 24 horas de imersão.



Figura 5.28 – Perda de massa por imersão – AM-03 – solo natural



Figura 5.29 – Perda de massa por imersão – AM-03+3% cal

Na Figura 5.30 e na Figura 5.31 são apresentadas as curvas de compactação e as curvas de deformabilidade respectivamente para a amostra AM-03+3% de cal.

Observa-se que esta amostra anteriormente se apresentava com a classificação NA' no seu estado natural, e após a aplicação de 3% de cal esta se mostrou com a classificação LG' pela classificação MCT, ou seja, Argila de comportamento Laterítico.

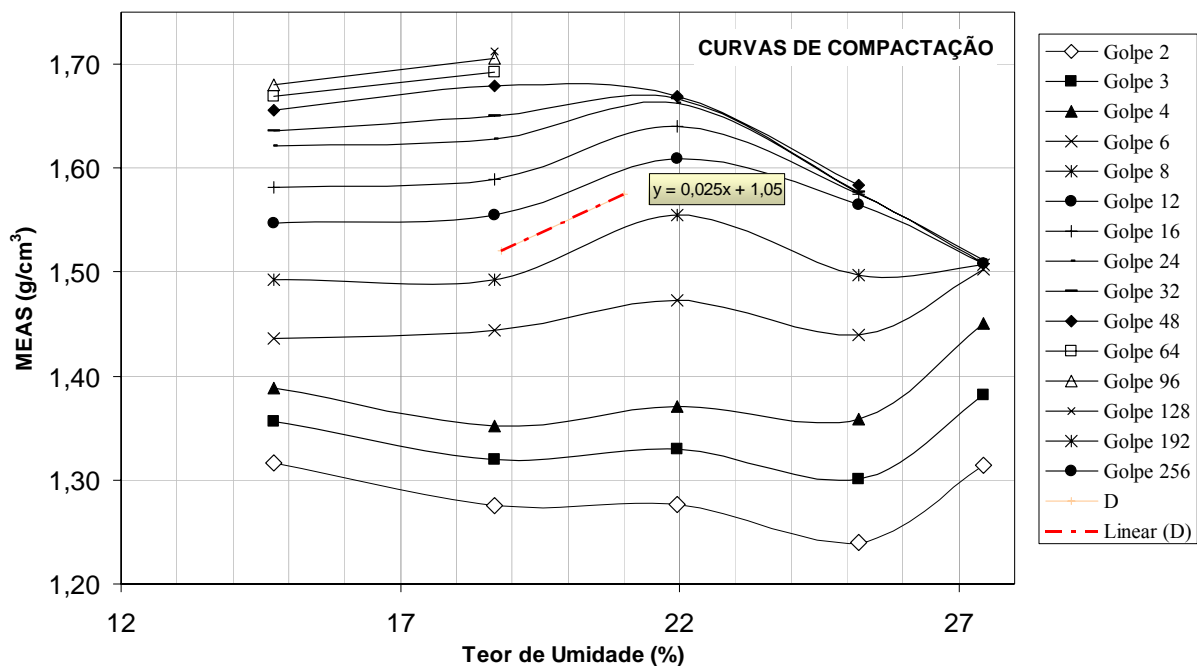


Figura 5.30 – Curvas de Compactação MCT e identificação do parâmetro d' – Amostra 03+3% cal

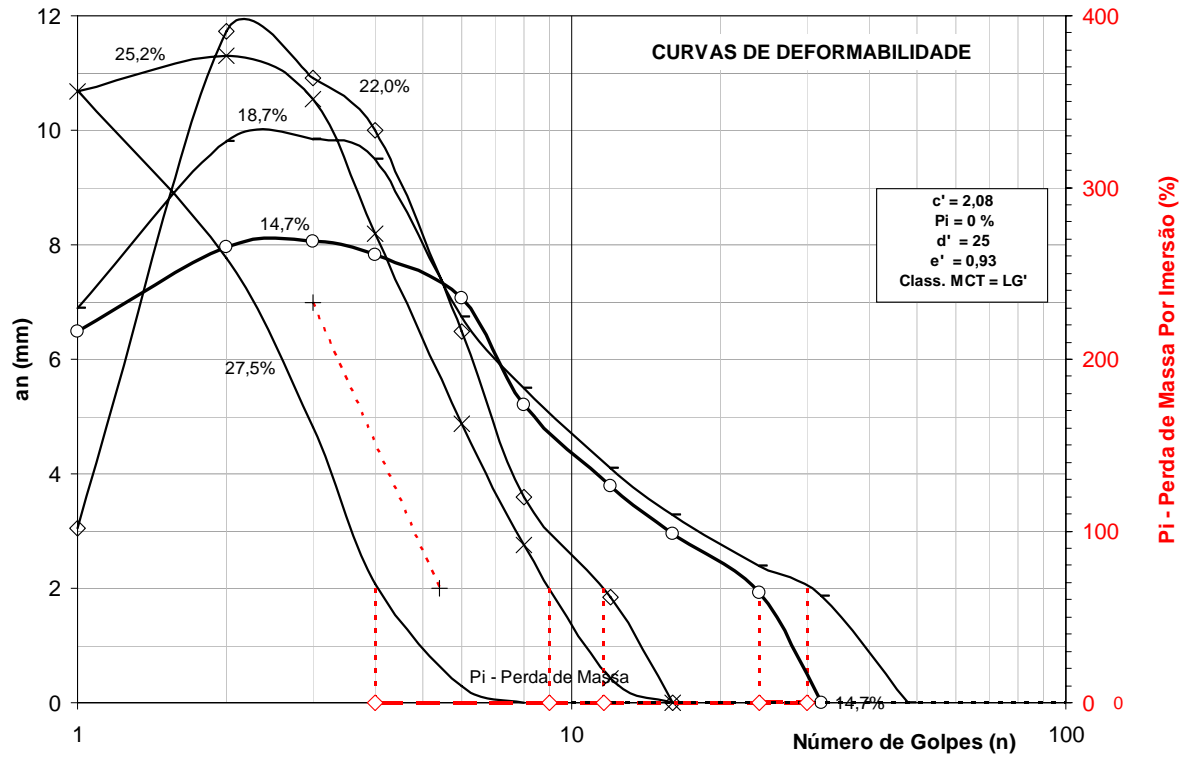


Figura 5.31 – Curvas de Deformabilidade MCT e identificação do parâmetro PI do ensaio – Amostra 03+3% cal

No gráfico da Figura 5.32 estão resumidos os resultados da Classificação MCT das três amostras (AM-01, AM-02 e AM-03) com e sem a adição de cal.

A adição de cal resultou na passagem da classificação de comportamento Não Laterítico para comportamento Laterítico em todos os casos.

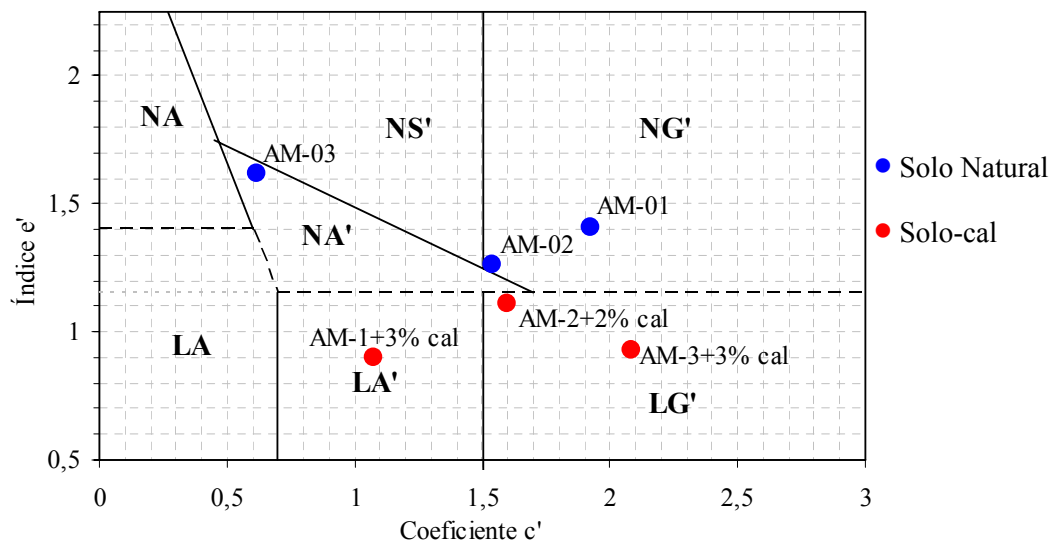


Figura 5.32 – Classificação Geotécnica MCT – Amostras naturais e melhoradas com cal

5.10 ANÁLISE DOS EFEITOS DA CAL E DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO SOBRE OS ÍNDICES FÍSICOS

O efeito da cal sobre os Índices Físicos é apresentado sistematicamente nos gráficos seguintes de maneira resumida.

Na Figura 5.33 e na Figura 5.34 apresentam-se respectivamente, as variações dos valores de LL e IP para amostras de solo natural e solo melhorado com cal.

De acordo com o gráfico da Figura 5.33, é possível perceber que a Amostra 01 (solo natural) apresentou maior Limite de Liquidez, e por este motivo foi a que sofreu maior variação percentual deste índice quando melhorada com cal, tendo uma redução de 29 pontos percentuais ou, seja reduziu 28% de seu valor.

A Amostra 02 apresentava-se com alto Limite de Liquidez, porém mais baixo que a Amostra 01. A redução neste índice físico foi de 14 pontos percentuais, ou 17% de redução em valor.

A Amostra 03 manteve o mesmo valor do LL. Este fato pode estar associado ao tipo de solo tendendo a um comportamento mais siltoso (67,63% de silte) e com baixo teor de argila (4,42%). O valor do LL neste caso foi de 42%, e o percentual de variação foi nulo.

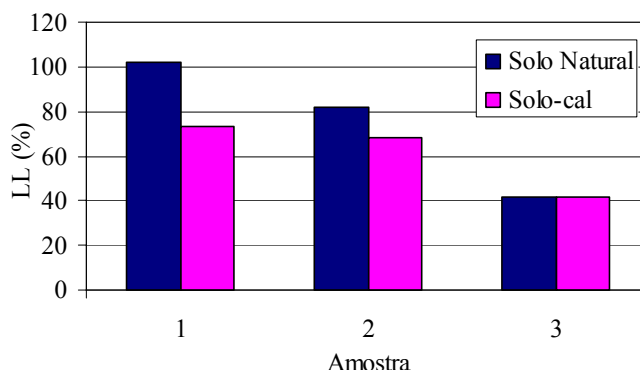


Figura 5.33 – Efeito da cal no Limite de Liquidez – LL (amostras naturais e melhoradas com cal)

Pelo gráfico da Figura 5.34, verifica-se que as três amostras obtiveram redução no valor do IP, que indica a redução na plasticidade do material, tornando-o mais trabalhável. Pode-se concluir a partir deste gráfico que a Amostra 01, inicialmente com IP mais elevado, obteve maior redução neste índice, ou seja, reduziu 39 pontos percentuais que equivale a uma redução em seu valor de 42%. A Amostra 02 apresentou redução de 21 pontos percentuais ou 56% de redução em seu valor. Enquanto a Amostra 03 teve seu IP reduzido em 9 pontos percentuais, ou 47% de redução neste índice.

