UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS

Departamento de Transportes

Área de Pós-graduação em Transportes

ANÁLISE DOS RESULTADOS DO ENSAIO CBR REALIZADO EM CONDIÇÕES VARIADAS DE UMIDADE PÓS-COMPACTAÇÃO

Serviço de Pós-Graduação EESC/USP
EXEMPLAR REVISADO
Data de entrada no Serviço: 14/1/03
Ass.:

DEDALUS - Acervo - EESC
31100043546

EESC - USP
Biblioteca
CAMPUS DE S. CARLOS

Marta Pereira da Luz

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil – Área de Transportes.

ORIENTADOR: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira

São Carlos
2003

Class. TESE-EESC
Cutt. L3150
Tombo T213/03
Sysno 1325999

Ficha catalográfica preparada pelo Serviço de Tratamento da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC/USP

L979a

Luz, Marta Pereira da
Análise dos resultados do ensaio CBR realizado em condições variadas de umidade pós-compactação / Marta Pereira da Luz. -- São Carlos, 2003.

Dissertação (Mestrado) -- Escola de Engenharia de São Carlos-Universidade de São Paulo, 2002.
Área: Transportes.
Orientador: Prof. Dr. Alexandre Benetti Parreira.

1. Indice de suporte CBR. 2. Teor de umidade. 3. Subleito. 4. Tempo de imersão. 5. Laterítico. 6. Granulometria. 7. Pavimentação. I. Título.

FOLHA DE JULGAMENTO

Candidata: Engenheiro **MARTA PEREIRA DA LUZ**

Dissertação defendida e julgada em 29-05-2003 perante a Comissão Julgadora:

Alex B Parreira — APROVADA

Prof. Assoc. **ALEXANDRE BENETTI PARREIRA (Orientador)**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

aprovada

Profa. Assoc. **LIÉDI LEGI BARIANI BERNUCCI**
(Escola Politécnica/USP)

APROVADA

Prof. Dr. **GLAUCO TÚLIO PESSA FABBRI**
(Escola de Engenharia de São Carlos/USP)

Prof. Assoc. **JOSÉ REYNALDO ANSELMO SETTI**
Coordenador do Programa de Pós-Graduação em
Engenharia de Transportes

Profa. Assoc. **MARIA DO CARMO CALIJURI**
Presidente da Comissão de Pós-Graduação da EESC

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho aos meus pais,
José Pereira e Antônia,
e a minha irmã
Cláudia, pelo apoio, carinho e incentivo.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por abençoar e iluminar meu caminho.

Ao Prof. Alexandre Benetti Parreira pela orientação, incentivo e participação no desenvolvimento deste trabalho.

À CAPES e FAPESP pela concessão respectivamente da bolsa de estudo e auxílio pesquisa indispensáveis para realização desta pesquisa.

Aos professores Glauco Túlio Pessa Fabbri e Liedi Légi Bariani Bernucci, pela experiência e conselhos concedidos em momentos bastante oportunos.

Aos técnicos de laboratório: Gigante, Edson (Politécnica), João e Paulo, pelo apoio na execução dos ensaios.

Ao amigo Helder Godoy, pelo incentivo e pela experiência concedidos para a realização neste trabalho.

Aos funcionários do Departamento de Transportes da EESC/USP, em especial: Beth, Carlos, Heloísa, Lílian, Magaly e Vicente.

A todos os amigos pelo companheirismo e colaboração para a realização deste trabalho, em especial: Adalberto, Ana Paula Larocca, André, Andrea Helena, Ângela (centro cultural), Caruso, Cynthya, Gizito, Giseli Ortolani, João Mota, José João, Marcela, Marcelo, Marilda, Rogério Zanoli, Sammar, Shirley e Thelminha.

A todos os professores, alunos e funcionários do Departamento de Transportes da EESC/USP, pelo convívio positivo durante estes 24 meses de permanência nesta célebre instituição de ensino e pesquisa.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS ..... **vi**
LISTA DE TABELAS ..... **ix**
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍGLAS ..... **x**
LISTA DE SÍMBOLOS ..... **xi**
RESUMO ..... **xii**
ABSTRACT ..... **xiii**
CAPITULO 1- INTRODUÇÃO **1**
1.1 Considerações iniciais 1
1.2 Objetivos 3
1.3 Organização do trabalho 4
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA **6**
2.1 Breve histórico do ensaio CBR 6
2.2 Considerações sobre a "importação" de métodos de classificação e caracterização de solos para as regiões tropicais 7
2.3 Relação entre o índice de suporte CBR e os índices físicos dos solos 14
2.4 Índice de suporte CBR determinado em condições diversas das preconizadas pela norma DER M53-71 (DER-SP, 1974) 16
2.5 A importância do clima para a pavimentação 20
2.6 Infiltração da água no solo 26
2.7 Condição de umidade nas camadas que compõem a estrutura do pavimento 28
2.8 Influência da umidade no comportamento mecânico dos pavimentos 34
2.9 Importância da análise mineralógica no estudo dos solos tropicais 37
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS **39**
3.1 Introdução 39
3.2 Seleção, coleta e características físicas dos materiais estudados 39
3.2.1 Seleção dos materiais 39
3.2.1.1 Solos 39
3.2.1.2 Brita estabilizada granulometricamente 40

3.2.2 Locais de coleta 41
3.2.2.1 Solos 41
3.2.2.2 Sub-base estabilizada granulometricamente 43
3.2.3 Granulometria 43
3.2.3.1 Análise granulométrica conjunta – solos 43
3.2.3.2 Granulometria da brita graduada 46
3.2.4 Massa específica dos sólidos e limites de consistência dos solos 47
3.3 Classificação dos solos 47
3.3.1 Classificação HRB e USCS 47
3.3.2 Classificação MCT 48
3.3.3 Identificação geotécnica dos solos segundo o ensaio das pastilhas 48
3.3.3.1 Procedimento experimental 48
3.4 Microscopia eletrônica de varredura (MEV) 50
3.4.1 Procedimento experimental 50
3.4.2 Resultados da microscopia eletrônica de varredura 50
3.5 Estudo do índice de suporte CBR e expansão para tempos de imersão variáveis 54
3.6 Estudo da influência do "envelhecimento" no índice de suporte CBR 56
3.7 Estudo da distribuição da umidade interna nos corpos-de-prova após imersão 57
3.8 Análise dos resultados de índice de suporte CBR 58
3.8.1 Método para descarte dos corpos-de-prova 58
3.8.2 Análise de variância 59
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS 70
4.1 Considerações iniciais 60
4.2 Classificação dos solos – identificação do comportamento laterítico 60
4.3 Ensaios de compactação 66
4.4 Variação do grau de saturação em relação ao tempo 71
4.5 Estudo da expansão 76
4.6 Estudo do índice de suporte CBR 79
4.7 Variação do distribuição de umidade no corpo-de-prova 86
4.8 Análise de variância 89
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES 118
5.1 Considerações iniciais 92
5.2 Conclusões 93
5.3 Recomendações e sugestões para trabalhos futuros 98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS 100
ANEXO A 109
ANEXO B 110
ANEXO C 111

