

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA FLORESTAL**

**AVALIAÇÃO DO EMPREGO DA TÉCNICA DE
ESTABILIZAÇÃO DE SOLO NA MELHORIA DE
ESTRADAS FLORESTAIS DA REGIÃO DE
NIQUELÂNDIA-GO**

FABIANO EMMERT

ORIENTADOR: Dr. REGINALDO SÉRGIO PEREIRA

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM CIÊNCIAS FLORESTAIS

BRASÍLIA: FEVEREIRO-2010

FICHA CATALOGRÁFICA

EMMERT, FABIANO

Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia-GO. 2010.

x, 116p., 210 x 297 mm (EFL/FT/UnB, Mestre, Dissertação de Mestrado – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia).

Departamento de Engenharia Florestal

1.Estradas Florestais

3.Classificação de solos

5.Estabilização química

I.EFL/FT/UnB

2.Caracterização de solos

4.Estabilização mecânica

6.Trecho experimental

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

EMMERT, F. (2010). Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia-GO. Dissertação de Mestrado em Ciências Florestais, Publicação PPGEFL. DM-133/2010, Departamento de Engenharia Florestal, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 116p.

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Fabiano Emmert

TÍTULO: Avaliação do emprego de técnicas de estabilização de solos na melhoria de estradas florestais da região de Niquelândia-GO.

GRAU: Mestre

ANO: 2010

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

Fabiano Emmert

QND 03 casa 23, Taguatinga Norte.

72120-030 Brasília – DF – Brasil

Dedico especialmente aos meus pais; a minha irmã Paula; ao meu irmão Luciano, grande companheiro e amigo; à Lígia, presença concreta em minha vida; e aos meus amigos.

AGRADECIMENTOS

A Deus pela saúde e proteção durante toda a minha vida acadêmica.

A minha família pelo incentivo incansável aos estudos, compreensão e paciência.

Ao Departamento de Engenharia Florestal pelo apoio à pesquisa.

Ao CNPq pelo o apoio financeiro e a concessão da bolsa de mestrado.

À empresa ANGLO AMERICAN por possibilitar a pesquisa em suas áreas florestais, garantindo a segurança e a logística necessárias durante os trabalhos de campo.

Ao meu orientador e amigo Reginaldo Sérgio Pereira, pela oportunidade de trabalharmos juntos, pelos conhecimentos repassados, além do empenho e dedicação à minha pesquisa, desde o envio do projeto ao CNPq para a concessão da bolsa até os trabalhos de campo. Valeu!!!

Ao professor Álvaro Nogueira de Souza com seus conselhos e sugestões, além da grande ajuda nos trabalhos de campo.

Ao professor Mauro Elloi Nappo pela participação na banca e suas valiosas considerações.

Ao Dr. Tiago Pinto da Trindade que mais uma vez ajudou em minhas pesquisas, participando da banca com grande sabedoria e valiosas considerações.

Aos professor Ildeu Soares Martins pela disponibilidade e grandes ensinamentos estatísticos.

À professora Alba Valéria Rezende por proporcionar grandes oportunidades durante o mestrado, além dos ensinamentos florestais.

À professora Izabel Cristina de Oliveira Campos que sempre se mostrou disposta em ajudar e tirar minhas infindáveis dúvidas.

Aos técnicos Tiago, Ricardo e Vanilson e à estagiária Shaiane do laboratório de geotecnia, de pela paciência, disponibilidade, ensinamentos e ajuda nos ensaios de solos.

Ao Antônio Elias Fardin, da empresa ANGLO AMERICAN, pela disposição em ajudar, pela confiança e pelos grandes ensinamentos florestais.

A todo o pessoal do setor florestal da empresa ANGLO AMERICAN pela ajuda nesta pesquisa.

Aos alunos de graduação da Engenharia Florestal André e Iugo nos ensaios de solos.

A meu irmão Luciano pelo apoio e ajuda nos ensaios de solos

À Lígia, minha namorada e amiga, pela ajuda, paciência e compreensão durante o mestrado.

RESUMO

AVALIAÇÃO DO EMPREGO DE TÉCNICAS DE ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS NA MELHORIA DE ESTRADAS FLORESTAIS DA REGIÃO DE NIQUELÂNDIA-GO

Autor: Fabiano Emmert

Orientador: Reginaldo Sérgio Pereira

Programa de Pós-graduação em Ciências Florestais

Brasília, fevereiro de 2010

Realizaram-se a caracterização geotécnica e a classificação segundo os sistemas TRB e MCT, e os estudos de estabilização mecânica e química nos solos típicos de hortos florestais no município de Niquelândia-GO. Os solos do horto Santa Luzia apresentaram características arenosas e classificam-se como A-4 (2) e LA'. Os solos do horto Aranha possuem características argilosas e classificam-se como A-6 (5) e LA'- LG'. Os cascalhos foram classificados como A-1-a e A-1-b. Quanto à estabilização mecânica através da compactação, os solos A-4 (2) alcançaram resistência à compressão não-confinada (RCNC) de 385,10 KPa com a energia de compactação *modificada* e capacidade de suporte (CBR) de 13,5% com energia de compactação *intermediária*. Nos solos A-1-b, o CBR foi de 94,9% com a energia de compactação *modificada*. Na à estabilização mecânica através da correção granulométrica, envolvendo a mistura dos solos A-4 (2) e A-1-a, o CBR foi de 58,3% com a energia de compactação *modificada*. Na estabilização química, a maior RCNC da mistura Solo-cal foi de 786 KPa aos 28 dias de cura, com a energia *modificada*. Para a mistura Solo-cimento, a RCNC foi de 650,52 KPa aos 7 e de 675,45 KPa aos 28 dias, compactadas na energia *modificada*, consideradas estatisticamente iguais. Quanto ao CBR, a mistura Solo-cal apresentou valor de 60,7% com energia de compactação *modificada*. Já a mistura Solo-cimento, o CBR foi maior na energia *intermediária*, 44,1%. Todos os materiais estabilizados apresentaram expansão menor que 0,2%. Com a estabilização, o solo A-4 (2) pode ser empregado na pavimentação como material de reforço de subleito, o solo A-1-b como base, a mistura A-4 (2)/A-1-a como sub-base e as misturas Solo-cal e Solo-cimento como sub-base.

ABSTRACT

THE EVALUATION OF THE USE TECHNIQUES OF SOILS STABILIZATION IN THE IMPROVEMENT OF FOREST ROADS IN REGION OF NIQUELÂNDIA-GO

Author: Fabiano Emmert

Supervisor: Reginaldo Sérgio Pereira

Programa de Pós-graduação em Ciências Florestais

Brasília, February of 2010

The geotechnical soil characterization, the classification according to the TRB (Transportation Research Board) and MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) systems and the studies of mechanical and chemical stabilization of typical soils of settling forests were realized in Niquelândia – GO. The soils of Santa Luzia settling forest presented sandy characteristics and they are classified as A-4 (2) and L4'. The soils of Santa Luzia settling forest have clayish characteristics and they are classified as A-6 (5) and LA'-LG. The gravels were classified as A-1-a and A-1-b. As for the mechanical stabilization by the compaction, the soils A-4 (2) reached an unconfined compression strength (RCNC) of 385,10 KPa, with modified compaction energy, and capacity of support (CBR) of 13,5% with intermediary compaction energy. In the soils A-1-b, the CBR was about 94,9% with modified compaction energy. In the mechanical stabilization of A-4 (2) and A-1 soils mixture, the CBR was about 58,3% with modified compaction energy. In the chemical stabilization, the greatest RCNC of soil-line mixture was about 786 KPa in 28 days of curing times, with modified energy. To the soil-cement mixture, the RCNC was about 650,52 KPa in 7 days and about 675,45 KPa in 28 days, with modified compaction energy and they were consider esthetically equal. As for CBR, the soil-line mixture presents a value of 60,7% with modified compaction energy. However, in the soil-cement mixture, the CBR was greater in the intermediary energy, about 44,1%. Every stabilized materials presented an expansion lesser than 0,2%. With the stabilization, the soil A-4 (2) can be used on the pavement as material de reforço de subleito, the soil as base, the A-4 (2) / A-1-a mixture as sub-base and the soil-line and soil-cement mixtures as sub-base, as well.

SUMÁRIO

1 - INTRODUÇÃO GERAL	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - O PROBLEMA	3
1.3 - JUSTIFICATIVA	3
1.4 - OBJETIVOS	4
1.5 - ÁREA DE ESTUDO	4
1.5.1 - Características gerais	4
1.5.2 - Hortos florestais	5
1.5.3 - Trechos experimentais	7
1.6 - ESTRUTURA DO TRABALHO	7
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	8
2 - CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS DAS ESTRADAS FLORESTAIS DA REGIÃO DE NIQUELÂNDIA-GO	10
2.1 - INTRODUÇÃO	10
2.2 - REVISÃO DE LITERATURA	10
2.2.1 - O solo	10
2.2.1.1 - Tipos de solos.....	12
2.2.1.2 - Composição dos solos.....	13
2.2.1.3 - Tamanho das partículas do solo.....	15
2.2.2 - Granulometria do solo	17
2.2.3 - Consistência dos solos	19
2.2.4 - Classificação dos solos	21
2.3 - MATERIAIS E MÉTODOS	24
2.3.1 - Solos	24
2.3.2 - Caracterização geotécnica dos solos	26
2.3.2.1 - Preparação das amostras.....	26
2.3.2.2 - Massa específica dos grãos.....	27
2.3.2.3 - Granulometria completa.....	28
2.3.2.4 - Limites de consistência.....	29
2.3.3 - Classificação dos solos	31
2.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	33
2.4.1 - Caracterização dos solos	33
2.4.2 - Classificação dos solos	39
2.5 - CONCLUSÃO	42
REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS	43
3 - ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA DE SOLOS DA REGIÃO DE NIQUELÂNDIA-GO COM VISTAS AO EMPREGO EM ESTRADAS FLORESTAIS	45
3.1 - INTRODUÇÃO	45
3.2 - REVISÃO DE LITERATURA	46
3.2.1 - Estabilização mecânica	46
3.2.1.1 - Compactação do solo.....	46
3.2.1.2 - Estabilização granulométrica.....	49
3.3 - MATERIAIS E MÉTODOS	50

3.3.1 - Solos.....	50
3.3.2 - Estabilização do solo (TE).....	51
3.3.2.1 - Compactação	51
3.3.2.2 - Avaliação da resistência mecânica	52
3.3.2.3 - Capacidade de suporte e expansão	54
3.3.3 - Estabilização de cascalho (CA17).....	55
3.3.3.1 - Capacidade de suporte e expansão	55
3.3.4 - Estabilização da mistura de solo-cascalho (TE-CA14).....	57
3.3.4.1 - Mistura.....	57
3.3.4.2 - Dosagem	57
3.3.4.3 - Capacidade de suporte e expansão	57
3.3.5 - Classificação do material para aplicação rodoviária.....	58
3.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	59
3.4.1 - Estabilizado do Solo (TE).....	59
3.4.1.1 - Compactação	59
3.4.1.2 - Resistência Mecânica	60
3.4.1.3 - Capacidade de suporte e expansão	63
3.4.2 - Solos granulares (CA17).....	64
3.4.2.1 - Capacidade de suporte e expansão	64
3.4.3 - Mistura de solos (TE-CA14)	64
3.4.3.1 - Capacidade de suporte e expansão	64
3.4.4 - Classificação do material empregado no pavimento rodoviário	65
3.5 - CONCLUSÃO	65
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	66
4 - ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE SOLOS PARA FINS DE APLICAÇÃO EM ESTRADAS FLORESTAIS	68
4.1 - INTRODUÇÃO	68
4.2 - REVISÃO DE LITERATURA	68
4.2.1 - Estabilização química	68
4.2.1.1 - Estabilização solo-cimento	71
4.2.1.2 - Estabilização solo-cal	76
4.3 - MATERIAL E MÉTODOS.....	81
4.3.1 - Solos.....	81
4.3.2 - Estabilizantes químicos	82
4.3.3 - Estudos geotécnicos de estabilização química dos solos	83
4.3.3.1 - Misturas	83
4.3.3.2 - Dosagem	83
4.3.3.3 - Determinação das curvas de compactação	83
4.3.3.4 - Avaliação da Resistência Mecânica	84
4.3.3.5 - Capacidade de suporte e expansão	85
4.3.4 - Classificação das misturas como material empregado no pavimento.....	86
4.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	87
4.4.1 - Compactação	87
4.4.2 - Resistência Mecânica	90
4.4.3 - Capacidade de suporte e expansão.....	97
4.4.4 - Classificação das misturas.....	98
4.5 - CONCLUSÃO	99
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	99

5 - DIMENSIONAMENTO DE MATERIAIS E CUSTOS PARA CONSTRUÇÃO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS EM ESTRADAS FLORESTAIS.....	104
5.1 - INTRODUÇÃO	104
REVISÃO DE LITERATURA.....	105
5.1.1 - Estradas florestais.....	105
5.2 - Equipamentos utilizados na construção de estradas.....	108
5.3 - MATERIAL E MÉTODOS.....	109
5.3.1 - Solo local	109
5.3.2 - Cascalhos	109
5.3.3 - Mistura de solo local e cascalho.....	109
5.3.4 - Mistura de solo local e produtos químicos.....	109
5.3.5 - Trechos experimentais.....	110
5.3.6 - Dimensionamento de materiais e custos com estabilizantes	111
5.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO	112
5.5 - CONCLUSÃO	113
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114
6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS	115

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1. Classificações das dimensões das partículas do solo propostas por algumas instituições. Adaptado de SPANGLER, 1966.	17
Tabela 2.2. Escala granulométrica segundo a ABNT.....	17
Tabela 2.3. Classificação dos solos segundo o sistema rodoviário americano TRB.....	31
Tabela 2.4. Classificação geotécnica para solos tropicais segundo a metodologia MCT. ..	32
Tabela 2.5. Valores de umidade higroscópica e massa específica dos grão das amostras de solo e cascalho.	34
Tabela 2.6. Distribuição granulométrica dos solos e cascalhos estudados, conforme limites estabelecidos na NBR 6502/95 (ABNT, 1995).	35
Tabela 2.7. Agrupamento das amostras nos hortos florestais.	38
Tabela 2.8. Agrupamento das amostras conforme as partículas de argila e areia fina e resultados dos ensaios de limites de consistência (LL=Límite de Liquidez; LP=Límite de Plasticidade; e IP=Índice de Plasticidade).	39
Tabela 2.9. Resultados do cálculo do Índice de Grupo para as amostras selecionadas (grupos e hortos florestais) conforme ensaios dos limites de consistência (LL=Límite de Liquidez; IP=Índice de Plasticidade; F_{200} =Porcentagem que passa na peneira nº 200; e IG=Índice de Grupo).	40
Tabela 2.10. Resultado dos ensaios da metodologia MCT Expedita (Para contração total (ct) entre 0,1 e 0,5 mm, $c' = (\log_{10}ct + 1)/0,904$; Para contração total (ct) > 0,6 mm, $c' = (\log_{10}ct + 0,7)/0,5$).	40
Tabela 2.11. Classificação TRB e MCT dos solos por amostra, grupo e horto florestal. ...	41
Tabela 2.12. Classificação TRB das amostras de cascalho, provenientes do horto florestal Aranha.	42
Tabela 3.1. Classificação dos materiais empregados no pavimento rodoviário (Adaptado de DNIT, 2006).	58
Tabela 3.2. Parâmetros de compactação dos solos: peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}).	59
Tabela 3.3. Variação percentual dos parâmetros de compactação em relação a variação da energia de compactação.	60
Tabela 3.4. Valores de Resistência a Compressão Simples (RCNC) das três determinações (CP = Corpos-de-prova) e nas diferentes energias de compactação.	60
Tabela 3.5. Valores do índice de vazios dos solos para as três determinações (CP = Corpos-de-prova) e nas diferentes energias de compactação.	61
Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de CBR (expansão e penetração).	63
Tabela 3.7. Parâmetros de compactação e resultado dos ensaios de CBR para a amostra CA17.	64
Tabela 3.8. Parâmetros de compactação e resultado dos ensaios de CBR para a mistura TE-CA14.	65
Tabela 3.9. Classificação dos solos como material empregado no pavimento rodoviário.	65
Tabela 4.1. Parâmetros de compactação e de resistência mecânica do solo TE.....	82
Tabela 4.2. Análise química da Cal Hidratada CH-I.	82
Tabela 4.3. Composição e exigências químicas do cimento Portland CP-II-Z-32.....	83
Tabela 4.4. Classificação dos materiais empregados no pavimento rodoviário (Adaptado de DNIT, 2006).	86
Tabela 4.5. Parâmetros de compactação da mistura Solo-cal.....	87
Tabela 4.6. Parâmetros de compactação da mistura Solo-cimento.	88

Tabela 4.7. Variação percentual dos parâmetros de compactação das misturas Solo-cal e Solo-cimento.	89
Tabela 4.8. Valores médios de RCNC das misturas Solo-cal e Solo-cimento.	90
Tabela 4.9. Análise de variância fatorial (5%) da mistura Solo-cal.	95
Tabela 4.10. Análise de variância fatorial (5%) da mistura Solo-cimento.	95
Tabela 4.11. Teste Tukey para a interação energia de compactação/período de cura da mistura Solo-cal.	96
Tabela 4.12. Teste Tukey para a interação período de cura/energia de compactação da mistura Solo-cal.	96
Tabela 4.13. Teste Tukey para a interação energia de compactação/período de cura da mistura Solo-cimento.	96
Tabela 4.14. Teste Tukey (5%) para a interação período de cura/energia de compactação da mistura Solo-cimento.	96
Tabela 4.15. Valores médios de expansão e CBR do solo natural e das misturas Solo-cal e Solo-cimento.	98
Tabela 4.16. Classificação do material empregado no pavimento rodoviário.	99
Tabela 5.1. Parâmetros geotécnicos para dimensionamento e construção dos trechos experimentais.	111
Tabela 5.2. Dimensionamento de quantidades e custos de aquisição dos materiais utilizados nos trechos experimentais.	112

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1. Localização da área de estudo no estado de Goiás e no município de Niquelândia-GO.	5
Figura 1.2. Localização dos hortos florestais no município de Niquelândia-GO.....	6
Figura 1.3. Rede viária dos hortos florestais	6
Figura 1.4. Localização do trecho experimental.....	7
Figura 2.1. Representação esquemática da granulometria dos solos. Adaptado de CAPUTO, 1975.	19
Figura 2.2. Locais de coleta das amostras de solos e cascalhos nos hortos florestais Aranha e Santa Luzia.....	25
Figura 2.3. Preparação das amostras para os ensaios de caracterização: a) Armazenamento e secagem; b) Destorroamento e homogeneização dos solos; c) Separação das amostras para os respectivos ensaios; d) Umidade higroscópica.	27
Figura 2.4. Ensaio para determinação da massa específica dos grãos: a) Picnômetros calibrados; b) Disperção; c) Banho em água fervente; d) Bomba de vácuo; e) Picnômetros em repouso de 24 horas.	28
Figura 2.5. Ensaio de granulometria: a) Dispensor elétrico; b) Sedimentação em proveta calibrada; c) Detalhe do densímetro na proveta de sedimentação; d) Jogo de peneiras padronizadas; e) Agitador mecânico de peneiras (peneiramento grosso e fino).	29
Figura 2.6. Ensaio de limites de consistência: a) Equipamentos e instrumentos necessários; b) Aparelho Casagrande elétrico; c) Ensaio de limite de liquidez; d) Ensaio de limite de plasticidade.	30
Figura 2.7. Ensaio do método expedito MCT: a) Ensaio de contração das pastilhas; b) Ensaio de embebição e penetração das pastilhas.....	32
Figura 2.8. Curvas de distribuição granulométrica das amostras de solos e cascalhos; sedimentação realizada com defloculante hexametáfostato de sódio.....	36
Figura 2.9. Ensaio de sedimentação com e sem a utilização do defloculante: a) curvas granulométricas da amostra TE14; b) curvas granulométricas da amostra HA03.	37
Figura 3.1. Ensaio de compactação: a) Pontos com diferentes umidades; b) Cilindro Proctor; c) Soquetes de compactação (pequeno e grande, da esquerda para a direita); d) Compactação dos corpos-de-prova; e) Corpos-de-prova compactados.	52
Figura 3.2. Ensaio de compressão simples: a) Homogeneização e umedecimento do solo; b) Prensa elétrica de compressão simples; c) Moldagem em camadas do corpo-de-prova; d) Corpo de prova após moldagem.	53
Figura 3.3. Equipamentos utilizados no ensaio de CBR: a) Cilindro CBR; b) Comparação das dimensões entre o cilindro Proctor e o CBR; c) Cilindro CBR e soquete de compactação; d) Tanque para o ensaio de expansão; e) Prensa elétrica para ensaio de penetração.	55
Figura 3.4. Família de curvas de compactação dos solos do horto florestal Santa Luzia. ..	59
Figura 3.5. Curva tensão-deformação de três determinações (CPs): a) Energia <i>normal</i> ; b) Energia <i>intermediária</i> ; c) Energia <i>modificada</i>	62
Figura 3.6. Curva tensão-deformação dos valores médios das determinações para cada energia de compactação.....	62
Figura 4.1. Família de curvas de compactação do solo TE.	82
Figura 4.2. Família de curvas de compactação da mistura Solo-cal.....	87
Figura 4.3. Família de curvas de compactação da mistura Solo-cimento.	88
Figura 4.4. Curvas de compactação: a) Solo TE e mistura Solo-cal; b) Solo TE e mistura Solo-cimento.....	89

Figura 4.5. Curva tensão-deformação da mistura Solo-cal: a) Energia de compactação <i>Normal</i> ; b) Energia de compactação <i>Intermediária</i> ; c) Energia de compactação <i>Modificada</i>	91
Figura 4.6. Curva tensão-deformação da mistura Solo-cal: a) Energia de compactação <i>Normal</i> ; b) Energia de compactação <i>Intermediária</i> ; c) Energia de compactação <i>Modificada</i>	92
Figura 4.7. Valores de RCNC das misturas e solo TE para as diferentes energias de compactação.	93
Figura 4.8. RCNC nos períodos de cura, nas diferentes energias de compactação: a) Mistura Solo-cal; b) Mistura Solo-cimento.	94
Figura 5.1. Seção transversal da estrada: a) rodovias públicas; b) estrada florestal. (Adaptado de Sessions, 2007).	107
Figura 5.2. Seção transversal dos trechos experimentais.	111
Arranjo seqüencial longitudinal dos trechos experimentais em campo.	111

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACÕES

ABNT - Associação Brasileira De Normas Técnicas
CBR - Índice de Suporte Califórnia
 c' - Coeficiente de contração (método expedito MCT)
 c_t - Contração total (método expedito MCT)
D - Diâmetro da esfera
DNER - Departamento Nacional De Estradas De Rodagem
DNIT - Departamento Nacional De Infra-Estrutura De Transportes
 F_{200} - Porcentagem que passa na peneira nº 200; e IG =Índice de Grupo
IBGE - Instituto Brasileiro De Geografia E Estatística
IP - Índice de plasticidade
LG' - argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas;
LA' - areias argilosas lateríticas;
LA - areias com pouca argila laterítica;
LL - Limite de liquidez
LP - Limite de plasticidade
MCT - Miniatura, Compactado, Tropical
NA - areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos.
NA' - areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas;
NG' - argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas;
NS' - siltes caolínicos e micáceos, siltes arenosos, e siltes argilosos não-lateríticos;
RCNC - Resistência a Compressão Não-Confinada
TRB - Transportation Research Board
 Φ - Diâmetro
 μ - Viscosidade do fluido
 W_{ot} - Umidade ótima
 γ_s - Peso específico do material da esfera
 γ_w - Peso específico do fluido
 $\gamma_{dmáx}$ - Peso específico aparente seco máximo
 v - Velocidade

1 - INTRODUÇÃO GERAL

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

As infra-estruturas rodoviárias em florestas tropicais são estruturas de engenharia complexas que provem acesso as florestas, envolvendo projeto de engenharia, construção e manutenção (SESSIONS, 2007). Os parâmetros técnicos da rede viária florestal a serem considerados são a condição e o tipo de tráfego, condições do terreno, tipo de solo, clima e o padrão de construção (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

As estradas florestais servem a um propósito limitado, com função especializada diferentemente de outras rodovias, apresentando três características básicas: baixo volume de tráfego, maior parte do tráfego ocorrendo em uma direção e tráfego de caminhões longos e pesados. (SESSIONS; HEINRICH, 1993).

Comparando com as rodovias públicas, as estradas florestais apresentam estrutura diferenciada em relação a sua seção transversal, com duas camadas quase indistintas, que são o próprio subleito e uma camada melhorada. Esta estrutura deve ser capaz de sustentar as solicitações do transporte florestal e de resistir às intempéries.

A infra-estrutura viária florestal deve contemplar, além dos parâmetros técnicos, a viabilidade econômica, priorizando a aquisição de materiais adequados à construção de estradas com maior vida útil, minimizando custos na manutenção de estradas e veículos de transporte florestal e que garantam o escoamento eficiente dos produtos florestais.

Segundo Machado e Mailinovski (1986), um dos principais parâmetros técnicos da rede rodoviária florestal é o tipo de solo, no que se refere a sua disponibilidade e capacidade de suporte.

Em várias situações, o solo de determinado local não apresenta condições requeridas pela obra, podendo ser pouco resistente, muito compressível ou apresentar características que deixam a desejar economicamente (TRINDADE et al., 2008).

Para Ingles e Metcalf (1972), este fato induz a necessidade de se desenvolverem estudos de processos de estabilização dos solos, que possibilitem melhorar determinadas propriedades geotécnicas, em particular ao nível regional, de modo a enquadrá-los dentro das especificações técnicas vigentes para a pavimentação de rodovias.

A estabilização de um solo representa qualquer modificação artificial introduzida no seu comportamento com a finalidade de torná-lo passível de emprego em obras de engenharia, adquirindo caráter quantitativo por meio de parâmetros inerentes a determinados critérios de projeto, como os parâmetros de resistência ao cisalhamento, deformação sob a ação de cargas, absorção de umidade etc., (LIMA, 1981).

Do ponto de vista rodoviário, a estabilização de solos refere-se aos métodos de construção nos quais os solos são tratados de modo que se tenham subleitos, sub-bases e bases, ocasionalmente revestimentos, capazes de suportar as cargas do tráfego durante a vida da estrada, resistindo ao desgaste e as intempéries sem degradação (BAPTISTA, 1978).

Comumente, em construção de estradas, são empregadas as técnicas de estabilização mecânica e química para melhorar as propriedades do solo. A estabilização mecânica é realizada por meio da compactação e da correção granulométrica do solo. Na estabilização química, são adicionados materiais cimentantes ou químicos ao solo.

As técnicas de estabilização de solos têm sido empregadas com sucesso construção de estradas de baixo custo (SINGH, 1967) e favorecida pela utilização de materiais alternativos (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1951).

Segundo Dias Junior et al. (2005), uma das limitações para alcançar o desenvolvimento florestal sustentável está relacionado ao tráfego de veículos e máquinas durante as operações de colheita e transporte de madeira e ao baixo padrão construtivo de estradas florestais. Assim, melhorias nas condições das estradas florestais visando maior durabilidade e capacidade de suporte, através de métodos de estabilização, utilizando-se ainda, materiais alternativos e misturas com solos locais, aliadas ao baixo custo de aquisição, representam um componente importante para a sustentabilidade econômica das empresas florestais.

1.2 - O PROBLEMA

Com a expansão das atividades florestais e, conseqüentemente, o aumento da demanda de madeira, o manejo sustentável de florestas e a crescente utilização de caminhões longos e pesados, com capacidade de transportar grandes cargas, têm requerido, uma rede viária florestal de boa qualidade, trafegável durante todo o ano e de maior vida útil (VIEIRA, 1994).

A realidade encontrada nas estradas florestais, normalmente, é o baixo padrão construtivo, devido à escassez de materiais que atendam as exigências do projeto, aliada, ainda, a ausência de técnicas construtivas que possibilitem o melhoramento da infraestrutura viária florestal.

1.3 - JUSTIFICATIVA

As seguintes constatações dão o alicerce para o desenvolvimento dessa pesquisa: (i) baixo padrão construtivo, freqüentemente, encontrado nas estradas florestais; e (ii) busca de materiais alternativos de baixo custo para o emprego na infra-estrutura viária florestal.

O padrão de qualidade das estradas florestais afeta enormemente os custos do transporte viário florestal. O baixo padrão de qualidade contribui para o aumento do consumo de combustível, desgaste excessivo de pneus, quebras mecânicas, além de prejudicar o fluxo constante de madeira para as fábricas (MACHADO; LOPES; BIRRO, 2000)

A construção de estradas tecnicamente deficitárias reflete nos custos de extração florestal e, conseqüentemente, no aumento do custo final da matéria-prima, ocasionando interrupções no fornecimento nos períodos de chuva, elevando os custos de transporte, que atingem, de modo geral, de 30 % a 50 % do custo total da madeira (DUARTE; BERGER, 1988).

A escassez de materiais granulares apropriados que se enquadrem nas especificações técnicas para uso na construção de estradas associada a barreiras ambientalistas para sua exploração conduzem segundo Rezende (1999), à necessidade de

se estudarem materiais alternativos que, mesmo não atendendo às especificações de norma, podem mostrar comportamento estrutural satisfatório.

1.4 - OBJETIVOS

O objetivo geral do presente trabalho é averiguar, em laboratório, as potencialidades geotécnicas da estabilização de solos característicos do Cerrado do Brasil, com vistas ao emprego em camadas de estradas florestais. Os objetivos específicos são:

- Caracterizar geotecnicamente os solos típicos dos hortos florestais pertencentes à empresa ANGLO AMERICAN Ltda. e classificá-los pelo sistema rodoviário TRB (*Transportation Research Board*) e pela classificação de solos MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), proposta por Nogami e Villibor (1981).

- Realizar a estabilização mecânica e química de solos característicos das áreas da empresa; e

- Dimensionar os quantitativos de materiais utilizados na estabilização dos solos e seus respectivos custos de aquisição.

1.5 - ÁREA DE ESTUDO

1.5.1 - Características gerais

O estudo foi realizado nos hortos florestais Santa Luzia e Aranha, de coordenadas 14°26'41"S e 48°44'26"W e, 14°22'45"S e 48°42'32"W, respectivamente, pertencentes à empresa ANGLO AMERICAN Ltda., localizada no município de Niquelândia, Goiás, Brasil. A empresa atua na área de mineração produzindo a liga ferro-níquel, utilizando em parte do processo de beneficiamento do minério, madeira de eucalipto na forma de cavacos. A Figura 1.1 apresenta a localização da área de estudo.

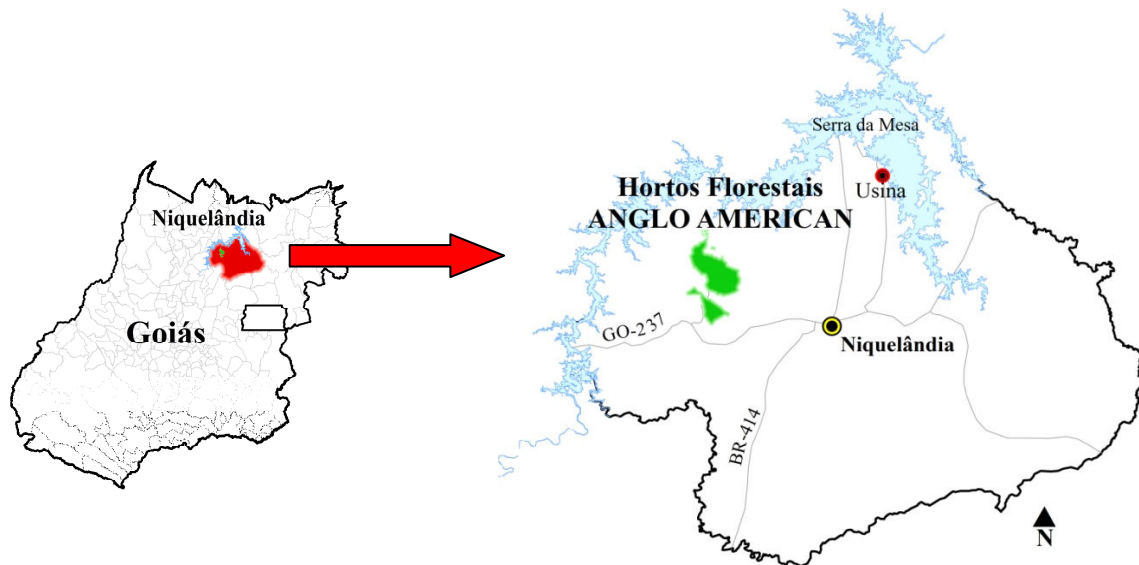


Figura 1.1. Localização da área de estudo no estado de Goiás e no município de Niquelândia-GO.

O clima da região é classificado segundo Köeppen como do tipo Aw tropical com uma estação chuvosa (novembro a março) e outra seca (abril a outubro). A temperatura média anual é de 23,5°C e a mínima de 18°C. Segundo IBGE (2002), o clima da região classifica-se como Clima Tropical Brasil Central, Quente e Semi-úmido, com média de temperatura acima de 18°C em todos os meses do ano, apresentando 4 a 5 meses secos.

1.5.2 - Hortos florestais

O horto florestal Santa Luzia possui área total aproximada de 3.607 ha, com 1.566 ha ocupados por projetos de reflorestamentos de eucaliptos. O horto florestal Aranha possui cerca 6.000 ha de florestas plantadas e abriga a sede florestal da empresa. A figura 1.2 apresenta a localização dos hortos florestais no município de Niquelândia-GO.