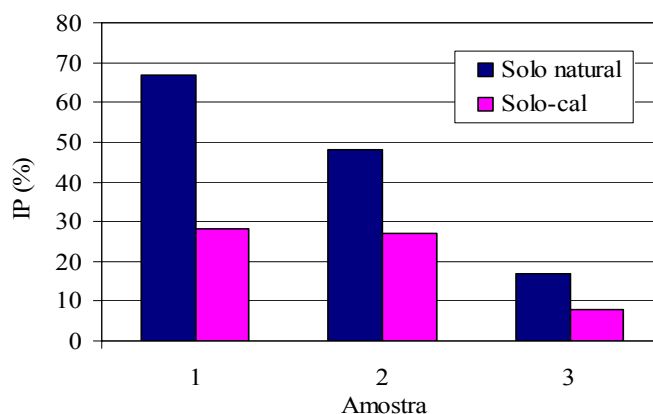


Figura 5.34 – Efeito da cal no Índice de Plasticidade – IP (amostras naturais e melhoradas com cal)

Nos gráficos da Figura 5.35 e Figura 5.36 são apresentados os valores de umidade ótima - $w_{ót}$ para as amostras de solo natural e solo-cal, respectivamente.

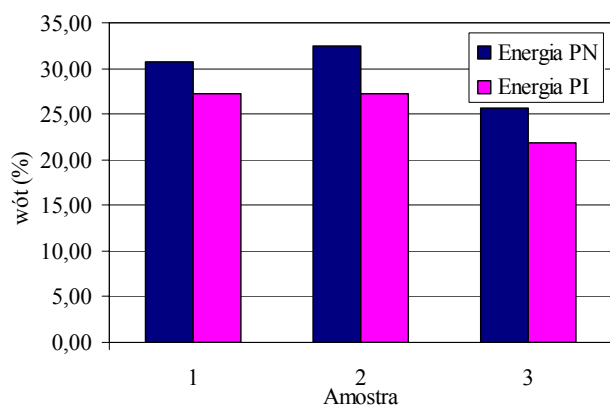


Figura 5.35 – Efeito da Energia de compactação na Umidade Ótima - $w_{ót}$ nas amostras Solo natural

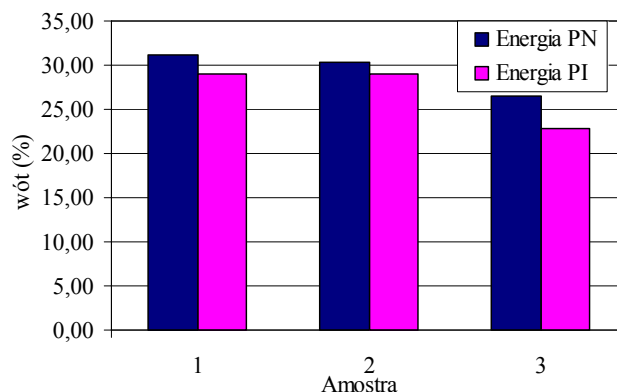


Figura 5.36 – Efeito da cal na Umidade Ótima de Compactação - $w_{ót}$ das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)

A umidade ótima de aproximadamente 31% apresentada pela Amostra 01 no estado natural e com a utilização da energia de compactação Proctor Normal, manteve-se quando o ensaio de compactação foi realizado na amostra de solo-cal (AM-01+3% de cal), conforme pode ser observado na Figura 5.36.

A Amostra 02 apresentou redução na umidade ótima na ordem de 2 pontos percentuais (ou 6,5% de redução de seu valor), utilizando a energia de compactação Proctor Normal, quando o ensaio foi realizado na amostra de solo-cal (AM-02+2% de cal).

A Amostra 03 apresentou comportamento semelhante ao da Amostra 01. Quando se utilizou a energia de compactação Proctor Normal, o valor da umidade ótima obtida no ensaio de compactação para AM-03+3% de cal foi de 26,5%, ou seja, um ponto percentual acima da umidade ótima obtida para o solo natural.

Nestas figuras percebe-se que a variação da umidade ótima de compactação é pequena quando se adicionam pequenas quantidades de cal no solo a ser melhorado. No entanto, as maiores variações podem ser observadas quando na comparação dos valores obtidos para compactação com a energia Proctor Intermediário realizada nas amostras de solo natural e solo-cal.

Neste caso, a Amostra 01 teve acréscimo na umidade ótima de aproximadamente dois pontos percentuais (ou acréscimo de 6,2% em seu valor) quando foram adicionados 3% de cal. O mesmo ocorre para a Amostra 02 quando foram adicionados 2% de cal. A Amostra 03 apresentou incremento na umidade ótima de um ponto percentual ou elevação de 4,6%, com relação à umidade ótima obtida para amostra de solo natural, na energia de compactação Proctor Intermediário.

Nos gráficos da Figura 5.37 e da Figura 5.38 estão apresentados os valores de Peso Específico Aparente Seco Máximo - $\gamma_{dm\acute{a}x}$ para as amostras de solo natural e solo-cal respectivamente, com a variação da energia de compactação. Deve-se perceber que não há grandes variações em tal índice, pois a quantidade cal utilizada (3, 2 e 3% respectivamente para as amostras AM-1, AM-2 e AM-3) foi pequena.

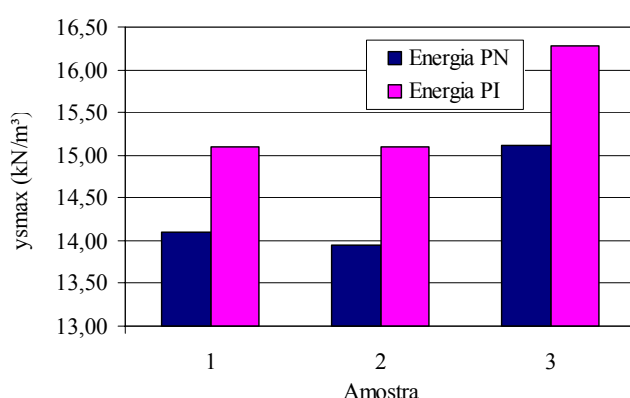


Figura 5.37 – Efeito da Energia de compactação no Peso Específico Aparente - $\gamma_{dm\acute{a}x}$ das amostras Solo natural

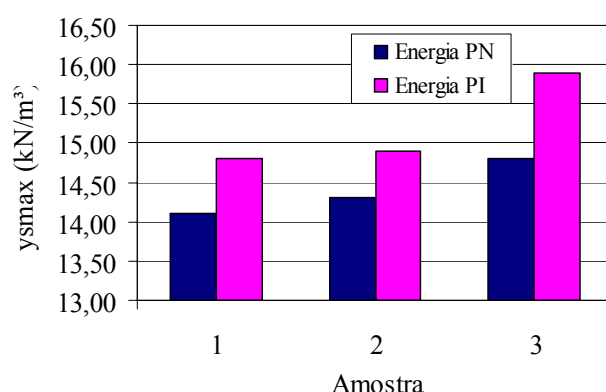


Figura 5.38 – Efeito da cal no Peso Específico Aparente - $\gamma_{dm\acute{a}x}$ das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)

Quando a Amostra 01 foi submetida a ensaio de compactação utilizando a energia de compactação Proctor Normal, com adição de 3% de cal (AM-01+3% de cal), o valor do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ permaneceu o mesmo, ou seja, 14,10 kN/m³. Quando a energia de compactação utilizada para realização do ensaio foi e Proctor Intermediário, o material se mostrou mais sensível à adição da pequena quantidade de cal e seu $\gamma_{dm\acute{a}x}$ reduziu de 15,10 kN/m³ para 14,80 kN/m³.

A Amostra 02, quando submetida ao ensaio de compactação com a energia Proctor Normal, e adicionando 2% de cal (AM-02+2% de cal), o valor do $\gamma_{dm\acute{a}x}$ teve um aumento, ou seja,

passou de $13,95 \text{ kN/m}^3$ para $14,30 \text{ kN/m}^3$. Não foi possível encontrar uma razão plausível para este comportamento que pode estar associado às características do solo, a eventual erro de ensaio ou a combinação destes e outros fatores. Quando a energia de compactação utilizada para realização do ensaio foi e Proctor Intermediário, este material também se mostrou mais sensível à adição da pequena quantidade de cal e seu $\gamma_{\text{dmáx}}$ reduziu de $15,10 \text{ kN/m}^3$ para $14,90 \text{ kN/m}^3$.

A Amostra 03 se apresentou mais sensível à adição da cal nos dois tipos de ensaios tanto para moldagem utilizando a energia de compactação Proctor Normal quanto para a energia de compactação Proctor Intermediário. No primeiro caso, a Amostra 03 de solo natural passou de $\gamma_{\text{dmáx}}$ igual a $15,12 \text{ kN/m}^3$ para $14,80 \text{ kN/m}^3$ quando adicionaram-se 3% de cal ao solo. No segundo caso, o $\gamma_{\text{dmáx}}$ passou de $16,28 \text{ kN/m}^3$ para $15,90 \text{ kN/m}^3$.

Os valores obtidos para Expansão das amostras de solo natural e solo-cal estão apresentados nos gráficos da Figura 5.39 e da Figura 5.40, respectivamente.

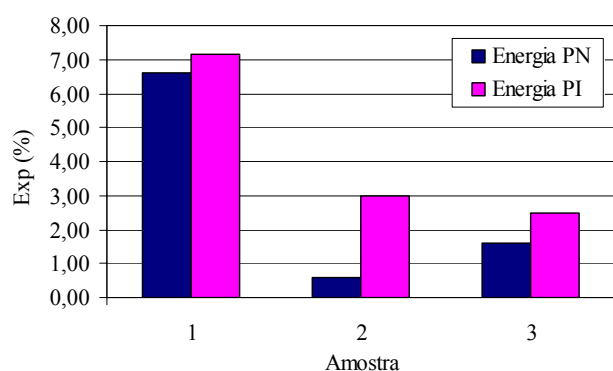


Figura 5.39 – Efeito da Energia de compactação na Expansão – Exp. das amostras Solo natural

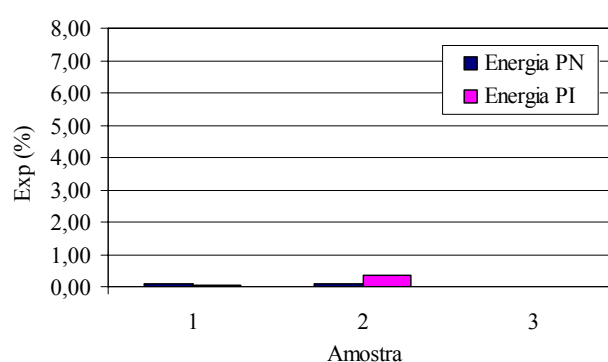


Figura 5.40 – Efeito da cal na Expansão – Exp. das amostras Solo melhorado com cal (energias de compactação PN e PI)

Notam-se no gráfico da Figura 5.39 que a expansão tem seu valor elevado quando as amostras são submetidas à compactação com energia Proctor Intermediário. O fato pode ser esclarecido ao compararem-se os corpos-de-prova com um elástico: quando mais energia se aplica nesta para reduzir seu volume, maior será sua expansão relativa ao seu volume original devido à maior energia acumulada. O mesmo ocorre com as amostras expansivas.