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 2.1 –	Curvas de variação de CBR para algumas condições de compactação depois de quatro dias de imersão (Fonte: Modificado de: WOOLTORTON, 1985)	15
FIGURA 2.2 –	Mecanismos através dos quais a umidade atua no pavimento e subleito (Fonte: Modificado de http://www.pavement.com, *American Concrete Pavement*, 01/02/02)	23
FIGURA 2.3 –	Perfil de umidade típico durante o processo de infiltração em um perfil de solo uniforme (Fonte: Mosificado de BODMAN & COLEMAN, 1944)	27
FIGURA 2.4–	Resultados do ensaio de absorção de água de solos finos lateríticos (frações menores que 0,4mm) e quartzo, caolin e bentonita (Fonte: Modificado de SCHWEITZER, 1981)	28
FIGURA 2.5 –	Teor de umidade ótima de compactação Proctor normal versus teor de umidade *in situ* do subleito, h_{is}, % (Fonte: Modificado de MEDINA, 1997) Representação gráfica do modelo bi-linear	29
FIGURA 2.6 –	Teor de umidade de compactação Proctor normal *versus* teor de umidade *in situ* de solo de subleito, h_{is}, % (Fonte: Modificado de MEDINA, 1997)	30
FIGURA 2.7 –	Umidade e sucções matriciais medidas no campo, no km 371+786 da rodovia Cambaratiba/Borborema, no Estado de São Paulo (Fonte: Modificado de BERNUCCI, 1995)	33
FIGURA 3.1 –	Materiais estudados na pesquisa	41
FIGURA 3.2 –	Localização das regiões de coleta das amostras de solos no Mapa Rodoviário do Estado de São Paulo	42
FIGURA 3.3 –	Curvas granulométricas dos solos 1 e 2 – par 1	44
FIGURA 3.4 –	Curvas granulométricas dos solos 3 e 4 – par 2	44
FIGURA 3.5 –	Curvas granulométricas dos solos 5 e 6 – par 3	45
FIGURA 3.6 –	Curvas granulométricas dos solos estudados	45
FIGURA 3.7 –	Faixa F do DER-SP para sub-base estabilizada granulometricamente (MANUAL DE NORMAS DE PAVIMENTAÇÃO – DER-SP, 1991) e curva granulométrica adotada para a brita graduada	46
FIGURA 3.9 –	Fase de reabsorção do ensaio das pastilhas pelo método de GODOY & BERNUCCI (2002) – solos arenosos	49

FIGURA 3.10 –	Microfotografia solo 1 – LA'	51
FIGURA 3.11 –	Microfotografia solo 2 – NA'	51
FIGURA 3.12 –	Microfotografia solo 3 – LA'	52
FIGURA 3.13 –	Microfotografia solo 4 – NA'	52
FIGURA 3.14 –	Microfotografia solo 5 – LG'	53
FIGURA 3.15 –	Microfotografia solo 6 – NG'	53
FIGURA 3.16 –	Ilustração do resultado do ensaio de análise da variação da umidade durante a imersão	54
FIGURA 3.17 –	Equipamento para aplicação de carga *versus* penetração	56
FIGURA 3.18 –	Vista frontal e seção transversal do corpo-de-prova seccionado para a verificação da distribuição da umidade	57
FIGURA 3.19 –	Fotografias do processo de verificação da umidade interna dos corpos-de-prova, segundo esquema apresentado na Figura 3.18	58
FIGURA 4.1 –	Ábaco de classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1980) e localização dos solos estudados	62
FIGURA 4.2 –	Ábaco de identificação geotécnica de solos tropicais e localização dos solos estudados, segundo método proposto por NOGAMI & COZZOLINO (1985)	62
FIGURA 4.3 –	Curvas de compactação do par 1 (A-2-6, SC)	67
FIGURA 4.4 –	Curvas de compactação do par 2 (A-2-4, SM-SC)	67
FIGURA 4.5 –	Curvas de compactação do par 3 (A-7-5, MH)	68
FIGURA 4.6 –	Curva de compactação da brita estabilizada granulometricamente	68
FIGURA 4.7 –	Curvas de compactação dos materiais estudados	69
FIGURA 4.8 –	Porcentagem de argila *versus* umidade ótima	70
FIGURA 4.9 –	Porcentagem de argila *versus* massa específica seca máxima	70
FIGURA 4.10–	Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 1 (A-2-6, SC)	72
FIGURA 4.11 –	Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SM-SC)	72
FIGURA 4.12 –	Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH)	72
FIGURA 4.13 –	Grau de compactação em função do tempo de imersão para a brita	73
FIGURA 4.14 –	Porcentagem de argila *versus* tempo para a estabilização da umidade	74
FIGURA 4.15 –	Porcentagem de argila *versus* variação relativa final do grau de saturação	75
FIGURA 4.16 –	Expansão em função do tempo de imersão, para o par 1 (A-2-6, SC)	77
FIGURA 4.17–	Expansão em função do tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SM-SC)	77
FIGURA 4.18 –	Expansão em função do tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH)	77
FIGURA 4.19 –	Porcentagem de argila *versus* expansão final	78
FIGURA 4.20 –	Porcentagem de argila *versus* CBR obtido sem imersão	80

(imediato)
FIGURA 4.21 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido com metade da umidade de estabilização 80
FIGURA 4.22 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido após 4 dias de imersão 81
FIGURA 4.23 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido após 8 dias de imersão 81
FIGURA 4.24 – Variação relativa do valor do CBR em função do tempo de imersão para a brita estabilizada granulometricamente 84
FIGURA 4.25 – Gráfico do estudo da influência do envelhecimento dos materiais no estado solto e após compactação 85
FIGURA 4.26 – Modelo esquemático das secções (a) e tempos de imersão (b) 86
FIGURA 4.27 – Variação relativa da distribuição de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 1 (A-2-6, SC) 86
FIGURA 4.28 – Variação relativa da distribuição de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SM-SC) 87
FIGURA 4.29 – Variação relativa da distribuição de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH) 87
FIGURA 4.30– Variação média da distribuição relativa de umidade (%) considerando-se todos os solos, com à exceção do solo 6 88
FIGURA 4.29 – Módulo de resiliência: valores determinados através dos parâmetros do modelo composto versus os valores determinados pela equação 4.23. 116