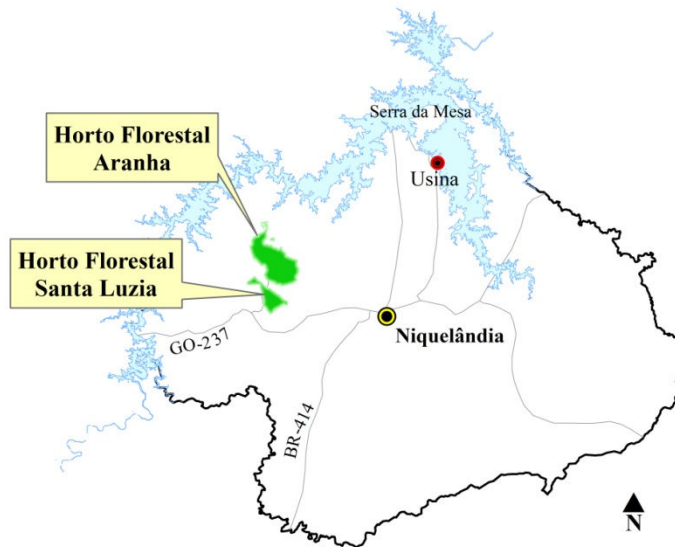


Figura 1.2. Localização dos hortos florestais no município de Niquelândia-GO.

Os hortos florestais situam-se a aproximadamente 1 km de distância um do outro. A ligação entre eles é realizada por uma estrada municipal não pavimentada, que desempenha a função de estrada principal florestal e segue até uma rodovia estadual pavimentada. Todo o escoamento de madeira de ambos os hortos florestais segue por esta estrada. Os hortos possuem, ainda, uma rede de estradas secundárias e terciárias não pavimentadas subdividindo os seus compartimentos e projetos, interligadas à estrada principal. Na Figura 1.3 apresenta a rede viária dos hortos florestais.

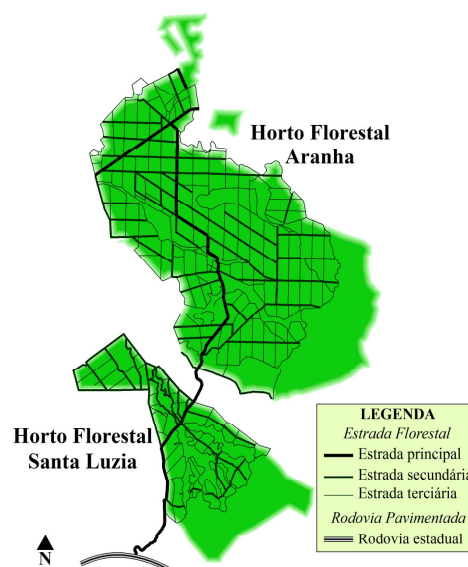


Figura 1.3. Rede viária dos hortos florestais

A rodovia estadual pavimentada, com revestimento asfáltico, liga estes hortos florestais à usina da empresa, local de destino final da madeira, localizada a uma distância de 100 km, aproximadamente.

1.5.3 - Trechos experimentais

Os trechos experimentais foram dimensionados no horto florestal Santa Luzia, em uma área paralela a um segmento da estrada florestal principal, com dimensões aproximadas disponíveis para construção de 900 m de comprimento por 8 metros de largura, apresentando terreno com declividade plana (0 – 2%). A Figura 1.4 apresenta a localização do trecho experimental.

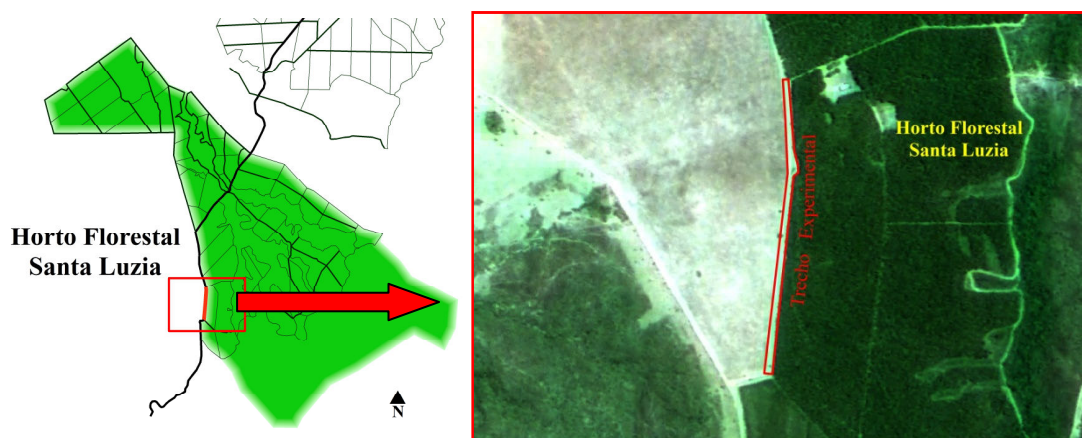


Figura 1.4. Localização do trecho experimental.

1.6 - ESTRUTURA DO TRABALHO

Este estudo é direcionado aos métodos de estabilização de solos, através de experimentação laboratorial, tendo em vista suas aplicações no setor viário florestal.

Para uma melhor compreensão das partes deste estudo, segue a estrutura adotada:

- Capítulo 1 – Considerações iniciais sobre a problemática e os objetivos do estudo;

- Capítulo 2 – Caracterização e classificação dos solos, apresentando os resultados da caracterização geotécnica e suas respectivas classificações pelos sistemas TRB e MCT;
- Capítulo 3 – Estabilização mecânica de solos com os resultados dos ensaios de resistência à compressão não-confinada e CBR, realizados em amostras de solo submetidas à correção granulométrica e compactação;
- Capítulo 4 – Estabilização química de solos, apresentando os resultados dos ensaios de resistência à compressão não-confinada e CBR, realizados em amostras de solo com adição de cal e cimento;
- Capítulo 5 – Dimensionamento de materiais e custos para construção de trechos experimentais, empregando as técnicas de estabilização mecânica e química.
- Capítulo 6 – Considerações finais e recomendações.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- BAPTISTA, Cyro de Freitas Nogueira. **Pavimentação**: Tomo I: ensaios fundamentais para pavimentação, dimensionamento dos pavimentos flexíveis. 3. Ed. Porto Alegre: Globo, 1978. 253p.
- DIAS JUNIOR, M. S. et. al. Efeito do tráfego nas pressões de preconsolidação do solo devido as operações de colheita do eucalyptus. **Revista Scientia Agricola**, Piracicaba, v. 62, n. 3, maio/junho, 2005.
- DUARTE, J.; BERGER, R. Investimentos em estradas florestais: uma análise de sua economicidade. In: ENCONTRO BRASILEIRO DE ECONOMIA FLORESTAL, 7., 2 v., 1988, Curitiba, Pr. **Anais...** Curitiba, Pr: [s.n.], 1988. p. 99-114.
- INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization: principles and practice**. Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.
- INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. Diretoria de geociências. **Mapa de clima do Brasil**. Rio de Janeiro: IBGE, 2002. 1 mapa: 90x109 cm. Escala: 1:5.000.000.
- LIMA, D.C. **Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal**. São Carlos, SP: USP, 1981. 171 f. Dissertação

(Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1981.

MACHADO, C.C.; MAILINOVSKI, J.R. **Rede viária florestal**. Curitiba: UFPR – Fundação de pesquisas florestais do Paraná. 1986. 157 p.

MACHADO, C. C.; LOPES, E. S.; BIRRO, M. H. **Elementos básicos do transporte florestal rodoviário**. Viçosa, MG: UFV, 2000. 167 p. il.

REZENDE, L.R. **Técnicas alternativas para construção de bases de pavimentos rodoviários**. 1999. 169 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia)-Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia, Brasília, DF, 1999.

ROAD RESEARCH LABORATORY. **Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários**. São Paulo, 1951.

SESSIONS, J. **Forest road operations in the tropics**. Oregon, USA: Springer, 2007. 170 p.

SESSIONS, J.; HEINRICH, R. Forest roads in the tropics. In: PANCEL, L. **Tropical Forestry Handbook**. Berlin: Springer-Verlag,, 1993. v.2. p. 1269-1324.

SINGH, A. **Soil engineering in theory and practice**. London, Asia Publishing House, 1967. 653 p.

TRINDADE, T.P.; et. al. **Compactação de solos: fundamentos teóricos e práticos**. Viçosa: Editora UFV, 2008. 95 p.

VIEIRA, S.V. **Estabilização de solos com licor negro kraft concentrado para fins rodoviários**. Viçosa, MG: UFV, 1994. 126 f. Dissertação (Mestrado em Ciências Florestais)-Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 1994.

2 - CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS DAS ESTRADAS FLORESTAIS DA REGIÃO DE NIQUELÂNDIA-GO

2.1 - INTRODUÇÃO

Um dos principais parâmetros técnicos a ser considerado no projeto de infra-estruturas viárias florestais é o tipo de solo disponível para a construção de estradas. Importantes características como a textura e a umidade do solo, aliadas às propriedades básicas como fricção interna, coesão, elasticidade, permeabilidade e compressibilidade, determinam a capacidade de sustentação do subleito da estrada ou da própria superfície do terreno (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

A base da caracterização dos solos é a descrição dos aspectos, ou propriedades de interesse à elucidação do caráter dos solos, ou seja, corresponde à determinação das características dos solos de maneira a se poder distinguir uns dos outros, inclusive para que se possa realizar amostragens adequadas para execução dos ensaios que permitam classifica-los (OLIVEIRA; BRITO, 1998)

Machado e Mailinovski (1986) mencionam que, para o caso florestal, a caracterização de solos com finalidades rodoviárias consiste nos ensaios de laboratório de análise granulométrica e de limites de Atteberg. Segundo o DNIT (2006), a caracterização dos solos é dada pelo conhecimento da distribuição granulométrica das partículas e da plasticidade. São realizados assim, os ensaios de granulometria por peneiramento e sedimentação e os de limites de consistência (limites de liquidez e plasticidade).

2.2 - REVISÃO DE LITERATURA

2.2.1 - O solo

O solo é o mais antigo e, possivelmente, o material mais utilizado em obras de engenharia, onde participa como principal material de construção ou como elemento de suporte. Os materiais que constituem a crosta terrestre são, arbitrariamente, divididos pelo

Engenheiro Rodoviário, em duas categorias denominadas de solos e rochas (HOGENTOGLER, 1937).

Segundo Oliveira e Brito (1998), rocha é um corpo sólido natural, resultante de um processo geológico determinado, formado por agregados de um ou mais minerais, arrançados segundo as condições de temperatura e pressão existentes durante sua formação.

As rochas são classificadas em ígneas, sedimentares e metamórficas (BALEATO; AMORENA, 1968).

As rochas ígneas, ou magmáticas, resultam da solidificação do material rochoso, parcial a totalmente fundido, denominado magma, gerado no interior da crosta terrestre (OLIVEIRA; BRITO, 1998). Segundo Baleato e Amorena (1968), os principais constituintes das rochas ígneas: os silicatos duplos de alumínio, potássio, sódio, e cálcio chamados de feldspatos; as micas, o hidrosilicatos de alumínio, potássio, magnésio e ferro; os piroxênios e anfibólios que são silicatos de magnésio, cálcio e ferro.

As rochas sedimentares são resultantes da consolidação de sedimentos, ou seja, partículas minerais provenientes da desagregação e do transporte de rochas preexistentes, ou da precipitação química, ou, ainda, de ação biogênica (OLIVEIRA; BRITO, 1998). Os constituintes encontrados nas rochas sedimentares são o quartzo ou anidrido silícico; as argilas, produto da decomposição dos feldspatos, consistente em silicatos de alumínio, associados com óxidos de cálcio ferro e magnésio; o carbonato de cálcio; a dolomita, que é um carbonato de cálcio e magnésio, sulfatos e fosfatos anidros ou hidratados (BALEATO; AMORENA, 1968).

As rochas metamórficas são derivadas de outras preexistentes que sofreram mudanças, mineralógicas, químicas e estruturais, no estado sólido, respondendo as alterações das condições físicas e químicas impostas em profundidades abaixo das zonas superficiais de alteração e cimentação (OLIVEIRA; BRITO, 1998). Estas rochas, como o mármore, as ardósias, os xistos, as micas, etc., contem os mesmo elementos químicos das ígneas ou sedimentares de onde procedem. (BALEATO; AMORENA, 1968)

Do ponto de vista rodoviário, o solo é considerado todo tipo de material orgânico e inorgânico, inconsolidado ou parcialmente cimentado, encontrado na superfície terrestre, podendo ocorrer sob as formas de turfas, argilas moles, materiais silto-argilosos, pedregulhos, areias entre outras combinações (DNIT, 2006).

Todo solo tem sua origem imediata ou remota na decomposição das rochas pela ação das intempéries (VARGAS, 1977). Os solos são derivados de colapsos das rochas maciças constituintes da crosta terrestre (SCOTT; SCHOUSTRA, 1968).

Os mecanismos de formação dos solos, a partir do processo físico-químico de fragmentação e decomposição das rochas, e através do transporte, sedimentação e evolução pedogênica são a expansão e contração térmica alternadas das rochas sãs levando a seu fraturamento mecânico, a alteração química das espécies minerais que formam a rocha, transformando-as em argilas ou areias, o transporte e a sedimentação por um agente transportador, o transporte eólico, a formação de solos orgânicos com a impregnação de matéria orgânica em sedimentos pré-existentes ou transformação carbonífera de materiais e a evolução pedogênica (VARGAS, 1977).

Segundo Oliveira e Brito (1998), os estudos sobre os solos demonstram que sua origem e evolução sofrem a influência do clima, dos materiais de origem, dos organismos vegetais e animais, do relevo e do tempo. O clima condiciona a ação das águas e temperatura. Os materiais de origem condicionam a composição e conteúdo mineral. Os organismos vegetais e animais interferem no microclima, formando novos elementos minerais e modificando as características físicas e químicas. O relevo interfere a dinâmica da água, microclima, erosão e sedimentação. E o tempo, transcorre sob ação dos outros fatores.

2.2.1.1 - Tipos de solos

Os solos podem resultar da alteração física e química das rochas e também da origem orgânica (TERZAGHI; PECK, 1962). Os processos de formação dos solos podem atuar sucessivamente sobre um mesmo solo. Assim, os solos podem ser divididos em solos residuais, transportados, orgânicos e pedogênicos (VARGAS, 1977).

Os solos residuais são provenientes da decomposição e alteração das rochas “in situ”, onde o agente de transporte é reduzido ao mínimo. Estes podem ser subdivididos em solo residual maduro, saprolítico e blocos em material alterado (VARGAS, 1977). Os solos serão residuais se os produtos da rocha alterada permanecerem ainda no local. A profundidade dos solos residuais dependem principalmente das condições climáticas e tempo de exposição (TERZAGHI; PECK, 1962).

Nos solos transportados, os produtos da rocha alterada não permanecem no local em que se deu a transformação (TERZAGHI; PECK, 1962). Dependendo do agente responsável pelo transporte dos materiais resultantes do intemperismo, os solos transportados podem ser divididos em coluvionar, aluvionar, glacial e eólico (OLIVEIRA; BRITO, 1998).

O solo orgânico refere-se ao solo transportado constituído de produtos de decomposição de rocha com maior ou menor quantidade de matéria vegetal deteriorada (TERZAGHI; PECK, 1962). Estes podem ser divididos em solos orgânicos, incluindo essencialmente camadas sedimentares de argila, silte e areia fina e, em turfas, que ocorrem nos vales entre espigões de serras, no planalto próximo ao litoral (VARGAS, 1977).

Os solos de evolução pedogênica são os solos superficiais e os porosos. Os superficiais são solos aráveis da agricultura e os porosos, recobrem enorme área do planalto central brasileiro (VARGAS, 1977).

2.2.1.2 - Composição dos solos

Segundo Pinto (2000), os solos são constituídos por um conjunto de partículas com água (ou outro líquido) e ar nos espaços intermediários, onde as partículas encontram-se livres para deslocar entre si. Os solos podem ser visualizados como uma reunião de partículas sólidas de minerais intercaladas com espaços abertos chamados de poros ou vazios. Os espaços vazios podem conter ar, água, ou vapor d’água em variadas quantidades e combinações (SPANGLER, 1966).

As partículas sólidas minerais dos solos representam um sistema de grãos que podem variar em formato, composição e tamanho, sendo a composição mineralógica, um

fator importante na avaliação das propriedades das partículas sólidas do solo (TSYTOVICH, 1976).

Os minerais encontrados nos solos e os presentes nas rochas de origem são chamados de primários (CAPUTO, 1975), e os minerais secundários são os que se formam por meio de processos de decomposição e intemperismo das rochas de origem (CARVALHO, 2004).

Nos solos formados por por minerais primários, os componentes são: silicatos, principalmente feldspatos de potássio, sódio ou cálcio, micas, serpentina; óxidos, principalmente o quartzo (SiO_2), a limonita, a magnetita; carbonatos, destacando-se a calcita, a dolomita e sulfatos, cujos os principais representantes são a anidrita e o gesso (BADILLO; RODRIGUEZ, 1978). Caputo (1975) menciona, ainda, a muscovita e biotita, minerais silicatos do tipo mica e o óxido hematita (Fe_2O_3).

Os solos formados por minerais secundários, apresentam partículas com dimensões menores que 0,074mm (CAPUTO, 1975), às vezes chamados indevidamente de argilas, e são constituídos essencialmente pelos argilominerais (CARVALHO, 2004).

Pinto (2000), menciona que os feldspatos são os minerais mais atacados pela natureza, e por isso, dão origem aos argilominerais, embora existam outros minerais capazes de originar os argilominerais. A decomposição dos feldspatos, assim como a das micas e minerais ferromagnesianos, se produz de diversas maneiras, sendo os principais fatores a umidade, a temperatura, o ambiente oxidante e redutor, o íons presentes em solução, a pressão e o tempo (SOWERS; SOWERS, 1972).

Os argilominerais podem ser subdivididos em silicatos cristalinos com reticulado de estrutura fibrosa, representados pela atapulgita e sepiolita, e em silicatos cristalinos com reticulado em camadas, estes de grande importância para os estudos da mecânica dos solos (CARVALHO, 2004).

Nos argilominerais com reticulado em camadas ou lâminas, a silícica e a alumínica (BADILLO; RODRIGUEZ, 1978) são estruturas compostas do agrupamento de duas unidades cristalográficas fundamentais (CAPUTO, 1975). Uma com estrutura de tetraedros

justapostos num plano, com átomos de silícios ligados a quatro átomos de oxigênio (SiO_2); e outra, com estrutura de octaedros, em que átomos de alumínio são circundados por oxigênio ou hidroxilas $[\text{Al}(\text{OH})_3]$. Estas estruturas ligam-se por átomos de oxigênio pertencentes a ambas, simultaneamente (PINTO, 2000). Estes argilominerais enquadram-se em três grupos: caulinita, montmorilonita e illita, sendo que a caulinita é o mais comum argilomineral presente nos solos (CARVALHO, 2004).

As caulinitas estão formadas pela combinação alternada de uma lâmica silícica e de uma alumínica, superpostas indefinidamente e com um vínculo tal entre suas retículas, que não possibilita a entrada de moléculas de água entre elas. As montmorilonitas são formadas pela superposição de uma unidade alumínica entre duas unidades silícicas, permitindo devido à frágil união entre os retículos, diferentemente da caulinita, a penetração de água com relativa facilidade. As illitas apresentam um arranjo estrutural semelhante aos das montmorilonitas, entretanto, a presença de íons não permutáveis faz com que a união entre os retículos seja mais estável, não afetada fortemente pela água. Estas argilas são menos expansivas que as montmorilonitas (BUENO; VILAR, 1980).

2.2.1.3 - Tamanho das partículas do solo

O tamanho das partículas é expresso usualmente em termos de diâmetro simples (HOUGH, 1969) e é mensurado em milímetros (ROSENAK, 1963). O tamanho das partículas do solo e a distribuição dos tamanhos através da massa são fatores importantes que influenciam nas propriedades e desempenho mecânico do solo (SPANGLER, 1966).

Os processos naturais que conduzem a desintegração da rocha mãe e dos minerais que contem produzem uma série de partículas cujo tamanho varia entre limites bastante amplos (RENEDO, 1996). Em termos qualitativos, o intemperismo físico é capaz de originar partículas de tamanhos até cerca de 0,001mm, e somente o intemperismo químico origina partículas de diâmetro menor que 0,001mm (BUENO; VILAR, 1980).

Por definição, os grãos maiores são os que se podem mover com a mão, enquanto que os mais finos são tão pequenos que não se podem apreciar com microscópios usuais (SOWERS; SOWERS, 1972).

Bueno e Vilar (1980), referem-se aos solos de grãos grossos ou solos granulados, os que possuem maior porcentagem esteja constituída de partículas visíveis a olho nu ($\phi > 0,074$ mm), ao passo que os solos de granulação fina são constituídos por maior porcentagem de partículas com diâmetro menor que 0,074 mm.

Conforme as dimensões de suas partículas e dentro de determinados limites convencionais, as frações constituintes dos solos recebem designações próprias que se identificam com as acepções usuais dos termos (CAPUTO, 1975).

Para conveniência na expressão do tamanho característico das várias frações de solos, classificações de tamanho de partículas têm sido propostas por diferentes agências interessadas em estudos dos solos. Estas classificações são baseadas, na maioria dos casos, em considerações puramente arbitrárias, refletindo as idéias e requerimentos das várias agências que lhes propuseram (SPANGLER, 1966). Assim, não existe um único sistema de classificação das partículas de solo pelo seu tamanho (RENEDO, 1996).

Spangler (1966), apresenta as classificações dos tamanhos das partículas propostas pelas instituições AASHO (*American Association of State Highways Officials*), ASTM (*American Society for Testing Materials*), CEUSA (*Corps of Engineers, U. S. Army*), USBR (*United States Bureau of Reclamation*), USDA (*United States Department of Agriculture*), MIT (*Massachusetts Institute of Technology*) e ISSS (*International Society of Soil Science*). As respectivas dimensões das partículas propostas por cada instituição citada são apresentadas na Tabela 2.1.

Para Bueno e Vilar (1980), numa descrição das frações do solo, os pedregulhos são acumulações incoerentes de fragmentos de rocha, normalmente encontrados em grandes extensões, nas margens dos rios em depressões preenchidas por materiais transportados pelos rios. As areias têm origem semelhante à dos pedregulhos, são ásperas ao tato, e, estando isentas de finos, não se contraem ao secar, não apresentam plasticidade e comprimem-se ao serem carregadas. Os siltes apresentam pouca ou nenhuma plasticidade, apresentando pouca resistência quando secos ao ar. As argilas apresentam características marcantes de plasticidade e elevada resistência quando secas, constituindo a fração mais ativa do solo.

Tabela 2.1. Classificações das dimensões das partículas do solo propostas por algumas instituições. Adaptado de SPANGLER, 1966.

Instituição	Limites das dimensões das partículas (mm)									
	Cascalho		Areia muito grossa	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Areia muito fina	Silte	Argila	Colóide
AASHO e ASTM	> 2,0		-	2,0 até 0,42	-	0,42 até 0,074	-	0,074 até 0,005	< 0,005	< 0,001
CEUSA e USBR	Pedregulho > 76,2 (3")	Cascalho grosso 76,2 até 19,05	Cascalho fino 19,05 até 4,76	-	4,76 até 2,0	2,0 até 0,42	0,42 até 0,074	-	Finos (silte ou argila) <0,074	
USDA	> 2,0		2,0 até 1,0	1,0 até 0,5	0,5 até 0,25	0,25 até 0,1	0,1 até 0,05	0,05 até 0,002	< 0,002	-
MIT	> 2,0		-	2,0 até 0,6	0,6 até 0,2	0,2 até 0,06	-	0,006 até 0,002	< 0,002	-
ISSS	> 2,0		-	2,0 até 0,2	-	0,2 até 0,02	-	0,02 até 0,002	< 0,002	-

A classificação brasileira das frações do solo é baseada na escala granulométrica apresentada na NBR 6502/95 (ABNT, 1995), conforme apresentado na Tabela 2.2.

Tabela 2.2. Escala granulométrica segundo a ABNT.

Fração	Limites definidos pela Norma da ABNT
Matação	25 cm a 1 m
Pedra	7,6 cm a 25 cm
Pedregulho	4,8 mm a 7,6 cm
Areia Grossa	2,0 mm a 4,8 mm
Areia Média	0,042 mm a 2,0 mm
Areia Fina	0,05 mm a 0,042 mm
Silte	0,005 mm a 0,05 mm
Argila	Inferior a 0,005 mm

2.2.2 - Granulometria do solo

Os limites de tamanho das partículas que constituem um solo oferecem um critério obvio para uma classificação descritiva do mesmo, usado desde o princípio e incluso antes da era moderna da ciência da mecânica dos solos. Originalmente, o solo era subdividido em três ou quatro frações. Atualmente, após o advento da técnica de peneiramento e

análises de suspensão, foi possível efetuar traços de curvas granulométricas e ampliá-las notavelmente nos tamanhos finos (BADILLO; RODRIGUES, 1976).

Segundo Carvalho (2004), a primeira propriedade que deve ser determinada em um solo é a sua granulometria. Uma amostra de solo é submetida ao processo de peneiramento em uma série de peneiras de abertura 4,8 mm, 2,0 mm, 600 μm , 420 μm , 250 μm e 75 μm e, a fração que passa na peneira de abertura 75 μm é submetida ao ensaio de sedimentação. No ensaio de sedimentação, o tamanho das partículas é determinado com base na lei de *Stokes*. A equação proposta por esta lei admite a partícula de solo com forma esférica e leva em consideração a velocidade de queda da *esfera* (partícula de solo) em cm/s, a massa específica (solo) em g/cm^3 , massa específica do fluido (água) em g/cm^3 , a viscosidade absoluta do fluido em g/cm.s e o diâmetro da *esfera* em cm.

Para Pinto (2000), a lei de *Stokes* define que a velocidade (v) de queda de partículas esféricas num fluido atinge um valor limite que depende do peso específico do material da esfera (γ_s), do peso específico do fluido (γ_w), da viscosidade do fluido (μ), e do diâmetro da esfera (D), conforme a expressão:

$$v = (\gamma_s + \gamma_w) / (18 \cdot \mu) \cdot D \quad (2.1)$$

A medida do tamanho das partículas constituintes de um solo é feita por meio da granulometria e a representação dessa medida se dá usualmente por intermédio da curva de distribuição granulométrica. As curvas são desenhadas em um gráfico semilogarítmico. Nas abscissas tem-se o logaritmo do tamanho das partículas e nas ordenadas, a porcentagem do solo em massa (BUENO; VILAR, 1980).

A forma da curva é a mesma para os solos que têm composição granulométrica semelhante, ainda que as dimensões das partículas difiram. Além disso, segundo a forma da curva, podemos distinguir os diferentes tipos de granulometria, podendo ser contínua ou descontínua, uniforme, bem graduada ou mal graduada (CAPUTO, 1975). A Figura 2.1 apresenta as diferenças granulométricas.



Figura 2.1. Representação esquemática da granulometria dos solos. Adaptado de CAPUTO, 1975.

2.2.3 - Consistência dos solos

Consistência é um termo que é freqüentemente usado para descrever a condição de um solo. Na prática, o termo consistência é usado apenas em referência para a condição dos solos finos, esses que são acentuadamente afetados pelas mudanças no teor de umidade. A condição dos solos grossos é usualmente descrita em termos de densidade ou compactidade (HOUGH, 1969).

As propriedades dos solos argilosos, tal como coesão e compressibilidade, dependem de sua consistência natural (ROSENAK, 1963). Para esses solos, utiliza-se a consistência como uma forma de definir os estados possíveis em que uma argila ou solos argilosoa pode encontrar-se, diferentemente das areias, cuja caracterização é realizada em função do parâmetro densidade relativa, refletindo o grau de compactidade existente. Os limites entre cada estado, definidos em função do teor de umidade, foram empiricamente estabelecidos por Albert Mauritz Atterberg, na Suécia em 1911, e assim foram chamados de limites de Atterberg (CARVALHO, 2004). O emprego de ensaios e índices propostos por Atterberg foram adaptados e padronizados pelo professor de Mecânica dos Solos Arthur Casagrande (PINTO, 2000).

Segundo Bueno e Vilar (1980), alguns solos, ao serem trabalhados, variando-se a sua umidade, atingem um estado de consistência característico denominado estado de

consistência plástica. Estes solos são as argilas. As características plásticas e de compressibilidade dos solos é ditada pela forma lamelar das partículas, que dependem da estrutura cristalina de cada argilo-mineral presente no solo. A manifestação das propriedades plásticas depende da quantidade de água presente no solo.

Caputo (1975) menciona que as propriedades plásticas, para solos com certa quantidade de fração fina, dependem do teor de umidade, além da forma das partículas e da sua composição mineralógica e química. A plasticidade consiste na maior ou menor capacidade dos solos serem moldados, sob certas condições de umidade, sem variação de volume, tratando-se, de uma das mais importantes propriedades das argilas.

À medida que aumenta o conteúdo de umidade dos solos que possuem mais de 15% de argila, o comportamento dos mesmos corresponde ao dos estados sólido, semi-sólido, plástico e líquido (RENEDO, 1996).

A passagem de um estado para outro não é repentina, mas sim gradual (BUENO; VILAR, 1980). A mudança de um estado para outro é marcado por limites arbitrários que foram definidos por Atterberg, com mencionado anteriormente. Estes limites são: limite líquido (W_l), que é o menor conteúdo de umidade com que o solo flui pela ação de seu próprio peso, limite plástico (W_p), representado pelo maior conteúdo de umidade com que o solo começa a perder sua coesão e pode moldar-se abaixo da ação de forças extremas e limite de retração (W_s), que é o maior conteúdo de umidade abaixo da qual toda perda de umidade não presume uma diminuição do volume do solo (RENEDO, 1996). No Brasil estes limites são chamados de limites de Liquidez, Plasticidade e Contração (CARVALHO, 2004; CAPUTO, 1975; BUENO; VILAR, 1980; PINTO, 2000).

O Limite de Liquidez (LL) é definido como o teor de umidade do com o qual uma ranhura nele feita requer 25 golpes para se fechar na concha do aparelho de Casagrande. Diversas tentativas são realizadas em diferentes umidades, anotando-se o número de golpes para fechar a ranhura, obtendo-se o limite pela interpolação dos resultados. O procedimento de é padronizado no Brasil pela ABNT, no Método de ensaio NBR 6459 (PINTO, 2000).

O Limite de Plasticidade (*LP*) é definido como o menor teor de umidade com o qual se consegue moldar um cilindro com 3 mm de diâmetro, rolando-o com a palma da mão. Este procedimento de ensaio é padronizado no Brasil pela ABNT, no Método NBR 7180, (PINTO, 2000).

O Limite de Contração (*LC*) é a fronteira convencional entre o estado de consistência semi-sólido e o sólido (BUENO; VILAR, 1980). Para a determinação do limite de contração, molda-se em cápsula apropriada uma amostra com alto teor de umidade e após a secagem em estufa, determina-se o teor de umidade ($w, \%$) e a correspondente variação do volume/peso para cápsula/amostra (CARVALHO, 2004).

A partir dos limites de consistência, são calculados vários índices, dentre os quais destacam-se os índices de plasticidade (*IP*) e de consistência (*IC*). O índice de plasticidade é definido como a diferença entre o limite de liquidez e o de plasticidade. O índice de consistência procura colocar a consistência de um solo em função do teor de umidade. Esse índice busca situar o teor de umidade do solo no intervalo de interesse na prática, porém, tem-se notado sua infidelidade no acompanhamento das variações de consistência de um solo. Sendo assim, este índice vem caindo em desuso (BUENO; VILAR, 1980).

O índice de plasticidade define a zona em que o terreno se acha no estado plástico, sendo máximo para as argilas e nulo para as areias, fornecendo um critério para se ajuizar do caráter argiloso de um solo. Dessa forma, quanto maior o IP, tanto mais plástico será o solo (CAPUTO, 1975).

2.2.4 - Classificação dos solos

Do ponto de vista da engenharia, solos diferentes com propriedades similares podem ser classificados em grupos ou subgrupos de acordo com seu comportamento (DAS, 2007). A diversidade e a enorme diferença de comportamento apresentada pelos diversos solos perante as solicitações de interesse da engenharia levaram ao seu natural agrupamento em conjuntos distintos, aos quais podem ser atribuídas algumas propriedades (PINTO, 2000).

Os sistemas de classificação fornecem uma linguagem comum para se expressar concisamente, sem descrições detalhadas, as características gerais dos solos, que são infinitamente variadas (DAS, 2007).

Para Pinto (2000), o objetivo da classificação dos solos, no enfoque da engenharia, é o de poder estimar o provável comportamento do solo ou orientar o programa de investigação necessário para permitir a adequada análise de um determinado problema.

Segundo Bueno e Vilar (1980), os sistemas de classificação procuram encontrar um princípio qualificador universal que possibilite agrupar a grande variedade de solos existentes em classes, com o objetivo de não só facilitar os estudos de caracterização, mas também, antever o comportamento diante das solicitações a que serão submetidos. Dentre os vários sistemas de classificações existentes vale citar:

- Classificação por tipos de solos;
- Classificação genética geral;
- Classificação granulométrica;
- Classificação unificada (U.S. Corps of Engineers); e
- Classificação H.B.R. (Highway Research Board).

Uma das propriedades mais utilizadas para a classificação dos solos é a textura, tendo em vista que a distribuição granulométrica dos solos é constante na natureza e os limites de separações entre eles são arbitrariamente definidos. Entretanto, o comportamento e as propriedades da fração fina do solo não são refletidos somente pela textura. Para superar este problema, vários sistemas de classificação incluem, além da textura, características de plasticidade dos solos (BERBERIAN, 1971).

De acordo com Das (2007), atualmente, são utilizados pelo engenheiro geotécnico, os sistemas de classificação da *American Association of State Highway and Transportation Officials* (AASHTO) e o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS). Oliveira e

Brito (1998), consideram essas classificações como classificações geotécnicas convencionais, e que se baseiam nos ensaios de granulometria e limites de Atteberg para classificar e determinar o estado dos solos.

A classificação de solos utilizada na engenharia rodoviária é a classificação HRB (Highway Research Board), proveniente do aperfeiçoamento do antigo sistema da Public Roads Administration. Neste sistema considera-se a granulometria, o limite de liquidez, o índice de plasticidade e o índice de grupo. Atualmente, este sistema de classificação é denominado de *Transportation Research Board* - TRB (DNIT, 2006). Este sistema de classificação também é adotado para o caso de estradas florestal, segundo Machado e Mailinovski (1986).