No entanto, pequenas quantidades de cal adicionadas às três amostras, são suficientes para reduzir a expansão destas, independentemente da energia de compactação aplicada (Figura 5.40).

5.11 VALORES MODULARES DAS AMOSTRAS

O ensaio Triaxial de Cargas Repetidas para determinação do comportamento resiliente das amostras de solo melhorado com cal foi realizado no laboratório de pavimentação da Universidade Federal de Santa Catarina apresentado na Figura 5.41.



Figura 5.41 – Equipamento do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas

O comportamento modular das três amostras de solo natural (AM-01, AM-02 e AM-03) e melhoradas com cal (Am-01+3% de cal, Am-02+2% de cal e Am-03+3% de cal), são apresentados nos gráficos seguintes (Figura 5.42 a Figura 5.50). Mostram-se ensaios de cargas triaxiais repetidas de três corpos-de-prova para cada caso, ou seja, em triplicata, onde foram variados os tempos de cura e as energias de compactação. As curvas representam a média dos três ensaios representativos.

5.11.1 Comportamento Modular Amostra 01 - solo natural e solo melhorado com cal

O comportamento resiliente da amostra AM-01 determinado a partir do ensaio triaxial de cargas repetidas, é apresentado na Figura 5.42 para corpos-de-prova moldados com a energia de compactação Proctor Normal e Proctor Intermediário nas umidades ótimas e a 4% acima da umidade ótima.

A Amostra 01 apresentou valores modulares altos, não esperados, mais elevados que a Amostra 02. O fato contraria o ensaio de ISC, para o qual obtiveram-se valores mais elevados

para a Amostra 02. Neste caso, o fato pode estar associado à sucção da mesma e ao ensaio ser realizado na forma não saturada. O mesmo material foi novamente submetido a este ensaio com corpos-de-prova moldados na umidade ótima +4%, para verificar o seu comportamento quando estivesse próximo à saturação.

Analisando o gráfico da Figura 5.42 percebe-se que os valores modulares das amostras compactadas a 4% acima da umidade ótima de compactação foram ligeiramente inferiores quando comparados aos valores modulares da amostra ensaiada com CPs moldados na umidade ótima. Neste caso, com a umidade a 4% acima da ótima, os valores modulares não são tão influenciados pela energia de compactação, ficando os valores mais próximos, quer na energia Proctor Normal ou na Proctor Intermediário.

Ainda analisando este gráfico, percebe-se que a Amostra 01, quando compactada a 4% acima da umidade ótima e com energia de compactação Proctor Normal, a variação modular é maior quando se aumenta a tensão desvio, ou seja, seu coeficiente K2 passou de -0,19 (linha vermelha do gráfico) para -0,24 (linha azul).

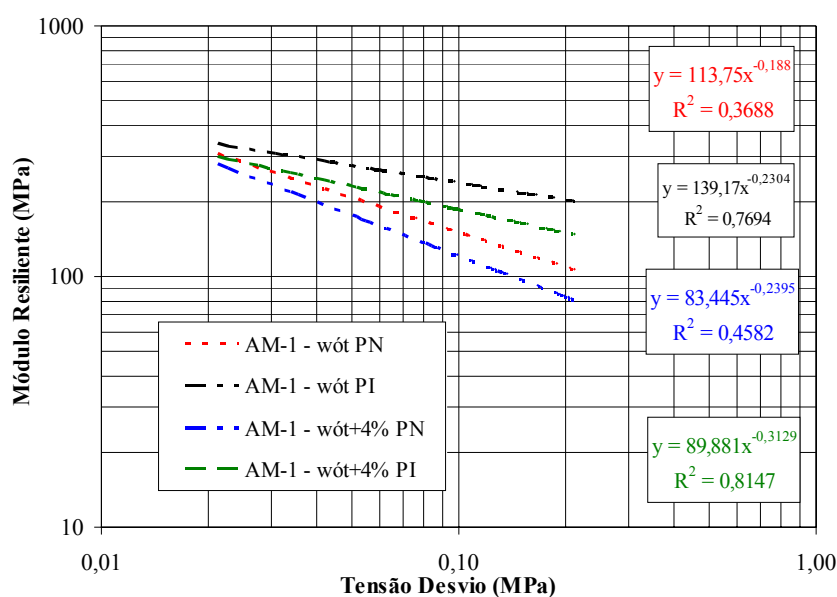


Figura 5.42 – Comportamento Resiliente da Amostra 01 (CPs moldados na wot e na wot + 4%) - Energia PN e PI

Os valores modulares da Amostra 01+3% de cal estão apresentados na Figura 5.43 e na Figura 5.44. Esses valores mostram que o material, quando melhorado com cal, teve seu comportamento melhorado, ou seja, valores modulares tiveram elevação quando comparados com a amostra no estado natural. Estes valores foram similares para ambas energias de

compactação (Proctor Normal e Proctor Intermediário). Este incremento foi dado com 14 dias de cura, tanto para amostra compactada na energia Proctor Normal quanto na Intermediário. Aos 90 dias de cura, os valores não apresentaram aumento significativo devido ao baixo teor de cal empregado.

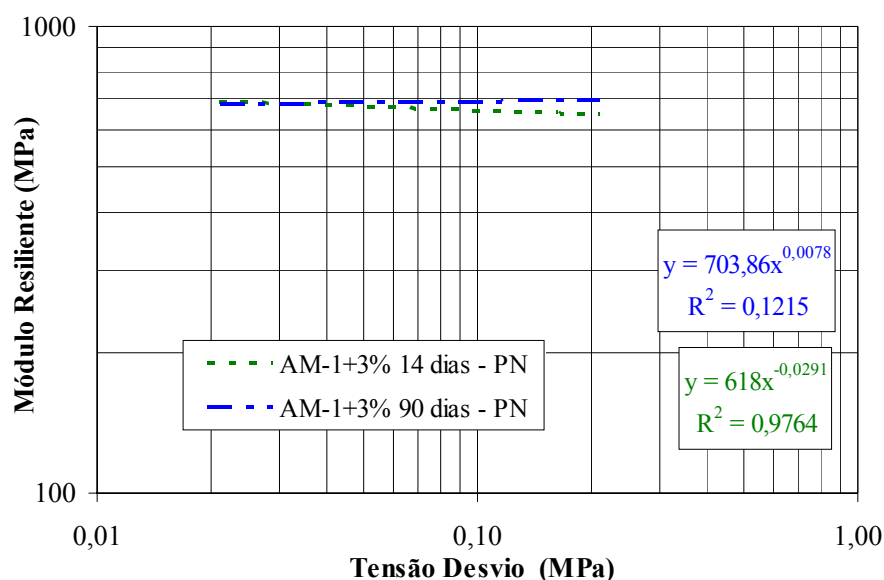


Figura 5.43 – Comportamento Resiliente da AM-1+3% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura

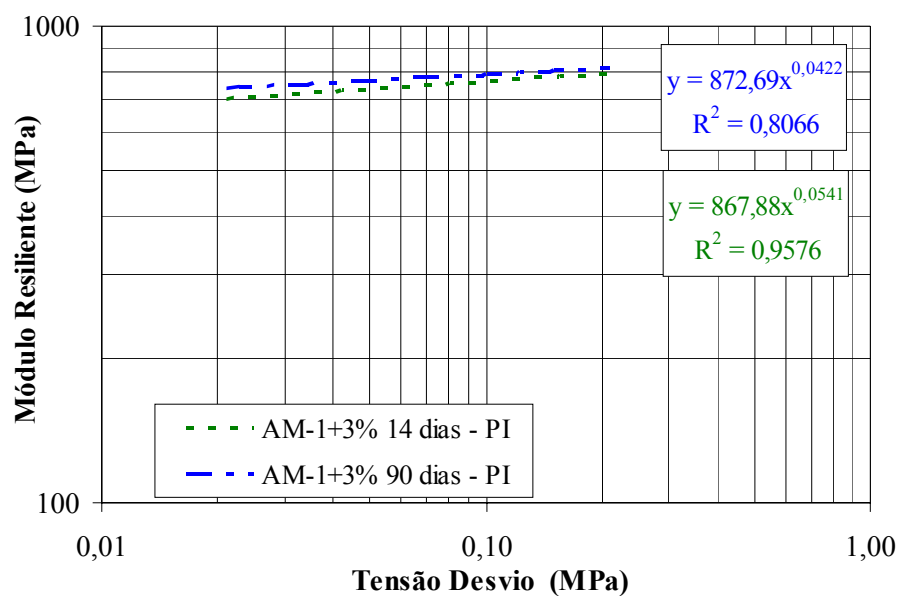


Figura 5.44 – Comportamento Resiliente da AM-1+3% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura

5.11.2 Comportamento Modular Amostra 02 - solo natural e solo melhorado com cal

O comportamento resiliente da amostra AM-02 determinado a partir do ensaio triaxial de cargas repetidas, é apresentado na Figura 5.45 para corpos-de-prova moldados com a energia de compactação Proctor Normal e Proctor Intermediário.

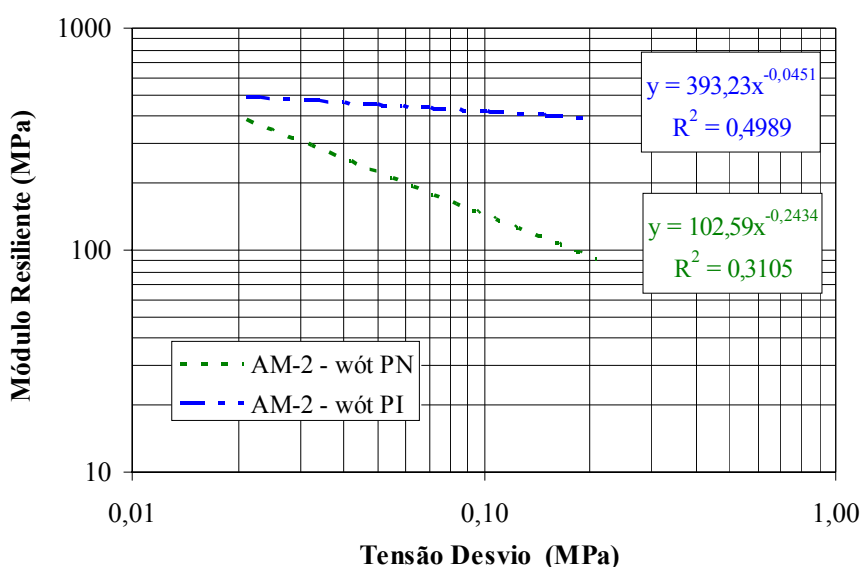


Figura 5.45 – Comportamento Resiliente da Amostra 02 – Energia de compactação PN e PI

Para energia de compactação Proctor Normal (Figura 5.46), a Amostra 02+2% apresentou valores modulares maiores quando comparados aos valores obtidos no ensaio a partir da amostra de solo natural. No entanto, para o ensaio realizado com CPs moldados na energia de compactação Proctor Intermediário (Figura 5.47), o incremento nos valores modulares foi baixo.

Analisando os dados obtidos para Amostra 02+2% de cal com período de cura de 90 dias, pode-se verificar que os valores de módulos apresentaram pequenos incrementos. Deve-se entender que pequenas adições de cal não são suficientes para gerar ganhos de resistência com o passar do tempo, pois a quantidade de cal presente no material, neste caso na ordem de 2%, não é capaz de manter as reações pozolânicas no período.