LISTA DE TABELAS

TABELA 3.1 –	Localização, coordenadas das jazidas e posição com relação à linha de seixos	42
TABELA 3.2 –	Composição granulométrica dos solos estudados segundo a norma NBR 7181 (ABNT, 1984)	46
TABELA 3.3 –	Composição granulométrica da brita graduada	47
TABELA 3.4 –	Limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade e massa específica dos sólidos	47
TABELA 3.6 –	Classificações dos solos segundo HBR e USCS	48
TABELA 4.1 –	Valores dos coeficientes e', c', d', P_i e classificação MCT dos solos estudados	61
TABELA 4.3 –	Resultados do ensaio das pastilhas segundo método de NOGAMI & COZZOLINO (1985)	63
TABELA 4.4 –	Resultados do ensaio das pastilhas segundo método de GODOY & BERNUCCI (2002)	63
TABELA 4.5 –	Intervalos de variação de parâmetros utilizados no método das pastilhas segundo o procedimento proposto por GODOY & BERNUCCI (2002)	64
TABELA 4.6 –	Classificação MCT e identificação geotécnica dos solos tropicais pelo método das pastilhas segundo dois procedimentos	64
TABELA 4.7 –	Umidade ótima e massa específica seca máxima dos solos e da brita	69
TABELA 4.8 –	Tempo de imersão necessário para a estabilização da umidade de imersão	73
TABELA 4.9 –	Grau de saturação inicial e final e variação relativa final do grau de saturação	75
TABELA 4.10 –	Expansão final de equilíbrio	78
TABELA 4.11 –	Valores de CBR (%) para condições variadas de umidade	79
TABELA 4.12 –	Variação relativa do CBR (%) para condições variadas de umidade	83
TABELA 4.13 –	Influência de algumas variáveis do estudo sobre o índice de suporte CBR	90

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CBR	Índice Suporte Califórnia (*Califórnia Bearing Ratio)*
COPPE	Coordenação dos Programas de Pós-Graduação em Engenharia
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DER-SP	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem de São Paulo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
EESC	Escola de Engenharia de São Carlos
EUA	Estados Unidos da América
HRB	Highway Research Board
MCT	Miniatura Compactada Tropical
NBR	Norma Brasileira Registrada
USCS	Unified Soil Classification System
USP	Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

F_1	Função do fator de correção do teor de umidade
GC	Grau de compactação
IP	Índice de plasticidade (%)
LA	Solo arenoso laterítico
LA'	Solo arenoso fino laterítico
LG'	Solo argiloso laterítico
LL	Limite de Liquidez (%)
NA	Solo arenoso não laterítico
NA'	Solo arenoso fino não-laterítico
NG'	Solo argiloso não laterítico
NS'	Solo siltoso não laterítico
GS	Grau de saturação (%)
w	Umidade (%)
w_o	Umidade ótima (%)
ϕ	Ângulo de atrito interno
ρ_d	Massa específica aparente seca
ρ_{dmax}	Massa específica aparente seca máxima
γ_d	Peso específico seco
%#200	Percentual de material passante na peneira 200

RESUMO

Luz, M. P. (2003). *Análise dos resultados do ensaio CBR realizado em condições variadas de umidade pós-compactação.* São Carlos, 2003. 111 p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

O objetivo deste trabalho é avaliar a influência da variação do teor de umidade no valor do índice de suporte CBR de uma brita estabilizada granulometricamente e de seis solos coletados em rodovias do interior do Estado de São Paulo. Os seis solos estudados foram divididos em três pares, com curvas granulométricas próximas, mesma classificação HRB e USCS, sendo cada par formado por um solo de comportamento laterítico e um solo de comportamento não-laterítico. Os corpos-de-prova foram moldados na umidade ótima e massa específica seca máxima obtidos com os resultados do ensaio de Proctor normal. Os materiais foram analisados sob quatro condições de umidade: sem imersão, após alcançar metade da umidade de estabilização, após quatro e oito dias de imersão. Observou-se a distribuição da umidade interna dos corpos-de-prova para cada uma das situações. Foi analisada a influência do envelhecimento dos materiais solto e compactado por quatro dias e sem imersão, nos resultados dos ensaios de CBR. Com os resultados pôde-se correlacionar a influência da granulometria e da gênese dos materiais nos resultados dos ensaios de índice de suporte CBR nas diversas condições de umidade avaliadas.

Palavras-chave: índice de suporte CBR, teor de umidade, subleito, tempo de imersão, laterítico, granulometria, pavimentação.

ABSTRACT

Luz, M. P. (2003). Analysis of the CBR test results performed under varied conditions of post-compactation moisture. São Carlos, 2003. 111 p. Dissertation (Master Degree) – Engineering School of São Carlos – University of São Paulo.

The aim of this dissertation is to evaluate the variation influence of the moisture content on the value of the CBR support index of a granulometrically stabilized crushed stone and six soils. The soils studied were divided into three pairs with similar particle size distribution curves and same HRB and USCS classification. Each pair is formed by a soil of lateritic and non-lateritic behaviors. The specimens were moulded in the optimum moisture content and maximum dry density obtained from the results of the standard Proctor tests. The materials were analysed under four moisture conditions: without immersion, after reaching half of the stabilization moisture, and after four and eight days of immersion. The internal moisture distribution of the specimens was observed for each situation. The internal distribution moisture was observed for each situation. The influence of the aging of the loose and compacted materials was analysed for four days without immersion in the test results of CBR. According to the results it was possible to correlate the influence of both granulometry and genesis of the materials on test results of CBR support index in the diverse moisture conditions evaluated.

Keywords: CBR support index, moisture content, subgrade, immertion time, lateritic, granulometry, pavement.

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

No estudo do comportamento mecânico dos pavimentos é importante o conhecimento não só das propriedades dos materiais que os constituem, mas também dos estados nos quais eles trabalharão ao longo de sua vida útil, já que as camadas da estrutura que compõe o pavimento das rodovias podem apresentar comportamentos diferenciados dependendo das condições climáticas e hidrológicas a que são expostas.

Um dos principais desafios enfrentados pelos profissionais que dimensionam pavimentos é prever, ainda na fase de projeto, as condições em que estes se encontrarão durante sua vida útil sob atuação desses fatores hidrometeorológicos. A influência do meio ambiente e dos efeitos sazonais, provocados por mudanças de regime pluviométrico e de temperatura, são muitas vezes desconsiderados pelos engenheiros rodoviários, que em sua maioria, utilizam métodos de dimensionamento estabelecidos para materiais e climas diversos dos encontrados nas regiões em que a obra será implantada.

Os livros de pavimentação de origem estrangeira ressaltam os efeitos prejudiciais dos ciclos de gelo e degelo, que se associam à expansão, perda de suporte e redução do módulo de resiliência das camadas envolvidas, condições que raramente são encontradas no Brasil (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

Em países de clima frio e temperado, considerações sobre a ação de gelo e degelo nos solos são utilizadas como dados básicos para sistemas de classificação, dimensionamento de pavimentos e especificações de materiais para uso em obras rodoviárias (BERNUCCI, 1995).

No Brasil, o método de dimensionamento do DNER (Departamento Nacional de Estradas e Rodagem, atual DNIT – Departamento Nacional de Infra-estrutura rodoviária) tem sido usado, quase que exclusivamente, para o dimensionamento de pavimentos flexíveis. Este método utiliza o CBR (*Califórnia Bearing Ratio)* para representar a capacidade de suporte do solo do subleito e apresenta uma série de limitações, tais como:

- não considerar valores de CBR maiores que 20% (no método original este valor é de 50%) quando a capacidade de suporte do subleito extrapola este valor;
- não incluir de forma concisa o efeito da fadiga da capa e camadas cimentadas devido às deformações resilientes;
- não permitir o aproveitamento de novos materiais;
- não possibilitar a análise de tensões e deformações.