Por terem sido desenvolvidas em países de clima temperado, as classificações convencionais apresentam limitações e incompatibilidade quando aplicadas aos solos tropicais, devido à natureza e comportamento geotécnico diferenciado dos solos formados em clima temperado (OLIVEIRA; BRITO, 1998). Frequentemente, as recomendações baseadas nas classificações estrangeiras não coincidem com o comportamento de muitos de nos solos nas rodovias (NOGAMI; VILLIBOR, 1981).

Frente às limitações das classificações de solos convencionais em relação aos solos tropicais, Nogami e Villibor, (1981), propuseram uma classificação denominada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), para determinação das propriedades mecânicas e hidráulicas de solos tropicais compactados para uso em obras viárias. A sistemática envolve compactação de corpos de prova de dimensões reduzidas. Esta classificação, divide o solos em duas grandes classes, os não lateríticos (N) e lateríticos (L), separados em sete grupos, descritos a seguir:

- LG': argilas lateríticas e argilas lateríticas arenosas;
- LA': areias argilosas lateríticas;
- LA: areias com pouca argila laterítica;
- NG': argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-lateríticas;

- NS': siltes caolínicos e micáceos, siltes arenosos, e siltes argilosos não-lateríticos;
- NA': areias siltosas e areias argilosas não-lateríticas;
- NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-lateríticos.

A metodologia MCT possui um método expedito (método das pastilhas para identificação expedita do grupo MCT) para descrição e classificação dos solos, baseado na contração, consistência e expansão de corpos-de-prova moldados em anéis de 20 mm de diâmetro (OLIVEIRA e BRITO, 1998).

O objetivo deste estudo é realizar a caracterização geotécnica e a classificação dos solos pelos sistemas TRB e MCT com finalidade de aplicação no setor viário florestal.

2.3 - MATERIAIS E MÉTODOS

2.3.1 - Solos

Foram utilizadas amostras de solos de uma via marginal (paralela) à estrada principal, num trecho rodoviário situado no horto Santa Luzia. Neste trecho, coletaram-se amostras de solos a cada 45 metros, com pontos de coletas nas laterais e no centro (eixo) da via, ou seja, três pontos por amostra. Ao total foram coletadas 19 amostras a profundidade de 20 cm. Estas amostras foram consideradas como solos característicos do local.

Esta via marginal, paralela a estrada principal, foi escolhida tendo em vista a viabilidade técnica de execução de um trecho experimental sem interferir no tráfego diário e por atender as características de tráfego da estrada principal. A declividade do local é menor que 2%. As amostras coletadas neste local foram chamadas de TE (trecho experimental) e numeradas conforme a ordem de coleta (TE01 a TE19).

No horto Aranha coletaram-se amostras de solo em uma estrada secundária situada no projeto XVIII. A declividade local é menor que 3%. A coleta contou com 7 amostras a cada 200 metros ao longo desta estrada. Procedeu-se a coleta igualmente a realizada no horto Santa Luzia, em três pontos na mesma seção transversal, ou seja, nas laterais e no eixo da via, na mesma profundidade (20 cm). As amostras foram identificadas como HA (horto Aranha) e numeradas conforme a ordem de coleta (HA01 a HA07). Estas amostras também foram consideradas como solos característicos do local.

Além dos solos locais coletados nas estradas dos hortos Santa Luzia e Aranha foram coletadas amostras de cascalho de duas jazidas utilizadas pela empresa para a manutenção e construção de sua rede viária florestal.

Essas jazidas localizam-se nos projetos XIV e XVII do HORTO Aranha. As amostras de cascalhos foram designadas como CA14 e CA17 para as cascalheiras dos projetos XIV e XVII, respectivamente. A Figura 2.2 apresenta os locais de coleta das amostras de solos e cascalhos nos hortos florestais.

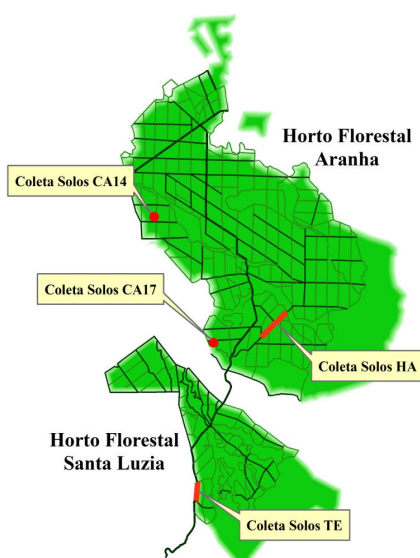


Figura 2.2. Locais de coleta das amostras de solos e cascalhos nos hortos florestais Aranha e Santa Luzia.

2.3.2 - Caracterização geotécnica dos solos

Foram realizados os ensaios de caracterização para obtenção de índices físicos e distribuição granulométrica dos solos, tendo em vista a classificação rodoviária TRB e de solos tropicais MCT nos solos finos dos horto Santa Luzia e Aranha e, TRB nos granulares (cascalhos) das jazidas utilizadas no horto Aranha.

As amostras de solo dos trechos rodoviários do HORTO Santa Luzia e do Aranha e das jazidas de cascalho do HORTO Aranha foram encaminhadas ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília - UnB, onde procederam-se os ensaios de caracterização dos solos.

2.3.2.1 - Preparação das amostras

As amostras de solos finos e cascalhos foram preparadas para os ensaios de caracterização conforme o método de ensaio DNER-ME 041 (DNER, 1994a), do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atualmente Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes - DNIT. As amostras foram colocadas em bandejas de madeira e secas ao ar por 72 horas. Ao final deste período de secagem ao ar, as amostras foram destorroadas e homogeneizadas no almofariz com auxílio da mão-de-geral revestida de borracha, peneiradas e separadas as porções de material necessárias para os ensaios, conforme suas normatizações. Obteveram-se, ainda, após estes procedimentos, a umidade higroscópica de cada amostra, secando-as por 24 horas em estufa digital a temperatura constante de 106,7°C. A Figura 2.3 apresenta a preparação das amostras.

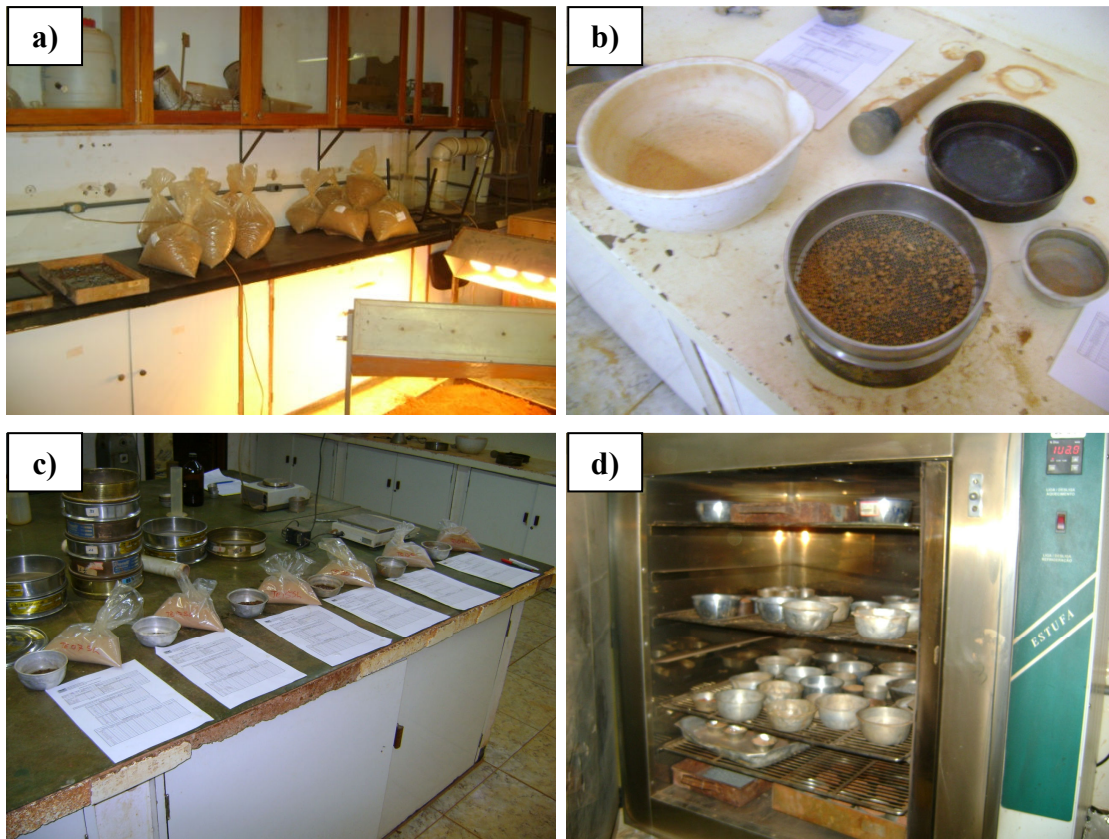


Figura 2.3. Preparação das amostras para os ensaios de caracterização: a) Armazenamento e secagem; b) Destorroamento e homogeneização dos solos; c) Separação das amostras para os respectivos ensaios; d) Umidade higroscópica.

2.3.2.2 - Massa específica dos grãos

Este índice foi determinado de acordo com o preconizado na Norma Técnica NBR 6508 (ABNT, 1984). As amostras foram peneiradas em malha de 2,00 mm (solos finos) e 4,80 mm (cascalhos). Foram utilizados dispersores elétricos para agitar as amostras de material com água destilada por 15 minutos. Após a dispersão, foram colocadas em picnômetros calibrados com capacidade para 500 ml e submetidas a 15 minutos em banho de água fervente, 15 minutos em bomba de vácuo e, 15 minutos novamente em banho, para a retirada de todo o ar dos solos no picnômetro. Após 24 horas, os picnômetros com solo e água foram pesados em balança de precisão de 0,01g e verificados as suas temperaturas com termômetros de mercúrio de 0,1°C. A massa específica dos grãos será a média de três determinações. A Figura 2.4 apresenta os equipamentos e procedimentos para a realização do ensaio de determinação da massa específica dos grãos.

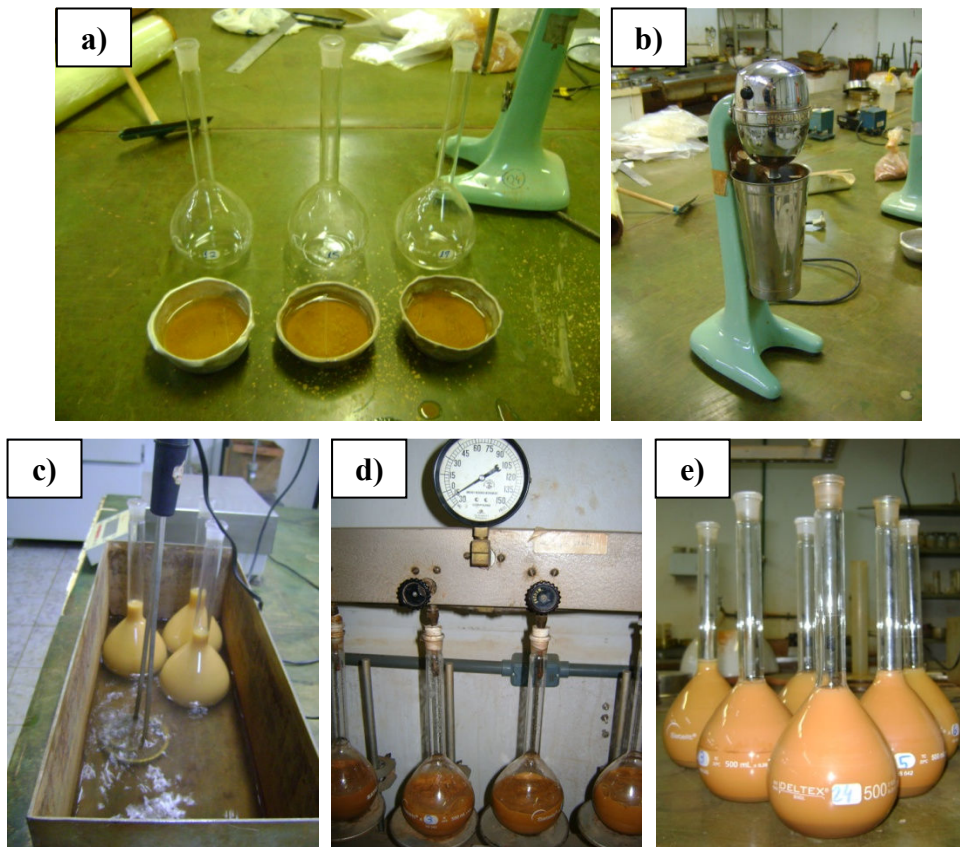


Figura 2.4. Ensaio para determinação da massa específica dos grãos: a) Picnômetros calibrados; b) Dispersão; c) Banho em água fervente; d) Bomba de vácuo; e) Picnômetros em repouso de 24 horas.

2.3.2.3 - Granulometria completa

Para conhecimento das diversas frações constituintes da fase sólida das amostras de solos e cascalhos (TEs, HAs e CAs) empregou-se os métodos propostos método de ensaio DNER-ME 051 (DNER, 1994b).

A granulometria completa consiste nos ensaios de peneiramento em seqüência de peneiras padronizada e no de sedimentação, utilizando provetas de vidro de 1 litro, previamente calibradas com água destilada, dispersores elétricos (dispersão por 15 minutos) e o defloculante hexametáfosfato de sódio (pH 8,0). Adotou-se a escala para subdivisão das faixas granulométrica preconizada na Norma Técnica da NBR 6502 (ABNT, 1995).

No peneiramento grosso foi utilizada a seguinte seqüência de peneiras, conforme suas aberturas (mm): 50, 38, 25, 19, 9,5, 4,8 e 2,0. O peneiramento fino é realizado na

seqüência de peneiras, conforme suas aberturas (mm): 1,2, 0,6, 0,42, 0,30, 0,15 e 0,075. A Figura 2.5 apresenta os equipamentos e procedimentos do ensaio de granulometria completa.

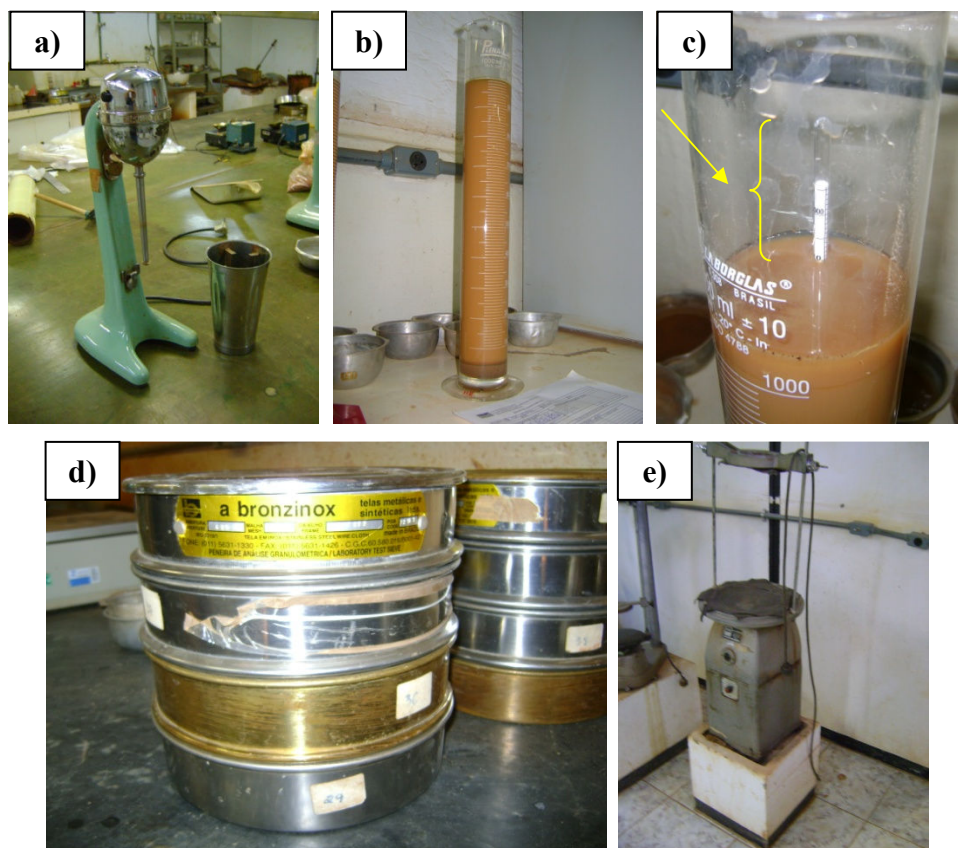


Figura 2.5. Ensaio de granulometria: a) Dispensador elétrico; b) Sedimentação em proveta calibrada; c) Detalhe do densímetro na proveta de sedimentação; d) Jogo de peneiras padronizadas; e) Agitador mecânico de peneiras (peneiramento grosso e fino).

Para verificar o efeito do defloculante no ensaio de sedimentação, foram sorteadas as amostras TE14 e HA03 de solos finos e realizados os ensaios de sedimentação com e sem a adição de hexametáfosfato de sódio.

2.3.2.4 - Limites de consistência

Também denominados por limites de Atterberg, tratam-se de umidades limites que o solo possui para se enquadrar no estado sólido, semi-sólido, plástico e líquido. O limite de liquidez (LL) foi determinado conforme o método de ensaio DNER-ME 122 (DNER, 1994c) e o limite de plasticidade (LP) de acordo com o método de ensaio ME-82 (DNER, 1994d).

No ensaio de limite de liquidez foi utilizado o aparelho de Casagrande elétrico, com contador de golpes mecanizado. A Figura 2.6 ilustra os equipamentos e procedimentos dos ensaios de limites de consistência.

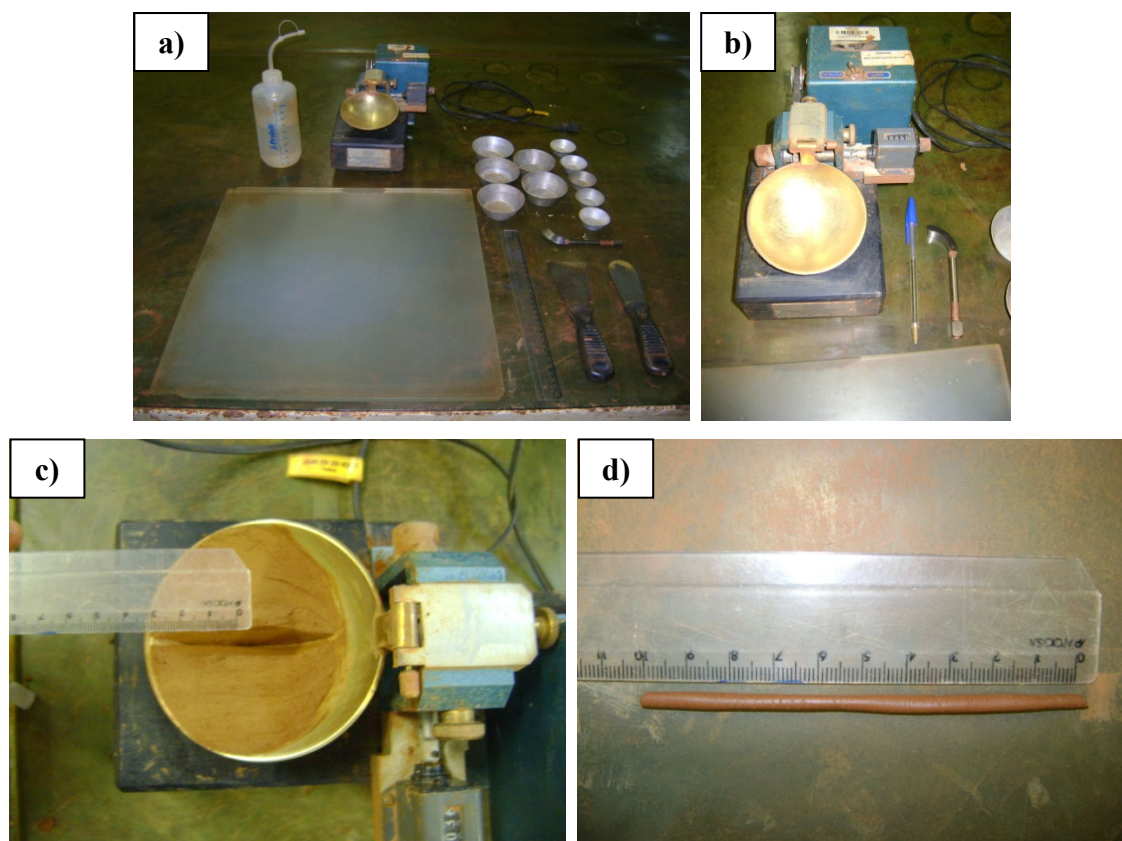


Figura 2.6. Ensaio de limites de consistência: a) Equipamentos e instrumentos necessários; b) Aparelho Casagrande elétrico; c) Ensaio de limite de liquidez; d) Ensaio de limite de plasticidade.

Os ensaios de limites de consistência não foram realizados para todas as amostras. Foram selecionadas 4 amostras de cada horto florestal. O critério de seleção baseou-se nas distribuições granulométricas das amostras, agrupadas conforme sua semelhança, em termos de porcentagem de partículas.

O agrupamento das amostras foi necessário para nortear a realização dos ensaios de limites de consistência, com intuito de se diminuir a quantidade de ensaios e extrapolar os seus resultados para cada grupo de amostras, gerando valores médios para cada local. Foram sorteadas três amostras, quando possível, para cada grupo do horto Santa Luzia e do horto Aranha, tomando-se como valores dos teores de umidade do limite de liquidez e de

plasticidade para cada grupo, a média dos resultados dos ensaios. Estes ensaios não foram realizados para as amostras de cascalho.

2.3.3 - Classificação dos solos

De posse dos resultados dos ensaios de granulometria e dos limites de consistência, procedeu-se o cálculo do índice de grupo (*IG*), conforme a equação (DAS, 2007):

$$IG = (F_{200} - 35)[0,02 + 0,005 (LL - 40)] + 0,01(F_{200} - 15)(IP - 10) \quad (2.2)$$

em que, F_{200} = percentagem que passa na peneira N° 200; LL = Limite de liquidez; IP = Índice de plasticidade.

Com os dados dos ensaios de granulometria e dos limites de consistência dos solos e do cálculo de *IG* foi realizada a classificação pelo sistema rodoviário TRB (*Transportation Research Board*), conforme apresentado na Tabela 2.3.

Tabela 2.3. Classificação dos solos segundo o sistema rodoviário americano TRB.

Determinação do Grupo TRB											
Classificação Geral	SOLOS GRANULARES (P200 < 35 %)						SOLOS SILTO-ARGILOSOS (P200 > 35%)				
	A-1		A-3	A-2			A-4	A-5	A-6	A-7	
Grupos	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				A-7-5
Subgrupos											A-7-6
P10	< 50	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
P40	< 30	< 50	> 50	-	-	-	-	-	-	-	-
P200	< 15	< 25	< 10	< 35	< 35	< 35	< 35	> 35	> 35	> 35	> 35
LL	-	-	-	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40	< 40	> 40
IP	< 6	< 6	NP	< 10	< 10	> 10	> 10	< 10	< 10	> 10	> 10
Índice de grupo (IG)	0	0	0	0	0	< 4	< 4	< 8	< 12	< 16	< 20
Tipos de material	Fragmentos de pedra, pedregulho e areia		Areia fina	Pedregulhos e areias siltosas ou argilosas				Solos siltosos		Solos argilosos	
Classificação como sub leito	Excelente a bom						Regular a mau				

Realizaram-se os ensaios de contração, embebição e penetração do método expedito para a classificação MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) conforme Nogami e Villibor (1995). Com os resultados dos ensaios foi realizada a identificação dos grupos MCT de acordo com a Tabela 2.4.

Tabela 2.4. Classificação geotécnica de solos segundo a metodologia MCT.

Determinação do Grupo MCT		
c'***	Penetração (mm)	Grupo MCT
< 0,5	< 3,0	LA
	3,1 a 3,9	NA
	$\geq 4,0$	NA / NS'*
0,6 a 0,9	< 2,0	LA - LA'*
	2,1 a 3,9	NA' - NS'*
	$\geq 4,0$	NS' - NA'*
1,0 a 1,3	< 2,0	LA'
	2,1 a 3,9	NA'
	$\geq 4,0$	NS'
1,4 a 1,7	< 2,0	LA' - LG'*
	2,1 a 3,9	NA' / NG' - NS'*
	$\geq 4,0$	NS' - NG'*
$\geq 1,8$	< 2,0	LG'
	2,1 a 3,9	NG'
	$\geq 4,0$	NG'

*Os símbolos “-“ e “/” significam opção equivalente e opção decrescente.

**Contração total das pastilhas (ct): ct de 0,1 a 0,5 mm, $c' = (\log_{10}ct + 1)/0,904$; ct > 0,6 mm, $c' = (\log_{10}ct + 0,7)/0,5$

Na Figura 2.7 são ilustrados os ensaios do método expedito. As amostras ensaiadas foram às mesmas selecionadas nos ensaios de limites de consistência.

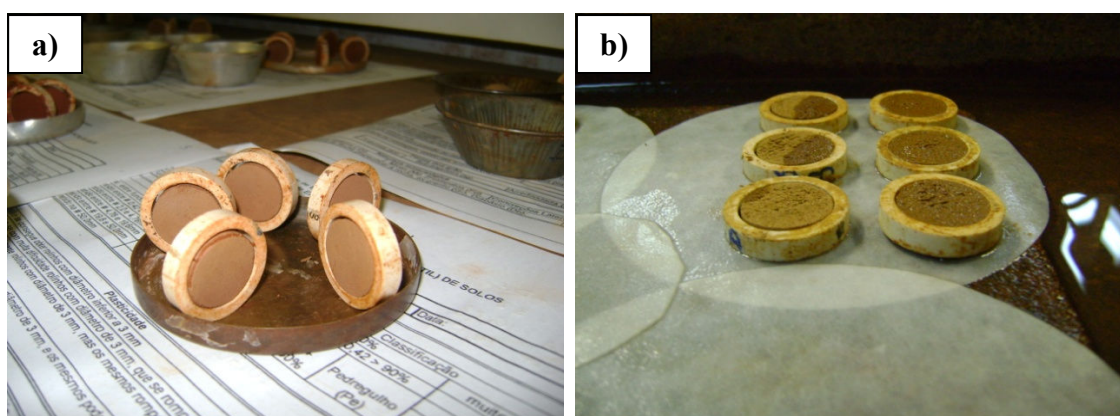


Figura 2.7. Ensaios do método expedito MCT: a) Ensaio de contração das pastilhas; b) Ensaio de embebição e penetração das pastilhas.

2.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

2.4.1 - Caracterização dos solos

Os resultados individuais de cada amostra foram apresentados na forma de tabelas e gráficos. Foram apresentados, também, os valores médios dos parâmetros avaliados para retratar as características gerais dos locais amostrados (trechos rodoviários).

Na Tabela 2.5 encontram-se ilustrados os valores de massa específica dos grãos para cada amostra de solo e cascalho. Quanto a massa específica dos grãos dos solos finos, as amostras provenientes do horto florestal Santa Luzia (TE), local do trecho experimental, apresentaram média de 2,69 g/cm³ e as do horto florestal Aranha (HA) de 2,73 g/cm³. Já as amostras de cascalho, apresentam a massa específica dos grãos média de 2,85 g/cm³.

Os resultados da análise granulométrica das amostras de solos finos e cascalhos, realizada por meio do peneiramento e sedimentação, encontram-se na Tabela 2.6.

Os resultados da análise granulométrica das amostras de solo TE mostraram uma predominância da fração areia fina, seguidas das frações de argila e silte, respectivamente. As exceções desta distribuição granulométrica foram encontradas nas amostras TE01 e TE08 com predominância da fração de argila, seguidas das frações de areia fina e silte, na amostra TE09, com predominância da fração de areia fina, seguidas das frações de argila e areia média, e nas amostras TE11 e TE12, com predominância de areia fina, e percentuais muito próximos de silte e argila.

Tabela 2.5. Valores de umidade higroscópica e massa específica dos grão das amostras de solo e cascalho.

Amostra	Localização		Umidade (%)	Massa Específica dos grãos (g/cm ³)
	Horto Florestal	Local		
TE01	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,73	2,69
TE02	Santa Luzia	Trecho Experimental	2,19	2,71
TE03	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,68	2,72
TE04	Santa Luzia	Trecho Experimental	2,75	2,69
TE05	Santa Luzia	Trecho Experimental	2,00	2,72
TE06	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,75	2,76
TE07	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,08	2,70
TE08	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,85	2,69
TE09	Santa Luzia	Trecho Experimental	2,12	2,69
TE10	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,45	2,71
TE11	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,41	2,68
TE12	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,12	2,68
TE13	Santa Luzia	Trecho Experimental	0,89	2,68
TE14	Santa Luzia	Trecho Experimental	0,73	2,67
TE15	Santa Luzia	Trecho Experimental	0,71	2,66
TE16	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,03	2,68
TE17	Santa Luzia	Trecho Experimental	1,05	2,62
TE18	Santa Luzia	Trecho Experimental	0,81	2,69
TE19	Santa Luzia	Trecho Experimental	0,90	2,68
HA01	Aranha	Proj. XVIII	2,57	2,75
HA02	Aranha	Proj. XVIII	2,74	2,77
HA03	Aranha	Proj. XVIII	2,11	2,73
HA04	Aranha	Proj. XVIII	1,82	2,70
HA05	Aranha	Proj. XVIII	3,69	2,73
HA06	Aranha	Proj. XVIII	2,70	2,67
HA07	Aranha	Proj. XVIII	2,93	2,73
CA14	Aranha	Proj. XIV	1,13	2,76*
CA17	Aranha	Proj. XVII	3,07	2,98*

*Massa específica dos grãos que passam na peneira de 4,8 mm. Nas demais amostras, a massa específica refere-se aos grãos que passam na peneira de 2,0 mm.

Com relação às amostras de solo HA, constatou-se a predominância da fração argila, seguidas das frações de areia fina e silte, com exceções para as amostras HA04, com predominância das frações de areia fina, argila e silte, respectivamente, e para as amostras HA01 e HA03, com frações semelhantes de areia fina e argila, seguidas pela fração silte.

Tabela 2.6. Distribuição granulométrica dos solos e cascalhos estudados, conforme limites estabelecidos na NBR 6502/95 (ABNT, 1995).

Amostra	Granulometria ABNT (%)							
	Pedregulho Grosso	Pedregulho médio	Pedregulho fino	Areia grossa	Areia média	Areia fina	Silte	Argila
TE01	0,0	0,1	2,9	2,2	7,9	35,2	11,4	40,2
TE02	0,0	1,3	3,7	3,2	10,6	43,1	15,9	22,2
TE03	0,0	0,2	2,1	2,6	11,7	49,4	9,4	24,7
TE04	0,0	0,3	2,3	2,8	15,0	38,7	14,2	26,8
TE05	0,0	1,7	5,7	3,7	11,4	46,5	14,8	16,2
TE06	0,0	2,1	7,0	4,1	10,2	51,3	9,4	15,9
TE07	0,0	0,7	5,4	3,6	10,4	43,2	12,1	24,5
TE08	0,0	0,3	3,6	3,4	11,0	31,4	16,6	33,6
TE09	0,0	0,5	2,8	4,5	14,3	36,9	9,8	31,2
TE10	0,0	0,2	3,5	3,4	13,1	48,6	12,5	18,6
TE11	0,0	0,9	4,8	3,3	10,8	51,5	15,4	13,4
TE12	0,0	0,7	4,9	2,9	7,9	59,8	12,2	11,6
TE13	0,0	0,4	3,5	3,8	8,4	54,3	12,3	17,2
TE14	0,0	0,3	3,7	5,8	10,8	51,1	10,5	17,8
TE15	0,0	0,5	3,5	2,5	6,7	54,4	12,7	19,7
TE16	0,0	0,1	2,7	4,8	6,2	48,4	17,5	20,3
TE17	1,3	0,8	3,4	3,0	6,8	54,3	13,0	17,3
TE18	0,0	3,0	5,4	3,8	7,8	47,9	11,2	20,9
TE19	0,0	3,5	8,8	7,6	7,3	39,4	10,7	22,7
HA01	0,0	0,2	2,6	3,0	4,7	33,5	18,1	37,9
HA02	0,0	0,6	4,6	3,7	5,2	22,2	9,9	54,0
HA03	0,0	1,7	8,6	5,4	6,4	30,9	12,8	34,3
HA04	0,0	0,7	6,3	4,2	9,3	39,6	11,5	28,4
HA05	0,0	0,9	4,2	5,2	10,1	25,3	15,9	38,4
HA06	0,0	2,0	3,1	3,9	5,9	32,5	13,4	39,1
HA07	0,0	0,3	1,5	3,0	6,8	21,6	10,4	56,4
CA14	19,0	35,5	20,7	4,7	2,2	7,6	2,0	8,4
CA17	10,8	27,7	27,5	5,7	2,4	9,0	6,9	10,0

No que diz respeito às amostras de cascalho, CA14 e CA17, verificam-se distribuições granulométricas semelhantes, com predominância da fração pedregulho médio, seguida das frações pedregulho fino, pedregulho grosso, argila e areia fina, respectivamente.

As curvas granulométricas dos solos e cascalhos analisados no presente trabalho podem ser visualizadas na Figura 2.8.