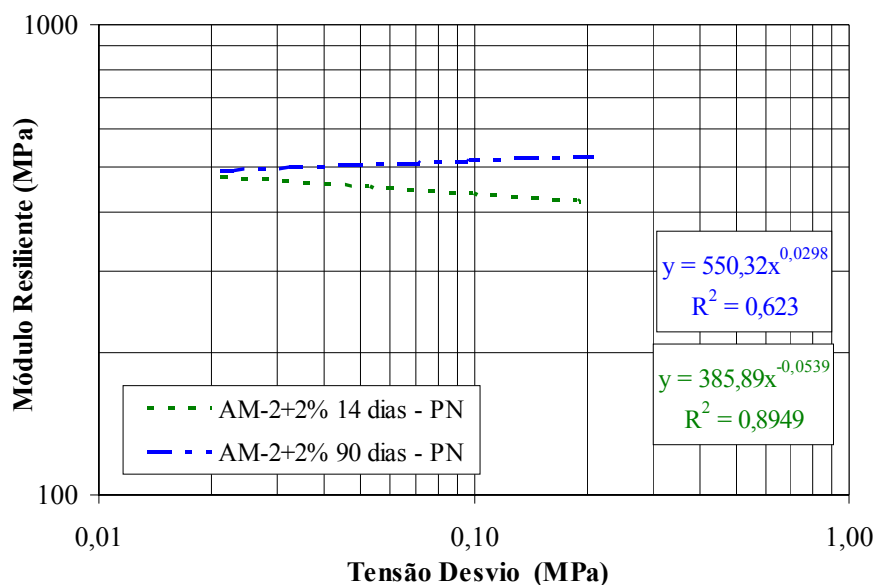


Figura 5.46 – Comportamento Resiliente da AM-2+2% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura

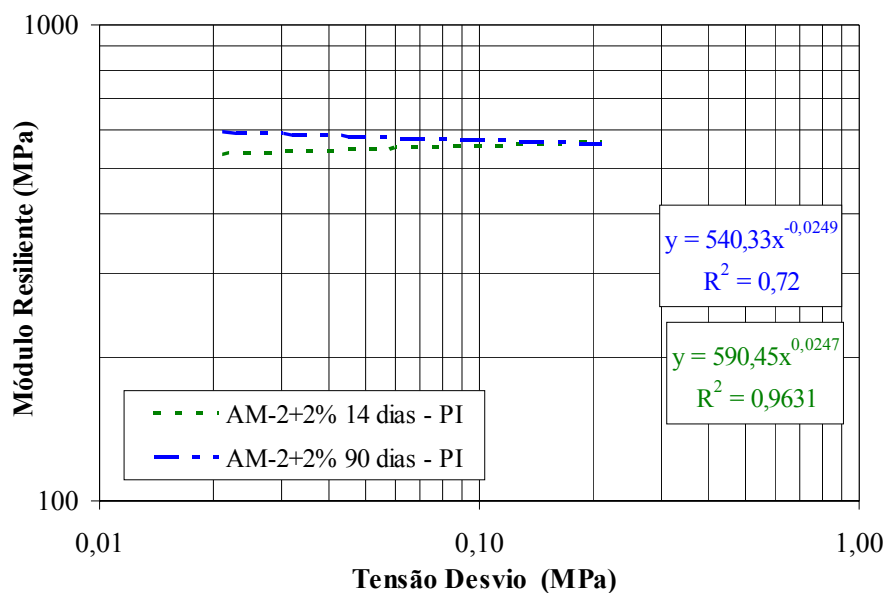


Figura 5.47 – Comportamento Resiliente da AM-2+2% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura

5.11.3 Comportamento Modular Amostra 03 - solo natural e solo melhorado com cal

O comportamento resiliente da amostra AM-03 é apresentado na Figura 5.48 para corpos-de-prova moldados com a energia de compactação Proctor Normal e Proctor Intermediário.

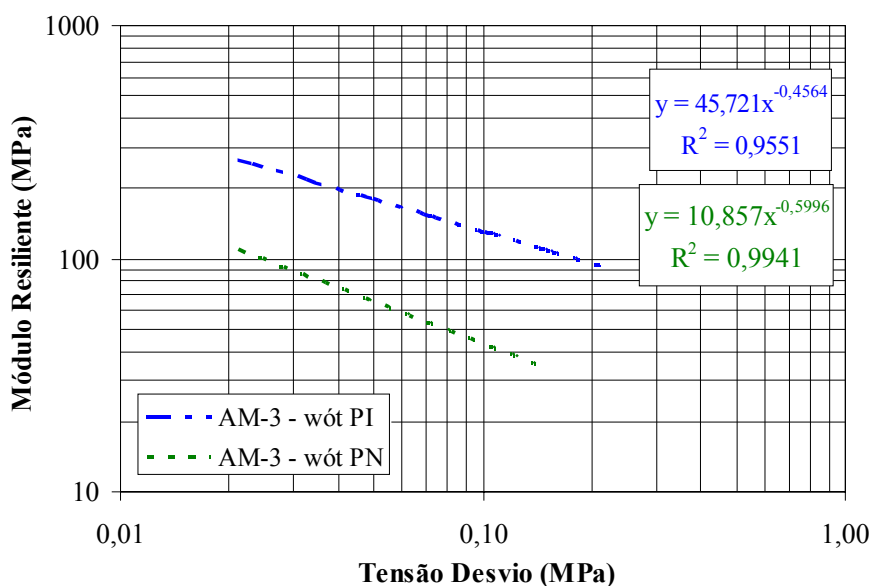


Figura 5.48 – Comportamento Resiliente da Amostra 03 – Energia de compactação PN e PI

Observando-se os gráficos, nota-se que a amostra AM-03+3% de cal ensaiada na energia de compactação PI (Figura 5.50), é o único caso que apresentou não linearidade expressiva ($K_2 = 0,79$) sendo que outros casos podem ser considerados de comportamento quase constante com relação à tensão desvio.

De acordo com Soares et al (1999), os baixos coeficientes de correlação referentes a estas amostras representam que estes materiais têm módulos praticamente lineares (K_2 muito baixos), ou seja, pouco sensíveis à variação do estado de tensão.

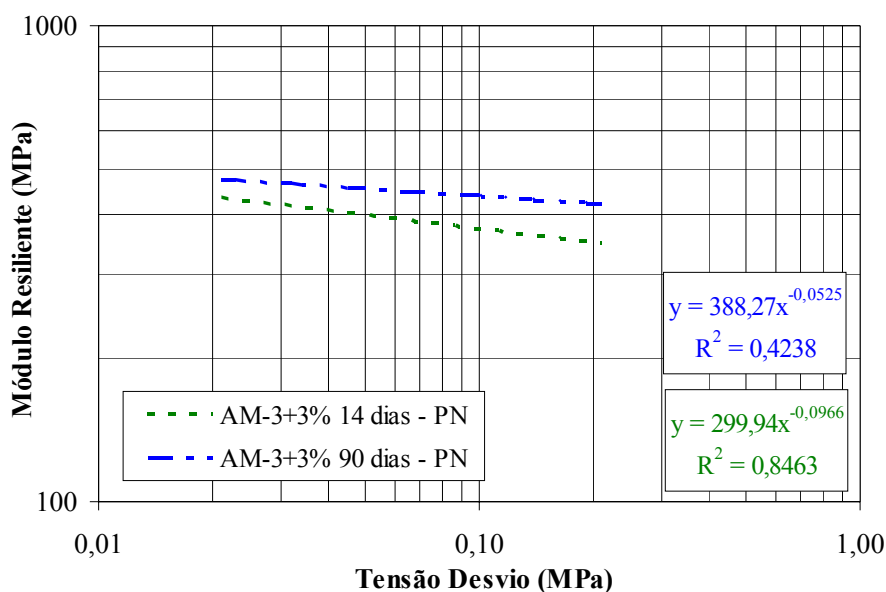


Figura 5.49 – Comportamento Resiliente da AM-3+3% de cal (Proctor Normal) – 14 e 90 dias de cura

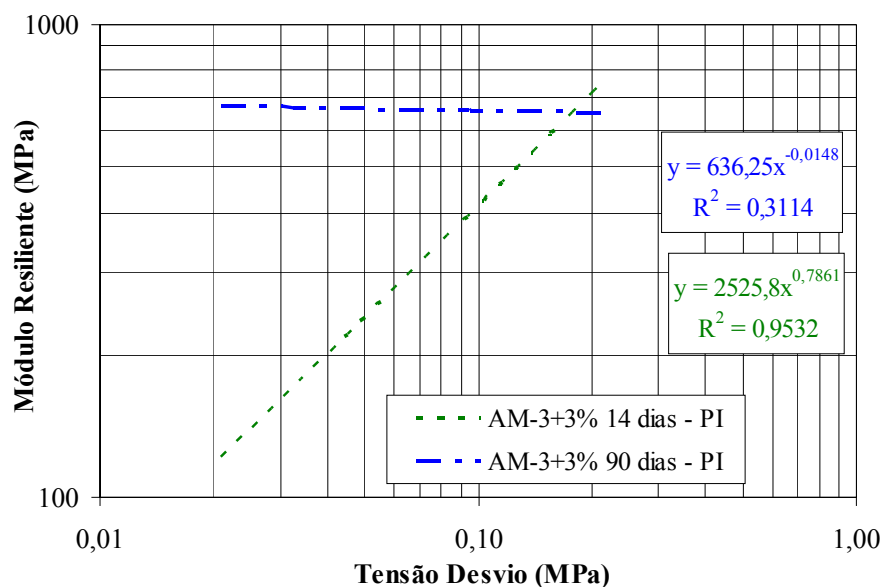


Figura 5.50 – Comportamento Resiliente da AM-3+3% de cal (Proctor Intermediário) – 14 e 90 dias de cura

As médias dos valores modulares para as três amostras de solo natural e solo melhorado com cal estão apresentados nas tabelas seguintes (Tabela 5.25, Tabela 5.26 e Tabela 5.27). Variam-se as tensões desvio (σ_d) e os tempos de cura.