Destaca-se, ainda, que o índice de suporte CBR é obtido a partir do ensaio de corpos-de-prova imersos previamente em água durante quatro dias, situação esta que não retrata fielmente as condições de umidade de campo e suas variações. Tal tratamento pode ser considerado muito rigoroso para a realidade brasileira, já que segundo BERNUCCI (1995), após quatro dias de imersão, os corpos-de-prova apresentam condições que raramente são alcançadas nas regiões brasileiras.

As peculiaridades do solo e do clima tropical são fatores que garantem a importância do estudo da aplicabilidade dos procedimentos importados, em especial dos Estados Unidos, para os solos brasileiros, já que suas propriedades índices, tais como LL, IP, granulometria por peneiramento, assim como ensaios mecânicos mais significativos como o CBR, podem não corresponder, ao real desempenho dos mesmos em obras rodoviárias.

Um marco para o desenvolvimento de uma tecnologia de pavimentação mais adequada aos solos e condições climáticas brasileiras foi o Plano de Pavimentação 56/60 citado por NOGAMI & VILLIBOR (1995). Esse Plano propiciou, no Estado de São Paulo, uma modificação significativa nos tipos de camadas de pavimentos utilizados. Até então, as bases rodoviárias eram construídas quase que exclusivamente de macadame hidráulico e betuminoso e o revestimento de material betuminoso do tipo usinado à quente. Nesse Plano, priorizaram-se os pavimentos de menor custo, que incluem bases de solo-cimento, bases estabilizadas granulometricamente, revestimento de tipo tratamento superficial e reforço do subleito, com uso de solos lateríticos arenosos ou argilosos.

1.2 OBJETIVOS

A meta da pesquisa desenvolvida foi analisar, a partir de ensaios laboratoriais, a influência nos resultados de índice de suporte CBR de se executar o ensaio em condições de umidade não preconizadas pela norma do DER M53-71 (DER – SP, 1974), que segue as condições de ensaio estabelecidas em rodovias dos Estados Unidos, ou seja, para solos de clima temperado, e sujeitos a condições de gelo e degelo, raramente encontradas para os solos de clima tropical. Foram estudadas seis amostras, divididas em pares opostos quanto a laterização, sendo um par A-2-6 (LA'e NA'), um par A-2-4 (LA'e NA') e um par A-7-5 (LG' e NG').

Para atingir os objetivos da pesquisa foram realizadas as seguintes etapas:

- Estudo da condição de distribuição de umidade dos corpos-de-prova após quatro dias de imersão;
- estudo das diferenças de valores de índice de suporte CBR para as seguintes condições de umidade: sem imersão, imerso quatro dias, imerso oito dias e imerso até alcançar metade da umidade de equilíbrio;
- estudo do desenvolvimento da expansão ao longo do tempo, com corpos-de-prova imersos;
- estudo do ganho de umidade dos solos quando imersos em função do tempo;

- estudo da influência do "envelhecimento" no índice de suporte CBR dos solos, solto e compactado;
- estudo das características de laterização dos materiais por método de identificação expedita de solos tropicais, conhecido como método das pastilhas e através de microscopia eletrônica de varredura.
- análise comparativa do comportamento de solos lateríticos e não lateríticos.

1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

No Capítulo 1 são apresentados os objetivos da pesquisa e as considerações iniciais que os justificam.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica com o levantamento da literatura relevante nesta área de pesquisa. Este capítulo trata da importância do clima para a pavimentação e de como a umidade se encontra no solo que compõe as camadas do pavimento e os fatores que a governam, incluindo a influência da gênese do solo e a importância da análise mineralógica. Expõem-se resultados de diversos estudos neste sentido. São feitas ainda considerações sobre o ensaio de CBR correlacionando-o com outros índices físicos do solo e citando-se estudos de pesquisadores que o obtiveram sob condições diferentes da prevista pela norma DER M53-71 (DER – SP, 1974)

No Capítulo 3 são apresentados os materiais estudados, sua origem, classificação geotécnica e caracterização física. Relata, também, o método experimental adotado nesta pesquisa. Apresenta-se, ainda, o método das pastilhas de identificação expedita MCT, confrontando estes resultados com os obtidos quando adotado o procedimento de classificação MCT da norma DER M196-89 (DER – SP, 1989). Descreve-se, também, o procedimento de preparação das amostras para a realização da microscopia eletrônica de varredura.

No Capítulo 4 são apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de CBR, comparando-se os valores obtidos segundo as condições de umidade preconizadas pela norma DER M53-71 (DER – SP, 1974), e em situações por esta não contempladas para os solos analisados, diferenciando-se os de característica

laterítica e não laterítica. Apresentam-se, também, a avaliação de expansão e de distribuição da umidade interna dos corpos-de-prova; identificação expedita de solos tropicais pelo método das pastilhas.

No Capítulo 5 são apresentadas as conclusões desta pesquisa e as recomendações para trabalhos futuros, considerando-se os aspectos relevantes verificados durante o desenvolvimento do trabalho.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 BREVE HISTÓRICO DO ENSAIO CBR

Durante os anos de 1928 e 1929 foram desenvolvidos diversos estudos na malha rodoviária californiana com o objetivo de se obter um ensaio que embasasse um método de dimensionamento de pavimentos que privilegiasse a verificação da resistência do solo quanto ao deslocamento lateral, pois este era o mecanismo de ruptura mais freqüente nas rodovias da região na época (PORTER, 1950).

Porter desenvolveu então, em 1929, o ensaio de CBR que proporciona ao engenheiro rodoviário uma idéia acerca da capacidade de suporte do material para a aplicação em pavimentos rodoviários.

Em 1942, ainda como resultado dos estudos realizados nas rodovias californianas, foram formuladas duas curvas para dimensionamento de pavimentos que relacionam a espessura total mínima da estrutura do pavimento com o valor do CBR do subleito sobre o qual a rodovia será instalada (PORTER, 1950).

O ensaio de CBR tornou-se, então, um ensaio penetrométrico semi-empírico muito difundido entre os engenheiros rodoviários em todo o mundo, os quais desenvolveram, com base na experiência, uma sensibilidade em relacionar o valor do suporte com a qualidade do material do subleito e da estrutura propriamente dita do pavimento. As especificações brasileiras usualmente trazem o valor mínimo aceitável de CBR para aplicação do material em obras de pavimentação.

Para se chegar ao método de ensaio vigente hoje, inicialmente foram ensaiados vários materiais granulares de rodovias californianas em serviço, considerados de boa qualidade, com o objetivo de, com a média desses valores, se estabelecer o CBR da brita padrão, com índice de 100%. Desde então, o CBR passou a ser uma referência em termos de qualidade de material a ser utilizado nos serviços de pavimentação.

2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE A "IMPORTAÇÃO" DE MÉTODOS DE CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DE SOLOS PARA AS REGIÕES TROPICAIS

Há décadas, os profissionais do meio geotécnico brasileiro encontram dificuldades na aplicação dos métodos tradicionais de classificação e caracterização de solos, já que estes, muitas vezes, não predizem o comportamento dos solos nas obras. Isto se deve às características peculiares do comportamento mecânico e hídrico dos solos tropicais, que diferem dos solos de regiões de clima temperado, para os quais os métodos tradicionais foram desenvolvidos.