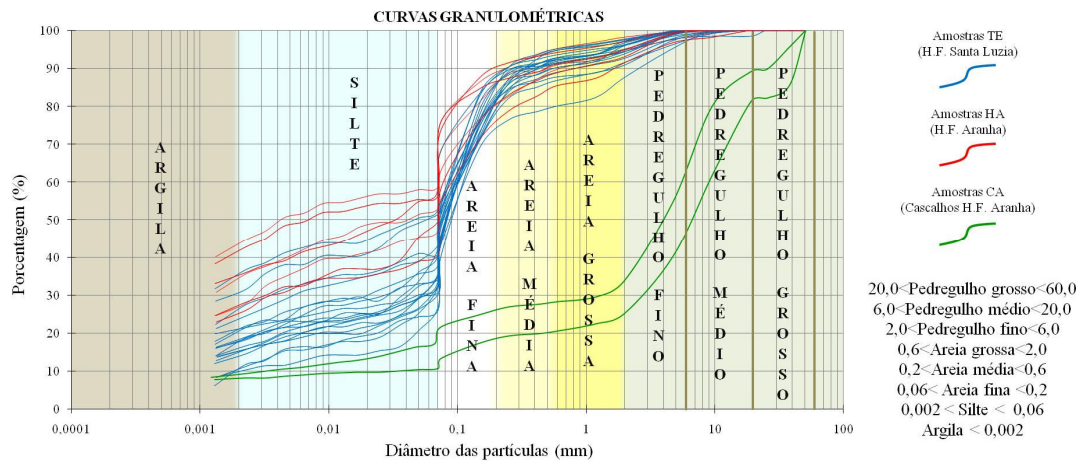


Figura 2.8. Curvas de distribuição granulométrica das amostras de solos e cascalhos; sedimentação realizada com defloculante hexametáfostato de sódio.

Notou-se com base nas curvas granulométricas dos solos, que as amostras do horto Aranha têm tendências a apresentar texturas mais argilosas e as do horto Santa Luzia mais arenosas, como já mencionado. Em campo, é possível notar que os solos do horto Aranha possuem coloração avermelhada, enquanto do horto Santa Luzia coloração amarelada.

Para a verificação do efeito do defloculante hexametáfostato de sódio nos ensaios de sedimentação da análise granulométrica, foram escolhidas aleatoriamente as amostras de solos TE14 e HA03. Nestas amostras, foram realizados os ensaios com e sem o defloculante.

Observou-se que o defloculante permitiu uma maior desagregação das partículas de silte e argila, ocasionando assim, numa melhor identificação destas no ensaio. Como este ensaio baseia-se na lei de Stokes, as partículas agregadas têm maior velocidade de sedimentação devido a sua maior dimensão. Sem defloculante, as partículas permanecem agregadas e, conseqüentemente, apresentando maiores dimensões, como se o agregado fosse a partícula. Na Figura 2.9 são apresentadas as curvas granulométricas das amostras com e sem o defloculante.

Com base na granulometria dos solos, as amostras foram agrupadas levando em conta os percentuais de areia fina e argila, notadamente por representarem as frações mais significativas.

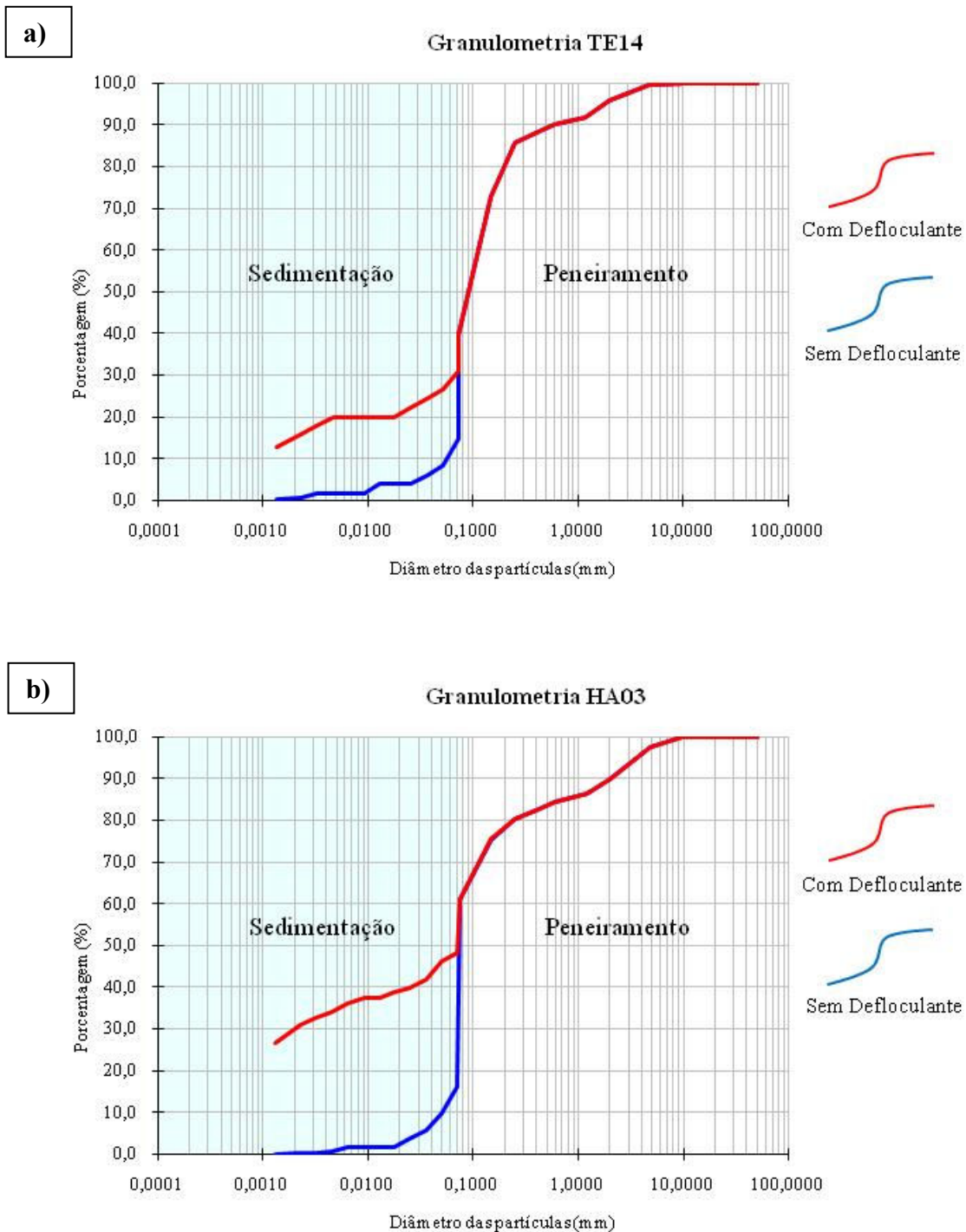


Figura 2.9. Ensaio de sedimentação com e sem a utilização do defloculante: a) curvas granulométricas da amostra TE14; b) curvas granulométricas da amostra HA03.

As amostras que apresentaram maior quantidade da fração areia fina em relação à argila foram enquadradas num grupo. As amostras que apresentavam maior quantidade de argila em relação à areia fina foram enquadradas em outro grupo. Dessa forma, para cada horto florestal, foram criados os grupos “arenosos” e os “argilosos”.

Para o horto Santa Luzia, 17 amostras enquadraram-se no grupo “areia fina”, sendo 3 sorteadas para os ensaios de limites de consistência, e 2 amostras enquadraram-se no grupo “argila”, sendo ambas submetidas a esses ensaios. No horto Aranha, apenas uma amostra enquadrou-se no grupo “areia fina”, sendo esta e submetida aos ensaios para determinação dos limites de consistência. O restante das amostras (6) enquadraram-se no grupo “argila” e 3 foram sorteadas para serem ensaiadas. Os grupos de cada horto florestal e suas respectivas amostras, além das selecionadas para os ensaios de consistência, podem ser visualizadas na Tabela 2.7.

Tabela 2.7. Agrupamento das amostras nos hortos florestais.

Horto Florestal	Grupo (partícula em maior quantidade)	
	Areia Fina	Argila
Santa Luzia	TE02	TE01*
	TE03	TE08*
	TE04*	
	TE05	
	TE06	
	TE07	
	TE09*	
	TE10	
	TE11	
	TE12	
	TE13	
	TE14*	
	TE15	
	TE16	
	TE17	
	TE18	
	TE19	
Aranha	HA04*	HA01
		HA02
		HA03*
		HA05*
		HA06
		HA07*

*Amostras selecionadas para os ensaios de limites de consistência

Na Tabela 2.8 são apresentados os resultados dos ensaios de limites de consistência para as amostras selecionadas em cada grupo. Os valores médios das amostras foram extrapoladas para os grupos e hortos florestais, respectivamente.

Com base nos valores obtidos nos ensaios de limites de consistência, notou-se que as umidades dos limites de liquidez e plasticidade são maiores no horto Aranha em relação ao hf. Santa Luzia, independente do agrupamento das amostras, o que demonstra características mais argilosas dos solos do horto Aranha.

Tabela 2.8. Agrupamento das amostras conforme as partículas de argila e areia fina e resultados dos ensaios de limites de consistência (LL=Límite de Liquidez; LP=Límite de Plasticidade; e IP=Índice de Plasticidade).

Horto Florestal	Grupo	Amostra	Valores/Amostra			Valores Médios/Grupo			Valores Médios/Horto Florestal		
			LL (%)	LP (%)	IP (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LL (%)	LP (%)	IP (%)
Santa Luzia	Areia Fina	TE04	24,4	18,5	5,9	23,2	18,2	4,9	25,7	18,6	7,0
		TE09	25,7	17,9	7,8						
		TE14	19,4	18,3	1,1						
	Argila	TE01	31,0	19,4	11,6	28,2	19,1	9,2			
		TE08	25,4	18,7	6,7						
	Aranha	Areia Fina	HA04	31,2	21,0	10,2	31,2	21,0	10,2	33,8	22,9
HA03			35,7	21,9	13,8						
Argila		HA05	35,2	24,0	11,2	36,3	24,7	11,6			
		HA07	38,1	28,3	9,8						

2.4.2 - Classificação dos solos

Após a obtenção dos valores dos limites de consistência e índices plasticidade procedeu-se ao cálculo do índice de grupo para as mesmas amostras selecionadas, considerando-se os valores médios por grupo e os respectivos hortos florestais. O índice de grupo é utilizado na classificação de solos TRB. Os valores deste índice para os materiais analisados podem ser visualizados na Tabela 2.9.

Com base no mesmo agrupamento proposto e apresentado na Tabela 2.10 foram realizados os ensaios para a classificação expedita pela. Na Tabela 3.6 encontram-se apresentados os resultados desses ensaios.

Tabela 2.9. Resultados do cálculo do Índice de Grupo para as amostras selecionadas (grupos e hortos florestais) conforme ensaios dos limites de consistência (LL=Límite de Liquidez; IP=Índice de Plasticidade; F_{200} =Porcentagem que passa na peneira nº 200; e IG =Índice de Grupo).

Horto Florestal	Grupo	Amostra	LL (%)	IP (%)	F_{200}	IG	Valor	Valor Médio/Horto
							Médio/Grupo	Florestal
							IG	IG
Santa Luzia	Areia Fina	TE04	24,4	5,9	51,2	0		
		TE09	25,7	7,8	52,7	1	0	
		TE14	19,4	1,1	39,8	0		2
	Argila	TE01	31,0	11,6	67,8	6	3	
		TE08	25,4	6,7	51,9	1		
Aranha	Areia Fina	HA04	31,2	10,2	58,1	4	4	
	Argila	HA03	35,7	13,8	61,0	6		5
		HA05	35,2	11,2	62,7	5	6	
		HA07	38,1	9,8	75,5	8		

Tabela 2.10. Resultado dos ensaios da metodologia MCT Expedita (Para contração total (ct) entre 0,1 e 0,5 mm, $c' = (\log_{10}ct + 1)/0,904$; Para contração total (ct) > 0,6 mm, $c' = (\log_{10}ct + 0,7)/0,5$).

Horto Florestal	Grupo	Amostra	Valores/Amostra		Valores Médios/Grupo		Valores Médios/Horto Florestal	
			c' (mm)	Penetração (mm)	c' (mm)	Penetração (mm)	c' (mm)	Penetração (mm)
Santa Luzia	Areia Fina	TE04	0,86	0,5				
		TE09	1,58	1,00	0,97	1,72		
		TE14	0,48	3,67			1,12	1,24
	Argila	TE01	1,53	0,50	1,27	0,75		
		TE08	1,01	1,00				
Aranha	Areia Fina	HA04	1,36	0,00	1,36	0,00		
	Argila	HA03	1,53	0,00			1,61	0,00
		HA05	1,72	0,00	1,61	0,00		
		HA07	1,57	0,00				

Utilizando-se os valores da distribuição granulométrica e limites de consistência das amostras selecionadas em cada grupo os solos puderam ser classificados segundo a classificação rodoviária TRB. Com base nos resultados obtidos nos ensaios do método expedito, as amostras selecionadas foram classificadas segundo a metodologia para solos tropicais MCT. Os resultados para ambas as classificações foram extrapoladas para cada grupo e horto florestal. Vale ressaltar que, a amostra TE 14 apresenta comportamento discrepante em relação aos valores de limites de consistência, penetração e coeficiente de contração (c'), e, embora não tenha afetado os resultados, poderia ser descartada da análise

ou selecionada outra amostra para a verificação do seu comportamento. A Tabela 2.11 apresenta a classificação TRB e MCT dos solos.

Tabela 2.11. Classificação TRB e MCT dos solos por amostra, grupo e horto florestal.

Horto Florestal	Grupo	Amostra	Classificação/ Amostras		Classificação/ Grupo		Classificação/Horto Florestal	
			TRB	MCT	TRB	MCT	TRB	MCT
Santa Luzia	Areia Fina	TE04	A-4 (0)	LA - LA'				
		TE09	A-4 (1)	LA' - LG'	A-4 (0)	LA - LA'		
		TE14	A-4 (0)	NA			A-4 (2)	LA'
	Argila	TE01	A-6 (6)	LA' - LG'	A-4 (3)	LA'		
		TE08	A-4 (1)	LA'				
	Aranha	Areia Fina	HA04	A-6 (4)	LA' - LG'	A-6 (4)	LA' - LG'	
HA03			A-6 (6)	LA' - LG'				
Argila		HA05	A-6 (5)	LA' - LG'	A-6 (6)	LA' - LG'	A-6 (5)	LA' - LG'
		HA07	A-4 (8)	LA' - LG'				

A classificação dos solos foi baseada nos resultados por horto florestal. Assim, os solos do horto florestal Santa Luzia foram considerados como A-4 (2) e LA' (arenoso laterítico) segundo as classificações TRB e MCT, respectivamente. Os solos do horto Aranha foram classificados como A-6 (5) e LA' - LG' (arenoso laterítico ou argiloso laterítico). Ambos, segundo a classificação TRB, são materiais de comportamento “Regular a ruim” para subleitos rodoviários.

Vale destacar que, os solos classificados como LA' e LG' segundo a metodologia MCT, podem apresentar bons comportamentos como base, sub-base, reforço de subleito e revestimentos primários, quando compactados. Esses solos apresentam baixa expansão e contração (NOGAMI; VILLIBOR, 1981), propriedades essas de grande importância para construção de estradas.

A classificação das amostras de cascalho baseou-se nos resultado da análise granulométrica, enquadrando-se, apenas, na classificação rodoviária TRB. A classificação TRB das amostras de cascalho é apresentada na Tabela 2.11.

Tabela 2.12. Classificação TRB das amostras de cascalho, provenientes do horto florestal Aranha.

Amostra	Peneira (porcentagem que passa)			TRB
	nº 10	nº 40	nº 200	
CA14	25,25	19,80	13,26	A-1-a
CA17	33,93	27,54	21,54	A-1-b

As amostras de cascalho, CA14 e CA17, segundo a classificação TRB, enquadram-se na classe “Excelente a bom” como materiais de subleitos rodoviários.

2.5 - CONCLUSÃO

O horto Santa Luzia apresentou solos com características arenosas, onde a fração encontrada em maior quantidade foi a de areia fina, seguida da fração argila. Os Solos do horto Aranha possuem características argilosas, com a fração argila em maior quantidade, seguida da fração areia fina.

Os solos do horto Santa Luzia apresentaram menores valores de limites de liquidez, limites de plasticidade e índices de plasticidade comparados com os solos do horto Aranha.

Quanto à classificação rodoviária TRB e MCT, os solos do horto Santa Luzia classificam-se como A-4 (2) e LA’, respectivamente. Os solos do horto Aranha classificam-se como A-6 (5) e LA’- LG’.

As amostras de cascalho CA14 e CA17 foram classificadas segundo a classificação TRB como A-1-a e A-1-b, respectivamente.

Com base na classificação TRB, as amostras de solos TE e HA, enquadram-se na classe “Regular a ruim”, como material de subleitos, enquanto que, as amostras de cascalho, CA, classificam-se como “Excelente a bom”.

REFERENCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6502:** Rochas e solos. Rio de Janeiro, 1995. 18 p.

BADILLO, E.J; RODRIGUEZ. **Mecânica de solos:** Tomo I: fundamentos de la mecánica de suelos. 3.ed. México: Limusa, S.A., 1978. 3 v.

BALEATO, M. T; AMORENA, L.S. **Estabilizacion de suelos:** suelo/cemento. Barcelona, Espanha: Editores Técnicos Associados, S.A, 1968. 152 p.

BERBERIAN, D. **Sistemas de classificação dos solos.** Brasília: COPPE/UnB, 1971. 182 p.

BUENO, B.S; VILAR, O.M. **Mecânica dos solos.** Viçosa: Universidade de Viçosa, 1980. 131p.

CAPUTO,H.P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** 5.ed. rev. e ampliada. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1975. 242p.

CARVALHO, J.B.Q. **Fundamentos da mecânica dos solos.** 2.ed. Campina Grande, Paraíba: Marcone, 2004. 310p.

DAS, B.M. **Fundamentos da engenharia geotécnica.** 6.ed. Tradução de All Tasks. São Paulo: Thonson Learning, 2007. 561 p. Título original: Principles of geotechnical engineering.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM -DNER. **DNER-ME 041/94:** Solos: preparação de amostras para ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1994a. 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM -DNER. **ME 051:** Solos: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1994b. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM -DNER. **ME 122:** Solos: determinação do limite de liquidez: método de referência e método expedito. Rio de Janeiro, 1994c. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM –DNER. **ME 082:** Solos: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1994d. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Pavimentação.** 3.ed. Rio de Janeiro, 2006. 274 p. d

HOGENTOGLER, C.A. **Engineering properties of soil.** New York, USA: McGraw-Hill Book Company, 1937. 434 p.

HOUGH, B.K. **Basic soils engineering**. 2.ed. New York: The Ronald Press Company, 1969. 634p.

MACHADO, C.C.; MAILINOVSKI, J.R. **Rede viária florestal**. Curitiba: UFPR – Fundação de pesquisas florestais do Paraná. 1986. 157 p.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Vilibor, 1995. 213 p.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. In.: **Simpósio brasileiro de solos tropicais em engenharia**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1981. p30-41.

OLIVEIRA, A.M.S.; BRITO, S.N.A. (Ed.). **Geologia de engenharia**. São Paulo: Associação Brasileira de Geologia de Engenharia, 1998. 587p.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. São Paulo, SP: Oficinas de Textos, 2000. 247 p.

RENEDO, V.S.G. **Dinámica y mecánica de suelos**. Madrid: Ediciones Agrotécnicas, S.L, 1996. 426p.

ROSENAK, S. **Soil mechanics**. London: B.T. Batsford LTD, 1963. 190p.

SCOTT, R.F; SCHOUSTRA, J.J. **Soil: mechanics and engineering**. EUA: McGraw-Hill, 1968. 314p.

SCOTT, R. F; SCHOUSTRA, J. J. **Soil: Mechanics and engineering**. New york: McGraw-Hill, 1968. 314 p.

SOWERS, G.B; SOWERS, G.F. **Introducción a la mecánica de suelos y cimentaciones**. México: Limusa-Wiley, S.A., 1972. 677p.

SPANGLER, M.G. **Soil engineering**. 2.ed. Scranton, Pennsylvania, EUA: International Textbook Company, 1966, 483p.

TERZAGHI, K; PECK, R.B. **Mecânica dos solos na prática da engenharia**. Traduzido por Antônio José da Costa Nunes e Maria de Lourdes Campo Campelo. Rio de Janeiro: SEDEGRA, 1962. 659p.

TSYTOVICH. N.A. **Soil mechanics**. Moscou, Russia: Mir Publishers, 1976. 293 p. Traduzido para inglês por V. Afanasyev

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

3 - ESTABILIZAÇÃO MECÂNICA DE SOLOS DA REGIÃO DE NIQUELÂNDIA-GO COM VISTAS AO EMPREGO EM ESTRADAS FLORESTAIS

3.1 - INTRODUÇÃO

O solo natural é um material complexo e variável. No entanto, devido à sua disponibilidade universal e seu baixo custo de aquisição oferece grandes oportunidades para o uso habilidoso como um material de engenharia. Porém, o solo, em alguma localidade em particular é inadequado, total ou parcialmente, às exigências do engenheiro de construção (INGLES e METCALF, 1972).

Para possibilitar o uso de alguns tipos de solo como base de uma estrada, ele deve ser estabilizado. Ou seja, ele deve ser melhorado para que possa suportar o tráfego mesmo em condições desfavoráveis de umedecimento ou secagem. Esta melhoria pode ser realizada, por exemplo, pelos métodos de compactação e alteração da distribuição do tamanho de partícula (SESSIONS; HEINRICH, 1993).

Do ponto de vista rodoviário, a estabilização do solo é o processo de concessão de resistência à abrasão e ao cisalhamento de solos naturais para suportar o tráfego padrão, mesmo sob condições climáticas severas. Nem todas as estradas necessitam de estabilização, entretanto, toda estrada florestal, geralmente, possui trechos que deveriam ter esse tratamento especial. Estes trechos podem bloquear o tráfego, mesmo quando o restante da rede viária florestal apresenta-se em boas condições (FORBES, 1955).

Na estabilização mecânica, como os métodos mencionados, as melhorias no comportamento mecânico do solo ocorre no seu sistema trifásico (TRINDADE et al., 2008).

3.2 - REVISÃO DE LITERATURA

3.2.1 - Estabilização mecânica

Segundo Kézdi e Tétháti (1988), o processo puramente mecânico de alcançar e conservar maior força a qualquer estrutura de terra através da compactação e mistura de certos solos, sem implicar na utilização de outros aditivos, é conhecida como a estabilização mecânica. As melhorias introduzidas no comportamento mecânico do solo originam-se no seu sistema trifásico (TRINDADE et al., 2008).

3.2.1.1 - Compactação do solo

A estabilização mecânica através da compactação é entendida como a ação mecânica imposta ao solo quando submetido a um esforço de compressão provocando a redução do seu índice de vazios, decorrente da expulsão de ar contido em seu meio (TRINDADE, 2008).

No processo de compactação do solo as partículas são forçadas a agruparem-se mais estreitamente (ROAD RESEARCH LABORATORY, 1951), aumentando a densidade de um solo pelo acúmulo das partículas, reduzindo o seu volume de ar e permanecendo inalterado o seu volume de água (CRAIG, 1980). Pressupõe que a redução do volume de vazios do solo relaciona-se com um ganho de resistência mecânica (LIMA et al., 1993).

Os fatores mais influentes no processo de compactação de um solo são o tipo de material, a natureza do esforço de compactação, a energia de compactação aplicada, a umidade da compactação e a espessura da camada a ser compactada (TRINDADE et al., 2008).

Em 1933, Ralph Proctor divulgou o método de controle de compactação, baseado em métodos de construções de barragens de terra compactada. Este método menciona que a densidade com que o solo é compactado, sob uma determinada energia de compactação, depende do teor de umidade do solo no momento da compactação (VARGAS, 1977).

No procedimento realizado por Proctor, tomando-se uma massa de solo úmido P_h , dado certo volume inicial num cilindro, e aplicando certo número n de golpes a uma altura

de queda H , de um soquete de peso P , resulta em um certo volume V após a compactação, esta chama-se energia de compactação ou esforço e compactação. Desta maneira, o solo estando a uma umidade $h\%$, resulta após a compactação, em um peso específico aparente úmido (γ_h) e um peso específico aparente seco (γ_s) (DNIT, 2006).

Quanto aos modelos estruturais aplicados aos solos finos, Lambe (1958) sugeriu que, para baixos teores de umidade, não se pode desenvolver completamente a sua dupla camada, ocasionando redução nas forças repulsivas interpartículas e, conseqüentemente, levando à flocculação dos colóides presentes no sistema solo. O aumento no teor de água no solo produz acréscimo na espessura da dupla camada e, em conseqüência, nas forças repulsivas interpartículas, incorrendo em um sistema de menor grau de flocculação e levando a um arranjo de maior densidade. Posterior acréscimo no teor de umidade, já no ramo úmido da curva de compactação, resulta em expansão da dupla camada e, portanto, em redução das forças atrativas entre partículas do solo. Neste caso, mesmo ocorrendo melhor arranjo das partículas, a densidade é menor em razão do efeito diluente da água na concentração das partículas de solo por unidade de volume. Ferreira (1985), abordando a forma das curvas de compactação dos solos, relatou que: (i) a abertura da curva aumenta com a finura e a diminuição do coeficiente de uniformidade do solo; (ii) o peso específico aparente seco máximo aumenta com o diâmetro máximo das partículas do solo, para granulometrias mais extensas e próximas daquelas recomendadas; (iii) o teor ótimo de umidade aumenta com a finura do solo; e (iv) o aumento na energia de compactação produz aumentos no peso específico seco máximo, diminui o teor ótimo de umidade e a abertura da curva de compactação.

Como já foi referido, quanto maior for a energia empregada para compactar um solo, tanto maior será a densidade atingida, porém, a umidade ótima para obter tal densidade deverá ser mais baixa. Este fenômeno, segundo Vargas (1977), pode ser explicado da seguinte forma: quanto maior for o esforço aplicado, tanto mais próximos uns dos outros ficarão os grãos do solo. Porém, com pequenas umidades, aparecerá um atrito grão a grão, que dificultará o esforço de compactação, levando a menores densidades.

Segundo Das (1983), o aumento do conteúdo de matéria orgânica no solo tende a diminuir o peso específico aparente seco máximo e aumentar a compressibilidade do solo. Estudos mostraram que quando o conteúdo orgânico de um dado solo é mais do que 10 %,

o peso específico aparente seco máximo de compactação decresce consideravelmente e que a umidade ótima aumenta com o aumento do conteúdo orgânico no solo. Por outro lado, segundo Baver (1972), o acréscimo do teor de matéria orgânica no solo, favorece a formação de grandes agregados estáveis, conferindo ao solo maior porosidade total. O autor, também, verificou que há um efeito direto da matéria orgânica na densidade do solo, resultante de sua simples presença, e um efeito indireto, resultante do fato de essa matéria orgânica modificar a estrutura do solo.

O ensaio de compactação foi padronizado pela associação dos departamentos rodoviários americanos AASHO (American Association of State Highway Officials) e chamado de “Proctor Standard”. Com equipamentos modernos, é possível a utilização de pesos maiores permitindo obter densidades mais altas. A ampliação dos equipamentos levou a modificação do método, hoje conhecido como “Proctor Modificado” (VARGAS, 1977).

- Alguns princípios básicos regem a compactação dos solos (SOUZA, 1980):
- A massa específica aparente seca (γ_s) após a compactação depende da natureza do solo, de sua granulométrica e da massa específica (γ_g) dos grãos;
- Variando o teor de umidade para um dado solo e esforço de compactação, pode se traçar uma curva de compactação. Existe um teor de umidade chamado umidade ótima (wot) correspondendo a uma massa específica máxima (γ_s máx);
- Quanto maior for a energia de compactação, tanto maior será γ_s máxima e tanto menor será wot;
- Para um solo e para um dado teor de umidade h, quanto maior for o esforço de compactação, tanto maior será o γ_s obtido;
- A “linha de ótimos” é o lugar geométrico dos vértices das curvas obtidas com diferentes esforços de compactação, sendo que ela separa os ramos secos e úmidos das curvas de compactação; e

- A massa específica seca máxima varia linearmente com o logaritmo do esforço de compactação.

Segundo Baptista (1978), alguns fatores como natureza do solo e sua compactabilidade, natureza do esforço de compactação e teor de umidade para qual o solo é compactado e, aliado a estes fatores, temperatura do solo, manipulação do solo e cura também exercem influência na compactação.

Os solos quando bem compactados em um teor de umidade ótimo, possuem propriedades de capacidade de suporte de cargas satisfatório, porém se tornam instáveis quando seu teor de umidade é alterado.

3.2.1.2 - Estabilização granulométrica

Para Ingles e Metcalf (1972), freqüentemente um depósito natural é deficiente de alguma forma ou uma certa graduação que tenha uma alta densidade não existe. Assim, a estabilização mecânica é usada para corrigir a deficiência, por exemplo, por adição de finos plásticos para uma coesão de material granular ou vice-versa.

A estabilização mecânica através da correção granulométrica consiste no emprego de um material ou na mistura de dois ou mais materiais que se enquadrem dentro de determinada especificação (BAPTISTA, 1978). Segundo o DNIT (2006), as bases e sub-bases rodoviárias são camadas flexíveis constituídas por solos, britas de rochas, de escórias de alto forno, ou ainda, pela mistura desses materiais.

Para Forbes (1955), uma mistura de solos estabilizada granulometricamente tem três constituintes principais: um agregado grosseiro bem graduado; um agregado fino, como areia, e; um aglutinante de argila para assegurar a coesão.

Segundo o DNIT (2006), a estabilização granulométrica do ponto de vista rodoviário, consiste em camadas executadas pela compactação de um material ou mistura de matérias que apresentem padrões granulométricos apropriados e índices geotécnicos específicos. Estes materiais, quando naturais, devem sofrer um beneficiamento prévio afim de alcançar o enquadramento nas especificações.

A estabilização granulométrica deve corrigir a granulometria e plasticidade, sendo necessária a composição artificial do solo estabilizado, conferindo-lhe, proporcionamento adequado das frações do solo e sua mistura, obtendo uma granulometria final desejada (VARGAS, 1977).

Conforme Baptista (1978), a estabilização granulométrica consiste na utilização de um material ou mistura de dois ou mais materiais enquadrados ao final da estabilização, dentro de uma determinada especificação. Ele destaca que a estabilização granulométrica de um solo visa obter determinadas condições granulométricas, limites físicos e limites de resistência apropriados. A mistura de materiais é necessária quando um determinado solo não satisfaça estas condições.

O objetivo deste capítulo é realizar a estabilização mecânica de solos, através da compactação de solos finos e cascalhos e, da correção granulométrica, com a mistura de solos fino e de cascalho, onde serão verificados seus comportamentos quanto à resistência mecânica e capacidade de suporte.

3.3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.3.1 - Solos

Foram utilizados solos finos característicos de um trecho da estrada principal no horto florestal Santa Luzia e, solo granulares provenientes de jazidas situadas nos projetos XIV e XVII do horto florestal Aranha. Os solos finos foram denominados como TE (trecho experimental) e os solos granulares como CA14 (proj. XIV) e CA17 (proj. XVII).

Os solos TE classificam-se como A-4 (2), segundo o sistema rodoviário americano TRB (*Transportation Research Board*). Conforme a proposição brasileira MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), típica para solos de regiões tropicais, esses solos classificam-se como LA' (arenoso laterítico).

Os solos granulares, CA14 e CA17 foram classificados segundo a classificação rodoviária TRB como A-1-a e A-1-b, respectivamente.

As amostras de solos finos (TE) provenientes do HORTO Santa Luzia e de solos granulares do HORTO Aranha foram encaminhadas ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília - UnB, onde procederam-se os estudos de estabilização mecânica de solos.

3.3.2 - Estabilização do solo (TE)

3.3.2.1 - Compactação

As determinações, em laboratório, dos parâmetros peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}) das amostras de solo TE foram realizadas de acordo com o método “AASHTO Standard”, conhecido como método de Proctor, preconizado pelo método de ensaio DNER-ME 129 (DNER, 1994a) do Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atualmente Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes - DNIT. Foram compactados cinco corpos-de-prova em diferentes umidades para se obter a curva de compactação. A umidade variou, crescentemente, em 2% entre os corpos-de-prova, sendo que no primeiro ponto, a umidade foi de 5% abaixo da ótima presumível para o sol. Empregaram-se as energias de compactação *normal*, *intermediária* e *modificada* para o solo TE.

O solo TE, após secagem prévia ao ar até atingir a umidade higroscópica, foi homogeneizado e passado em peneira com abertura de 4,80 mm. O solo que passou integralmente nessa peneira foi o utilizado no ensaio de compactação.

Para os ensaios de compactação nas energias *normal*, *intermediária* e *modificada* foi utilizado o cilindro Proctor com dimensões aproximadas de 10 cm de diâmetro e 12,7 cm de altura. Para o ensaio na energia de compactação *normal* utilizou-se o soquete de 2,500 kg (pequeno) caindo de uma altura de 30,5 cm. Nas demais energias empregou-se o soquete de 4,536 kg (grande) caindo de uma altura de 45,72 cm. Na Figura 3.1 são apresentados equipamentos e procedimentos do ensaio de compactação.