Tabela 5.25 – Valores Modulares para Amostra 01 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI

| Amostra 01 - Valores Modulares (MPa) | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|-----|-----------------|-----|-----------------|-----|
| σ_d (MPa) | Solo Natural | | Solo+3% de cal | | | |
| | | | 14 dias de cura | | 90 dias de cura | |
| | PN | PI | PN | PI | PN | PI |
| 0,02 | 261 | 305 | 691 | 708 | 702 | 761 |
| 0,04 | 240 | 297 | 678 | 715 | 668 | 736 |
| 0,05 | 220 | 291 | 678 | 742 | 683 | 766 |
| 0,07 | 207 | 284 | 669 | 761 | 690 | 780 |
| 0,11 | 169 | 255 | 659 | 759 | 686 | 793 |
| 0,14 | 132 | 228 | 655 | 783 | 695 | 805 |
| 0,21 | 84 | 169 | 645 | 798 | 704 | 824 |

Tabela 5.26 – Valores Modulares para Amostra 02 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI

| Amostra 02 - Valores Modulares (MPa) | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|-----|-----------------|-----|-----------------|-----|
| σ_d (MPa) | Solo Natural | | Solo+2% de cal | | | |
| | | | 14 dias de cura | | 90 dias de cura | |
| | PN | PI | PN | PI | PN | PI |
| 0,02 | 292 | 479 | 469 | 539 | 492 | 584 |
| 0,04 | 277 | 463 | 461 | 542 | 491 | 591 |
| 0,05 | 251 | 468 | 454 | 545 | 496 | 589 |
| 0,07 | 235 | 445 | 453 | 555 | 526 | 586 |
| 0,11 | 180 | 423 | 440 | 559 | 522 | 570 |
| 0,14 | 124 | 409 | 433 | 562 | 510 | 567 |
| 0,21 | 61 | 381 | 410 | 568 | 524 | 556 |

Tabela 5.27 – Valores Modulares para Amostra 03 solo natural e solo melhorado com cal – Energias de Compactação PN e PI

| Amostra 03 - Valores Modulares (MPa) | | | | | | |
|--------------------------------------|--------------|-----|-----------------|-----|-----------------|-----|
| σ_d (MPa) | Solo Natural | | Solo+3% de cal | | | |
| | | | 14 dias de cura | | 90 dias de cura | |
| | PN | PI | PN | PI | PN | PI |
| 0,02 | 114 | 239 | 426 | 104 | 475 | 679 |
| 0,04 | 80 | 215 | 407 | 199 | 437 | 648 |
| 0,05 | 61 | 186 | 402 | 237 | 472 | 668 |
| 0,07 | 53 | 170 | 406 | 369 | 446 | 675 |
| 0,11 | 42 | 134 | 384 | 455 | 475 | 663 |
| 0,14 | 37 | 111 | 366 | 588 | 422 | 660 |
| 0,21 | 0 | 84 | 331 | 604 | 403 | 640 |

6 DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA DO TRECHO EM ESTUDO E COMPARAÇÃO DE CUSTOS

As estruturas dos pavimentos utilizando as três amostras estudadas foram dimensionadas tendo como base as diretrizes levantadas no Projeto de Implantação e Pavimentação da Rodovia SC-422, apresentado em DEINFRA (2006b).

Para fins de comparação, optou-se por dimensionar a estrutura do pavimento tendo como ponto de partida o ISC das três amostras naturais e das três amostras melhoradas com cal. Definiram-se as espessuras das camadas com o emprego da metodologia de dimensionamento da estrutura de pavimentos flexíveis proposto por Murillo Lopes de Souza e regulamentado pelo DNER em 1979 (Souza, 1981) e, com base nestes dados, realizou-se a análise mecanicista da estrutura com emprego do *software* ELSYM5.

6.1 NÚMERO DE SOLICITAÇÕES ESTIMADO PARA O PERÍODO DE PROJETO

O número equivalente de solicitações de eixo padrão utilizado nos cálculos para dimensionamento de pavimentos foi extraído do Projeto de Implantação e Pavimentação da Rodovia SC-422 (DEINFRA, 2006b). Esses valores foram calculados a partir de dados de contagem de tráfego, por dois métodos – USACE e AASHTO conforme a Tabela 6.1.

Tabela 6.1 – Estimativa do número de solicitações de eixo padrão - N

| | N (AASHTO) | N (USACE) |
|--------------------------------|--------------------|--------------------|
| Segmento 2 Amostras 01 e 02 | $1,73 \times 10^6$ | $6,89 \times 10^6$ |
| Segmento 3 Amostra 03 | $1,01 \times 10^6$ | $4,10 \times 10^6$ |

6.2 DEFINIÇÃO DOS VALORES DE ISC NA CAMADA FINAL DE TERRAPLENAGEM

Os valores de ISC adotados para o dimensionamento do pavimento e para fins de comparação foram obtidos diretamente dos ensaios realizados nas amostras de solo natural e solo melhorado com cal nas energias de compactação Proctor Normal e Proctor Intermediário. A Tabela 6.2 apresenta os valores de ISC encontrados e adotados para cada amostra.

Tabela 6.2 – Valores de ISC adotados para cada amostra

| ISC (%) | Amostra solo natural | | | Amostra solo melhorado com cal | | |
|-----------------------|----------------------|-------|-------|--------------------------------|----------|----------|
| | AM-01 | AM-02 | AM-03 | AM-01+3% | AM-02+2% | AM-03+3% |
| Proctor Normal | 2,00 | 7,00 | 5,80 | 44,90 | 17,40 | 42,50 |
| Proctor Intermediário | 2,00 | 9,10 | 9,20 | 59,40 | 16,50 | 62,80 |

6.3 ESTRUTURA DO PAVIMENTO PROPOSTA

No Projeto de Implantação e Pavimentação da Rodovia SC-422 foi proposto um pavimento flexível composto de camada asfáltica para revestimento em CAUQ, base de brita graduada e sub-base de macadame seco.

Neste trabalho é proposta a mesma estrutura inicial, adotando os valores de ISC já citados no subitem 6.2. Para fins de comparação, calcularam-se as camadas do pavimento tanto para amostras de solo natural quanto para amostras de solo melhorado com cal.

6.3.1 Dimensionamento Segundo o Método do DNER para os Trechos das Amostras 01, 02 e 03

A Amostra 01 de solo natural com energia de compactação Proctor Normal apresentou valores de expansão (6,59 %) e de ISC (2,0 %) não permitidos para uso como camada final de terraplenagem. No entanto, para fins de comparação o dimensionamento foi efetuado com este valor.

Utilizando-se o ISC de 2,0 % obtido na energia Proctor Normal para Amostra 01 de solo natural e o número $N = 6,89 \times 10^6$, pela metodologia de dimensionamento da estrutura de pavimentos flexíveis, obteve-se:

- Espessura total do pavimento a proteger o subleito (H_t):

$$H_t = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598};$$

- Espessura do pavimento acima da sub-base (ISC = 20%) (H_{20}):

$$H_{20} = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598};$$

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 7,5 cm;

- Espessura da camada de base = 20,0 cm; e

- Espessura da camada de sub-base de macadame seco = 60,0 cm.

Com o ISC de 44,9% (obtido com a energia de compactação Proctor Normal) para amostra AM-01+3% de cal, optou-se por utilizar este material como camada final de terraplenagem, obteve-se:

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 7,5 cm.

- Espessura da camada de base = 13,0 cm; e

- Camada final de terraplenagem melhorada com cal com espessura de 60 cm.

Utilizando o ISC de 7,0% obtido na energia Proctor Normal para Amostra 02 de solo natural e o número $N = 6,89 \times 10^6$, pela metodologia de dimensionamento da estrutura de pavimentos flexíveis proposto pelo DNER, obteve-se:

- Espessura total do pavimento a proteger o subleito (Ht):

$$H_t = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598};$$

- Espessura do pavimento acima da sub-base (ISC = 20%) (H_{20}):

$$H_{20} = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598}$$

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 7,5 cm;

- Espessura da camada de base = 13,0 cm; e

- Espessura da camada de sub-base de macadame seco = 24,0 cm.

Com o ISC de 17,4% para amostra AM-02+2% de cal, optou-se por dimensionar este material como sub-base mesmo que não atenda ao ISC_{\min} , obtendo-se:

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 7,5 cm;

- Espessura da camada de base = 13,0 cm; e

- Sub-base camada estabilizada = 24,0 cm.

Utilizando o ISC de 5,80% obtido na energia Proctor Normal para Amostra 03 de solo natural e o número $N = 4,10 \times 10^6$, pela metodologia de dimensionamento da estrutura de pavimentos flexíveis proposto pelo DNER, obtêm-se:

- Espessura total do pavimento a proteger o subleito (Ht):

$$H_t = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598};$$

- Espessura do pavimento acima da sub-base (ISC = 20%) (H_{20}):

$$H_{20} = 77,67 N^{0,0482} ISC^{-0,598};$$

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 5,0 cm;

- Espessura da camada de base = 17,0 cm; e

- Espessura da camada de sub-base macadame seco = 30,0 cm.

Para o ISC de 42,5% para amostra AM-03+3% de cal, optou-se por utilizar este material como sub-base melhorada com cal, obteve-se:

- Espessura da camada de revestimento em CAUQ = 5,0 cm;

- Espessura da camada de base = 13,0 cm; e

- Sub-base melhorada com cal = 34 cm.

6.3.2 Resumo das Soluções Propostas Segundo o Método do DNER

Na Tabela 6.3 resumem-se as camadas das estruturas do pavimento dimensionadas pelo método do DNER. Estas estruturas foram submetidas à análise mecanicista utilizando o *software* ELSYM5.

Tabela 6.3 – Estruturas do Pavimento para Análise Mecanicista

| Amostra | | Revestimento CAUQ | Base Brita Graduada | Sub-base Macadame Seco | Sub-base Camada Estabilizada | Camada Final de Terraplenagem |
|---------|--------------|-------------------|---------------------|------------------------|------------------------------|-------------------------------|
| 01 | Solo natural | 7,5 cm | 20,0 cm | 60,0 cm | - | ISC = 2,0 % |
| | +3% de cal | 7,5 cm | 13,0 cm | - | 60,0 cm (*) | ISC = 44,9 % |
| 02 | Solo natural | 7,5 cm | 13,0 cm | 24,0 cm | - | ISC = 7,0 % |
| | +2% de cal | 7,5 cm | 13,0 cm | - | 24,0 cm | ISC = 7,0 % |
| 03 | Solo natural | 5,0 cm | 17,0 cm | 30,0 cm | - | ISC = 5,8 % |
| | +3% de cal | 5,0 cm | 13,0 cm | - | 34,0 cm | ISC = 5,8 % |

(*) – Espessura da camada final de terraplenagem

6.4 ANÁLISE MECANICISTA DAS SOLUÇÕES PROPOSTAS PARA AS ESTRUTURAS DO PAVIMENTO

Este dimensionamento foi realizado com base em conceitos da Mecânica dos Pavimentos e com a utilização do programa computacional ELSYM5.

Para definição das espessuras, utilizou-se o número de solicitações equivalentes ao eixo padrão calculado conforme metodologia do Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) e também com base na metodologia da AASHTO. Esses valores foram utilizados previamente no Projeto de Implantação e Pavimentação da Rodovia SC-422 (DEINFRA, 2006b) e estão apresentados na Tabela 6.1.

Para análise de tensão/ deformação, foram adotados os seguintes parâmetros gerais comuns a todas as estruturas:

- Pressão de contato pneu/ pavimento (p) = 5,8 kgf/cm²;
- Carga aplicada por roda, eixo simples de roda dupla (P) = 2050 kgf;
- Espaçamento entre rodas = 32cm e raio de área de contato = 10,6 cm;
- Módulo de Resiliência (M_R) do revestimento = 63000 kgf/cm²;
- Coeficiente de Poisson (μ_1) do revestimento = 0,27;
- Módulo de Resiliência (M_R) da base de brita graduada = 3000 kgf/cm² quando a sub-base é macadame e 4000 kgf/cm² quando a sub-base ou camada final de terraplenagem é de material melhorado com cal;
- Coeficiente de Poisson (μ_2) da base = 0,35;
- Módulo de Resiliência (M_R) da Sub-base de macadame seco = 2000 kgf/cm²;
- Coeficiente de Poisson (μ_3) da Sub-base = 0,35;
- Módulo de Resiliência (M_R) do subleito: definido para cada amostra, é o valor que melhor se adapta às tensões geradas no programa. No processo iterativo, os valores modulares são extraídos das curvas de Módulo Resiliente x Tensão Desvio para cada amostra de solo natural e solo melhorado com cal do Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas com as energias de compactação PN;
- Coeficiente de Poisson (μ_4) do subleito = de acordo com o valor modular de cada amostra variando de 0,35 a 0,45.