Peculiaridades do comportamento mecânico e do comportamento frente à ação da umidade dos solos tropicais permitem situá-los em duas classes principais: solos de comportamento laterítico e solos de comportamento não-laterítico. Os lateríticos apresentam propriedades geotécnicas privilegiadas para aplicação em pavimentação, destacando-se o fato de que, em estado natural, são menos suscetíveis à erosão que os demais, e quando adequadamente compactados adquirem elevadas resistências e capacidade de suporte. Estes solos, quando imersos em água, apresentam ainda baixa permeabilidade e não perdem capacidade de suporte (GODOY, 1997).

Os solos do Estado de São Paulo são relativamente bem conhecidos do ponto de vista pedológico, tendo sido objetos de vários mapeamentos, tanto regionais quanto outros mais detalhados. Dentro dos levantamentos detalhados existem treze quadrículas mapeadas. A partir dos mapas pedológicos pode-se estimar que cerca de

90% dos solos do Estado de São Paulo apresentam comportamento laterítico. Desse montante, 62% são da classe dos latossolos (GODOY, 1997).

Um conhecimento mais apurado do solo envolve a sua evolução pedológica e vasta gama de fenômenos geológicos que resultaram na formação dos materiais de origem, possibilitando o fornecimento de dados valiosos no entendimento de suas características físicas, de composição e do correspondente comportamento mecânico (BARROSO *et al.*, 1981).

Segundo BARROSO *et al.* (1981) tradicionalmente, os mapas pedológicos brasileiros têm tido aplicação concentrada em fertilidade agrícola dos solos e, mais recentemente, têm servido ao planejamento do desenvolvimento agropecuário, sendo pouco aproveitados no âmbito da engenharia civil. No entanto, sua importância já é reconhecida e quando associados a alguns conhecimentos complementares, podem fornecer subsídios importantes sobre:

- investigações básicas sobre erodibilidade e escorregamentos;
- aspectos geotécnicos gerais envolvendo obras civis de desenvolvimento linear: estradas, canais, linhas de transmissão;
- problemas de fundação e de posicionamento do lençol freático;
- distribuição das fontes de fornecimento de materiais naturais de construção.

O estudo geotécnico dos solos tropicais teve grande ênfase na década de 80, com a realização da *FIRST INTERNATIONAL CONFERENCE ON GEOMECHANICS IN TROPICAL LATERITIC AND SAPROLITIC SOILS*, em Brasília, no ano de 1985.

No *COMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE* (1982 - 1985) foram estabelecidas algumas terminologias visando definir parâmetros para o estudo de solos tropicais, citadas a seguir:

- solo tropical: aquele formado em regiões de clima tropical quente e úmido e que apresentam comportamentos geotécnicos diferentes dos solos considerados nas classificações tradicionais, os quais encontram-se em

regiões temperadas.

Entre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os saprolíticos. Essas duas classes devem apresentar:

- solo laterítico: horizontes A ou B de um perfil bem drenado, e a fração argila ser constituída principalmente de minerais do grupo da caolinita e óxidos de ferro e alumínio, além de esses componentes estarem agregados;
- solo saprolítico: estrutura característica da rocha de origem, a qual possibilita a identificação dessa rocha.

Alguns trabalhos têm sido feitos com o objetivo de melhorar o conhecimento do comportamento dos solos tropicais. Em 1990, foi publicado um volume especial do *THE QUARTERLY JOURNAL OF ENGINEERING GEOLOGY* (*GEOLOGICAL,* 1990), que trata de solos tropicais residuais, porém, não considera a distinção dos dois principais tipos de solos (lateríticos e saprolíticos).

As principais aplicações dos solos lateríticos na construção viária, segundo NOGAMI & VILLIBOR (1995) são para a construção de:

- camadas da estrutura de pavimentos de baixo custo: bases ou reforços do subleito;
- camadas de reforço do subleito de pavimentos para tráfego médio e pesado;
- camadas de proteção de taludes de corte ou de aterro, para evitar erosão.

O COMMITTE ON TROPICAL SOILS (1985) propôs, para o estudo dos solos tropicais grupos de métodos de análise baseados em:

- ensaios tradicionais;
- critérios pedológicos, químicos e morfológicos;
- ensaios não tradicionais.

Os métodos tradicionais de classificação e caracterização baseiam-se na

granulometria e nos limites de Atterberg. Esses métodos, no entanto, não permitem prever de forma adequada o comportamento dos solos tropicais nas obras em que serão aplicados. Dentre os métodos tradicionais, o mais utilizado é o HRB (*Highway Research Board*), norte americano, que classifica o solo levando em consideração a sua granulometria, limites de consistência e índice de grupo.

Alguns estudos foram feitos por pesquisadores com o objetivo de se obter outros sistemas de classificação de solos, entre eles, VARGAS (1988) que propôs um quadro classificatório, utilizando a Atividade de Skempton somado a um fator mineralógico, que se mostrou ineficaz para solos tropicais.

Diversos trabalhos apontam as dificuldades de se aplicar métodos classificatórios estrangeiros a solos regionais, dentre eles destacam-se: FRANCIS & CARVALHO (1969); GIDIGASU (1976); NOGAMI (1976, 1978); BARROSO *et al.* (1981); SAMARA (1981); NOGAMI & VILLIBOR (1979, 1980, 1981, 1983); MEDINA (1997).

Segundo MEDINA (1997), as diferenças climáticas entre Brasil e EUA devem ser destacadas, quando da importação de métodos empíricos, os quais, em grande parte trazem os condicionamentos climáticos norte americanos.

NOGAMI & VILLIBOR (1980), trabalhando dados fornecidos pelo IPT (Instituto de Pesquisas Tecnológicas) no Programa Interlaboratorial Brasileiro coordenado pelo IPT, verificaram que, para solos tropicais, os ensaios para a determinação dos limites de consistência dificilmente têm condições de serem decisivos para rejeição ou aprovação dos solos para o uso em pavimentação.

Considerações pedológicas e geológicas são promissoras para o estudo geotécnico dos solos, conforme afirmam NOGAMI (1967, 1976, 1978) e VILLIBOR (1980). No entanto, estes autores ressaltam que há necessidade da adequação destes estudos geológico-pedológicos para a área de pavimentação, levando em consideração fatores como clima e pluviometria, para que as conclusões possam ter maior valor prático.

Na literatura, encontram-se diversos trabalhos que apresentam sugestões de novas técnicas de ensaios para classificação e caracterização de solos tropicais. Dentre os quais pode-se destacar: NATEY & MULLER (1981); NOGAMI & VILLIBOR (1981); QUEIROZ DE CARVALHO (1981) e VERTAMATTI *et al.* (1981).

NATEY & MULLER (1981) apresentam uma sugestão de classificação geotécnica dos solos tropicais, que inclui como critérios complementares aos limites de consistência e a granulometria, o resultado de um ensaio de esmagamento da fração pedregulhosa, e a capacidade de troca catiônica da fração inferior a 0,06 mm.