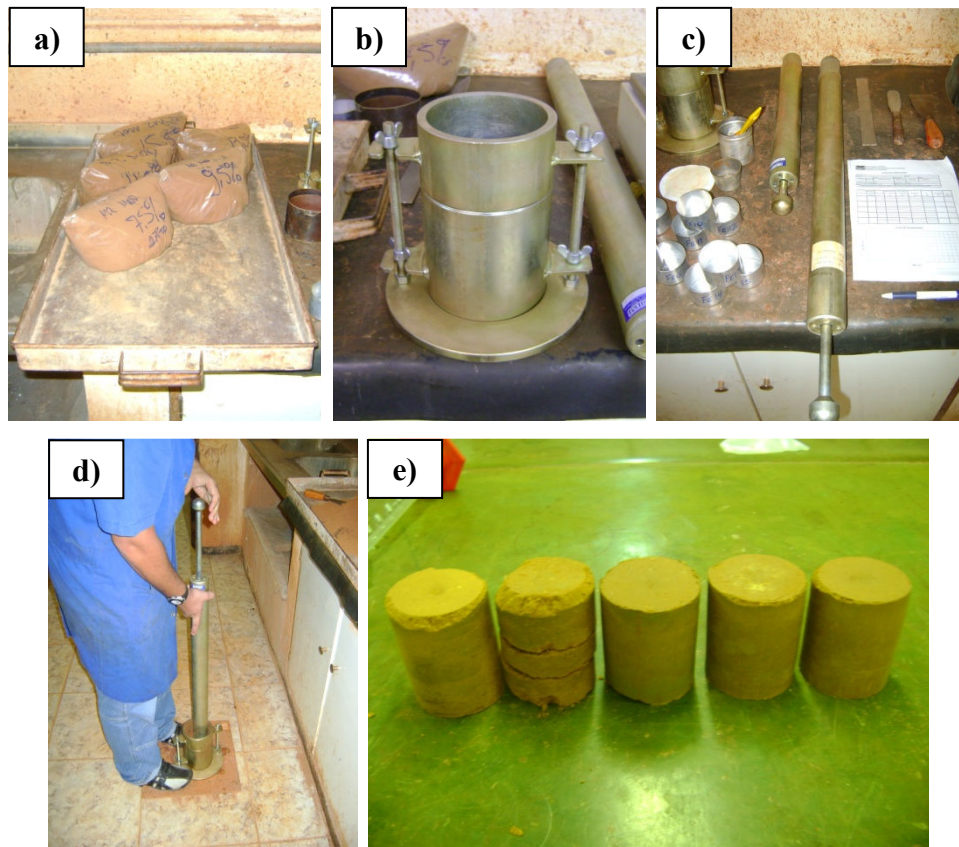


Figura 3.1. Ensaio de compactação: a) Pontos com diferentes umidades; b) Cilindro Proctor; c) Soquetes de compactação (pequeno e grande, da esquerda para a direita); d) Compactação dos corpos-de-prova; e) Corpos-de-prova compactados.

3.3.2.2 - Avaliação da resistência mecânica

Para a avaliação da resistência mecânica, foi utilizado o ensaio de resistência à compressão não confinada (RCNC). Para tanto, os seguintes procedimentos foram realizados:

- Umidade de Moldagem: para a moldagem dos corpos-de-prova a quantidade de água adicionada às misturas foi suficiente para levar as amostras aos valores de umidade ótimos (Wot), preliminarmente determinados nos ensaios de compactação, considerando-se as energias de compactação *normal*, *intermediária* e *modificada*. A variação permitida de umidade ótima para a moldagem foi de +/- 0,5% em relação à umidade ótima nos ensaios de compactação das misturas;
- Moldagem dos Corpos-de-Prova: para cada energia de compactação, foram moldados três corpos-de-prova em cilindros de 5 cm de diâmetro. A altura final dos

corpos-de-prova, moldados em três camadas internas, foi de 10 cm +/- 0,05 cm. Os corpos-de-prova foram moldados por meio da compactação estática em prensa elétrica. O grau de compactação admitido foi de 100% +/-0,3%; e

➤ Determinação do valor de RCNC: os corpos-de-prova foram rompidos em triplicada, em uma prensa de compressão simples, a uma velocidade constante de 1,143 mm/min, utilizando anel dinamométrico de 10 kN. O valor de RCNC foi calculado com base na média das três determinações. As leituras foram feitas até a ocorrência da ruptura.

Com os dados obtidos, foram feitos os cálculos da força (kPa) aplicada e da deformação medida (%) e determinadas as curvas de tensão de compressão versus deformação axial para cada energia de compactação. A Figura 3.2 apresenta parte dos procedimentos e equipamentos utilizados no ensaio de compressão simples.

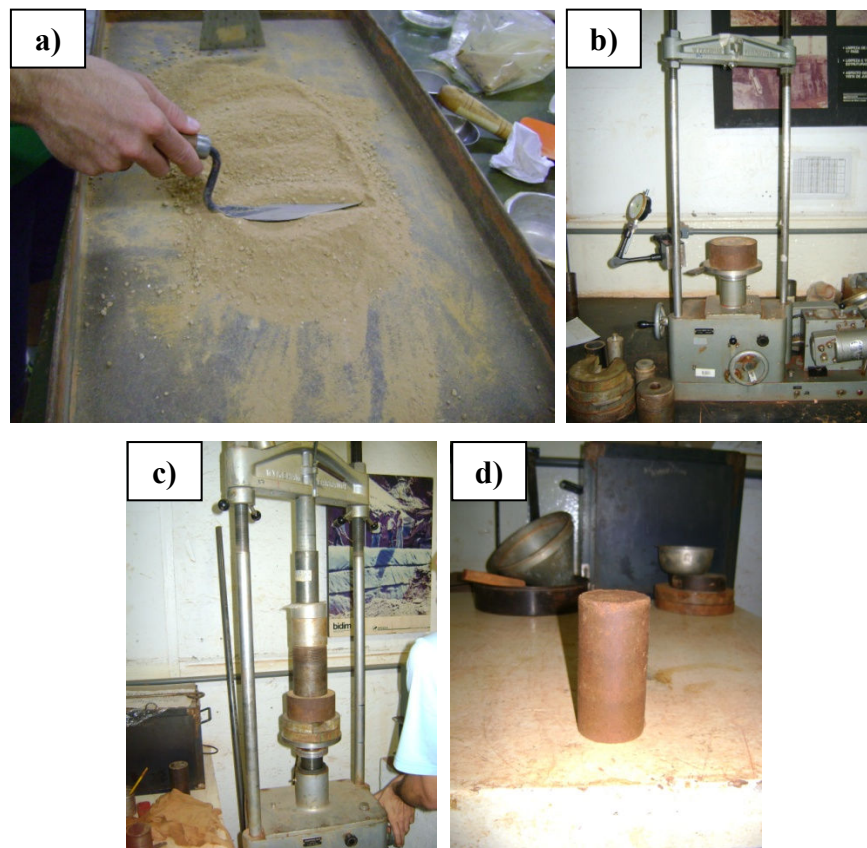


Figura 3.2. Ensaio de compressão simples: a) Homogeneização e umedecimento do solo; b) Prensa elétrica de compressão simples; c) Moldagem em camadas do corpo-de-prova; d) Corpo de prova após moldagem.

3.3.2.3 - Capacidade de suporte e expansão

Devido ao grande emprego na construção de sub-base, base e revestimentos, foram utilizadas as energias de compactação *intermediária e modificada* nos ensaios de expansão e índice de suporte Califórnia ($CBR_{1\text{ ponto}}$) conforme o método de ensaio DNER- ME 049 (DNER, 1994b). A expansão e o índice de suporte serão dados pelos resultados de três repetições, ou seja, em três corpos-de-prova compactados nas umidades ótimas e pesos específicos máximos, preliminarmente determinados nos ensaios de compactação. Foram seguidos os seguintes procedimentos:

- Preparação do solo: o solo foi submetido à secagem prévia ao ar durante o período de 72 horas. Após a secagem, o solo foi homogeneizado e passado em peneira com abertura de 19,00 mm, utilizando-se, nas etapas a seguir, o solo passado nesta peneira;
- Umidade de Moldagem: realizaram-se o ensaio de $CBR_{1\text{ ponto}}$, apenas no teor de umidade ótimo previamente determinado nos ensaios de compactação, referentes às energias de compactação aplicadas;
- Compactação: foi realizada em cilindro Califórnia segundo as recomendações de compactação do DNIT em seu método de ensaio 049/94, nas energias de compactação determinadas nos melhores resultados da RCNC;
- Imersão: os corpos-de-prova, assim confeccionados, foram submetidos ao período de imersão, em água, por 96 horas conforme recomendação da norma técnica. A cada intervalo de 24 horas, foram medidos os valores de expansão; e
- Determinação do Índice CBR: após a imersão, os corpos-de-prova foram rompidos em prensa específica, através da penetração de um pistão padronizado, com área de 3 polegadas quadradas, a velocidade 1,143 mm/min. O valor da expansão foi determinado pela média dos corpos-de-prova e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) dado pela média dos valores encontrados no ensaio de penetração nos corpos-de-prova compactados na umidade ótima e peso específico seco máximo, conforme a energia de compactação.

A Figura 3.3 apresenta os equipamentos utilizados nos ensaio de expansão e penetração, para determinação do Índice de Suporte Califórnia.

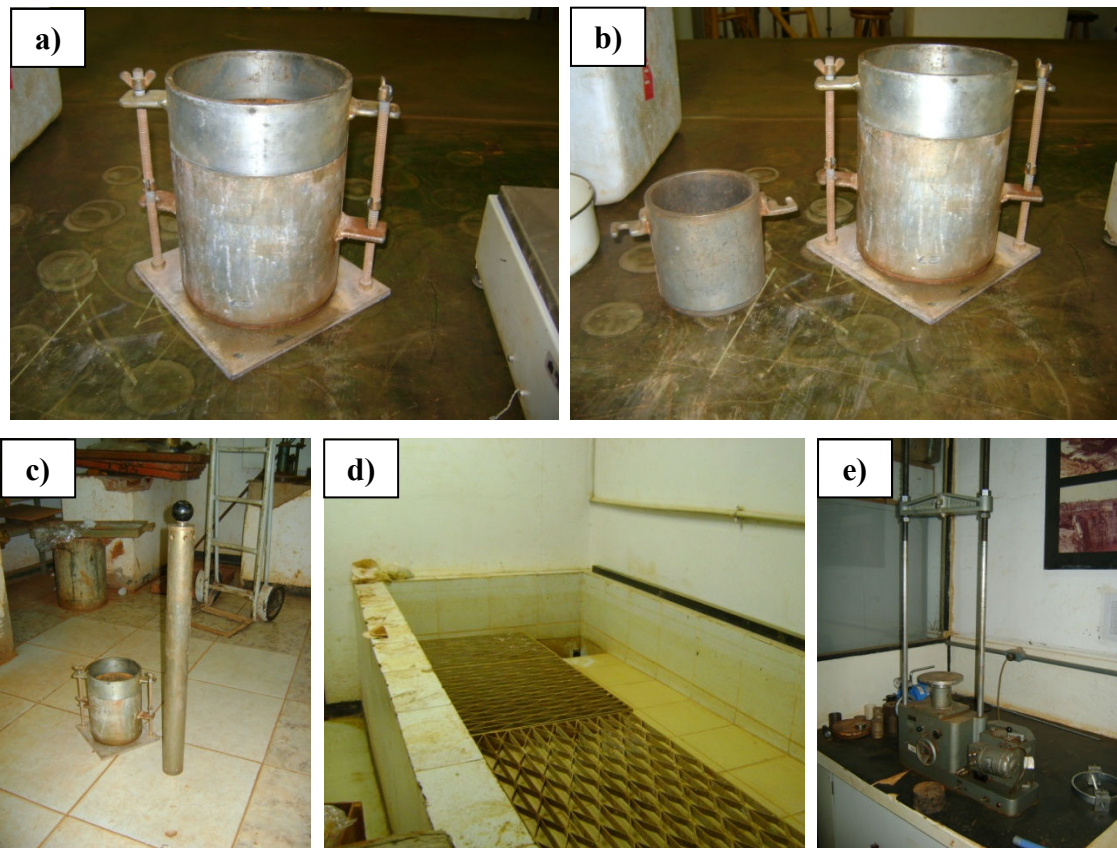


Figura 3.3. Equipamentos utilizados no ensaio de CBR: a) Cinlindro CBR; b) Comparação das dimensões entre o cilindro Proctor e o CBR; c) Cinlindro CBR e soquete de compactação; d) Tanque para o ensaio de expansão; e) Prensa elétrica para ensaio de penetração.

3.3.3 - Estabilização de cascalho (CA17)

3.3.3.1 - Capacidade de suporte e expansão

Para a amostras de cascalho CA17, empregou-se o ensaio de CBR_{5 pontos} para o conhecimento dos parâmetros de compactação peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), e realizados a seguir os ensaios de expansão e penetração executados nos corpos-de-prova, compactados no cilindro CBR.

A determinação da capacidade de suporte CBR e da expansibilidade das misturas foi realizada conforme o método de ensaio DNER- ME 049 (DNER, 1994b). Os seguintes procedimentos foram realizados:

- Preparação do material: o solo foi submetido à secagem prévia ao ar durante o período de 72 horas. Após a secagem, o solo foi homogeneizado e passado em peneira com abertura de 19,00 mm, utilizando-se, nos procedimentos seguintes, o solo passado nesta peneira;
- Umidade de Moldagem: empregou-se o método de umedecimento de 5% de teor de umidade abaixo da ótima presumível, em cinco corpos-de-prova com diferenças crescentes de 2% de umidade;
- Compactação: foi realizada em cilindro CBR segundo as recomendações de compactação do DNIT em seu método de ensaio 049/94, utilizando o soquete de 4,5kg. Empregaram-se as energias de compactação *intermediária e modificada*;
- Imersão: os corpos-de-prova, assim confeccionados, foram submetidos ao período de imersão, em água, por 96 horas conforme recomendação da norma técnica. A cada intervalo de 24 horas, foram medidos os valores de expansão; e
- Determinação do Índice CBR: após a imersão, os corpos-de-prova foram rompidos em prensa específica, através da penetração de um pistão padronizado, com área de 3 polegadas quadradas, a velocidade 1,143 mm/min. A expansão e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) corresponderam, respectivamente, aos valores encontrados no corpo-de-prova com peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), dentre os cinco corpos-de-prova compactados, conforme a energia de compactação.

3.3.4 - Estabilização da mistura de solo-cascalho (TE-CA14)

3.3.4.1 - Mistura

Foi realizada a mistura envolvendo o solo TE e o CA14. A mistura foi denominada de TE-CA14.

3.3.4.2 - Dosagem

O quantitativo dos solos empregados nessa mistura foi de 50 %, para ambos (TE e CA14), calculados sobre as massas dos solos secos.

3.3.4.3 - Capacidade de suporte e expansão

Empregou-se o ensaio de CBR _{5 pontos} para o conhecimento dos parâmetros de compactação peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), com os ensaios de expansão e penetração executados em 5 corpos-de-prova, compactados no cilindro CBR.

A determinação da capacidade de suporte CBR e da expansibilidade das misturas foi realizada de acordo com o método de ensaio DNER- ME 049 (DNER, 1994b).. Para tanto, os seguintes procedimentos foram realizados:

- Preparação do material: os solos TE e CA14 foram submetido individualmente à secagem prévia ao ar durante o período de 72 horas. Após a secagem, os solos foram misturados, conforme os quantitativos estabelecidos, e homogeneizados. A mistura TE-CA14 foi passada em peneira com abertura de 19,00 mm, utilizando-se, nos procedimentos seguintes, a mistura passada nesta peneira.

- Umidade de Moldagem: empregou-se o método de umedecimento de 5% de teor de umidade abaixo da ótima presumível, em cinco corpos-de-prova com diferenças crescentes de 2% de umidade;

- Compactação: foi realizada em cilindro CBR segundo as recomendações de compactação do DNIT em seu método de ensaio 049/94, utilizando o soquete de 4,5kg. Empregaram-se as energias de compactação *intermediária e modificada*.
- Imersão: os corpos-de-prova, assim confeccionados, foram submetidos ao período de imersão, em água, por 96 horas conforme recomendação da norma técnica. Num intervalo de 24 horas, foram medidos os valores de expansão; e
- Determinação do Índice CBR: após a imersão, os corpos-de-prova foram rompidos em prensa específica, através da penetração de um pistão padronizado, com área de 3 polegadas quadradas, a velocidade 1,143 mm/min. A expansão e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) corresponderam, respectivamente, aos valores encontrados no corpo-de-prova com peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), dentre os cinco corpos-de-prova compactados, conforme a energia de compactação.

3.3.5 - Classificação do material para aplicação rodoviária

Com base nos resultados dos ensaios de CBR dos solos TE e CA17 e da mistura TE-CA14, realizou-se a classificação destes materiais para utilização no pavimento rodoviário, segundo o DNIT (2006), conforme a Tabela 3.1.

Tabela 3.1. Classificação dos materiais empregados no pavimento rodoviário (Adaptado de DNIT, 2006).

Material	Expansão (%)	CBR (%)
Subleito	≤ 2%	≥ 2%
Reforço de Subleito	≤ 1%	≥ 2%
Sub-base	≤ 1%	≥ 20%
Base	≤ 0,5%	≥ 80%

3.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

3.4.1 - Estabilizado do Solo (TE)

3.4.1.1 - Compactação

As famílias de curvas de compactação e os parâmetros peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}) dos solos do horto Santa Luzia estão dispostos na Figura 3.4 e Tabela 3.2, respectivamente.

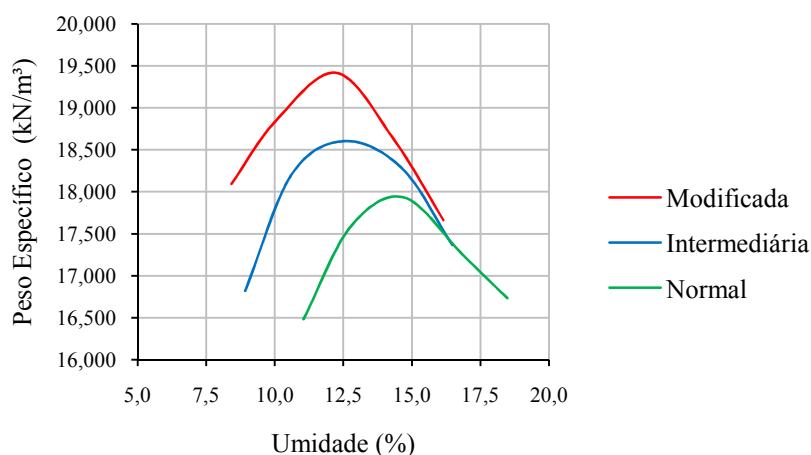


Figura 3.4. Família de curvas de compactação dos solos do horto florestal Santa Luzia.

Tabela 3.2. Parâmetros de compactação dos solos: peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}).

Parâmetros de Compactação	Energia de Compactação		
	<i>Normal</i>	<i>Intermediária</i>	<i>Modificada</i>
W_{ot} (%)	14,5	12,7	12,2
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	17,947	18,614	19,418

Com base nos valores encontrados nos ensaios de compactação, quanto maior é a energia de compactação maior o peso específico máximo e menor é a umidade ótima. A Tabela 3.3 apresenta a variação percentual dos parâmetros de compactação em relação a energia de compactação.

Tabela 3.3. Variação percentual dos parâmetros de compactação em relação a variação da energia de compactação.

Parâmetros de Compactação	Variação Percentual (%)		
	<i>Intermediária/Normal</i>	<i>Modificada/Intermediária</i>	<i>Modificada/Normal</i>
W_{ot}	-12,5	-4,0	-15,9
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	+3,7	+4,3	+8,2

O deslocamento mais acentuado na umidade ótima é visto quando comparadas as energias de compactação *normal* e *intermediária*, ou seja, há uma redução de 12,5% na unidade. Entre as energias *intermediária* e *modificada*, a mudança no valor da unidade ótima é menos acentuada, decrescendo 4%. Para os pesos específicos aparentes secos máximos alcançados, o aumento foi relativamente proporcional com o aumento da energia de compactação, cerca de 4% de elevação entre cada energia.

3.4.1.2 - Resistência Mecânica

A partir dos parâmetros de compactação dos solos do horto Santa Luzia referentes às energias *normal*, *intermediária* e *modificada*, iniciaram-se os ensaios de compressão simples (RCNC) com a moldagem de três corpos-de-prova para cada energia de compactação, com variação de 0,5% para a umidade ótima (W_{ot}) e 0,3% no grau de compactação, ou seja, no peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$). A resistência à compressão simples (RCNC) é a média de três determinações (corpos-de-prova). Os resultados dos ensaios de compressão simples são apresentados na Tabela 3.4.

Tabela 3.4. Valores de Resistência a Compressão Simples (RCNC) das três determinações (CP = Corpos-de-prova) e nas diferentes energias de compactação.

Energia de Compactação	Resistência a Compressão Simples (kPa)			
	CP1	CP2	CP3	Média
<i>Normal</i>	120,52	119,91	120,85	120,42
<i>Intermediária</i>	199,41	210,95	207,39	205,91
<i>Modificada</i>	379,14	436,14	340,01	385,10

Com a relação da massa específica média dos grãos dos solos do horto Santa Luzia (amostra TE) e o peso específico do solo seco dos corpos-de-prova foi obtido o índice de vazios do solo, em cada determinação. Os valores são apresentados na Tabela 3.5.

Tabela 3.5. Valores do índice de vazios dos solos para as três determinações (CP = Corpos-de-prova) e nas diferentes energias de compactação.

Energia de Compactação	Índice de Vazios (%)			
	CP1	CP2	CP3	Média
<i>Normal</i>	0,46	0,46	0,46	0,46
<i>Intermediária</i>	0,42	0,41	0,41	0,41
<i>Modificada</i>	0,36	0,35	0,36	0,36

Na Figura 3.5 são apresentadas as curvas de tensão de compressão versus deformação axial (tensão-deformação) dos corpos-de-prova nas diferentes energias de compactação. Na Figura 3.6, são apresentadas as curvas tensão-deformação referentes aos valores médios das determinações para cada energia de compactação.

De acordo com as curvas médias de tensão-deformação, nota-se que em ambas as energias de compactação os corpos-de-prova tiveram uma deformação em relação a sua altura de 4% no momento da ruptura.

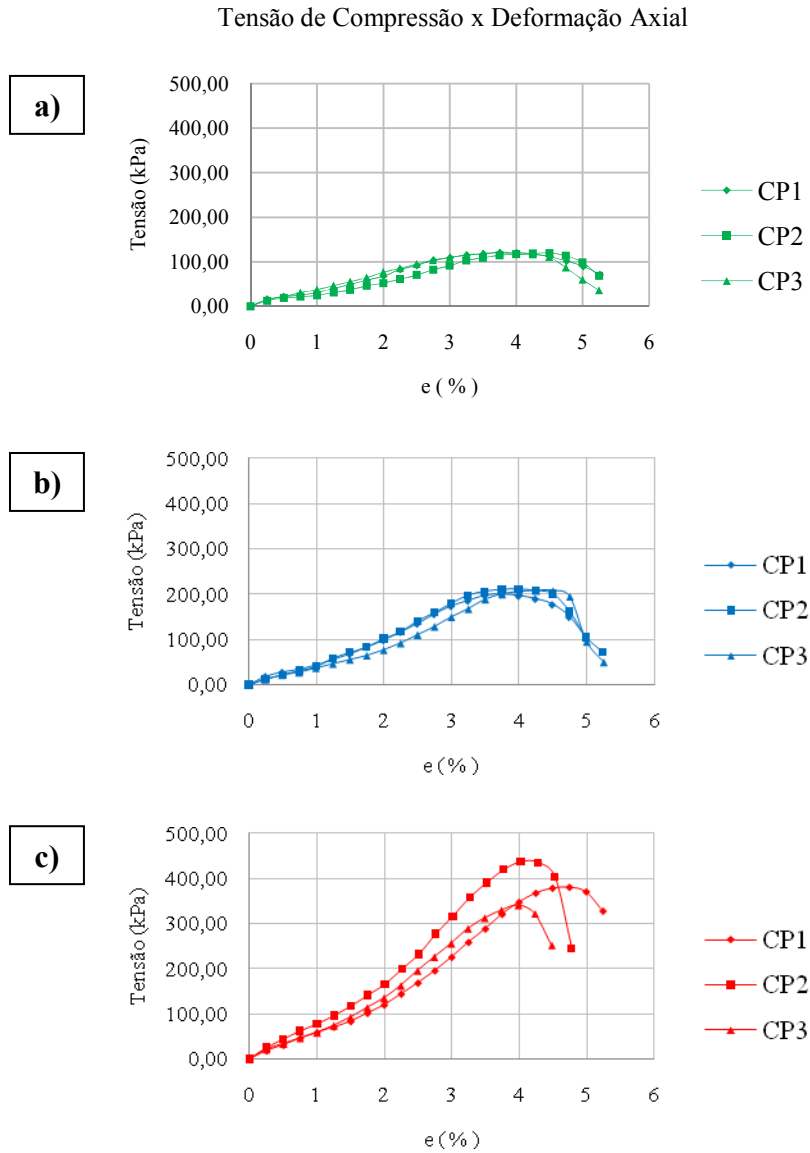


Figura 3.5. Curva tensão-deformação de três determinações (CPs): a) Energia normal; b) Energia intermediária; c) Energia modificada.

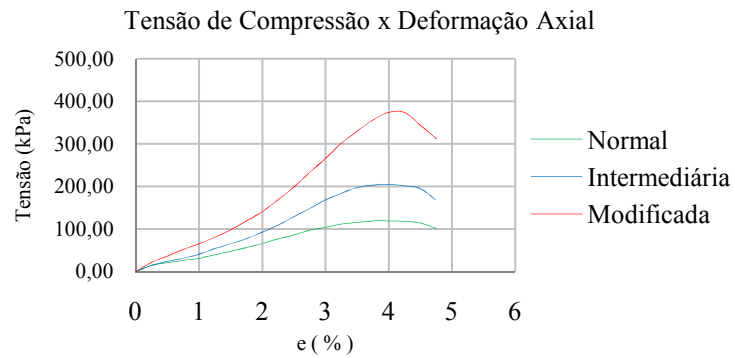


Figura 3.6. Curva tensão-deformação dos valores médios das determinações para cada energia de compactação.

3.4.1.3 - Capacidade de suporte e expansão

A partir dos parâmetros de compactação de e dos resultados da resistência à compressão simples, iniciaram-se os ensaios de CBR nos solos finos do horto Santa Luzia (TE).

Os três corpos-de-prova foram moldados no cilindro CBR para a determinação da expansão e da penetração, nas umidades ótimas (W_{ot}) e nos pesos específicos aparentes secos máximos ($\gamma_{dmáx}$) das energias de compactação *intermediária* e *modificada*, com variação permitida de 0,5% em relação à umidade ótima (W_{ot}) e 0,3% no grau de compactação. A expansão e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) é a média dos valores obtidos nos três corpos-de-prova. Os resultados dos ensaios de CBR estão dispostos na Tabela 3.6.

Tabela 3.6. Resultados dos ensaios de CBR e expansão

Energia de compactação	Corpo-de-Prova	Expansão (%)	Expansão Média (%)	CBR (%)	CBR Médio (%)
<i>Intermediária</i>	1	0,03		13,94	
	2	0,03	0,03	11,03	13,52
	3	0,03		15,59	
<i>Modificada</i>	1	0,07		6,05	
	2	0,09	0,06	6,69	8,00
	3	0,01		11,26	

O valor do índice de suporte foi maior na energia de compactação *intermediária*, contrariando o comportamento esperado, tendo em vista que quanto maior é a energia de compactação, maior será o peso específico, e teoricamente, maior seria a capacidade de suporte.

3.4.2 - Solos granulares (CA17)

3.4.2.1 - Capacidade de suporte e expansão

Na amostra de cascalho CA17 executou-se o ensaio de $CBR_{5 \text{ pontos}}$, com cinco corpos-de-prova compactados no cilindro CBR em diferentes umidades, conforme a norma do DNIT, para obtenção dos parâmetros umidade ótima (W_{ot}) e pesos específico seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$). Empregaram-se as energias de compactação *intermediária* e *modificada*. Os cinco corpos-de-prova são submetidos aos ensaios de expansão (imersão) e penetração, sendo os resultados destes ensaios, os valores observados nos pontos ótimos (umidade ótima e pesos específico seco máximo) . A Tabela 3.7 apresenta os parâmetros de compactação e os resultados dos ensaios de CBR para a amostra de cascalho CA17.

Tabela 3.7. Parâmetros de compactação e resultado dos ensaios de CBR para a amostra CA17.

Energia de compactação	Compactação		CBR	
	W_{ot} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Expansão (%)	CBR (%)
<i>Intermediária</i>	14,5	18,848	0,03	59,3
<i>Modificada</i>	10,3	19,507	0,12	94,9

3.4.3 - Mistura de solos (TE-CA14)

3.4.3.1 - Capacidade de suporte e expansão

Na mistura TE-CA14, também foi executado o $CBR_{5 \text{ pontos}}$ para obtenção dos parâmetros ótimos de compactação, submetendo os cinco corpos-de-prova ao ensaio de expansão e penetração (CBR). Empregaram-se as energias de compactação *intermediária* e *modificada*. A Tabela 3.8 apresenta os parâmetros de compactação e os resultados dos ensaios de CBR para a mistura TE-CA14.

Tabela 3.8. Parâmetros de compactação e resultado dos ensaios de CBR para a mistura TE-CA14.

Energia de compactação	Compactação		CBR	
	W_{ot} (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Expansão (%)	CBR (%)
<i>Intermediária</i>	9,1	19,297	0,04	45,4
<i>Modificada</i>	8,6	19,930	0,06	58,3

3.4.4 - Classificação do material empregado no pavimento rodoviário

De posse dos resultados de CBR, seguiram-se as recomendações do DNIT (2006) de classificação dos materiais empregados no pavimento rodoviário. A classificação do solo TE do horto Santa Luzia, do cascalho CA17 do horto Aranha e a mistura TE-CA14 é apresentada na Tabela 3.9.

Tabela 3.9. Classificação dos solos como material empregado no pavimento rodoviário.

Horto Florestal	Solos	Energia de compactação	Expansão (%)	CBR (%)	Material
Santa Luzia	TE	<i>Intermediária</i>	0,03	13,5	Reforço de Subleito
		<i>Modificada</i>	0,06	8,0	Reforço de Subleito
Aranha	CA17	<i>Intermediária</i>	0,03	59,3	Sub-base
		<i>Modificada</i>	0,12	94,9	Base
Santa Luzia/Aranha	TE-CA14	<i>Intermediária</i>	0,04	45,4	Sub-base
		<i>Modificada</i>	0,06	58,3	Sub-base

3.5 - CONCLUSÃO

Para os solos horto Santa Luzia, a energia de compactação alterou os valores dos parâmetros umidade ótima (W_{ot}) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$). Quanto maior a energia de compactação aplicada, menor é a W_{ot} e maior é o $\gamma_{dm\acute{a}x}$. A amostra de cascalho CA17 apresentou o mesmo comportamento nos parâmetros de compactação com o aumento da energia, assim como a mistura TE-CA14.

Os maiores valores de resistência à compressão simples foram verificados nas amostras compactadas na maior energia de compactação (*modificada*), onde, quanto maior o grau de compactação, maior a resistência à compressão axial não-confinada.

Nos ensaios de CBR dos solos finos (horto Santa Luzia), os maiores valores de CBR foram verificados na energia de compactação *intermediária*. Enquanto que na amostra de cascalho CA17 e na mistura TE-CA14, o maior valor de CBR foi encontrado na energia de compactação *modificada*.

A expansão dos materiais TE, CA17 e TE-CA14 foram numericamente menores quando compactados na energia *intermediária*. As diferenças dos valores de expansão entre as energias de compactação para os materiais estudados foram menores que 0,1%. A maior valor de expansão foi para o material CA17, na energia de compactação *modificada*, de 0,12%.

Quanto ao tipo de material empregado no pavimento rodoviário, os solos do horto Santa Luzia classificação como material de reforço de subleito. O cascalho CA17 classifica-se como material de sub-base quando compactado na energia *intermediária*, e como material de base quando compactada na energia *modificada*. A mistura TE-CA14 pode ser empregada como matéria de sub-base.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAPTISTA, Cyro de Freitas Nogueira. **Pavimentação**: Tomo I: ensaios fundamentais para pavimentação, dimensionamento dos pavimentos flexíveis. 3. Ed. Porto Alegre: Globo, 1978. 253 p.

BAVER, L.D. *Soil physics*. 4 ed. New York, John Wiley, 1972. 498 p.

CRAIG, R. F. *Soil mechanics*. 2. Ed. New York, Van Nostrand Runholds Company, 1980. 318 p.

DAS, B.M. **Advanced soil mechanics**. New York, McGraw-Hill Book Company, 1983. 511 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **ME 129**: Solos: compactação utilizando amostras não-trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994a. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM –DNER. **ME 049**: Solos: determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994b. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3.ed. Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

FERREIRA, H.N. **Aspectos da compactação em estradas**. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1985. 80p.

FORBES, R.D. **Forestry handbook**. New York: The Ronald Press Company, 1955.

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization: principles and practice**. Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

KÉZDI, Á.; RÉTHÁTI, L. **Handbook of soil mechanics: soil mechanics of earthworks, foundations and highway engineering**. Amsterdam: Elsevier, 1988. v.3. 361 p.

LAMBE, T.W. **The structure of compacted clays**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1958.

LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; SILVA, C.H.C. **Estabilização dos solos II: técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa**. Viçosa, MG: UFV, 1993. 32 p. (publicação, 333).

ROAD RESEARCH LABORATORY. **Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários**. São Paulo, 1951.

SESSIONS, J.; HEINRICH, R. Forest roads in the tropics. In: PANCEL, L. **Tropical Forestry Handbook**. Berlin: Springer-Verlag,, 1993. v.2. p. 1269-1324.

SOUZA, M.L. **Pavimentação Rodoviária**. 2. ed. Rio de Janeiro, RJ: Livros Técnicos e Científicos: DNER - Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1980, 364 p.

TRINDADE, T.P.; et. al. **Compactação de solos: fundamentos teóricos e práticos**. Viçosa: Editora UFV, 2008. 95 p.

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

4 - ESTABILIZAÇÃO QUÍMICA DE SOLOS PARA FINS DE APLICAÇÃO EM ESTRADAS FLORESTAIS

4.1 - INTRODUÇÃO

Na construção de estradas, os terrenos existentes no local apresentam freqüentemente características que não satisfazem às especificações exigidas. A substituição desses materiais por outros convenientes ou corrigir os materiais existentes de modo a conferi-lhes as características necessárias é realizada por meio de um método adequado de estabilização de solos. Muitas vezes a escolha do método depende de fatores, entre eles, o de ordem econômica (CASTRO, 1969).

Quando um material ou combinação de materiais com estabilidade mecânica adequada não pode ser obtida, então, pode ser aconselhável considerar a estabilização através da adição de cimento, cal ou aditivos ou tratamentos especiais (INGLES e MELTCAFL, 1972).