De posse dos valores de tensão no topo do subleito (σ_{vsl}), deflexão no topo do revestimento (δ) e deformação específica (ϵ_e) na fibra inferior do revestimento foram verificados os números “N” a partir das correlações:

- Tensão admissível no topo do subleito, Heukelom e Klomp (1962) apud Medina e Motta (2005):

$$\sigma_v = 0,006 \cdot M_R / (1 + 0,7 \log N) \quad (6.1)$$

onde: M_R = Módulo Resiliente do subleito em kgf/cm^2 .

- A deflexão máxima (δ) é calculada pela correlação (Medina e Motta, 2005):

$$\log \delta = 3.148 - 0,188 \log N \quad (6.2)$$

Obs: correlação esta válida para espessura de revestimento $< 10,0\text{cm}$.

- Quando a espessura do revestimento for $\geq 10,0\text{cm}$, a deflexão máxima (δ) é calculada pela correlação:

$$\log \delta = 3.479 - 0,289 \log N \quad (6.3)$$

- A vida de fadiga do revestimento foi verificada através do modelo da curva de fadiga para mistura convencional do DNER apresentada em Trichês et al (2008):

$$N_f = 2,808 \times 10^{15} (1/\epsilon_t)^{4,173} \quad (6.4)$$

- A geometria e os parâmetros elásticos da estrutura dos pavimentos analisados estão apresentados esquematicamente na Figura 6.1.

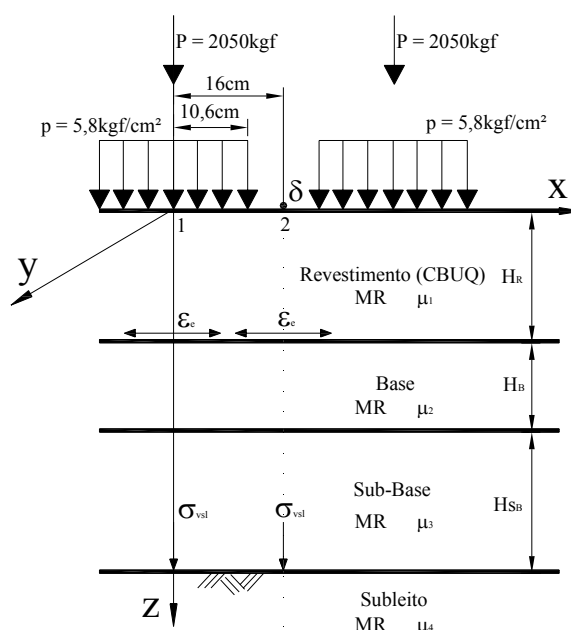


Figura 6.1 – Estrutura de referência para o cálculo das tensões e deformações (sem escala)

6.4.1 Amostra 01 – Solo natural e Solo melhorado com cal

Para o cálculo de tensões e deformações da estrutura do pavimento para Amostra 01 de solo natural (AM-01) e solo cal (AM-01+3% cal), partiu-se das estruturas obtidas pelo método de dimensionamento do DNER apresentadas na Figura 6.2 e na Figura 6.3 respectivamente e, pelo processo iterativo, obtiveram-se as estruturas finais apresentadas na

Tabela 6.4.

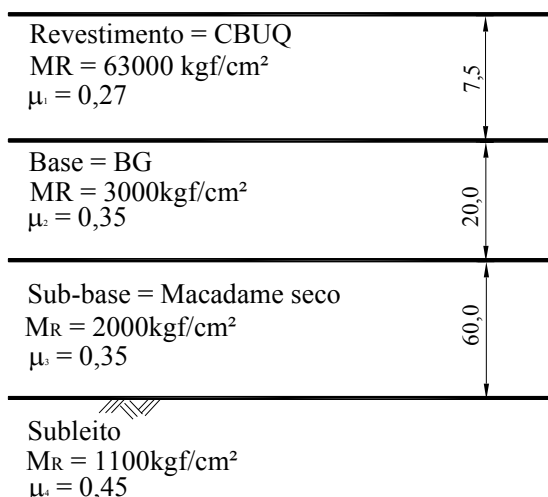


Figura 6.2 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-01

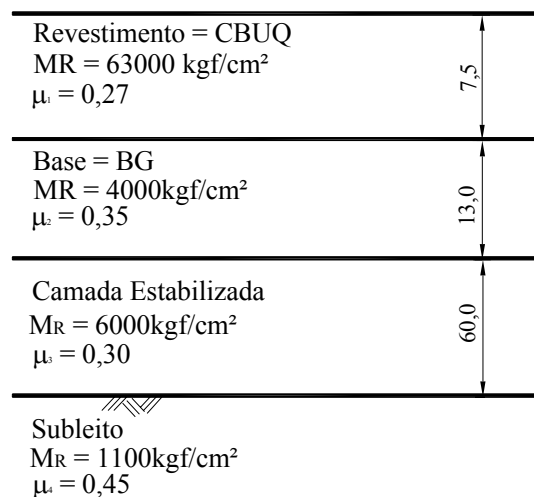


Figura 6.3 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-01+3% cal

Tabela 6.4 – Estruturas Finais do Pavimento para Amostra 01 e Amostra 01+3% cal

| Amostra | Estrutura final do Pavimento N = 6,89x10 ⁶ | | | | Tensão (σ_{vsl}) Deformação (ϵ_e) Deflexão (δ) | |
|-----------------|---|---------------------|-----------------------|--------------------------------|--|---|
| | Capa CAUQ | Base Brita Graduada | Sub-base | Camada Final Terraplenagem | ELSYM5 | Admissíveis |
| 01 solo natural | 14 cm | 20,0 cm | 60,0 cm Macadame Seco | - | $\sigma_{vsl} = 0,11 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 115.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 26.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 1,14 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 31,8.10^{-2} \text{ mm}$ |
| 01+3% cal | 10,5 cm | 13,0 cm | - | 60,0 cm solo melhorado com cal | $\sigma_{vsl} = 0,11 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 21.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 1,14 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 31,8.10^{-2} \text{ mm}$ |

A Amostra 01 de solo natural (energia de compactação Proctor Normal) foi utilizada como subleito no processamento dos dados com a utilização do *software* ELSYM5. O processo iterativo foi realizado com cálculos de tensão no topo do subleito (σ_{vsl}), deflexão no topo do revestimento (δ) e deformação específica (ϵ_e) na fibra inferior do revestimento.

A Amostra 01+3% de cal (Energia de compactação Proctor Normal) foi aplicada como camada final de terraplenagem com espessura de 60 cm no processamento dos dados. As tensões e deformações extraídas do programa estão apresentados na

Tabela 6.4 bem como as estruturas finais para cada caso.

6.4.2 Amostra 02 – Solo natural e Solo melhorado com cal

Para o cálculo de tensões e deformações da estrutura do pavimento para Amostra 02 de solo natural (AM-02) e solo cal (AM-02+2% cal), partiu-se das estruturas obtidas anteriormente pelo método de dimensionamento do DNER apresentadas na Figura 6.4 e na Figura 6.5, respectivamente e, pelo processo iterativo, obtiveram-se as estruturas finais apresentadas na Tabela 6.5.

A Amostra 02 de solo natural foi utilizada como subleito compactada na energia de compactação Proctor Normal no processamento dos dados.

A Amostra 02+2% de cal (Energia de compactação Proctor Normal) foi aplicada como camada de sub-base no processamento dos dados.

As tensões e deformações extraídas do programa estão apresentados na Tabela 6.5 bem como as estruturas finais para cada caso.

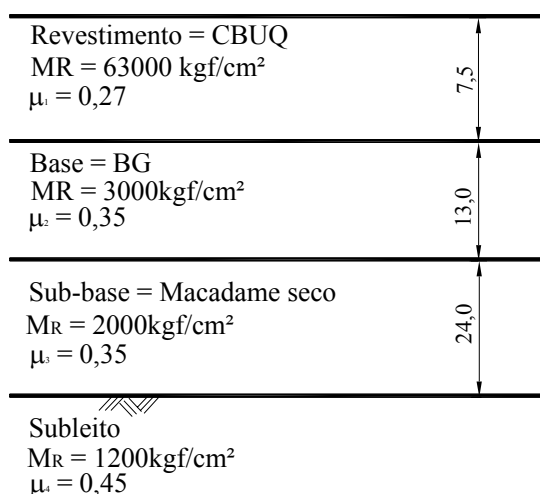


Figura 6.4 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-02

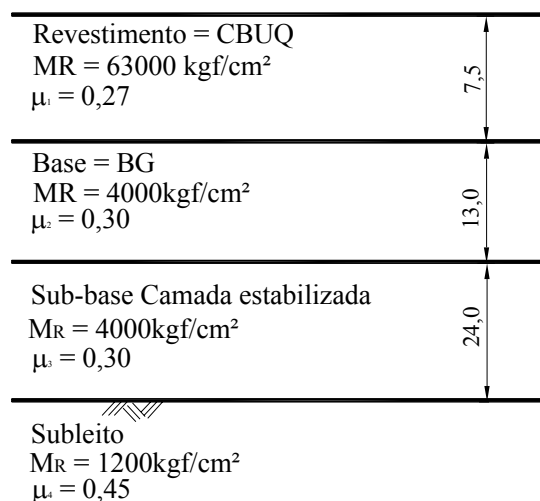


Figura 6.5 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-02+2% cal

Tabela 6.5 – Estruturas Finais do Pavimento para Amostra 02 e Amostra 02+2% cal

| Amostra | Estrutura final do Pavimento N = 6,89x10 ⁶ | | | | Tensão (σ_{vsl}) Deformação (ϵ_e) Deflexão (δ) | |
|-----------------|---|---------------------|--------------------------------|----------------------------|--|---|
| | Capa CAUQ | Base Brita Graduada | Sub-base | Camada Final Terraplenagem | ELSYM5 | Admissíveis |
| 02 solo natural | 14,5 cm | 13,0 cm | 24,0 cm Macadame Seco | - | $\sigma_{vsl} = 0,12 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 26.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 1,24 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 31,8.10^{-2} \text{ mm}$ |
| 02+2% cal | 12 cm | 13,0 cm | 24,0 cm solo melhorado com cal | - | $\sigma_{vsl} = 0,27 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 116.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 26.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 1,24 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 117.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 31,8.10^{-2} \text{ mm}$ |

6.4.3 Amostra 03 – Solo natural e Solo melhorado com cal

Para o cálculo de tensões e deformações da estrutura do pavimento para Amostra 03 de solo natural (AM-03) e solo cal (AM-03+3% cal), partiu-se das estruturas dimensionadas pelo método do DNER apresentadas na Figura 6.6 e Figura 6.7, respectivamente e, pelo processo iterativo, obtiveram-se as estruturas finais (Tabela 6.6).