Já o método proposto por NOGAMI & VILLIBOR (1981) utiliza resultados de uma sistemática simplificada de ensaios. Esta sistemática envolve compactação de corpos-de-prova de dimensões reduzidas (diâmetro de 5 cm), efetuada de acordo com o princípio introduzido por (PARSONS, 1976) para a determinação do MCV (*Moisture Condition Value*). Esta classificação separa os solos em sete grupos e em duas classes, sendo as classes: I) os solos de comportamento laterítico e II) os solos de comportamento não laterítico. Os sete grupos são constituídos por solos: I) não laterítico areia (NA); II) laterítico areia (LA); III) não laterítico arenoso (NA'); IV) laterítico arenoso (LA'); V) não laterítico siltoso (NS'); VI) não laterítico argiloso (NG'); VII) laterítico argiloso (LG').

Considerando os solos tropicais divididos nessas duas classes: os solos lateríticos ou os de comportamento similar (muito freqüentes no Brasil) e os solos saprolíticos (residuais ou de alteração de rocha), observa-se que os primeiros comportam-se melhor do que o previsto pela experiência dos engenheiros rodoviários, e que os segundos freqüentemente apresentam comportamento menos favorável (VILLIBOR *et al.*,1996). Por isso utiliza-se a metodologia de classificação MCT para diferenciar o tipo de solo, de forma a se considerar apropriadamente as referidas peculiaridades de projeto, construção e conservação dos pavimentos.

Segundo NOGAMI & VILLIBOR (1980), o número de parâmetros considerados no estudo de solos para a pavimentação, tais como, granulometria e

limites de consistência, entre outros, é muito reduzido para a aplicação nos solos brasileiros, o que impossibilita o julgamento mais apropriado para aplicação na construção viária.

Atualmente, tem-se como certo que a maioria dos solos típicos das regiões tropicais úmidas apresentam peculiaridades, tais que, os procedimentos tradicionais, baseados nas propriedades índices (LL, LP e granulometria sem sedimentação), não os classificam nem os caracterizam adequadamente.

A classificação proposta por QUEIROZ DE CARVALHO (1981) baseia-se em estudos feitos com solos lateríticos dos Estados da Paraíba e Pernambuco, os quais foram estabilizados com diferentes percentagens de cal calcítica (1,5%, 3%, 4,5% e 6,0 % em peso), determinou-se então propriedades de engenharia, as quais foram avaliadas com os solos no estado natural e após estabilizados com cal. Os resultados obtidos, para a resistência à compressão simples, permitiram a determinação do parâmetro de reatividade à cal dos solos. A faixa de variação deste parâmetro permitiu classificar os solos em grupos distintos.

VERTAMATTI *et al.* (1981) apresentam uma contribuição à caracterização geotécnica de solos da Amazônia com base na investigação de pavimentos de aeroportos. Os autores apresentam, neste trabalho, um levantamento de perfis de sondagem e resultados de ensaios de caracterização e compactação realizados em solos típicos de algumas regiões da Amazônia, observando que a maior parte das regiões analisadas apresentou perfil com predominância de areia e argila siltosas. Os autores observaram também que a presença de laterita, nos solos, produz valores elevados de CBR.

Muitos pesquisadores têm se dedicado a desenvolver métodos e catálogos para dimensionamento de pavimentos, visando atender às condições específicas de seus países, de forma a contemplar o uso de materiais locais, condizentes com suas condições climáticas (BERNUCCI, 1995).

Um catálogo de estruturas de pavimentos para os países tropicais foi desenvolvido pelos franceses (CEBTP, 1984). Neste catálogo, a capacidade de

suporte do solo do subleito é determinada pelo índice de suporte CBR que é obtido após imersão dos corpos-de-prova em água. Segundo as faixas de variação do índice CBR, classifica-se o subleito em uma de cinco classes de suporte. Pela classe do tráfego e do suporte do subleito, o catálogo mostra diversas opções de estrutura, com tipos diferentes de material de revestimento, base e sub-base.

No Brasil foi realizada pesquisa sobre um método de dimensionamento de pavimentos flexíveis para as regiões tropicais (MORIN & TODOR, 1979). Este método baseia-se em algumas considerações da AASHO e na análise de pavimentos brasileiros. Segundo BERNUCCI (1995) este método é conservador, adotando camadas de revestimento muito espessas, com especificações muito restritivas para os materiais de base, sendo exclusivas para materiais granulares, e exigência de CBR mínimo de 25% para as sub-bases.

A natureza estocástica das variáveis envolvidas no projeto de rodovias, em particular o comportamento das variáveis associadas ao subleito e camadas da estrutura do pavimento flexível, é um dos principais fatores que influem no processo de dimensionamento de pavimentos, havendo necessidade de uma depuração estatística para torná-lo mais realista.

Nesse sentido, visando o emprego mais racional da equação generalizada do CBR, DIVINSKY *et al.* (1998) realizaram investigações utilizando a aplicação de aproximações probabilísticas no projeto de pavimentos, visando chegar a melhores soluções para (1) condições de variabilidade dos parâmetros; (2) incertezas sobre informações disponíveis; e (3) inabilidade de se obter previsões sobre os fatores externos influentes na vida útil do pavimento. Este autor, ressalta ainda que, embora a tendência atual seja de se projetar pavimentos utilizando métodos racionais, o método do CBR ainda é o mais utilizado por muitas agências rodoviárias, estados e países. Um exemplo desta aplicação é o *METHOD FOR AIRPORT PAVEMENT DESIGN AND EVALUATION* (FAA, 1995).

2.3 RELAÇÃO ENTRE O ÍNDICE DE SUPORTE CBR E OS ÍNDICES FÍSICOS DOS SOLOS

PORTER (1942) tentou correlacionar, pesquisando mais de 300 amostras de solos, propriedades destes com seu índice de suporte CBR. A primeira constatação foi de que não há relação entre o peso específico seco e o índice CBR. Solos diferentes, compactados com o mesmo peso específico, podem apresentar índices CBR inferiores a 10%, ou até bem superiores a 100%. PORTER (1942) constatou também que não há relação bem definida entre o índice CBR e o índice de plasticidade (IP). Solos com IP abaixo de 10% podem apresentar CBR baixo (2 ou 3%) ou superiores a 100%.

Para os solos analisados por PORTER (1942), quando o IP é alto, de forma geral o solo é expansivo e problemático. Solos com expansão acima de 2%, determinada após quatro dias de imersão, exibem índices CBR, em geral, menores que 20%. Expansões entre 1% e 2% são características de solos com índices CBR acima de 10%, podendo atingir valores próximos a 100%. Solos com expansão inferior a 1% mostram-se com uma faixa bastante ampla de variação do CBR, com valores próximos a 20%, ou até muito acima de 100%.

GIDIGASU *et al.* (1987) realizaram estudos em que buscavam correlações entre as propriedades índices dos solos e o índice de suporte CBR e chegaram à mesma conclusão de PORTER (1942), de que não há correlações satisfatórias de CBR com estas propriedades.