Tendo em vista a utilização de cimento e cal na estabilização de solos para bases rodoviárias, DNIT (2006) define como solo melhorado (solo-cal e solo-cimento) quando são utilizados os teores máximos de 2 a 4 % de cal ou cimento em relação à massa de solo seco do solo. Acima destes valores, são consideradas bases estabilizadas com cal ou com cimento.

4.2 - REVISÃO DE LITERATURA

4.2.1 - Estabilização química

Na impossibilidade da adequação de frações de proporções requeridas, tendo em vista os materiais disponíveis, recorre-se a adição de um ingrediente que confira resistência permanente ao solos (VARGAS, 1977).

Segundo McCarthy (1977), a estabilização química refere-se ao procedimento no qual um material cimentante ou qualquer material químico é adicionado ao solo natural para melhorar suas propriedades de engenharia.

Esse tipo de pesquisa teve seu marco durante a 2ª Guerra Mundial, quando a rápida construção de rotas militares era de grande importância. Com poucas exceções, os métodos de estabilização química de solos ainda não podem ser completamente avaliados nos aspectos de física do solo, tecnologia, eficiência e economia, pois existem somente poucos métodos que têm sido comumente aceitos. Perdura, ainda, a necessidade de pesquisas, experimentações e observações práticas antes da aceitação generalizada de um determinado método de estabilização (AFFLECK, 1955; KÉDZI, 1979).

Em 1907, Austim Thomas Byrne discutiu o uso de água do mar e de sais deliqüescentes, e, em 1909, o “Bureau of Public Roads” investigava a utilização do licor derivado do processamento de sulfito e do melaço residual de indústria açucareira. O cloreto de cálcio veio a ser usado na contenção de poeira no leito de ruas de macadame, por volta de 1912 (HOGENTOGLER, 1937).

Estudos de laboratório sobre métodos de alterações das propriedades dos solos, com a aplicação proveitosa de diversos resíduos industriais, têm conduzido a muitas propostas para a estabilização de solos (INGLES; METCALF, 1977). Um grande número de produtos químicos e subprodutos industriais tem sido experimentado para a estabilização dos solos (SINGH, 1967). Segundo Sherwood (1961), os resíduos industriais são agentes estabilizantes de baixo custo, pois estão prontamente disponíveis nas áreas onde são produzidos. Obviamente, a distância de transporte pode aumentar o custo desses produtos, tornando o seu uso antieconômico. O autor afirmou, também, que o cloreto de cálcio, o licor negro e as cinzas volantes, estas um resíduo das estações de energia elétrica movidas a carvão mineral, são produzidos em quantidade suficiente para serem aplicados na estabilização. Segundo Lambe (1954), um obstáculo da expansão do tratamento químico de solos era a pouca comunicação entre as fábricas e os consumidores, e pode-se afirmar que esta situação ainda perdura.

Na prática comercial, até o presente momento, nenhum desses resíduos tem sido, ainda, capaz de suplantiar em volume de utilização os três principais aditivos: cal, cimento

e betume. Considerando-se de uso tradicional, e, portanto já padronizado, pelo DNIT, apenas as misturas solo-cimento. Mesmo a cal hidratada, consagrada internacionalmente, com um dos produtos que podem ser utilizados para melhorar as qualidades de um solo como material de construção de estradas, não teve seu uso difundido no nosso país, estando ainda na fase de estudo para este fim. Lima (1981) e Ferraz (1994), relatam que solos com a cal apresentaram melhorias nas propriedades elásticas, aumento no CBR e na resistência mecânica ao cisalhamento.

Segundo Ingles e Metcalf (1977), algumas alternativas de estabilizantes possuem um proveitoso campo de aplicação, em certas circunstâncias especiais, principalmente, nos casos em que as soluções temporárias são aceitáveis ou em que as condições são tais que os altos custos podem ser justificados.

Nas últimas décadas, tem ocorrido um rápido aumento no uso de estabilizantes químicos; tais aditivos conferem um substancial melhoramento das propriedades de engenharia do solo, quando comparados à estabilização mecânica (MERLIM; RICHARD, 1982).

Lambe e Michaels (1954), citaram três mecanismos essenciais para um estabilizante químico modificar as propriedades físicas do solo: (i) a destruição da água adsorvida e eliminação das cargas superficiais do solo, tornando, assim, as partículas hidrofóbicas. Estes compostos podem ser chamados de agentes impermeabilizantes, como o betume; (ii) o aumento da característica eletronegativa da superfície da partícula ou da espessura da membrana de água, aumentando, assim, a repulsão interpartículas, sendo tais compostos usualmente conhecidos como dispersantes, como por exemplo, a soda cáustica; e (iii) a eliminação das forças de repulsão eletrostática, ou atuação como moléculas-pontes entre as partículas, facilitando a coesão interparticular. Tais compostos podem ser classificados como agentes agregantes ou floculantes, como a cal.

Os agentes dispersantes têm um efeito positivo sobre a compactação, pois os mesmos reduzem a quantidade de água requerida, para a obtenção do peso específico aparente seco máximo (INGLES, 1968). Dispersantes são os sais básicos de metais alcalinos, álcali polifosfato (sódio hexametáfosfato, sódio tri-polifosfato) e sulfanatos. As reações dos dispersantes no solo são: (i) remover ou seqüestrar íons monovalentes

permutáveis do solo, pela parte polianiônica do dispersante; (ii) permuta de íons; e (iii) adsorção dos grupos polianiônicos pelas partículas do solo. O efeito dessa rede de reações é o aumento da repulsão interparticular. O tratamento do solo com dispersante resulta nas seguintes mudanças de suas propriedades, segundo Ingles e Metcalf (1977): (i) existe um aumento na fluidez do sistema solo-água, o que pode ser demonstrado pelo decréscimo do limite de liquidez; (ii) uma alta densidade seca é obtida em um menor conteúdo ótimo de água; (iii) depois de seco, a absorção de água é muito reduzida; (iv) a compressibilidade, a permeabilidade e a susceptibilidade ao congelamento decrescem; e (v) a incorporação de outros agentes estabilizantes, como por exemplo, o cimento, é facilitada.

Os agentes impermeabilizantes, agregantes e dispersantes são usados em baixas concentrações, funcionam alterando as características superficiais das partículas do solo e são mais eficientes em solos de alta superfície específica (SINGH, 1967).

Os ácidos neutros e alcalinos são os tipos de estabilizantes inorgânicos que podem ser distinguidos. Eles atacam os componentes do solo (frequentemente argilas minerais); com a subsequente precipitação de novos minerais insolúveis, promovem a liga do solo. Os estabilizantes neutros atuam principalmente na alteração das propriedades físicas do solo, como também o fazem, os ácidos e alcalinos defloculantes e dispersantes (INGLES, 1968; INGLES; METCALF, 1977).

Efetivas modificações das propriedades do solo requerem uma completa dispersão do produto químico no solo, pois a resistência obtida da estabilização de um solo é proporcional à uniformidade da mistura. Smith (1955), citou, como exemplo, um teste de utilização de agentes estabilizantes em argilas expansivas, no qual se conseguiu somente de 10 a 75 % da resistência estimada no laboratório, em virtude de uma inadequada dispersão. Esse autor afirmou, também, que em solos de granulometria fina a diferença causada pelo efeito do tamanho da partícula influi negativamente na mistura.

4.2.1.1 - Estabilização solo-cimento

Na estabilização com cimento, é produzida uma mistura composta de solo, cimento Portland e água, resultando em um novo material conhecido como solo-cimento. Devido a sua força superior e durabilidade, baixa compressão, e sua resistência a água, ao clima

quente e gelo, este material é adequado para pavimentos, base granulares, revestimento de canais e fundações (KÉZDI; RÉTHÁTI, 1988).

Na literatura consta que a mistura solo-cimento foi utilizada pela primeira vez em 1800, no sul da Inglaterra, como tratamento de leito de estradas e pistas para veículos tracionados por cavalo, sendo o precursor dessa mistura o engenheiro inglês H.E. Brook-Bradley (PORTLAND CEMENT ASSOCIATION-PCA, 1960). Em 1915, misturas solo-cimento foram empregadas nos Estados Unidos, em obras de pavimentação urbana. No Brasil, a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland) iniciou os estudos com a mistura solo-cimento em 1941, estendendo-se estes não só para a área de pavimentação, como também para a construção civil.

A mistura solo-cimento é o fruto da conjugação do solo, do cimento e da água, em proporções determinadas em ensaios de laboratório, e de um processo construtivo que leva estes elementos misturados a uma massa específica também fixada em laboratório (LIMA; BUENO; SILVA, 1993, p. 17). Os mesmos autores mencionam, ainda, que a experiência brasileira no emprego de camadas de base em solo-cimento comumente alicerça-se nos métodos de dosagem da ‘PCA’, trabalhando-se com uma Norma Geral de dosagem e com uma Norma Simplificada de dosagem. Os ensaios de compactação, de durabilidade e de compressão simples são usados com as misturas.

A Norma da ABCP (1941) sofreu modificações, ao longo dos anos, visando sua adequação às condições ambientais e dos tipos de solos do Brasil, bem como redução do tempo de execução dos ensaios de dosagem, chegando-se assim, à Norma ABCP (1986). Ferraz (1994) e Lima et al., (1993) descrevem, que a principal modificação foi a exclusão do ensaio de durabilidade por congelamento e degelo. A ABNT (1992), em sua última versão e via NBR 12253, também descreveu um método para dosagem solo-cimento para emprego como camada de pavimento; ressalta-se que trata-se de um método muito semelhante ao proposto pela ABCP (1986).

Ferraz (1994) e Lima et al., (1993), também, mencionam que a Norma Geral de dosagem solo-cimento se aplica a qualquer tipo de solo, exceção feita aos solos orgânicos, sendo o critério de dosagem baseado na perda de massa de corpos-de-prova submetidos aos doze ciclos de molhagem e secagem do ensaio de durabilidade. Com a relação a Norma

Simplificada, os autores direcionam a sua aplicabilidade a solos de textura predominantemente granular, os quais são solos com no máximo 50 % de material com diâmetro inferior à 0,05 mm (fração silte+argila) e no máximo 20 % de material com diâmetro inferior à 0,005 mm (fração argila); o critério de dosagem baseia-se no ensaio de resistência à compressão simples, em misturas compactadas na energia do Proctor normal, e curadas à sete dias.

Senço (2001) ressaltou que, embora o método simplificado, nem sempre conduza ao mínimo teor de cimento necessário, indica um teor bastante próximo dos indicados por outros métodos.

A ABNT (1986) apresentou uma norma, com poucas diferenciações, da Norma da ABCP (1986), para dosagem de misturas solo-cimento. Um método denominado de físico-químico de dosagem solo-cimento, proposto pela Central Road Research Institute of India, surgiu com o intuito de simplificar as metodologias empregadas e gerar economia no consumo de cimento; divulgado no Brasil por Casanova e Ceratti (1986), o mesmo é baseado na interação elétrica entre as partículas de cimento e argila.

Casanova e Rodrigues (1993) apresentaram resultados da dosagem físico-química do solo-cimento para 3 amostras de solos laterizados do Norte-Nordeste e compararam com resultados obtidos pelas metodologias da ABCP (1986) e da durabilidade (LUCENA, 1986 apud CASANOVA; RODRIGUES, 1993). Os resultados obtidos pelos autores indicaram que o método físico-químico forneceu na maioria dos casos, teores de cimento próximos aos da ABCP (1986), com tendência para valores menos pronunciados; quanto ao ensaio de durabilidade, esses teores foram ainda mais baixos, com casos de 50 a 70 % menores.

Pequenos teores de cimento, da ordem de 1 a 2 %, são suficientes para tornar o solo mais trabalhável, diminuir as suas mudanças de volume e aumentar a sua capacidade de suporte (INGLES, 1968). A mistura solo-cimento compactado pode, segundo Senço (2001), ser empregada tanto como base, quanto sub-base de pavimentos, sendo necessários teores de cimento, dependendo da classe escolhida do solo, superiores a 4 %. O autor descreveu o emprego de misturas solo-cimento, com teores de estabilizante entre 1 e 4 %, típicas para melhoria e reforço do subleito. Road Research Laboratory (1951), menciona a

utilização de cimento com teores de 5 a 15 % no solo para construção de estradas de rodagem, o que fornece uma matéria mais resistente e mais durável que o solo sem tratamento. Entretanto, estes teores dependem do solo, condições locais e tráfego previsto.

Podem ser adotados tanto o cimento Portland como o pozolânico, o de alto forno e o de alta resistência inicial, de acordo com o consenso literário (ALCÂNTARA, 1995). O DNIT (1996) destacou os cimentos do tipo Portland dentre as categorias atualmente fabricadas no Brasil e descreveu os seguintes tipos:

- Cimentos Portland comuns – CP I e CP I-S;
- Cimentos Portland compostos – CP II-E, CP II-Z e CPII-F;
- Cimento Portland de alto-forno – CP III;
- Cimento Portland Pozolânico – CP IV;
- Cimento Portland de alta resistência inicial – CP V – ARI; e
- Cimentos Portland resistentes à sulfatos – RS.

Vale referir que Pitta (1980) considera que na estabilização com cimento as variáveis de grande importância são: (i) o tipo de solo; (ii) o teor de cimento; (c) as condições de densificação, ou seja, teor de umidade da mistura na ocasião da compactação e o grau de compactação; o grau de homogeneidade da mistura; e as condições de cura.

Algumas considerações referentes à constituição química e mineralógica dos solos devem ser consideradas na estabilização solo-cimento. A presença de sulfatos foi apontada como prejudicial por Petrucci (1978) que descreveu a existência de possíveis reações destes com o hidróxido de cálcio e a alumina livre, formando o sulfo-aluminato de cálcio, de natureza expansiva. Petrucci (1978) e Bauer (1987), chamaram a atenção para a presença de matéria orgânica nos solos, apontada como um fator que desfavorece as reações de hidratação do cimento. Azambuja (1981) fez uma consideração a respeito dos solos arenosos possuidores de fração fina constituída de argila montmorilonítica que,

mesmo em baixas percentagens, pode levar à ocorrência, de problemas de desagregação, em decorrência de expansão em face da penetração da água nas camadas do pavimento rodoviário. Certamente, esses problemas são menos preocupantes quando os argilominerais são a caulinita e a illita.

Lima e Bueno et al., (1993, p. 19) relatam da seguinte forma o efeito do cimento nos solos:

- Nos solos granulares, destina-se principalmente a criar ligações nos contatos intergranulares, aumentando a coesão da mistura;
- Nos solos finos, os grãos de cimento comportam-se como núcleos, aos quais aderem às partículas que os rodeiam, formando regiões de material floculado que apresentam ligações oriundas dos fenômenos de cimentação.

Destacam, também, esses autores, que: (i) todo e qualquer solo pode ser estabilizado com cimento; no entanto, é regra básica que o teor de cimento empregado aumenta com o teor de argila, o que torna os solos arenosos mais favoráveis economicamente, a esta estabilização; e (ii) o cimento tem a função de desenvolver uma estrutura capaz de minimizar os efeitos das variações de umidade do solo, que desenvolvem grandes forças de tração e compressão no interior de massas porosas. Para Petrucci (1978), a hidratação do cimento, leva a formação do hidróxido de cálcio, fator contribuinte para a floculação das argilas.

Segundo Baleato e Amorena (1968), os principais componentes do cimento são estáveis enquanto permanecem secos no estado anidro. Quando se agrega água ao cimento inicia-se a hidratação progressiva de suas partículas, sendo que parte delas se dissolve, e o restante deposita-se na forma de gel ou cristais microscópicos. Este fenômeno é acompanhado de endurecimento crescente (BALEATO; AMORENA, 1968).

O endurecimento ocorre em três fases distintas. A primeira com aproximadamente cinco minutos de duração enquanto acontece uma rápida reação. A segunda, de aproximadamente duas horas com endurecimento relativo lento. E a terceira, de duração

indefinida, que acontecerá enquanto existir água disponível para ser absorvida pelas partículas ainda não hidratadas (BALEATO; AMORENA, 1968).

Segundo Ingles e Meltcal (1972), o cimento Portland comum é constituído por cerca de 45 % de silicato tricálcico (C_3S) e 27 % de silicato dicálcico (C_2S), porém, em contato com hidratos presentes no solo, formam géis de mono e disilicatos de cálcio hidratado (CSH e C_2SH) e cal livre (CH) é liberada na reação de hidratação. A reação pode ser representada da seguinte maneira:



Como os solos são, geralmente, um conjunto de partículas granulares inertes e outras ativas com diferentes graus de plasticidade, a ação que produz o cimento a elas é duplo. Uma parte age como um conglomerado de cascalho, areia, silte e certas lamelas de argila desligadas das demais, desempenhando o mesmo papel que no concreto. Outra parte, o hidrato de cálcio, formado pelo contato do cimento com a água, libera os íons cálcio que por sua grande afinidade com a água roubam algumas moléculas interposta entre cada lamelas de argila, agindo de forma análoga à dos cátions quando refere-se à química do solo. Os resultados deste processo são a diminuição da porosidade e da plasticidade e o aumento da resistência e da durabilidade (BALEATO; AMORENA, 1968).

Para Baptista (1978), tratando-se da estabilização química com cimento em bases rodoviárias, cada solo tem características próprias que influenciaram no teor de cimento e água necessário à mistura de solo-cimento. Este autor cita os exemplos de dosagem de 12 a 15% de cimento em solos argilosos com 30% de argila e, em misturas de areia-argila com 5 a 8% de cimento. Num solo excessivamente argiloso, torna-se inconveniente a base solo-cimento devido á sua grande retração.

4.2.1.2 - Estabilização solo-cal

Outro material utilizado para a estabilização química de solos é a cal. Baptista (1978), descreve que a estabilização de solos com a cal visa melhora permanentemente das características do solo e aumento de sua resistência à ação da água e seu poder de suporte.

A utilização da cal data de mais de 5 mil anos, e acredita-se que o seu uso na estabilização de estradas teve origem há mais de 2 mil anos, pelos romanos (CASTRO; SERAFIM LUIS, 1974). Filho e Correia et al., (2001) descrevem que existem até hoje obras de grande porte que resistiram durante séculos, graças ao emprego da cal, fazendo menção a civilizações, como Babilônia, Assíria, Egito, China, Roma, e as americanas Maia, Inca, e Azteca; descrevem também, como construção mais conhecida com emprego da cal a Via Ápia, em Roma. Entretanto, a utilização da cal em grande escala deu-se, de acordo com Lima (1984), somente no século XX, nos Estados Unidos (1924) e na antiga URSS (1926).

A cal é produzida pela calcinação de calcário britado, na qual o carbonato de cálcio presente na rocha é reduzido a óxido de cálcio ou pela calcinação do calcário dolomítico, que é uma rocha composta por carbonatos de cálcio e magnésio. O óxido de cálcio produzido recebe o nome de cal cálcica, e o produto contendo os óxidos de cálcio e magnésio é denominado de cal dolomítica, sendo ambos os tipos conhecidos como cal viva. A adição controlada de água à cal viva CaO produz a cal hidratada Ca(OH)_2 , que é o produto de maior uso em trabalhos de estabilização de solos (LIMA, 1981; MENDONÇA, 1998).

A estabilização com a cal, com teor mais freqüente de 5 a 6%, ocorre devido a modificação do solo referente à sua plasticidade e sua sensibilidade a água, por carbonatação de cimentação fraca, e por pozolanização, que é uma cimentação forte (DNIT, 2006).

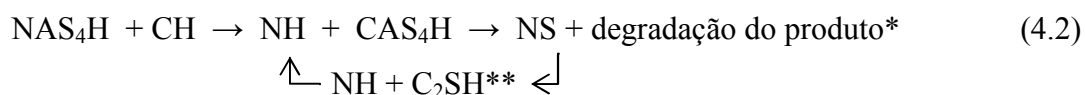
As mais importantes mudanças nas propriedades do solo quando adicionada a cal são coagulação e agregação, redução da afinidade por água, melhoria na compactabilidade e maior resistência (JESSBERGER, 1967 apud KÉZDI; RÉTHÁTI, 1988).

Segundo Baptista (1978), as reações que se processam na mistura de cal ao solo úmido ocorrem simultaneamente. As reações são a troca de íons, a floculação e a aglomeração, a carbonatação e a reação pozolânica ou cimentante.

A troca de íons é uma reação rápida e consiste na troca de base com os cátions fortes da cal substituindo os íons metálicos fracos, como sódio, magnésio e hidrogênio na

superfície da partícula de argila. Esta reação diminui a plasticidade do solo. A flocculação e a aglutinação ocorrem na fração de argila, com aparente mudança de textura, aglutinando as partículas de argila em partículas de maior diâmetro. A carbonatação envolve a absorção do dióxido de carbono (CO₂) do ar que reage com o hidróxido de cálcio ou magnésio da cal, formando um agente cimentante fraco, ou seja, uma reação indesejável, tendo em vista que esta pode deter a reação pozolânica. A reação pozolânica é lenta e ocorre entre a sílica ou alumínio do solo e a cal, produzindo um gel de silicato de cálcio e aluminatos cimentante das partículas de solo (BAPTISTA, 1978).

De acordo com Ingles e Melcalf (1972), o mecanismo de reação da cal quando mistura ao solo pode ser representada como:



em que, S = SiO₂, H = H₂O; A = Al₂O₃; C = CaO; N = Na₂O

*Como a sílica é removida progressivamente, aluminatos de cálcio a alumina são formados residualmente.

** ou CSH

Em estudo realizado por Costa (1986), a adição de cal em um solo laterítico, em relação aos parâmetros de compactação, massa específica e teor de umidade, aumentou o valor do umidade ótima e diminuiu o valor de massa específica máxima em corpos-de-prova.

Pela simplicidade e economia, o ensaio de maior emprego, em nível internacional, para mensurar a resistência das misturas solo-cal curadas é, segundo Lima e Röhm et al., (1993), o de compressão não confinada e, via correlações experimentais desenvolvidas entre os resultados destes e outros ensaios de resistência, obtêm-se outros parâmetros de interesse para fins de projeto. Para se conhecer a evolução da resistência mecânica com o tempo de cura das misturas solo-cal, determina-se a RCNC de corpos-de-prova moldados com diferentes teores de cal, após certo período de cura, em geral 7 e 28 dias (METCALF, 1963; TOWNSEND; DONAGHE, 1976).

Pode-se usar, também, temperaturas de cura elevadas, reduzindo-se assim o período de cura; Herrin e Mitchell (1961) relataram que, em alguns casos, foi obtida, em 10 dias a 60 oC, a resistência mecânica correspondente a quatro meses de cura a 21 oC. Esse fato pode ser explicado pela aceleração das reações pozolânicas ocasionando um possível ataque de sílica (quartzo) granular presente no solo. Estudos de cura acelerada desenvolvidos com solos da Zona da Mata de Minas Gerais foram realizados por Mendonça (1998).

A cal pode ser utilizada: (i) na estabilização de subleito, que envolve a melhoria “in situ” das propriedades de engenharia dos solos; (ii) em camadas de base, sub-base e reforço, envolvendo solos de empréstimos que se mostrem reativos à ação da cal, possibilitando obter misturas de elevada resistência e durabilidade e; (iii) na modificação dos solos pela sua ação onde a mesma funciona como um expediente construtivo em regiões onde os solos apresentam-se, naturalmente, com umidade excessiva (LIMA; RÖHM; BARBOSA, 1993; LIMA; SANTOS; BUENO, 1995).

As características de compactação, plasticidade, variação de volume, resistência mecânica e tensão-deformação são influenciadas da seguinte forma pela adição de cal aos solos:

- O teor de umidade ótimo da mistura aumenta em relação ao solo não tratado com cal e a massa específica seca máxima diminui em até 5 %, a depender do teor de cal empregado (LIMA; RÖHM; BARBOSA, 1993);
- Reduções decorrentes da adição de cal nos solos no limite de liquidez e acréscimos no limite de plasticidade são relatados por Castro et al., (1974);
- Os fenômenos expansão e contração normalmente são bastante reduzidos pelos tratamentos dos solos com cal (TRB, 1976);
- Resistência mecânica dos solos reativos à cal, após devida compactação e adequado período de cura, atinge valores extremamente superiores àqueles dos solos naturais compactados (HERRIN; MITCHELL, 1961; PINTO, 1965; TRB, 1976; LIMA, 1981; FERRAZ, 1994; ALCÂNTARA, 1995; MENDONÇA, 1998);

- Durabilidade da mistura solo-cal cresce com o tempo de cura, sem as perturbações do tráfego e rolamento (GUIMARÃES, 1971); e
- As tensões de flexão podem ser o elemento controlador do projeto de pavimentos com misturas solo-cal reativas, daí a importância de se obter o módulo de elasticidade determinado na flexão para fins de caracterização do comportamento tensão-deformação das misturas solo-cal curadas (MENDONÇA, 1998).

Segundo Lima e Röhm et al., (1993), de um modo geral, todos os solos de granulometria fina reagem com a cal, ocorrendo trocas catiônicas responsáveis por efeitos de floculações, aglomerações que afetam, benéficamente, a sua trabalhabilidade, plasticidade e propriedades de caráter expansivo. Os referidos autores mencionam, também, que as reações ditas “pozolânicas” entre os solos e a cal nem sempre ocorrem, sendo influenciadas pelas propriedades naturais dos solos, tipo e teor de cal empregado na mistura, condições de cura e teor de umidade. Com relação às condições de cura, as propriedades de engenharia das misturas solo-cal são dependentes da mesma visto que evoluem, dinamicamente, com o período de cura em razão do desenvolvimento de reações pozolânicas.

Lima e Röhm et al., (1993) mencionam que a reação pozolânica entre o solo e a cal é lenta e só se completa alguns anos depois, requerendo ainda, temperaturas acima de 21 oC; Vieira e Medina et al., (1986) detectaram em amostras da base de um pavimento de solo-cal construído na RJ-116 em 1973, perfazendo portanto 13 anos na época da coleta, a presença de óxido de magnésio (MgO), evidenciando que a atividade pozolânica ou o processo de geopolimerização ainda não havia sido encerrado, melhorando assim, ao longo do tempo, características como a resistência mecânica. McDowell (1966) constatou o fato anterior, quando amostras extraídas da base de um pavimento de solo-cal, nos Estados Unidos, construído a 10 anos apresentaram valores de resistência três vezes maiores do que amostras ensaiadas com os mesmos agentes em laboratório.

Em estudos de estabilização de solo com cal, realizados por Castro (1969), concluiu-se que a adição de cal é indicada para os solos muito plásticos. Solos com argila

haloissítica, predominantemente ílítica ou montmorilnítica, são mais beneficiados em relação à plasticidade e à expansibilidade quando comparados com solos de argila caulínica. O tempo de cura para que se dê a redução da plasticidade e expansibilidade situou-se entre 0 e 2 dias para cal calcítica, e 0 ou 4 dias para a cal dolomítica. A cal também exerce influencia na granulometria dos solos argilosos, provocando floculação e aglomeração de partículas finas. Quanto maior for o teor de cal, para o mesmo teor de umidade, menor será a expansibilidade do solo.

O objetivo deste estudo é utilizar as técnicas de estabilização de solos utilizando os produtos químicos cal e cimento, num teor de 2 % em relação ao peso seco, para ambos, verificando os comportamentos de resistência mecânica das misturas.

4.3 - MATERIAL E MÉTODOS

4.3.1 - Solos

Foram utilizados solos característicos de um trecho da estrada principal do horto florestal Santa Luzia. As amostras foram coletadas às margens da estrada. Essas amostras foram denominadas como solo TE.

Os solos TE classificam-se como A-4 (2), segundo o sistema rodoviário americano TRB (*Transportation Research Board*). Conforme a proposição brasileira MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), típica para solos de regiões tropicais, esses solos classificam-se como LA' (arenoso laterítico).

Os parâmetros de compactação, peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), e os de resistência mecânica, expansão e Índice de Suporte Califórnia (CBR), estão dispostos na Tabela 4.1. A família de curvas de compactação do solo TE é apresentada na Figura 4.1.

Tabela 4.1. Parâmetros de compactação e de resistência mecânica do solo TE.

Energia de compactação	Parâmetros de Compactação			RCNC (kPa)	Expansão (%)	CBR (%)
	Wot (%)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (g/cm ³)			
Normal	14,5	17,947	1,830	120,42	-	-
Intermediária	12,7	18,614	1,898	205,91	0,03	13,52
Modificada	12,2	19,418	1,980	385,10	0,06	8,00

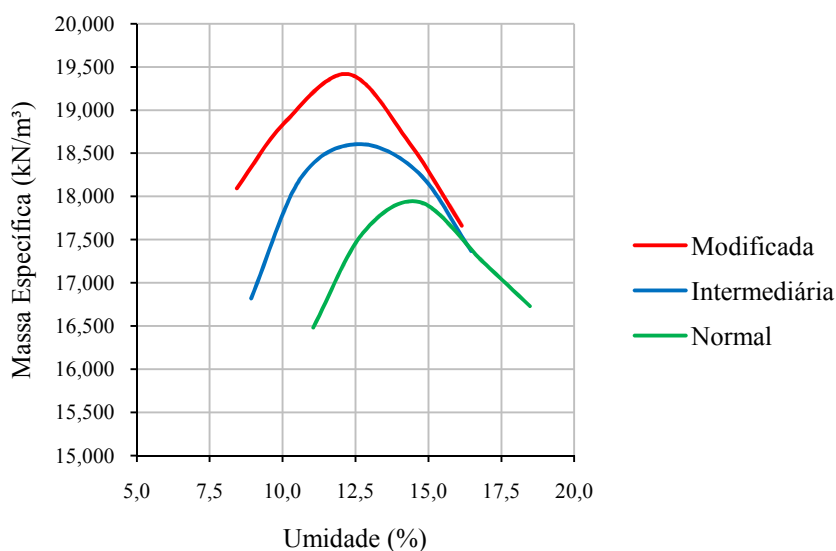


Figura 4.1. Família de curvas de compactação do solo TE.

4.3.2 - Estabilizantes químicos

Foram utilizados os produtos comerciais cal e cimento, tradicionais estabilizantes químicos de solos. Utilizou-se a cal hidratada da categoria CH-I, produto comercial produzido pela empresa ARAGUAIA MINERAÇÃO. A caracterização química desse produto encontra-se na Tabela 4.2. O cimento utilizado foi o cimento Portland comercial de especificação CP-II-Z-32, da marca TOCANTINS. A análise química desse produto é apresentada na Tabela 4.3.

Tabela 4.2. Análise química da Cal Hidratada CH-I.

CaO Disponível (%)	RI em Solúvel (%)	Umidade (%)	R em 200 mesch. (%)	CAO Total (%)
69,98	0,68	0,10	3,43	73,37

Tabela 4.3. Composição e exigências químicas do cimento Portland CP-II-Z-32.

Composição			Exigências Químicas			
Clinker+Gesso (%)	Calcário (%)	Pozolana (%)	MGO (%)	SO ₃ (%)	CO ₂ (%)	S (%)
76 a 94	0 a 10	6 a 14%	≤ 6,5	≤ 4,0	≤ 5,0	-

4.3.3 - Estudos geotécnicos de estabilização química dos solos

Para os estudos de estabilização química foram utilizados o solo TE, proveniente do horto Santa Luzia, e os aditivos químicos comerciais cal e cimento como agentes estabilizantes dos solos.

Os solos juntamente com os estabilizantes químicos cal e cimento foram levados ao Laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília – UnB, onde foram executados programas experimentais em laboratório.

4.3.3.1 - Misturas

Foram realizadas misturas envolvendo o solo TE e os aditivos químicos cal e cimento, produzindo as misturas de solo melhorado, aqui denominadas Solo-cal e Solo-cimento.

4.3.3.2 - Dosagem

O quantitativo de cal e cimento empregados nessas misturas foi de 2 %, calculados sobre a massa do solo seco, considerando-se essa como 100 %. Conforme o DNIT (2006), as misturas de solo com cal ou cimento em teores de 2 a 4% produzem as modalidades de bases e sub-bases melhoradas.

4.3.3.3 - Determinação das curvas de compactação

As determinações, em laboratório, dos parâmetros peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}) das amostras de solo TE foram realizadas de acordo

com o método “AASHTO Standard”, conhecido como método de Proctor, preconizado no método de ensaio DNER-ME 129 (DNER, 1994a). Empregaram-se as energias de compactação *normal*, *intermediária* e *modificada* para o solo TE.

O solo TE, após secagem prévia ao ar durante o período de 72 horas, foi homogeneizado e passado em peneira com abertura de 4,80 mm. O solo assim passado nesta peneira foi o utilizado no ensaio de compactação.

A adição do estabilizante, conforme a dosagem foi adicionado ao solo e homogeneizado, elaborando a mistura a ser compactada.

4.3.3.4 - Avaliação da Resistência Mecânica

Para a avaliação da resistência mecânica das misturas, foi utilizado o ensaio de resistência à compressão não confinada (RCNC). Para tanto, os seguintes procedimentos serão realizados:

- Umidade de Moldagem: para a moldagem dos corpos-de-prova a quantidade de água adicionada às misturas foi suficiente para levar as amostras aos valores de umidade ótimos (Wot), preliminarmente determinados nos ensaios de compactação, considerando-se as energias de compactação *normal*, *intermediária* e *modificada*. A variação permitida de umidade ótima para a moldagem foi de +/- 0,5% em relação à umidade ótima nos ensaios de compactação das misturas.
- Moldagem dos Corpos-de-Prova: Para cada mistura e para cada energia de compactação, foram moldados três corpos-de-prova em cilindros de 5 cm de diâmetro. A altura final dos corpos-de-prova, moldado em três camadas internas, foi de 10 cm +/- 0,05 cm. Os corpos-de-prova foram moldados em ppor meio de compactação estática rensa elétrica. O grau de compactação admitido foi de 100% +/-0,3%.
- Cura dos Corpos-de-Prova: os corpos-de-prova embalados e identificados foram submetidos à cura úmida pelos períodos de 1, 7 e 28 dias, em uma câmara com controle de umidade (100 %) e temperatura (21°C); e

➤ Determinação do valor de RCNC: transcorridos os períodos de cura, os corpos-de-prova foram rompidos em triplicada, em uma prensa de compressão simples, a uma velocidade constante de 1,143 mm/min, utilizando anel dinamométrico de 10 kN. O valor de RCNC foi calculado com base na média das três determinações. As leituras foram feitas até a ocorrência da ruptura. Com os dados obtidos, foram feitos os cálculos da força (kPa) aplicada e da deformação medida (%) e determinadas as curvas de tensão de compressão versus deformação axial para os tratamentos utilizados (misturas, energias de compactação e períodos de cura).