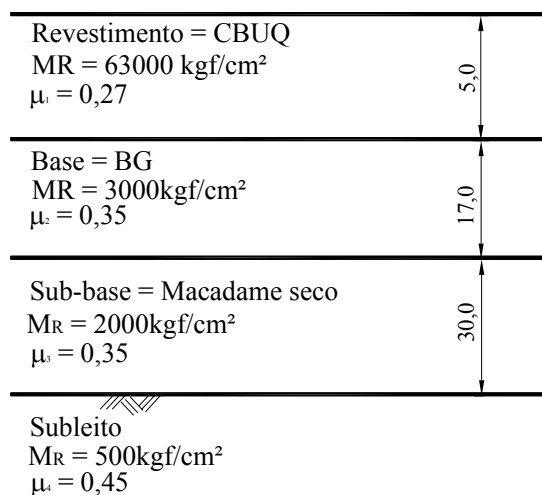


Figura 6.6 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-03

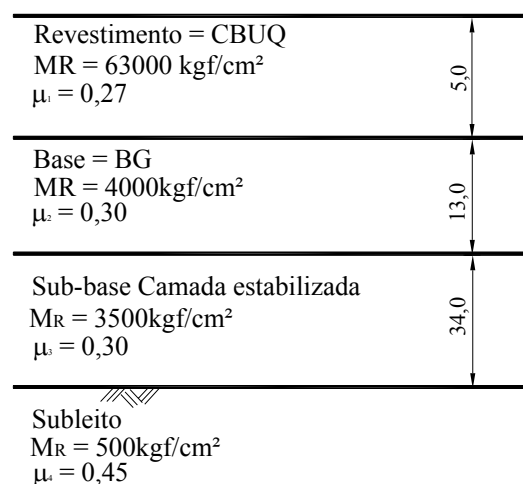


Figura 6.7 – Estrutura de entrada para o cálculo das tensões e deformações para AM-03+3% cal

A Amostra 03 de solo natural foi dimensionada como subleito compactada na energia de compactação Proctor Normal no processamento dos dados. Como o módulo resiliente do subleito é baixo (500 kgf/cm²), o parâmetro decisivo na escolha das espessuras de base, e sub-

base, foi a deflexão no topo do revestimento. Neste caso, houve a necessidade de incrementos nestas camadas a partir da estrutura obtida pelo método do DNER.

A Amostra 03+3% de cal (Energia de compactação Proctor Normal) foi aplicada como camada de sub-base estabilizada no processamento dos dados. Neste caso o parâmetro crítico foi a deflexão no topo do revestimento, o que causou o incremento nas espessuras de base e sub-base, além do aumento na espessura do revestimento a partir da estrutura obtida pelo método do DNER. As tensões e deformações extraídas do programa estão apresentados na Tabela 6.6, bem como as estruturas finais para cada caso.

Tabela 6.6 – Estruturas finais do pavimento para Amostra 03 e Amostra 03+3% cal

| Amostra | Estrutura final do Pavimento N = 4,10x10 ⁶ | | | | Tensão (σ_{vsl}) Deformação (ϵ_e) Deflexão (δ) | |
|-----------------|---|---------------------|-----------------------------|----------------------------|--|---|
| | Capa CAUQ | Base Brita Graduada | Sub-base | Camada Final Terraplenagem | ELSYM5 | Admissíveis |
| 03 solo natural | 14,0 cm | 30,0 cm | 40,0 cm Macadame Seco | - | $\sigma_{vsl} = 0,11 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 114.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 37.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 0,53 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 131.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 37.10^{-2} \text{ mm}$ |
| 03+3% cal | 10,5 cm | 25,0 cm | 35,0 cm Camada Estabilizada | - | $\sigma_{vsl} = 0,10 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_e = 125.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta = 37.10^{-2} \text{ mm}$ | $\sigma_{vsl \text{ adm}} = 0,53 \text{ kgf/cm}^2$ $\epsilon_{e \text{ adm}} = 131.10^{-6} \text{ mm/mm}$ $\delta_{\text{adm}} = 37.10^{-2} \text{ mm}$ |

Comparando as estruturas apresentadas anteriormente, percebe-se que, em todos os casos, a adição da cal na camada estabilizada, fez com que a espessura do revestimento diminuísse. Cabe verificar, neste momento, o custo da camada de macadame seco e o custo da camada de solo melhorado com cal, para obter parâmetros comparativos e indicar se a solução de sub-base melhorada com cal é uma boa opção para os pavimentos cujas estruturas são dimensionadas a partir da análise de tensões e deformações.

Comparando-se as camadas de revestimento das estruturas analisadas a partir do ELSYM5, com as estruturas obtidas pelo método do DNER, percebe-se que este último não é capaz de prevenir as deteriorações ao longo do tempo de vida útil do pavimento, e as camadas estruturais, conseqüentemente, são menores, pois desconhece a ocorrência do trincamento por fadiga dos materiais cimentantes e asfálticos e a ruptura por cisalhamento das bases granulares.

Na Tabela 6.7 apresentam-se as estimativas do custo da camada de macadame seco e da camada de solo melhorado com cal. É importante ressaltar que esses valores servem para

comparação dos materiais. O custo unitário (m^3) do material solo melhorado com cal foi estimado em função do custo do material para sub-base de solo estabilizado (R\$ 24,30 para 3% de cal e R\$ 20,20 para 2% de cal). Os valores de custo unitário de macadame seco foram obtidos através da tabela de custos unitários do DEINFRA (2008). Não foram contabilizados os valores de transporte neste cálculo.

Tabela 6.7 – Estimativa dos custos das camadas de macadame seco e de solo melhorado com cal

| Amostra | Camada | Espessura (m) | Largura (m) | Extensão (m) | Preço unitário (R\$/ m^3) | Preço total (R\$/km) |
|-----------|-----------|---------------|-------------|--------------|------------------------------|----------------------|
| 01 | Macadame | 0,60 | 7,0 | 1.000 | 40,83 | 171.486 |
| 01+3% cal | Melhorada | 0,60 | 7,0 | 1.000 | 24,30 | 102.060 |
| 02 | Macadame | 0,24 | 7,0 | 1.000 | 40,83 | 68.594 |
| 02+2% cal | Melhorada | 0,24 | 7,0 | 1.000 | 20,20 | 33.936 |
| 03 | Macadame | 0,40 | 7,0 | 1.000 | 40,83 | 114.324 |
| 03+3% cal | Melhorada | 0,35 | 7,0 | 1.000 | 24,30 | 59.535 |

A três estruturas finais propostas com os materiais melhorados com cal mostram que, através da análise de deformações e tensões por meio do *software* ELSYM5, as camadas de revestimento tendem ser maiores comparando com as estruturas obtidas pelo método do DNER. No entanto, face aos problemas verificados em toda a malha rodoviária do país, vale a alternativa de buscar a utilização dos materiais lindeiros à rodovia, melhorando-os a fim de fazê-los propícios ao uso na estrutura do pavimento seja em sub-base, seja em camada final de terraplenagem. É importante verificar todas as alternativas de materiais, com o intuito de minimizar os impactos ambientais e proceder ao dimensionamento contemplando a Mecânica dos Pavimentos, mesmo que demande maiores espessuras das camadas estruturais para número de solicitações maiores.

7 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

São apresentadas neste capítulo, as principais conclusões deste trabalho, bem como sugestões para futuras pesquisas com o objetivo de complementar as análises efetuadas nos estudos da aplicação da cal em materiais para uso na pavimentação.

7.1 CONCLUSÕES

O principal objetivo deste trabalho, ou seja, a caracterização de três amostras de solos expansivos e verificação das melhorias, após a adição da cal, possibilitando seu emprego como camadas de pavimentos rodoviários foi alcançado.

Os resultados dos ensaios laboratoriais apresentados e analisados, bem como o dimensionamento realizado empregando a análise mecanicista, levaram às seguintes conclusões:

- A amostra AM-01, com cerca de 68% de argila, LL de 102% e IP de 67%, é um solo argiloso de comportamento não-laterítico (NG'), pela classificação HBR é do tipo A-7-5.
- A amostra AM-02, com cerca de 60% de argila, LL de 82% e IP de 48%, é um solo argiloso de comportamento laterítico (LG'), pela classificação HBR é do tipo A-7-5.
- A amostra AM-03, com cerca de 4,42% de argila e 67,63% de silte, LL de 42% e IP de 17%, é um solo na transição siltoso-argiloso de comportamento não-laterítico (NS'-NG'). Pela classificação HBR enquadra-se como A-7-6.
- Quanto à dosagem solo-cal pelo método do pH, as três amostras de solo apresentaram elevação no seu pH à cerca de 12 com apenas 2% de cal adicionada.
- O método do LFP apresentou valores semelhantes aos da dosagem com pH para melhoria das amostras de solo.
- Através dos ensaios de LP realizados com variação dos tempos entre mistura e procedimento de ensaio, foi comprovado que as reações de troca de bases ocorrem imediatamente;
- A dosagem da cal utilizando o método das pastilhas MCT mostrou-se válida e permitiu uma metodologia adequada para dosagem de cal para melhoria dos solos tropicais;
- Através da análise do formato das curvas granulométricas foi possível comprovar o fenômeno da aglutinação das partículas mais finas do solo.

- Para amostra AM-01+3% e AM-02+2% de cal, verificou-se que houve alteração significativa nas frações siltosas e argilosas. Para a amostra AM-03+3% de cal, a alteração na percentagem de finos foi menor.
- Em geral houve redução do peso específico aparente seco ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e aumento na umidade ótima ($w_{\acute{o}t}$), após a adição de cal nas amostras. No entanto, em todos os três casos a variação foi pequena.
- A adição de pequenas percentagens ($\leq 3\%$) de cal foi suficiente para inibir a expansão do solo independentemente da energia de compactação aplicada.
- Detectou-se que houve incrementos nos valores de ISC com cura de 14 dias. Porém, a Resistência a Compressão Simples apresentou pequena variação nos valores com o tempo de cura até 28 dias.
- As amostras apresentaram Valores Modulares (adquiridos a partir do ensaio Triaxial de Cargas Repetidas) com aumentos significativos de seus valores após a adição de cal, permitindo o uso em camadas estruturais de pavimentos;
- O ensaio da metodologia de classificação MCT e Perda de Massa por imersão mostrou que a adição de pequenas quantidades de cal nas amostras tornou-as de comportamento laterítico.
- Através da análise mecanicista, pode-se concluir que pequenas quantidades de cal adicionadas ao solo camada final de terraplenagem permitem o aumento na vida de fadiga do pavimento asfáltico, para materiais semelhantes aos utilizados no presente trabalho.
- Face aos problemas verificados em toda a malha rodoviária do país, vale a alternativa de buscar a utilização dos materiais lindeiros à rodovia, melhorando-os a fim de fazê-los propícios à estrutura do pavimento. É importante verificar todas as alternativas de materiais, com o intuito de minimizar os impactos ambientais e proceder ao dimensionamento contemplando a Mecânica dos Pavimentos, mesmo que demande maiores espessuras das camadas estruturais.

7.2 SUGESTÕES DE FUTURAS PESQUISAS

Visando dar continuidade a este trabalho, e buscando as melhorias nos estudos de pavimentação contemplando a Mecânica dos Pavimentos, sugere-se:

- Realizar ensaios triaxiais dinâmicos nas amostras variando os teores de umidade de compactação a fim de detectar o comportamento modular de amostras saturadas, bem como avaliar o efeito da sucção na Amostra 01.
- Identificar os valores modulares por meio de ensaios triaxiais dinâmicos de todos os materiais das camadas do pavimento submetido à análise mecanicista.
- Identificar quantitativamente, através de ensaios de difração por raio-X ou microscopia eletrônica, os compostos cimentantes presentes em amostras melhoradas com cal, nos vários intervalos do período de cura.