Devido à estreita relação da resistência dos solos com a quantidade de água e a massa específica, ambas são controladas durante a execução da obra de maneira a assegurar os valores de projeto. A relação entre essas variáveis sempre foi alvo de estudos. TURNBULL & FOSTER (1962) afirmam, entretanto, que a relação entre CBR, quantidade de água e massa específica é bastante complexa.

A massa específica é reconhecidamente um fator crítico no desempenho dos pavimentos. A Figura 2.1 mostra que para o caso específico de um solo com plasticidade média, um crescimento da massa específica de 1,58 %, por exemplo para

uma amostra compactada na umidade ótima de compactação o índice de suporte CBR diminui de aproximadamente 23%. Devido a isso, em campo, o solo deve estar em condições de umidade e massa específica bem próximas das previstas quando da sua estabilização, ou seja, deve-se garantir, já na execução do pavimento, o estado em que o solo se encontrará durante sua vida útil, de forma a se eliminar a possibilidade de deformações excessivas quando sob a ação do tráfego (WOOLTORTON, 1958).

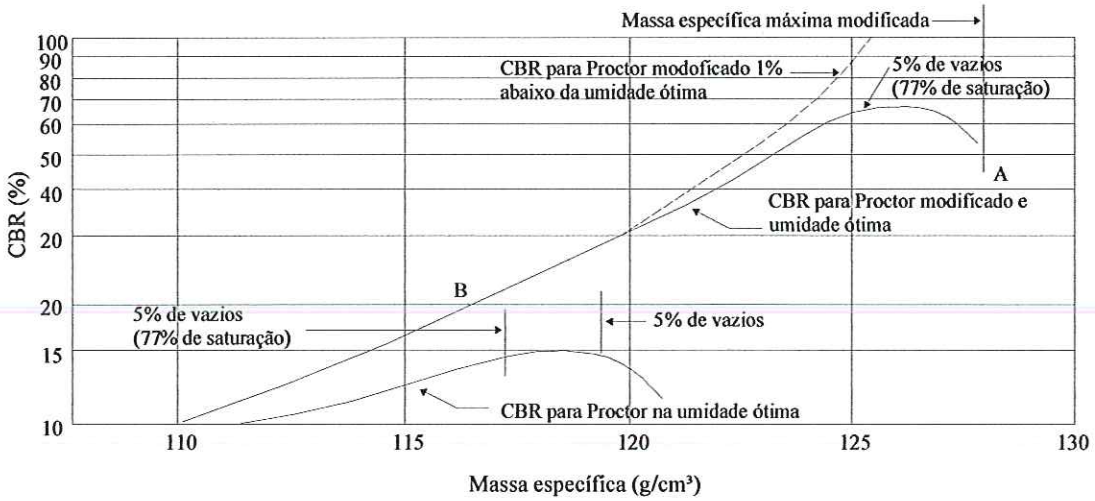


FIGURA 2.1 – Curvas de variação de CBR para algumas condições de compactação depois de quatro dias de imersão (Fonte: Modificado de: WOOLTORTON, 1958)

A prática atual de projeto e controle das obras rodoviárias não é baseada em análise de resistência *in situ*, mas na massa específica alcançada, já que, quanto maior a massa específica, maior a resistência. Em conseqüência, as condições de compactação são estabelecidas para uma certa porcentagem de massa específica seca máxima (normalmente entre 90 e 100%), com umidade de campo bem próxima da umidade ótima.

FERREIRA (1986), visando adequar critérios tradicionais de escolha de materiais estabilizados granulometricamente para uso em bases e sub-bases, verificou que as características geométricas e de resistência dos grãos dos agregados não tiveram, em seus ensaios, influência nos valores de CBR das misturas. O autor observou ainda, que, todas as misturas apresentaram valores de CBR superiores a

100%, sendo que a variação entre os valores de CBR das misturas compostas por grãos de diferentes características geométricas foi muito pequena para todas as porcentagens de agregado por ele estudadas.

CASAGRANDE *et al.* (2001) realizaram estudo sobre o efeito do teor de finos (porcentagem passante na peneira nº 4) sobre as propriedades de condutividade hidráulica e no índice de suporte CBR de bases granulares. Os ensaios de condutividade hidráulica foram realizados utilizando-se, segundo CASAGRANDE *et al.* (2001), um equipamento simples, desenvolvido por BABER & SAWYER em 1951, que, sob baixo gradiente hidráulico, condição esta encontrada em pavimentos rodoviários, permite que se meçam os coeficientes de condutividade hidráulica. Os resultados obtidos indicam que a redução da porcentagem de finos acarreta uma diminuição do CBR e um aumento no coeficiente de condutividade hidráulica.

2.4 ÍNDICE DE SUPORTE CBR DETERMINADO EM CONDIÇÕES DIVERSAS DAS PRECONIZADAS PELA NORMA DER M53-71 (DER – SP, 1974)

Existe uma crescente preocupação entre os pesquisadores em se tentar adequar ao máximo os métodos "importados" à realidade do clima e dos solos brasileiros, aprimorando-os de maneira que retratem da melhor forma possível o que ocorre em campo. Isto não se restringe apenas ao ensaio de CBR, mas a todos os outros ensaios embasados em métodos originados em outros países, cuja realidade de campo foge às condições aqui encontradas.

Desconhecem-se estudos específicos para os solos e as condições tropicais. O que se discute, às vezes, são alguns detalhes de execução do ensaio de CBR para melhor adaptá-los às condições tropicais. Para tais condições, as propostas mais freqüentes têm sido a determinação do suporte sem imersão na umidade de compactação, ou após certa perda de umidade, ou também com tempos diferentes de imersão (FERREIRA, 1986).

As investigações de RUSSAN (1970) indicam que o solo do subleito abaixo

do pavimento raramente encontra-se saturado. Por esta razão, a prática comum de imergir as amostras de solo em água antes de utilizá-las nos ensaios de laboratório, como na determinação do índice de suporte CBR, pode resultar em uma situação severa de umidade que normalmente não ocorre no pavimento.

BAPTISTA (1976), afirma que por experiências e por observações na própria estrada, que o revestimento, sendo impermeável, faz com que o material do subleito fique com um teor de umidade próximo à saturação, devido à água que sobe por capilaridade, independente da localização do nível do lençol de água subterrâneo. Em face disso, segundo este autor, torna-se necessária a etapa de imersão por quatro dias no ensaio de CBR.

Estudando o efeito da temperatura na capacidade de suporte de subleito de rodovias, BARATA (1969) comparou o comportamento de um solo que pode perder umidade, determinando o CBR pelo método convencional e o CBR com a inclusão de mais uma etapa de ensaio: secagem por três horas em estufa a 105°C logo após a compactação. Os corpos-de-prova submetidos à secagem, apesar de em seguida terem sido imersos em água, apresentam CBR igual ou superior, com aumento de até 60%, em relação ao convencional.

A perda de umidade é uma característica freqüente em regiões quentes. GIDIGASU (1980) em seus estudos constatou que a umidade ótima de compactação é superior à umidade de campo e que o CBR determinado em campo, na umidade *in situ*, é superior ao CBR de laboratório determinado após imersão, para pedregulhos lateríticos com argila e areia utilizados na construção rodoviária em Gana.