A verificação dos melhores resultados do ensaio de RCNC, levando em consideração cada mistura, as energias de compactação e os períodos de cura, foi realizada através da análise de variância ANOVA fatorial. Para a determinação dos melhores resultados, realizaram-se o teste de Tukey após as análises de variância. Todas as análises estatísticas foram realizadas com nível de significância de 5%.

4.3.3.5 - Capacidade de suporte e expansão

Os ensaios de expansão e índice de suporte Califórnia ($CBR_{1 \text{ ponto}}$) seguiram o método de ensaio DNER-ME 049 (DNER, 1994b). A expansão e o índice de suporte serão dados pelos resultados de três repetições, ou seja, em três corpos-de-prova compactados nas umidades ótimas e pesos específicos máximos, preliminarmente determinados nos ensaios de compactação. Foram seguidos os seguintes procedimentos:

- Misturas: as duas melhores respostas de resistência mecânica obtidas no ensaio de RCNC, para cada mistura, conforme as melhores energias de compactação e o período de cura;
- Umidade de Moldagem: realizaram-se o ensaio de $CBR_{1 \text{ ponto}}$, apenas no teor de umidade ótimo previamente determinado nos ensaios de compactação referentes às energias que apresentaram melhores resultados nos ensaios de RCNC;

- Compactação: foi realizada em cilindro Califórnia segundo as recomendações de compactação do método de ensaio DNER-ME 049 (DNER, 1994b). As energias de compactação a serem empregadas foram a *intermediária* e a *modificada*;
- Cura: o período de cura, após a compactação das misturas, correspondeu ao melhor resultado de cura na RCNC;
- Imersão: os corpos-de-prova, assim confeccionados, foram submetidos, após devida cura, ao período de imersão, em água, por 96 horas conforme recomendação da norma técnica. Nesse intervalo serão medidos os valores de expansão a cada 24 horas; e
- Determinação do Índice CBR: após a imersão, os corpos-de-prova foram rompidos em prensa específica, através da penetração de um pistão padronizado, com área de 3 polegadas quadradas, a velocidade 1,143 mm/min. O valor da expansão foi determinado pela média dos corpos-de-prova e o Índice de Suporte Califórnia (CBR) dado pela média dos valores encontrados no ensaio de penetração nos corpos-de-prova compactados na umidade ótima e peso específico seco máximo, conforme a energia de compactação.

4.3.4 - Classificação das misturas como material empregado no pavimento

De acordo com as recomendações do DNIT (2006), as misturas serão classificadas como material a ser empregado na pavimentação, levando em conta os valores de CBR e expansão, conforme a Tabela 4.4.

Tabela 4.4. Classificação dos materiais empregados no pavimento rodoviário (Adaptado de DNIT, 2006).

Material	Expansão (%)	CBR (%)
Subleito	≤ 2%	≥ 2%
Reforço de Subleito	≤ 1%	≥ 2%
Sub-base	≤ 1%	≥ 20%
Base	≤ 0,5%	≥ 80%

4.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.4.1 - Compactação

Os parâmetros de compactação peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), e a família de curvas de compactação da mistura Solo-cal são apresentados na Tabela 4.5 e na Figura 4.2, respectivamente.

Tabela 4.5. Parâmetros de compactação da mistura Solo-cal.

Parâmetros de Compactação	Energia de Compactação		
	<i>Normal</i>	<i>Intermediária</i>	<i>Modificada</i>
W_{ot} (%)	16,7	14,0	13,8
$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	17,103	17,810	18,633

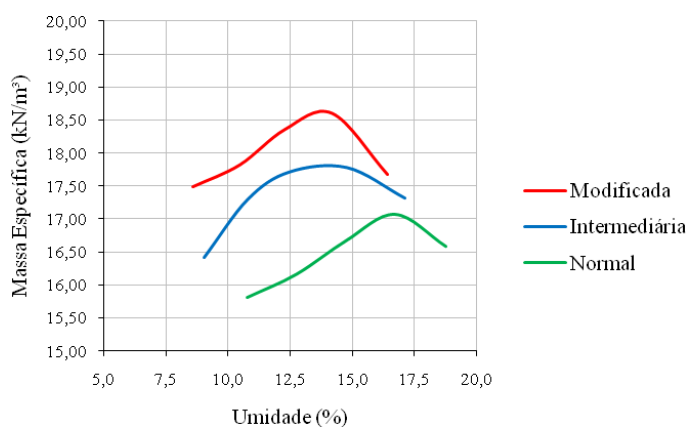


Figura 4.2. Família de curvas de compactação da mistura Solo-cal.

Para a mistura Solo-cimento, os resultados dos ensaios de compactação, com os parâmetros peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), e a família de curvas de compactação são apresentados na Tabela 4.6 e na Figura 4.3, respectivamente.

Tabela 4.6. Parâmetros de compactação da mistura Solo-cimento.

Parâmetros de Compactação		Energia de Compactação		
		<i>Normal</i>	<i>Intermediária</i>	<i>Modificada</i>
W_{ot}	(%)	15,0	12,7	12,2
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	(kN/m ³)	17,368	18,261	18,977

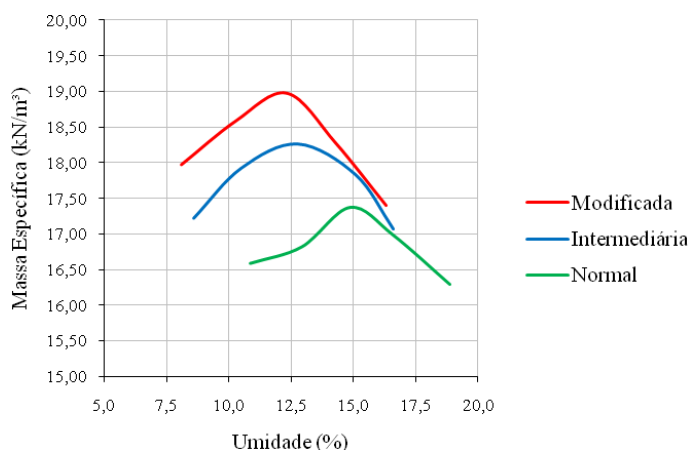


Figura 4.3. Família de curvas de compactação da mistura Solo-cimento.

O parâmetro de compactação umidade ótima (W_{ot}) da mistura Solo-cal quando comparada ao solo TE, apresentou elevação nos valores absolutos, independentemente das energias de compactação. O mesmo comportamento, porém, menos acentuado, foi verificado na mistura Solo-cimento comparando-se com o solo TE, com exceção na energia de compactação *modificada*, onde não houve variação.

Para o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$), as misturas Solo-cal e Solo-cimento apresentaram valores inferiores quando comparados com os do solo natural (TE), nas diferentes energias de compactação.

Contudo, a adição dos estabilizantes cal e cimento, num teor de 2% em relação ao peso seco do solo, provocou o deslocamento das curvas de compactação: para a direita, elevando, de maneira geral, os teores ótimos de umidade (W_{ot}), sendo este comportamento mais evidente na mistura Solo-cal, já que para a mistura Solo-cimento, esta variação foi muito baixa; e, para baixo, diminuindo os pesos específicos secos máximos ($\gamma_{dm\acute{a}x}$), evidentes em ambas as misturas

As variações percentuais dos parâmetros de compactação das misturas comparados aos valores absolutos do solo (TE) são apresentadas na Tabela 4.7. Os deslocamentos das curvas de compactação das misturas em relação ao solo TE podem ser visualizados na Figura 4.4.

Tabela 4.7. Variação percentual dos parâmetros de compactação das misturas Solo-cal e Solo-cimento.

Energia de Compactação	Valores Absolutos		Variação Percentual (%)			
	Solo Natural (TE)		Solo-cal		Solo-cimento	
	W_{ot} (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)	W_{ot}	$\gamma_{dmáx}$	W_{ot}	$\gamma_{dmáx}$
<i>Normal</i>	14,5	17,947	+15,2	-4,7	+3,5	-3,2
<i>Intermediária</i>	12,7	18,614	+10,9	-4,3	+0,4	-1,9
<i>Modificada</i>	12,2	19,418	+13,6	-4,0	+0,0	-2,3

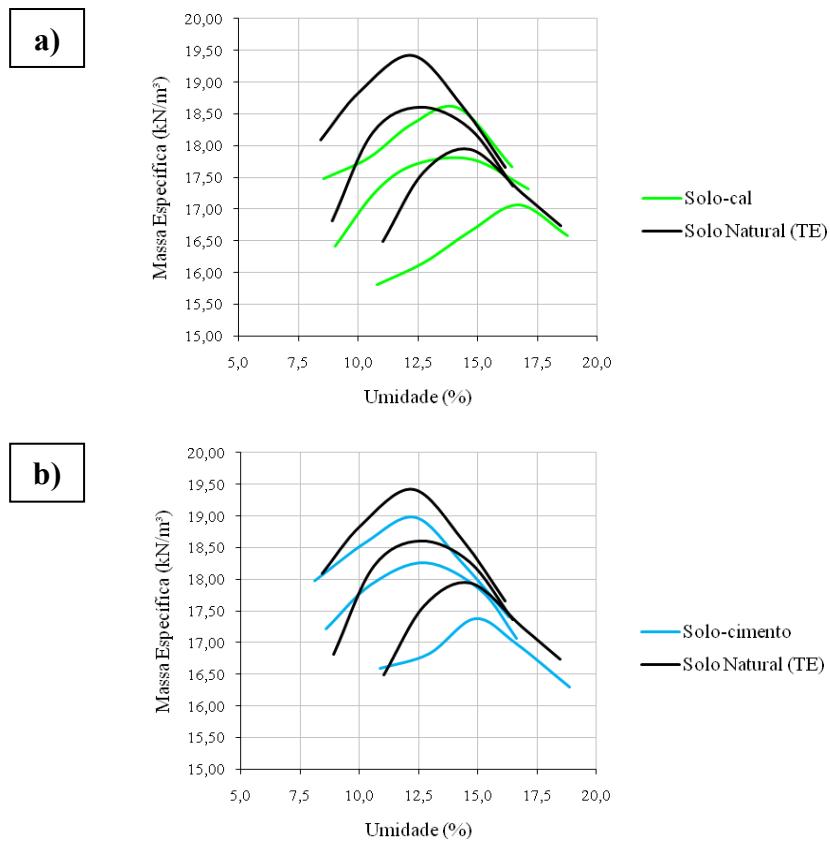


Figura 4.4. Curvas de compactação: a) Solo TE e mistura Solo-cal; b) Solo TE e mistura Solo-cimento.

4.4.2 - Resistência Mecânica

Com base nos parâmetros de compactação das misturas Solo-cal e Solo-cimento, foram moldados três corpos-de-prova para cada mistura, envolvendo as diferentes energias de compactação e os períodos de cura estabelecidos. Após os tempos de cura, iniciaram-se os ensaios de compressão simples. Os valores médios das três determinações de resistência à compressão simples das misturas nas diferentes energias de compactação e períodos de cura são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8. Valores médios de RCNC das misturas Solo-cal e Solo-cimento.

Mistura	Energia de Compactação	RCNC (KPa)		
		1 dia	7 dias	28 dias
Solo-cal	<i>Normal</i>	180,14	206,36	316,63
	<i>Intermediária</i>	289,68	401,63	578,28
	<i>Modificada</i>	481,45	529,67	786,59
Solo-cimento	<i>Normal</i>	256,19	290,75	334,73
	<i>Intermediária</i>	376,45	496,95	578,59
	<i>Modificada</i>	585,75	650,52	675,45

As curvas referentes aos valores médios de tensão de compressão e deformação axial das misturas Solo-cal e Solo-cimento, para as diferentes energias de compactação, são apresentadas nas Figuras 4.5 e 4.6.

Para a mistura Solo-cal, na energia de compactação *normal*, é possível notar uma discrepância entre as deformações no momento da ruptura, com variações de 1,7 a 3,3% na altura dos corpos-de-prova, em relação aos períodos de cura, sendo que, aos 7 dias, os corpos-de-prova apresentam maior deformação no momento da ruptura. Na energia *intermediária*, em ambos os períodos de cura, as deformações dos corpos-de-prova no momento da ruptura são semelhantes, em torno de 2%. Para a energia *modificada*, a ruptura ocorreu quando os corpos-de-prova apresentaram deformação de 2,7%, com exceção dos corpos-de-prova submetidos a 1 dia de cura, cuja deformação foi de 3,4%. De maneira geral, quanto maior é o período de cura, maior é a tensão necessária para a ruptura dos corpos-de-prova, sendo mais acentuado este comportamento na energia de compactação *modificada*.

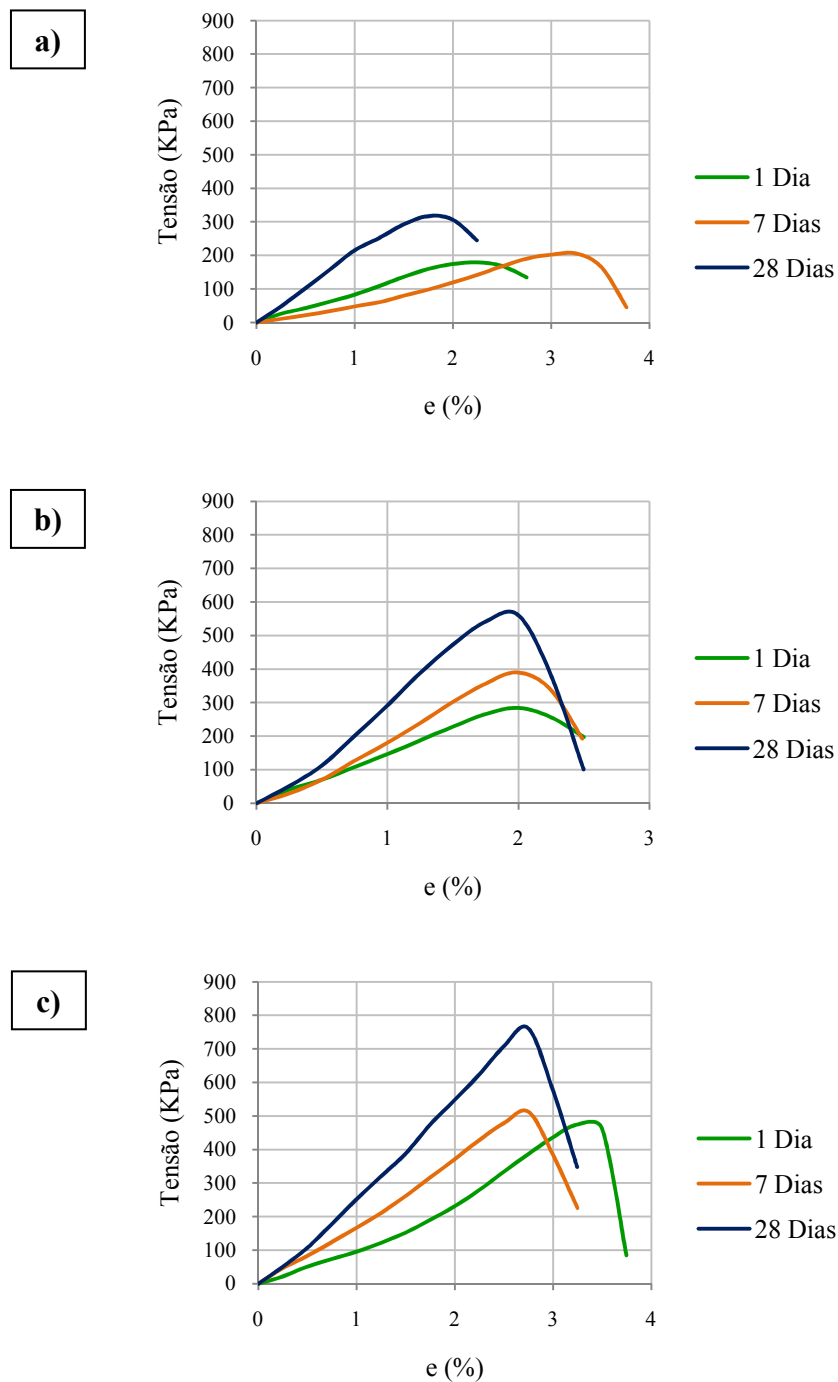


Figura 4.5. Curva tensão-deformação da mistura Solo-cal: a) Energia de compactação *Normal*; b) Energia de compactação *Intermediária*; c) Energia de compactação *Modificada*.

Para a mistura Solo-cimento, geralmente, a ruptura ocorre quando os corpos-de-prova alcançam deformações, em relação à altura, entre 2 e 3%, para ambas as energias de compactação. Notou-se que existe pouca variação na tensão aplicada no momento da ruptura entre os períodos de cura, independente da energia de compactação, quando

comparadas ao comportamento da mistura Solo-cal. Na energia *intermediária*, a tensão de ruptura aos 28 dias de cura foi muita próxima a tensão de ruptura aos 7 e 28 dias na energia *modificada*. Nesta última, os valores são praticamente iguais, tanto de tensão quanto de deformação.

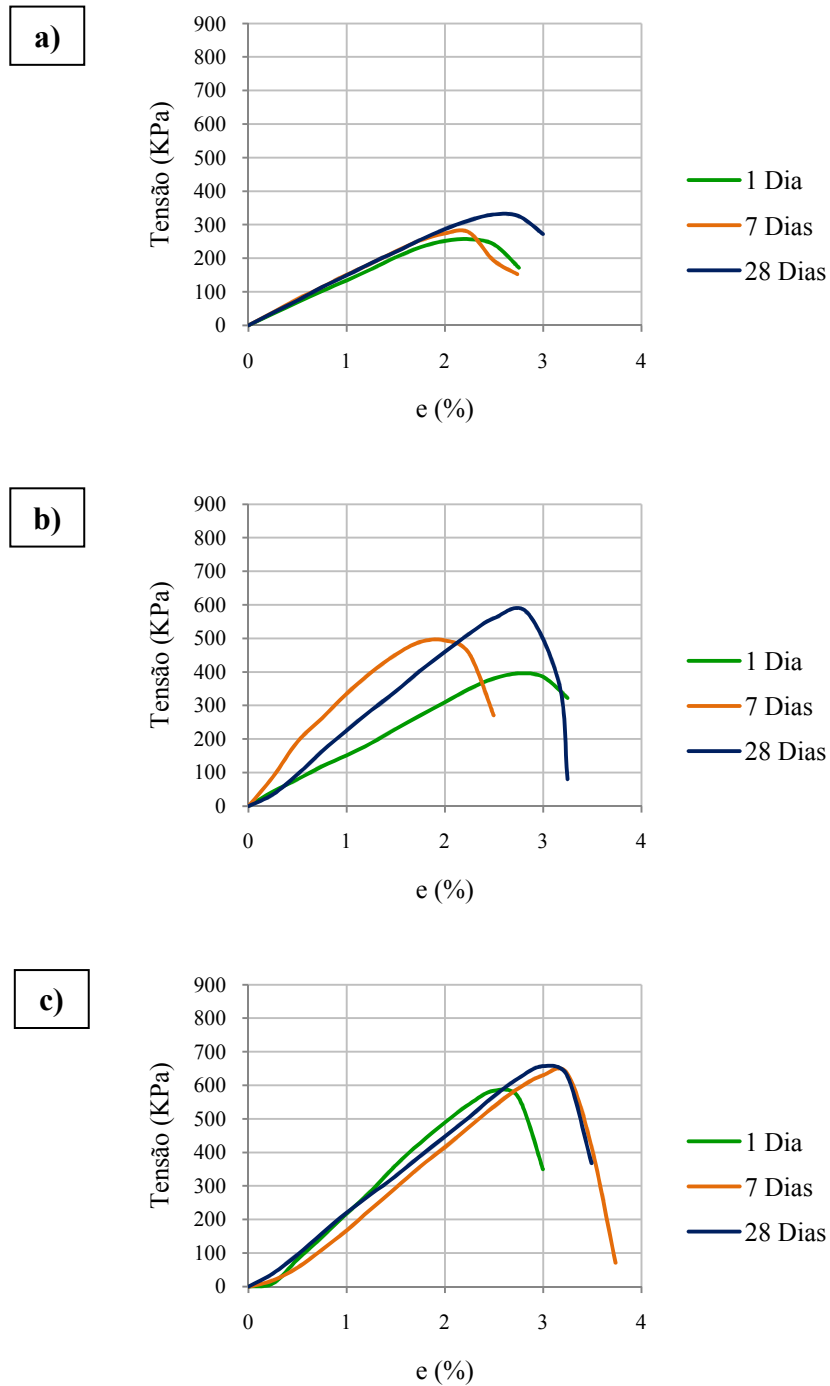


Figura 4.6. Curva tensão-deformação da mistura Solo-cal: a) Energia de compactação *Normal*; b) Energia de compactação *Intermediária*; c) Energia de compactação *Modificada*.

Comparando os valores de RCNC das misturas Solo-cal e Solo-cimento com os valores do solo TE, as misturas apresentaram maior resistência à compressão, independentemente da energia de compactação e período de cura. A Figura 4.7 apresenta os valores obtidos para as misturas e solo TE.

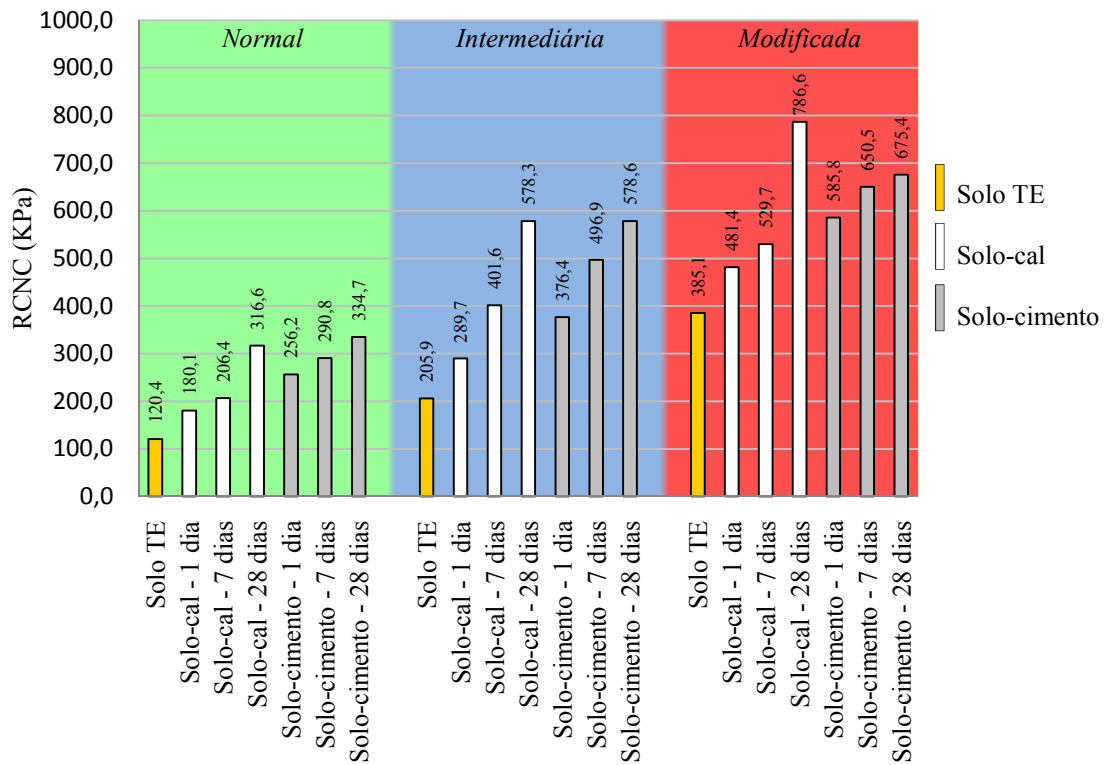
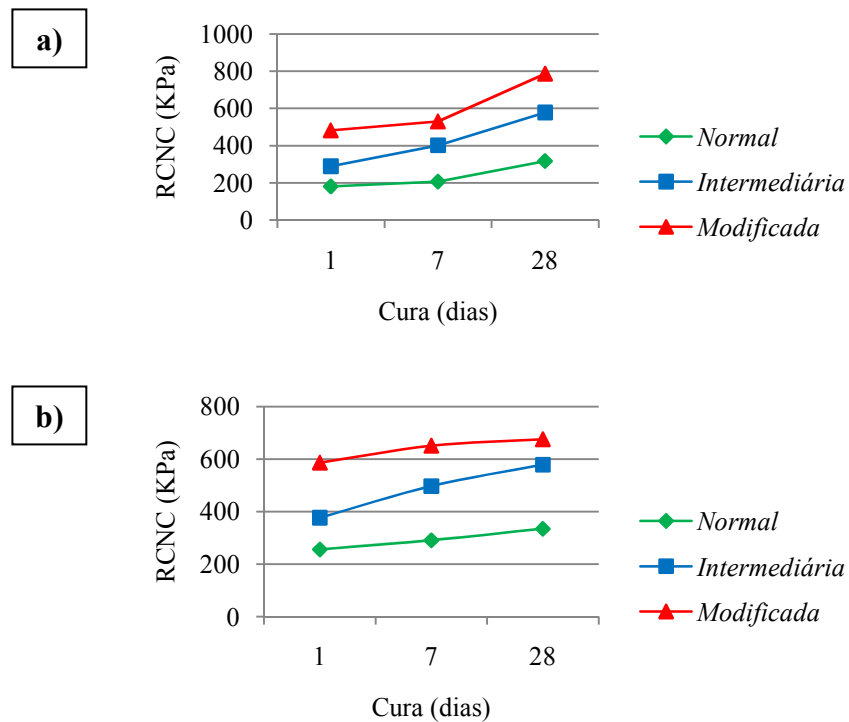


Figura 4.7. Valores de RCNC das misturas e solo TE para as diferentes energias de compactação.

Entre as misturas, maiores períodos de cura acarretaram em maiores valores de resistência à compressão. A variação da RCNC das misturas em relação aos períodos de cura de, nas diferentes energias de compactação, é apresentada na Figura 4.8.

Figura 4.8. RCNC nos períodos de cura, nas diferentes energias de compactação: a) Mistura Solo-cal; b) Mistura Solo-cimento.



Visualmente, analisando os gráficos de RCNC em relação às energias de compactação, a energia de compactação *modificada* apresenta os maiores valores de resistência à compressão em ambas as misturas. Do ponto de vista dos períodos de cura, a resistência à compressão simples eleva-se à medida que o período de cura aumenta, sendo mais acentuado, na mistura Solo-cal.

Para a verificação dos melhores resultados de resistência à compressão em cada mistura, em relação às energias de compactação e períodos de cura, aplicou-se a análise de variância ANOVA fatorial.

Todos os tratamentos analisados (energia de compactação e períodos de cura e, interações entre os tratamentos) apresentaram diferença significativa entre seus dados. Conforme os resultados da análise de variância, para ambas as misturas, a energia de compactação causou a maior diferença nos valores de resistência à compressão simples comparando-se com o período de cura. Entretanto, estes comportamentos foram mais acentuados para a mistura Solo-cal. A análise de variância, ainda, para ambas as misturas, apontou diferença significativa para as interações energia de compactação e períodos de cura,

porém, menos acentuada que os tratamentos. Os resultados são apresentados na Tabela 4.9 e 4.10.

Tabela 4.9. Análise de variância fatorial (5%) da mistura Solo-cal.

Fonte da variação	g.l.	SQ	QM	F calculado	F Tabelado
Energia de compactação	2	599297,23	299648,61	1336,40*	3,55
Cura	2	287918,94	143959,47	642,04*	3,55
Interações	4	32034,77	8008,69	35,72*	2,93
Resíduo	18	4035,97	224,22		
Total	26	923286,91			

*Diferença significativa

Tabela 4.10. Análise de variância fatorial (5%) da mistura Solo-cimento.

Fonte da variação	g.l.	SQ	QM	F calculado	F Tabelado
Energia de compactação	2	532547,54	266273,77	631,18*	3,55
Cura	2	69390,66	34695,33	82,24*	3,55
Interações	4	14815,60	3703,90	8,78*	2,93
Resíduo	18	7593,62	421,87		
Total	26	624347,43			

*Diferença significativa

A energia de compactação influencia com mais intensidade a resistência mecânica (RCNC) das misturas Solo-cal e Solo-cimento (com teor de 2%) quando comparado ao período de cura.

Para a determinação dos melhores resultados para cada mistura, aplicou-se o teste de médias de Tukey nas interações energia de compactação/período de cura. Os resultados da determinação dos melhores resultados para a mistura Solo-cal estão apresentados nas Tabelas 4.11 e 4.12. Para a mistura Solo-cimento, os resultados do teste de médias das interações são apresentados nas Tabelas 4.13 e 4.14. Todos os testes de media foram realizados com nível de significância de 5%.

Tabela 4.11. Teste Tukey para a interação energia de compactação/período de cura da mistura Solo-cal.

Energia de compactação	Período de cura		
	1 dia	7 dias	28 dias
	Média (KPa)	Média (KPa)	Média (KPa)
<i>Modificada</i>	481,45 a	529,67 a	786,59 a
<i>Intermediária</i>	289,68 b	401,63 b	578,28 b
<i>Normal</i>	180,14 c	206,36 c	316,63 c

Tabela 4.12. Teste Tukey para a interação período de cura/energia de compactação da mistura Solo-cal.

Período de Cura	Energia de compactação		
	<i>Normal</i>	<i>Intermediária</i>	<i>Modificada</i>
	Média (KPa)	Média (KPa)	Média (KPa)
28 dias	316,63 a	578,28 a	786,59 a
7 dias	206,36 b	401,63 b	529,67 b
1 dia	180,14 b	289,69 c	481,45 c

Tabela 4.13. Teste Tukey para a interação energia de compactação/período de cura da mistura Solo-cimento.

Período de Cura	Energia de compactação		
	<i>Normal</i>	<i>Intermediária</i>	<i>Modificada</i>
	Média (KPa)	Média (KPa)	Média (KPa)
28 dias	334,73 a	578,59 a	675,45 a
7 dias	290,75 b	496,94 b	650,52 a
1 dia	256,19 b	376,45 c	585,75 b

Tabela 4.14. Teste Tukey (5%) para a interação período de cura/energia de compactação da mistura Solo-cimento.

Energia de compactação	Período de cura		
	1 dia	7 dias	28 dias
	Média (KPa)	Média (KPa)	Média (KPa)
<i>Modificada</i>	585,75 a	650,52 a	675,45 a
<i>Intermediária</i>	376,44 b	496,94 b	578,59 b
<i>Normal</i>	256,19 c	290,75 c	334,72 c

Na mistura Solo-cal, quando analisados os resultados do teste Tukey da interação energia de compactação dentro do período de cura, a cura de 28 dias alcançou a maior resistência à compressão simples (RCNC) independente da energia de compactação aplicada. Quando analisado o comportamento da cura dentro da energia de compactação, verificou-se que a energia de compactação *modificada* apresentou os maiores valores de RCNC independente do período de cura submetido.

Dessa forma, como a energia de compactação influencia mais os valores de resistência mecânica, comparados ao período de cura submetido, a maior resistência à compressão simples da mistura Solo-cal é alcançada com energia de compactação *modificada* aos 28 dias de cura.

Para a mistura Solo-cimento, o período de cura de 28 dias proporcionou a maior resistência mecânica à mistura nas energias de compactação *normal* e *intermediária*, e 7 e 28 dias na energia *modificada*, não sendo diferentes estatisticamente. Já a energia de compactação *modificada* foi responsável pela obtenção da maior resistência à compressão simples independente do período de cura. Assim, o melhor resultado foi alcançado com a energia de compactação modificada aos 7 ou 28 dias de cura.

Contudo, os melhores resultados de resistência mecânica para ambas as misturas foram alcançados na energia de compactação *modificada*. De forma a se padronizar os resultados para futuros testes laboratoriais e para construção de trechos experimentais, os melhores resultados de compressão simples foram alcançados aos 28 dias de cura, para ambas as misturas.

Foram considerados, secundariamente, como melhores resultados de RCNC, as misturas compactadas na energia *intermediária* e submetidas a 28 dias de cura.

4.4.3 - Capacidade de suporte e expansão

Os ensaios de CBR e expansão foram realizadas nas misturas de Solo-cal e Solo-cimento compactadas nas energias *intermediária* e *modificada*, e submetidas a 28 dias de período de cura.

Foram moldados três corpos-de-prova para cada energia, com base nos parâmetros ótimos de compactação das misturas, iniciando o período de cura após a moldagem. Ao se atingir o período de 28 dias, os corpos-de-prova eram submetidos ao ensaio de expansão, com leituras a cada 24hs, durante quatro dias. Após determinada a expansão, os corpos-de-prova eram submetidos ao ensaio de penetração. Os resultados dos valores médios de expansão e CBR (índice de Suporte Califórnia – ICS) das misturas são apresentados na Tabela 4.15.

Tabela 4.15. Valores médios de expansão e CBR do solo natural e das misturas Solo-cal e Solo-cimento.

Mistura	Energia de compactação	Cura (dias)	Expansão (%)	CBR (%)
Solo (TE)	<i>Intermediária</i>	-	0,03	13,5
	<i>Modificada</i>	-	0,06	8,0
Solo-cal	<i>Intermediária</i>	28	0,00	59,0
	<i>Modificada</i>	28	0,00	60,7
Solo-cimento	<i>Intermediária</i>	28	0,02	44,1
	<i>Modificada</i>	28	0,02	41,7

Comparando os valores de CBR do solo TE, a adição de 2% de cal ocasionou a elevação de aproximadamente de 340% na energia *intermediária*, e cerca de 660% na energia *modificada*. Com a adição de 2% de cimento, os valores elevaram-se de 226% para a energia *intermediária* e 422% para a energia *modificada*.