8 REFERÊNCIAS

- AMARAL, S. C. 2004. **Estudo de Misturas Laterita-Asfalto da Região Metropolitana de Belém-PA para Revestimento de Pavimento**. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 174p.
- ANGELIM, R. R.. **Estabilização de Solos Finos com Cal para fins de Pavimentação Rodoviária – O Efeito da Carbonatação em Corpos-de-prova Moldados com a Cal Diluída na Água de Compactação**. In.: 37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Goiânia, GO, 2006. Anais em CD
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8mm – Determinação da Massa específica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de Plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo – Análise Granulométrica. Rio de Janeiro, 1984.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solo – Determinação do Índice de Suporte Califórnia. Rio de Janeiro, 1987.
- AZEVÊDO, A. L. C.; RAMALHO, R. W.. **Estabilização de Solos com Adição de Cal**. In.: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE MANUTENÇÃO E RESTAURAÇÃO DE PAVIMENTOS E CONTROLE TECNOLÓGICO. São Paulo, SP, 2000.
- BARBU, B.; MCMANIS, K.. **Study of Problematic Silts Stabilization**. In.: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 84th ANNUAL MEETING, 2005, WASHINGTON, D. C.

BIGARELLA, J. J.; BECKER, R. D.; PASSOS, E.. **Estrutura e Origem das Paisagens Tropicais e Subtropicais**. V2, Florianópolis: Editora da UFSC. 1996.

BRANDÃO FILHO, J. E.; CORREIA, J. A. B.; JÚNIOR, E. F. N.. **Análise da Estabilização com Cal de Solos do Município de Limoeiro do Norte, Estado do Ceará**. In.: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Florianópolis, SC. 2001. Anais em CD.

CRISTELO, Nuno. **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade do Minho. 2001. Disponível em: <<https://repositorium.sdum.uminho.pt/handle/1822/150>>. Acesso em: 06 de junho de 2005.

DEINFRA. Departamento Estadual de Infra-Estrutura – Secretaria de Estado da Infra-Estrutura. **Mapa Rodoviário do Estado de Santa Catarina**. Disponível em: <<http://www.deinfra.gov.br>> 2006a. Acesso em 10/09/2006.

DEINFRA. Departamento Estadual de Infra-Estrutura – Secretaria de Estado da Infra-Estrutura. **Projeto de Implantação e Pavimentação – Rodovia SC 422 Trecho Rio Negrinho (BR 280) – Entroncamento Volta Grande e Acesso a Volta Grande**. V 3: Memória Justificativa, 2006b.

DEINFRA. Departamento Estadual de Infra-Estrutura – Secretaria de Estado da Infra-Estrutura. **Referencial de Preços – Obras Rodoviárias**. Disponível em <<http://www.deinfra.sc.gov.br/getReferencial.do?nuSeq=5&cdPublicacao=169>>. 2008. Acesso em 20/07/2008.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 131/94: Solos – Determinação do Módulo de Resiliência**. Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 180/94: Solos Estabilizados com Cinza Volante e Cal Hidratada – Determinação da Resistência à Compressão Simples**. Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 181/94: Solos Estabilizados com Cinza Volante e Cal Hidratada – Determinação da Resistência à tração por Compressão Diametral**. Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 228/94: Solos – Compactação em Equipamento Miniatura**. Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 256/94: Solos Compactados com equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão.** Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER ME 258/94: Solos Compactados com equipamento miniatura – Mini-MCV.** Rio de Janeiro, 1994.

Departamento Nacional de Estradas e Rodagem. **DNER CLA 259/96: Classificação de Solos Tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos-de-prova compactados em equipamento miniatura.** Rio de Janeiro, 1996.

SOUZA, M. L. **Método de Projeto de Pavimentos Flexíveis.** 3ª Edição. Rio de Janeiro, IPR. 1981.

EMBRAPA. **Solos do Estado de Santa Catarina.** Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento, n.46. Rio de Janeiro, 2004. 726p.

FERREIRA, J. A. H. M.. **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ: 2002.

FORTES, R. M.. **Ensaio de Resiliência ou Triaxial de cargas repetidas ou Dinâmico.** Disponível em: http://meusite.mackenzie.com.br/rmfortes/estradas3/5_ensaioderesiliencia.pdf. Acesso em 01/05/2006.

FORTES, R. M.; NETO, A. Z.; MERIGHI, J. V.. **Método das Pastilhas para Identificação Expedita de Solos Tropicais.** In.: 2º CONGRESSO RODOVIÁRIO PORTUGUÊS. Lisboa, Portugal. 18 a 22/novembro, 2002.

FURG. Fundação Universidade do Rio Grande. **Classificação Geotécnica dos Solos.** 2006. Disponível em <www.dmc.furg.br/~disp04084/apostila/classificacao.pdf> Acesso em 11/09/2006.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.. **Caracterização de Propriedades Geotécnicas da Solos realizada no próprio campo e de maneira expedita.** In.: 32ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Brasília, DF. 2000.

GUIMARÃES, J. E. P.. **Estabilização de Solos – Nova e Importante Aplicação da Cal – Seus Conceitos e Suas Vantagens**. Boletim nº 1. São Paulo: ABPC, 1971.

GUIMARÃES, J. E. P.. **A Cal: Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil**. 2ª Edição. São Paulo: Pini, 2002.

HARRIS, P.; SEBESTA, S. SCULLION, T.. **Hydrated Lime Stabilization of Sulfate-Bearing Vertisoils in Texas**. In.: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 83rd ANNUAL MEETING, 2004, WASHINGTON, D. C.

IDE, D. M.; PEIXOTO, A. S. P.. **Estudo da Estabilização com Cal de Solo Arenoso e Controle de sua Capacidade de Suporte**. In.: 37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Goiânia, GO. 2006. Anais em CD.

INGLES, O. G.; METCALF, J. B.. **Soil Stabilization: Principles and Practice**. Sidney: Butterworths, 1972.

LITTLE, D. N.. **Evaluation of Structural Properties of Lime Stabilized Soils and Aggregates**. Volume 1: Summary of Findings. Prepared for The Nacional Lime Association, 1999.

LITTLE, D. N.; HERBERT, B.; KUNAGALLI, S. N.. **Ettringite Formation in Lime – Treated Soils: Establishing Thermodynamic Foundations for Engineering Practice**. In.: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 84th ANNUAL MEETING, 2005, WASHINGTON, D. C.

LOVATO, R. S.. **Estudo do Comportamento Mecânico de um Solo Laterítico Estabilizado com Cal, Aplicado à Pavimentação**. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia). PPGEC - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

MARCON, A. F.; CORRÊA, J. F.. **Estudo da Estabilização de Solos com Cal: Amostras das Cidades de São Francisco do Sul (SC) e Goiânia (GO)**. In.: 37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Goiânia, GO. 2006. Anais em CD

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. 2005. **Mecânica dos Pavimentos**. 2ª Edição, Rio de Janeiro, RJ, 574p.

MITCHELL, J. K.. **Fundamentals of Soil Behavior**. USA: John Willey & Sons, 1976.

NARDI, J. V.. **Desenvolvimento de Método de Restrições Sucessivas para Determinação das Características Mecânicas de Misturas de Solo e Estabilizantes Químicos**. In.: 37ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Goiânia, GO, 2006. Anais em CD

NIGRELLI, J.. **European standards on construction materials and highly environment-consistent road techniques: experimental research on soil stabilization with lime**.

University of Palermo, 2005.

NLA – NACIONAL LIME ASSOCIATION. **Technical Memorandum Guidelines for Stabilization of Soils Containing Sulfates**. Austin White Lime, Chemical Lime, Texas Lime
Disponível em: <www.lime.org./sulfate.pdf> Publicado em agosto de 2001. Acesso em: 20/07/2007.

NLA – NACIONAL LIME ASSOCIATION. **Technical Brief: Mixture Design and Testing Procedures for Lime Stabilized Soil**. Lime: The Versatile Chemical. Disponível em: <www.lime.org./aug2006mix design.pdf> Publicado em agosto de 2006. Acesso em: 11/09/2006.

NÓBREGA, M. T.; GUTIERREZ, N. H. M.; CARVALHO, A.. **Estabilização de Solo Tropical Argiloso: efeitos dos aditivos e do tempo de cura na evolução da resistência e das transformações mineralógicas**. In.: XIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA (COBRAMSEG). Curitiba, PR. 2006. Anais em CD.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F.. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F.. **Modificações Recentes na Classificação Geotécnica MCT**. In: 34ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Campinas, SP. 2003. p. 44-67.

NÚÑEZ, W. P.. **Estabilização Físico-química de um Solo Residual de Arenito Botucatu, Visando seu Emprego na Pavimentação**. 1991. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO, S. N. A.. **Geologia de Engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998.

PINTO, C. S.. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 2ª Edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2002.

POMATTI, K. E.. **Estabilização do solo da região de São Pedro de Alcântara – SC com cal visando seu emprego na pavimentação**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). PPGEC/UFSC, Florianópolis, SC: 2000.

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B.. **Propriedade e Comportamento de Solos Lateríticos Estabilizados com Cal**. In.: 23ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Florianópolis, SC. 1988. Anais v1, p. 689-706.

REZENDE, L., R.. **Técnicas Alternativas para a Construção de Bases de Pavimentos Rodoviários**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Departamento de Engenharia Civil/UnB, Brasília, DF. 1999.

ROLLINGS, M. P.; ROLLINGS, R. S.. **Sulfate Attack on Bound Bases**. In.: TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. 82nd ANNUAL MEETING, 2003, WASHINGTON, D. C.

SILVA, M. T. M. G.; ANGELIM, R. R.. **Estabilização de Solos Finos com Cal para fins de Pavimentação Rodoviária – Efeito da Carbonatação**. In.: 37ª Reunião Anual de Pavimentação. Goiânia, GO. 2006. Anais em CD.

SOARES, J. B.; MOTTA, L. M. G. da; BENEVIDES, S. A. S.. **Projeto de reforço de um trecho usando diferentes métodos de dimensionamento**. In: 31ª Reunião anual da Associação Brasileira de Pavimentação, ABPV, 1999, Belém, PA. Anais 31ª Reunião anual de pavimentação, 1999. v. 1. p. 163-172.

TENSAR CORPORATION. **Technical Note: Chemical and Mechanical Stabilization of Subgrades on Flexible Pavement Sections**. Disponível em: < tensarcorp.com/uploadedFiles/SPECTRA_TTN_BR10.pdf > Publicado em julho de 1998. Acesso em: 12/08/2007.

THOMASI, L.; LIMA, D. C.; BUENO, B. S.. **Estabilização de um Solo Fino da Microrregião de Viçosa com Cal e Cimento**. In.: 27ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO. Teresina, PI. 1988. Anais v1, p. 11-31.

TRICHÊS, G.. FONTES, L. P. T. L.. PEREIRA, P.. PAIS, J. C.. **Comportamento à Fadiga e à Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Confeccionadas com asfalto-Borracha Brasileiro.** In.: 19º ENCONTRO DE ASFALTO. Rio de Janeiro, RJ. 2008.

VOROBIEF, G.. MURPHY, G.. **A new Approach to Pavement Design Using Lime Stabilised Subgrades.** Proceedings of 21st ARRB and 11th REAAA Conference. Cairns - Queensland - Australia - 2003.