Os maiores valores de expansão foram encontrados na mistura Solo-cimento. Entretanto, os valores foram considerados muito baixos ou inexistentes como os da mistura Solo-cal.

Os maiores valores CBR foram na mistura Solo-cal. Entre cada mistura, os valores foram muitos próximos quando comparadas às energias de compactação *intermediária* e *modificada*, sendo que, no caso da mistura Solo-cimento, o valor na energia *intermediária* foi menor que na *modificada*.

4.4.4 - Classificação das misturas

Com base nos valores de CBR e de expansão as misturas foram classificadas como material empregado no pavimento rodoviário, segundo DNIT (2006), conforme a Tabela 4.16. O solo natural apresentou características de material para subleito.

Tabela 4.16. Classificação do material empregado no pavimento rodoviário.

Mistura	Energia de compactação	Expansão (%)	CBR (%)	Material
Solo-cal	<i>Intermediária</i>	0,00	59,0	Sub-base
	<i>Modificada</i>	0,00	60,7	Sub-base
Solo-cimento	<i>Intermediária</i>	0,02	44,1	Sub-base
	<i>Modificada</i>	0,02	41,7	Sub-base

4.5 - CONCLUSÃO

A adição de 2% (em relação ao peso seco do solo) de cal e cimento ao solo TE, de classificação TRB A-4 (5) e MCT LA', formulando as misturas Solo-cal e Solo-cimento, provocou alterações nos parâmetros de compactação do solo, diminuindo o peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e aumentando a umidade ótima (W_{ot}). Entretanto, na mistura Solo-cimento, a alteração do umidade ótima (W_{ot}) foi notada, mais evidentemente, apenas na energia de compactação *normal*.

As misturas Solo-cal e Solo-cimento apresentaram maior resistência à compressão simples em relação ao solo natural TE, independentemente da energia de compactação e do período de cura.

Nas misturas, quanto maior a energia de compactação e o período de cura, maior a resistência à compressão. Os melhores resultados de RCNC alcançados na energia de compactação *modificada*, aos 28 dias de cura para a mistura Solo-cal e, 7 ou 28 dias de cura para a mistura solo Solo-cimento

Quanto à expansão das misturas, os valores situaram-se abaixo de 0,5%. A capacidade de suporte foi maior na mistura Solo-cal em relação à mistura Solo-cimento, e ambas, se enquadram como material a ser utilizado em sub-bases de pavimentos rodoviários.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AFFLECK, J.G. *Marketing chemical for soil stabilization*. New York, Ind. Eng. Chem., 47:2232-34, 1955.

ALCÂNTARA, M.A.M.. **Estabilização química dos solos para fins rodoviários: Técnicas disponíveis e estudo de caso dirigido à estabilização solo-cal de três solos de Ilhas Solteira-SP.** Viçosa: UFV, 1995. 91 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Viçosa, 1995.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND - ABCP. **Estudo técnico 35:** dosagem das misturas de solo-cimento: normas de dosagem. São Paulo, 3. ed., 1986. 51 p.

AZAMBUJA, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa-MG.** Viçosa: UFV, 1999. 169 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Federal de Viçosa, 1999.

BALEATO, M. T; AMORENA, L.S. **Estabilizacion de suelos:** suelo/cemento. Barcelona, Espanha: Editores Técnicos Associados, S.A, 1968. 152 p.

BAPTISTA, Cyro de Freitas Nogueira. **Pavimentação:** Tomo I: ensaios fundamentais para pavimentação, dimensionamento dos pavimentos flexíveis. 3. Ed. Porto Alegre: Globo, 1978. 253p.

BAUER, L.A.F. **Materiais de construção.** Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos, 1987. 529 p.

CASANOVA, F; CERATTI, J. A. P. . The Assesment of Cement Requirement of Oxissols by a Physico-Chemical Method. In: **international Soil Classification Workshop**, 8, 1986, Rio de Janeiro,RJ. **Proceedings...**Rio de Janeiro: EMBRAPA, 1986. P. 243-256

CASANOVA, F.J. RODRIGUES, M.G.M. Um estudo comparativo entre três métodos de dosagem de solo-cimento utilizando solos lateríticos do norte-nordeste. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO, 27., 1993, Teresina. **Anais...**Teresina, PI: Associação Brasileira de Pavimentação, 1993. v. 1. p. 138-158

CASTRO, E. **Estudos relativos à estabilização de solo com cal.** Rio de Janeiro: Instituto de pesquisas Rodoviárias, 1969. 76 p. (Publicação 347)

INGLES, O.G.; METCALF, J.B. **Soil stabilization: principles and practice.** Sydney: Butterworths, 1972. 374 p.

CASTRO, E., SERAFIM LUIS, A. **O solo-cal na pavimentação de estradas e aeródromos.** Lisboa: Laboratório Nacional de Engenharia Civil, 1974. P. 45-51. (Memória, 450).

COSTA, C.R.V. et. al. Estudo de solos lateríticos: estabilização com cal. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 21., 1986, Salvador. **Anais...**Rio de Janeiro: Associação Brasileira de Pavimentação, 1986. v. 1. p. 137-158

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER. **ME 129:** Solos: compactação utilizando amostras não-trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994a. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM –DNER. **ME 049:** Solos: determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, 1994b. 12 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. **Manual de Pavimentação**. 3.ed. Rio de Janeiro, 2006. 274 p.

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

GUIMARÃES, J.E.P. **Estabilização de solos: nova e importante aplicação da cal, seus conceitos e suas vantagens**. São Paulo: ABPC, 1971. 67 p. (Boletim, 5)

HERRIN, M., MITCHELL, H. **Lime-soil mixtures**. Washington D.C.: Highway Research Board, 1961. p. 99-138. (Bulletin H.R.B.).

HOGENTOGLER, C.A. **Engineering properties of soil**. New York, USA: McGraw-Hill Book Company, 1937. 434 p.

INGLES, O.G. Advances in soil stabilization. **Revista Pure Appl. Chem.**, [S.I.], v. 18, n. 11, p. 201-309, 1968.

INGLES, O .G. e METCALF, J.B. **Soil stabilization principles and practice**. S.l., Butterwarhs & Company, 1977. 374 p.

KÉZDI, A. Physical and chemical aspects of soil stabilization. In: DEVELOPMENTS IN GEOTECHNICAL ENGINEERING. **Stabilized earth roads**. 19. Budapest: Elsevier, 1979. cap. 2. p. 31-68.

KÉZDI, Á.; RÉTHÁTI, L. **Handbook of soil mechanics: soil mechanics of earthworks, foundations nd highway engineering**. Amsterdam: Elsevier, 1988. v.3. 361 p.

LAMBE, T.W. **The structure of compacted clays**. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, 1958.

LAMBE, T.W.; MICHAELS, A. Altering soil properties with chemicals. **Chem. Eng. N.**, [S.I.], v. 32, n. 6, p. 488-492, 1954.

LIMA, D.C. **Algumas considerações relativas a aspectos da estabilização dos solos, em particular à estabilização solo-cal**. São Carlos, SP: USP, 1981. 171 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)-Universidade de São Paulo, Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos, SP, 1981.

LIMA, D.C.; BUENO, B.S.; SILVA, C.H.C. **Estabilização dos solos II: técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa**. Viçosa, MG: UFV, 1993. 32 p. (publicação, 333).

LIMA, D.C.; RÖHM, S.A.; BARBOSA, P.S.A. **Estabilização dos solos III: mistura solo-cal para fins rodoviários**. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 1993. 46 p. (Publicação 334).

LIMA, D.C.; SANTOS, M.F.; BUENO, B.S. Estabilização dos solos com cal e betume. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 6., 1995, Santos, SP. **Anais...** Santos, SP: [s.n.], 1995. p. 75-90.

McDOWELL, C. Evaluation of soil-lime stabilization mixtures. In: HIGHWAY RESEARCH RECORD, 139. 1966, Washington, D.C. **Record...** Washington, D.C: HRB, 1966. p. 15-24.

McCARTHY, D.F.P.E. **Essential of soil mechanics and foundations.** Virginia, Reston Publishing Company, 1977. 505p.

MENDONÇA, A.A. **Caracterização tecnológica de misturas solo-cal.** Viçosa, MG: UFV, 1998. 109 f. Dissertação (Mestrado)-Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 1997.

MERLIM, G.S. RICHARD, L.H. **Soil engineering.** 4.ed. São Paulo, Harper & Row publishers, 1982. 819p.

PETRUCCI, E.G.R. **Material de construção.** Porto Alegre: Globo, 1978. 435 p.

PITTA, M.R. **Pequeno histórico da estabilização de solos com cimento.** São Paulo: [s.n.], 1980. 4 p.

PORTLAND CEMENT ASSOCIATION. **Subgrades, sub bases and shoulders for concrete pavement.** Skokie: [s.n.], 1960. 5

ROAD RESEARCH LABORATORY. **Mecânica dos Solos para Engenheiros Rodoviários.** São Paulo, 1951.

SENÇO, W. **Manual de técnicas de pavimentação.** São Paulo: Pini, 2001. 671 p.

SINGH, A. **Soil engineering in theory and practice.** London, Asia Publishing House, 1967. 653 p.

SHERWOOD, P.T. **Soil stabilization by the use of chemical admixtures.** Roads and Road Constructions, s.l., p. 102-110, 1961.

SMITH, G.R. **Freezing solidifies tunnel site, construction methods and equipments.** USA: [s.n.], 44, 10. 1955. p. 104-108.p.

TOWSEND, F.C.; DONAGHE, R.T. **Investigation accelerated curing of soil-lime and soil-fly ash-aggregate mistures.** Local: U.S. Army Engineering Experiment Station, 1976. 124 p. (Technical Report, S-76-9).

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD – TRB. **State-of-the-art: lime stabilization: reactions, properties, design, construction.** Washington, D.C., USA: [s.n.], 1976. 31 p. (circular, 180).

VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos**. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1977. 509p.

VIEIRA, R.I.; MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G.; CASTRO, F.J.C.O. Avaliação de um trecho de solo-cal na RJ - 116. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 21., 1986, Salvador, Bahia. **Anais...** Salvador, Bahia: [s.n.], 1986. Paginação irregular.

5 - DIMENSIONAMENTO DE MATERIAIS E CUSTOS PARA CONSTRUÇÃO DE TRECHOS EXPERIMENTAIS EM ESTRADAS FLORESTAIS

5.1 - INTRODUÇÃO

Em estradas florestais, geralmente, os veículos trafegam diretamente sob o subleito da estrada, ou quando maiores solicitações são requeridas, trafegam sobre uma camada de base-revestimento sobre o subleito (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

Para que um tipo de solo seja capaz de ser usado como a base de uma estrada, ou até mesmo como subleito, ele deve ser melhorado para que possa sustentar o tráfego mesmo em condições desfavoráveis de umedecimento ou secagem. Esta melhoria pode ser realizada por vários métodos de estabilização: compactação, alteração da distribuição do tamanho das partículas ou nas propriedades intrínsecas ao solo (SESSIONS, 2007).

Para a verificação dos materiais a serem utilizados no subleito e na camada melhorada (base-revestimento) são necessárias análises de caracterização dos solos e estudos geotécnicos de estabilização em laboratório, para fornecer os parâmetros necessários a serem seguidos durante a construção das estradas.

Tendo em vista a utilização de diversas técnicas de estabilização empregadas na construção e melhoramento de solos, testadas previamente em laboratório, a construção de trechos experimentais, em campo, possibilita verificar as melhores respostas e suas tendências baseadas nos parâmetros obtidos, quando submetidas ao tráfego real e a intempéries. Dessa forma, a escolha dos tratamentos e materiais ideais a serem aplicados na melhoria podem ser indicados.

REVISÃO DE LITERATURA

5.1.1 - Estradas florestais

A locação e a construção de estradas florestais são considerados os primeiros passos das operações de exploração e transporte florestal. As estradas florestais permitem o acesso às florestas, viabilizando o tráfego de mão-de-obra e meios de produção, necessários para implantação, proteção, colheita e transporte da madeira e, ou, produtos florestais. Suas características marcantes são o tráfego reduzido, às vezes, temporário, mas de elevado peso ocorrendo normalmente em um único sentido (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

A quantidade e a qualidade das estradas dependem do tipo de produto a ser produzido, da tecnologia usada e do método de exploração. Esses parâmetros devem estar corretamente avaliados para que se possa decidir sobre a especificação e a localização das estradas (REZENDE; OLIVEIRA, 2008)

A infra-estrutura de estradas na floresta visa a facilitar a realização das operações de extração e escoamento da madeira, sendo que o primeiro ponto a observar nas operações de exploração é o estabelecimento de uma rede de estradas primárias e secundárias (MACHADO; VOLPINI, 1981).

Para Sessions (2007), as infra-estruturas rodoviárias em florestas tropicais são estruturas de engenharia complexas que provem acesso as florestas. Estas estruturas rodoviárias envolvem um projeto de engenharia, plano de campo, construção e manutenção. Os mais importantes parâmetros técnicos da rede viária florestal a serem considerados são a condição e o tipo de tráfego, condições do terreno, tipo de solo, clima e regime pluviométrico e padrão de construção (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

Ao contrário das estradas utilizadas pelo público em geral, as estradas florestais servem a um propósito limitado. Sua função especializada é decorre de três características: baixo volume de tráfego, maior parte do tráfego ocorrendo em uma direção e tráfego de caminhões longos e pesados. Cada estrada ou trecho dela está sujeita a diferentes

quantidades de tráfego e suas características dependerão da sua função no sistema viário (SESSIONS; HEINRICH, 1993)

Segundo Machado e Mailinovski (1986), quanto à funcionalidade das estradas que compõem o sistema viário florestal, existe uma diversidade de classificações em todo mundo. No Brasil, existem diferenças básicas tanto na planificação, construção e manutenção de estradas florestais, além das diferenças entre os tipos de florestas exploradas (plantadas e nativas), o que dificulta ou torna-se inexistente uma classificação funcional das estradas.

Alguns exemplos de sistemas de classificação rodoviária podem ser citados: o sistema de classificação da Jari Florestal, que possui as classes de estradas florestais principal, secundária, terciária e vicinais, com diferenças básicas relativas à largura da pista de rolamento, raio mínimo de curva, greide máximo (%), revestimento e tipo de tráfego; o sistema Austríaco com classes de estradas florestais principal, secundária e ramal, diferenciadas basicamente pela largura da plataforma e pista de rolamento, padrão construtivo, greide máximo (%) e pressão vertical máxima de pneus (ton.); o sistema de classificação Americano com classes de estradas principal, secundária e de acesso, diferenciadas pela largura da pista, greide máximo (%), grau de curvatura máxima, raio de curva e alargamento da pista de rolamento; e o sistema Canadense, com diferenças mais complexas entre as classes de estrada principal, secundária, terciária e ramal, como velocidade do tráfego, distância de visibilidade, entre outras (MACHADO; MAILINOVSKI, 1986).

Para Session (2007), as estradas florestais de regiões de florestas tropicais, são classificadas como estrada de acesso, estrada principal, estrada secundária, estrada em terrenos desfavoráveis, estrada de arraste e trilha de arraste.

As estradas de acesso são ligações de transporte permanente entre as florestas e vias pública. Eles servem como transporte das vilas e cidades para as florestas, e das florestas para a os locais de processamento de madeira. As estradas florestais principais formam a rede básica de estradas florestal. Elas permitem o transporte de madeira o ano todo. As estradas florestais secundárias são linhas de conexão à floresta a partir das estradas principais. Elas são acessíveis pelos caminhões durante a estação seca, mas podem ser

fechadas durante a estação chuvosa. As estradas em terrenos desfavoráveis são destinadas a caminhões traçados, ou seja, são especialmente construídas para veículos com trações em todos os rodados, situadas em terrenos fortemente inclinados e com subleito fraco, utilizando caminhões “off-road”. As estradas de arraste são estradas de terra temporária entre as árvores. Eles servem como rotas de encaminhamento do local de derrubada ao pátio de estocagem construído ao longo de uma estrada secundária. Estas estradas são apropriadas para terrenos planos e a movimentação de terra normalmente não é necessária. As trilhas de arrastes na floresta são espaços entre as árvores, que são usados para mover a madeira do local de derrubada para o lado das estradas de arraste. Nenhuma terra é movida para formar as trilhas, mas as árvores e vegetação rasteira podem ser removidas (SESSIONS, 2007).

Para Pancel (1993), as rodovias públicas construídas para transportar o tráfego pesado, são constituídas por várias camadas diferentes, cada qual com uma finalidade. Estas são a camada superficial, a base da estrada e a sub-base. Na prática, esta sucessão de três camadas de material escolhido para resistir a forças diferentes, não é encontrada em estradas florestais, que têm sido feitas de solos compactados, com duas diferentes camadas pouco distintas: uma camada natural da terra e uma camada melhorada (SESSIONS, 2007). A Figura 5.1 apresenta a seção transversal das rodovias públicas e das florestais.

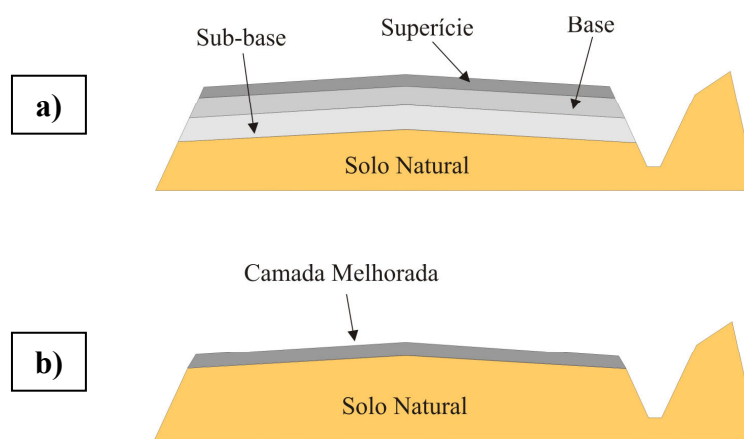


Figura 5.1. Seção transversal da estrada: a) rodovias públicas; b) estrada florestal. (Adaptado de Sessions, 2007).

5.2 - EQUIPAMENTOS UTILIZADOS NA CONSTRUÇÃO DE ESTRADAS

A construção de estradas é beneficiada graças ao extraordinário rendimento das máquinas que a cada dias estão mais potentes, velozes e de maior capacidade. É possível dizer que existem hoje, máquinas especiais para cada serviço (PEREIRA, 1961). Os avanços tecnológicos no setor de máquinas pesadas permitem a existência de equipamentos especializados para cada tipo de serviço rodoviário, alcançando maior eficiência e tornando antigas atividades complexas mais rápidas e simplificadas (BAESSO e GONÇALVES, 2003).

Os serviços de pavimentação requerem processos executivos mecânicos com a utilização de equipamentos pesados. Desta forma, cada serviço dispõe de uma série de equipamentos específicos (DNIT, 2006).

Baptista (1978) menciona alguns equipamentos voltados para a compactação dos solos, sendo estes responsáveis pela compactação dos pavimentos nas estradas. Estes equipamentos são o rolo compactador liso, pneumático, segmentado, grelha tamping, e pé-de-carneiro.

Baesso e Gonçalves (2003), referem-se à motoniveladora, também conhecida como patrola ou patrol, como equipamento mais importante para serviços de conformação da superfície da pista de rolamento, processamento de camadas de revestimento primários, conformação de dispositivos laterais de drenagem e reconformação de taludes.

Pereira (1961) cita as escavadoras para as atividades de escavação em geral, transporte em pequenas distâncias, taludeamento, reaterro, etc.,

Outros equipamentos utilizados na conformação de estradas e serviços de terraplenagem é a pá carregadeira frontal, retro-escavadeiras, trator de esteiras e caminhões basculantes (BAESSO e GONÇALVES, 2003).

O objetivo deste estudo é dimensionar as quantidades e custos de aquisição dos materiais aplicados na melhoria das estradas florestais. Nos tratamentos serão empregados o solo natural do subleito, cascalhos, cal e cimento adicionados ao solo.

5.3 - MATERIAL E MÉTODOS

5.3.1 - Solo local

O solo da área destinada ao dimensionamento e, futuramente à construção dos trechos experimentais, possui classificação TRB A-4 (5), e classificação de solos tropicais MCT LA' (laterítico arenoso). O solo possui coloração amarelada, sendo a areia fina (ABNT, 1995) a fração de maior representação.

5.3.2 - Cascalhos

Os solos granulares utilizados são provenientes de duas diferentes jazidas (cascalheiras) situadas nos projetos XIV e XVII no horto Aranha, próximo ao horto Santa Luzia e também pertencente à empresa.

O cascalho da cascalheira situada no projeto XIV, denominado de CA14, foi utilizado como material a ser misturado ao solo local, enquanto que o proveniente da cascalheira do projeto XVII, denominado de CA17, foi utilizado integralmente, sem a adição do solo local.

5.3.3 - Mistura de solo local e cascalho

A mistura do solo local e o cascalho CA14, denominada neste estudo de mistura Solo-cascalho, possui a dosagem de 50% para ambos os materiais, em relação aos seus pesos secos.

5.3.4 - Mistura de solo local e produtos químicos

Os produtos químicos utilizados para como as misturas ao solo local foram a cal hidratada do tipo CH-I da marca ARAGUAIA e o cimento portland do tipo CP-II-Z-32 da marca TOCANTINS.

As misturas foram denominadas de Solo-cal e Solo-cimento, e a dosagem empregada foi de 2% em relação ao peso seco do solo local.

5.3.5 - Trechos experimentais

Os trechos experimentais foram denominados de acordo com o material constituinte de sua estrutura. Os seguintes trechos foram dimensionados seguindo a nomenclatura:

- Padrão 1 (PA1): trecho constituído de solo local sem nenhum tratamento geotécnico, servindo como testemunha do solo local;
- Padrão 2 (PA2): trecho constituído dos mesmos materiais de sua rede viária e seguindo procedimentos construtivos adotados pela empresa, servindo como testemunha para a estrada principal;
- Solo natural (SN): trecho constituído de solo local e seguindo procedimentos construtivos determinados em laboratório;
- Cascalho 100% (C100): trecho constituído integralmente de cascalho CA17 e seguindo procedimentos construtivos determinados em laboratório;
- Solo-cascalho (SC50): trecho constituído da mistura de 50% de solo local e 50% de cascalho CA14 e seguindo procedimentos construtivos determinados em laboratório;
- Solo-cal (SCA): trecho constituído da mistura de solo local e 2% de cal e seguindo procedimentos construtivos determinados em laboratório; e
- Solo-cimento (SCI): trecho constituído da mistura de solo local e 2% de cimento e seguindo procedimentos construtivos determinados em laboratório.

Os trechos experimentais possuem seção transversal com abaulamento de 2 a 4% do eixo para as bordas, com estrutura constituída de subleito, base-revestimento (base melhorada) e sarjetas como dispositivos de drenagem, conforme MACHADO E MAILINOVSKI (1986). A Figura 5.2 apresenta a seção transversal do trecho experimental florestal.

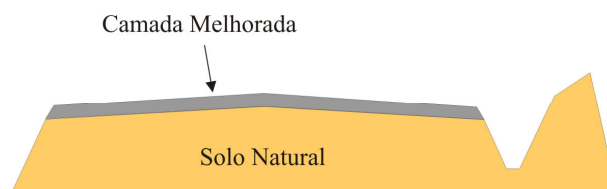


Figura 5.2. Seção transversal dos trechos experimentais.

Cada trecho experimental possui 7 m de largura, 50 m de comprimento e base-revestimento (camada melhorada) de 20 cm de altura após a compactação, resultando numa área superficial de 350 m² e volume de camada de 70 m³. A Figura 5.3 apresenta o arranjo dos trechos experimentais em campo.



Figura 5.3. Arranjo seqüencial longitudinal dos trechos experimentais em campo.

5.3.6 - Dimensionamento de materiais e custos com estabilizantes

As quantidades necessárias de solos e materiais estabilizantes para a construção de cada trecho, de acordo com as dosagens empregadas nas misturas, foram baseadas nos valores de suporte (CBR), na energia de compactação empregada e nos parâmetros de compactação, peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$) e umidade ótima (W_{ot}), obtidos em estudos laboratoriais prévios. Os parâmetros geotécnicos dos materiais da base-revestimento estão dispostos na Tabela 5.1.

Tabela 5.1. Parâmetros geotécnicos para dimensionamento e construção dos trechos experimentais.

Material da base-revestimento	Trecho experimental	Dosagem (%)	Parâmetros de compactação			Expansão (%)	CBR (%)
			Energia de compactação	$W_{\acute{o}tima}$ (%)	γ_d (g/cm ³)		
Solo Local	SL	100	<i>Intermediária</i>	12,7	1,898	0,03	13,5
Cascalho	C100	100	<i>Modificada</i>	12,2	2,009	0,07	85,1
Solo-Cascalho	CS50	50	<i>Modificada</i>	8,6	2,032	0,06	58,3
Solo-Cimento	SCI	2	<i>Intermediária</i>	12,7	1,862	0,02	44,1
Solo-Cal	SCA	2	<i>Modificada</i>	13,8	1,900	0,00	60,7

Os custos, em R\$, pertinentes à aquisição dos produtos químicos, são de 12,00 R\$ para cada embalagem de 20kg de cal CH-I e, 17,00 R\$ para uma embalagem de 50kg de cimento CP-II-Z-32. Com base na proporções utilizadas, foram obtidos os custos para construção dos trechos.

5.4 - RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados de dimensionamento de matérias assim como os custos para construção são apresentados juntamente. Os valores individuais para cada trecho experimental é apresentado na Tabela 5.2.

Tabela 5.2. Dimensionamento de quantidades e custos de aquisição dos materiais utilizados nos trechos experimentais.

Trecho experimental	Dosagem (%)	γ_d (kg/m ³)	Peso seco do material no trecho (Kg)	Quantidade de material adicionado na mistura (Kg) *cascalho **estabilizante	Peso Unitário de transporte (Kg) *caminhão **embalagem	Quantidade total (unid.) *caminhão **embalagem	Custo unitário (R\$)	Custo total (R\$)
SL	100	1898	132860	-	-	-	0,00	0,00
C100	100	2009	140630	-	8500*	17*	0,00	0,00
SC50	50	2032	142240	71120	8500*	8*	0,00	0,00
SCI	2	1862	130340	2607	50**	52**	17,00	884,00
SCA	2	1900	133000	2660	20**	133**	12,00	1596,00

Nos trechos envolvendo os materiais (SL, C100 e SC50) os de custos aquisição dos materiais são nulos. O solo utilizado é o do subleito do trecho e o cascalho, é explotado de jazidas pertencentes à empresa e transportado por veículos de sua própria frota.

Extrapolando os valores de aquisição de cal e cimento, necessários para a construção de estradas florestais melhoradas, mantendo as mesmas dosagens de 2% em relação ao peso seco do solo e as mesmas dimensões geométricas de altura da camada e largura da superfície de rolamento de 0,2 e 7 m, respectivamente, os custo de materiais estabilizantes por quilômetro (R\$/Km) seria de R\$ 31.920,00 para camadas de solo-cal e, R\$ 17.680,00 para camadas de solo-cimento.

Apesar das mesmas dosagens, mesmo que o γ_d (Kg/m^3) das misturas fosse igual, a diferença dos valores entre as misturas é influenciado, não pela quantidade, mas sim, pelo valor unitário de cada produto, sendo a cal, proporcionalmente, de valor mais elevado, cerca de 76% mais caro.

Os valores de aquisição dos estabilizantes cal e cimento podem ser diminuídos se menores energias de compactação forem empregadas, desde que satisfaçam as condições técnicas exigidas. Isso seria possível, pois, menores energias de compactação geram menores γ_d (Kg/m^3), reduzindo ao final, a quantidade em peso seco do volume de material necessário para uma estrada com as mesmas dimensões.

Além da redução do material, menores energias de compactação são obtidas com a diminuição do número de passadas do rolo-compactador, significando menor tempo de trabalho, logo, menos custos de hora/máquina, caso este equipamento seja alugado.

Para os trechos envolvendo o solos naturais, os custos são nulos, tendo em vista que os materiais e o transporte deste são de origem e pertencentes à empresa.

5.5 - CONCLUSÃO

Com volume de 70 m^3 da camada melhorada a ser construída como base-revestimento, serão necessários um total de 17 caminhões basculantes para a construção do trecho experimental C100, com 100% de cascalho. Para o trecho SC50, com 50% de cascalho e solo local, serão necessários cerca de 8 caminhões basculantes de cascalho.

Para os trechos experimentais a serem construídos com cal e cimento, serão necessários, para o trecho SCA, 133 embalagens de 20kg, o que representa um custo de aquisição deste material de 1596,00 R\$. Para o trecho SCI, serão utilizadas 52 embalagens de cimento, representando um custo de aquisição de 884,00 R\$.

As camadas melhoras construídas a base de solo-cal são mais caras em relação à base de solo-cimento, devido aos custos de mercado da cal.

Reduções na energia de compactação das camadas, satisfazendo parâmetros técnicos, podem reduzir custos com aquisição de material e operação de maquinário, no caso o rolo-compactador.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

BAESSO, D. P; GONÇALVES. **Estradas Rurais Técnicas adequadas de manutenção.** Florianópolis DER, 2003. 236 p.

MACHADO, C.C.; MAILINOVSKI, J.R. **Rede viária florestal.** Curitiba: UFPR – Fundação de pesquisas florestais do Paraná. 1986. 157 p.

MACHADO, C.C.; VOLPINI, M.O. **Estudo da divisão ideal do espaçamento ótimo entre estradas, em terrenos acidentados, para a extração florestal.** Viçosa: SIF- Sociedade de Investigações Florestais, 1981. p. 1-21. (Boletim Técnico no. 8)

PEREIRA, A.L. **Equipamentos de terraplenagem: características e emprego** Rio de Janeiro: Livro Técnico LTDA, 1961. 271 p.

REZENDE, J.L.P.; OLIVEIRA, A.D. **Análise econômica e social de projetos florestais.** 2 Ed. Viçosa: Universidade Federal de Viçosa, 2001. 386 p.

SOCIEDADE DE INVESTIGAÇÕES FLORESTAIS – SIF. **Estudo da divisão ideal do espaçamento ótimo entre estradas, em terrenos acidentados, para extração florestal.** SESSIONS, J. **Forest road operations in the tropics.** Oregon, USA: Springer, 2007. 170 p.

SESSIONS, J.; HEINRICH, R. Forest roads in the tropics. In: PANCEL, L. **Tropical Forestry Handbook.** Berlin: Springer-Verlag,, 1993. v.2. p. 1269-1324.

6 - CONSIDERAÇÕES FINAIS

Foram estudados os solos típicos dois hortos florestais da empresa ANGLO AMERICAN, Aranha e Santa Luzia, este último de maior enfoque neste estudo.

No horto Aranha os solos apresentam coloração avermelhada, características argilosas, limite de liquidez de 33,8% e índice de plasticidade de 10,9%, de classificação TRB A-6 (5) e MCT LG' (laterítico argiloso). Segundo a classificação TRB, este solo apresenta comportamento regular a ruim como material de subleito de estradas. Para as amostras de cascalho provenientes deste horto, estas se classificam segundo a classificação TRB como A-1, apresentando comportamento excelente a bom como material de subleito.

No horto Santa Luzia, os solos são de cor amarelada, características arenosas, limite de liquidez de 25% e índice de plasticidade de 7 %. Enquadra-se como A-4 (2) na classificação TRB, de comportamento ruim como material de subleito, e LA' (laterítico arenoso) na classificação MCT.

Quanto à estabilização mecânica por compactação, nos solos do horto Santa Luzia, a compactação elevou a resistência mecânica, sendo que, quanto maior a energia de compactação, maior a resistência à compressão simples. A capacidade de suporte (CBR) foi maior na energia de compactação *intermediária*, e de acordo com os valores encontrados nas energias *intermediária* e *modificada*, este material enquadra-se, segundo o DNIT (2006), como material a ser empregado no subleito de estradas. Para o cascalho proveniente do horto Aranha, este apresentou melhorias na capacidade de suporte. Quanto maior é a energia de compactação, maior é o valor do CBR. Na energia de compactação *intermediária* enquadra-se, segundo DNIT (2006), como material de sub-base, e na *modificada*, como material para base rodoviária.

Em relação à estabilização mecânica por correção granulométrica envolvendo a mistura num teor de 50% do solo do horto Santa Luzia com o cascalho do horto Aranha, a maior capacidade de suporte foi alcançada na energia *modificada*. Segundo DNIT (2006), nas energias *intermediária* e *modificada*, a mistura enquadra-se como material a ser empregado em sub-bases rodoviárias.

Na estabilização química dos solos do horto florestal Santa Luzia, com a adição de cal e cimento num teor de 2% em relação ao peso seco do solo, a mistura Solo-cal apresentou melhores resultados de resistência à compressão simples na energia de compactação *modificada* aos 28 dias de período de cura. Sua capacidade de suporte foi melhor aos 28 dias de cura, com pouca variação entre a energia de compactação *intermediária* e *modificada*. Na mistura Solo-cimento, a resistência à compressão simples foi maior na energia de compactação *modificada*, e iguais estatisticamente, aos 7 e 28 dias de cura. Quanto à capacidade de suporte, os valores foram muito próximos comparando-se as energias de compactação *intermediária* e *modificada*, com valor absoluto de CBR maior na energia *intermediária*. Ambas as misturas, enquadram-se segundo o DNIT (2006), como material a ser empregado em sub-bases.

Quando dimensionados os trechos experimentais para verificação em campo dos materiais estudados (Solo natural, Cascalho natural, mistura Solo-cascalho, Solo-cal e Solo-cimento), Solo-cal apresentou o maior custo por quilômetro, R\$ 31.920,00, enquanto que, Solo-cimento, foi de R\$ 17.680,00. A mistura Solo-cal apresentou maior custo devido ao preço de mercado da cal.