MESIDA (1987) realizou estudo sobre a influência da pedogênese nas características de compactação e no índice de suporte CBR de três solos lateríticos da área de Ile-Ife, sudoeste da Nigéria, sendo estes derivados de solos anfibolíticos, de granito de gneisse e de micaxisto. Com os resultados dos ensaios pode-se observar que cada solo comporta-se de maneira particular, embora sejam todos solos lateríticos residuais. Os solos anfibolíticos mostraram-se mais sensíveis à presença da água, absorvendo cerca de 8% de umidade em um período de 48 horas de imersão,

sendo que o valor do CBR decresce cerca de 18% do valor obtido sem imersão. O solo derivado de micaxisto absorveu cerca de 6% de umidade para o período de imersão de 48 horas e decresce cerca de 15% do valor sem imersão. O solo derivado de granito de gneisse mostrou-se pouco sensível à presença da água, não sofrendo alterações significativas no valor do CBR com e sem imersão.

Com o objetivo de analisar as características de resistência de alguns solos lateríticos compactados para a aplicação em dimensionamento de pavimentos, FEKPE (1987) afirma que em países de clima tropical, os valores mínimos de CBR utilizados para dimensionar pavimentos, podem ser inferiores aos utilizados nos países de clima temperado, já que, em geral, a tendência do solo é perder umidade após a compactação, ganhando resistência.

LIVNEH & GRENSTEIN (1978) enfatizam que o confinamento do corpo-de-prova pelo cilindro metálico faz com que o CBR de laboratório seja superior ao obtido em campo. VENDRAMINI & PINTO (1974) ressaltam, ainda, que o índice CBR possui valor superior em corpos-de-prova compactados por impacto em laboratório do que aqueles compactados em campo e ensaiados em laboratório.

Devido aos procedimentos de ensaio utilizados em laboratório era de se esperar uma redução do valor do CBR de campo quando comparado ao de laboratório. No entanto, tem-se observado que a tendência é de que os solos de bases e sub-bases de pavimentos apresentem redução de umidade, o que acarreta o aumento do valor do índice de suporte CBR, o que, de certa forma, compensa os valores esperados pelo laboratório (BERNUCCI, 1995).

O Instituto de Pesquisas Rodoviárias, com o apoio do Banco Mundial, realizou um estudo, denominado Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimento – P.A.E.P. – desenvolvido de 1979 a 1984 , envolvendo a avaliação do comportamento mecânico de materiais de diversas regiões brasileiras, com ensaios em campo e em laboratório. Foram feitas comparações entre o índice de suporte CBR de laboratório, imerso e não imerso, com amostras deformadas e indeformadas, retiradas de bases de rodovias, e ensaiadas no laboratório na umidade natural e no estado em que se

encontravam em campo (MEDINA & MOTTA, 1989). Ao final dos estudos, chegou-se à conclusão de que a adoção do índice CBR imerso para projeto de pavimentos é uma medida conservadora e que grande parte das 69 observações feitas apresentavam índice CBR de campo superior ao de laboratório, tanto para as amostras deformadas quanto para as indeformadas.

Num estudo empreendido por SOUZA *et al.* (1977), avaliou-se o método de dimensionamento de pavimentos do DNER, que se baseia no índice de suporte CBR determinado a partir de amostras imersas em água por quatro dias. O estudo mostrou que os valores do índice de suporte CBR *in situ* são, em sua maioria, superiores aos obtidos nos ensaios de laboratório, para as condições estabelecidas pelo método para tal ensaio. Constatou-se, ainda, que em trechos homogêneos de 500m a 1000m de extensão a umidade natural era quase sempre inferior à ótima.

BERNUCCI (1995) ressalta que o índice de suporte CBR de campo é, na maioria dos ensaios, superior ao de laboratório executado sem imersão em água. Fica evidenciada que a utilização do índice CBR sem imersão não parece ser uma medida de risco, caso as condições climáticas e hidrológicas sejam adequadas, proporcionando uma umidade em campo favorável ou menor que a ótima, durante todo o ano.

Devido à complexidade e à variabilidade de comportamento das misturas com solos lateríticos e das condições ambientais em que esses solos se encontram, a decisão de realizar o ensaio CBR em condições diferentes das preconizadas pela norma DER-M53-71 (DER – SP, 1974) não pode ser recomendada em caráter geral. Há necessidade de uma coleta sistemática dos dados de laboratório e de comportamento de campo a fim de melhor avaliar a capacidade de suporte destas misturas nas condições de clima tropical (FERREIRA, 1986).

Além disso, deve-se destacar a dispersão dos resultados dos ensaios de CBR, como apresentado por PINTO (1964), que ensaiou amostras de solos arenosos e argilosos, sendo doze corpos-de-prova para cada amostra. A energia de compactação utilizada foi a energia intermediária. O autor obteve resultados de CBR com valores

variando de 15% a 60% e com coeficiente de variação destes de 6% a 30%. No entanto, o autor ressalta que para o ensaio de CBR este coeficiente de variação não compromete a aplicação do mesmo para a avaliação da qualidade de suporte do material utilizado em pavimentação.

2.5 A IMPORTÂNCIA DO CLIMA PARA A PAVIMENTAÇÃO

O teor de umidade interfere sobremaneira no comportamento e no desempenho dos pavimentos. Oscilações devidas à ocorrência de variações sazonais do índice pluviométrico são comuns, e a execução de sistemas de drenagem deficientes e/ou problemas construtivos podem provocar variações no teor de umidade não previstas em projeto, o que pode comprometer a capacidade de suporte da estrutura do pavimento.

Segundo MEDINA (1997), a presença de trincas, juntas não vedadas, poros na superfície envelhecida e infiltrações não interceptadas por sistema de drenagem adequado fazem com que a água da chuva atinja o subleito, em especial pelos acostamentos, quando estes não são revestidos. Em locais de clima quente, a evaporação tende a minorar a ação destrutiva da água. Porém, garantir as condições de drenagem é um dos pontos essenciais na manutenção de pavimentos.

A oscilação do lençol freático em razão do acesso da água da chuva, pode acarretar variações de umidade do subleito caso este se encontre a pequena profundidade, seja cerca de um metro ou menos (MEDINA, 1997). Segundo CHU *et al.* (1977), a altura crítica do nível do lençol freático depende primeiramente do tipo de solo. RUSSAN (1970) propôs que essa profundidade é de aproximadamente 6,10 m (20 ft) em argilas, 3,05m (10ft) em argilas arenosas ou siltes, e 0,90m (3ft) em areias. Tais situações, entretanto, não são comuns nas condições que prevalecem onde ocorrem os solos de comportamento laterítico, em climas tropicais úmidos, nos quais os lençóis freáticos freqüentemente localizam-se bem abaixo de 6,0m.

Investigações realizadas por BERNUCCI *et al.* (2000) mostraram que os efeitos do clima quente e úmido, combinados com as condições hidrológicas e de

relevo do interior paulista, acarretam para as bases dos pavimentos, umidades de equilíbrio abaixo daquelas utilizadas na compactação. Esta perda de umidade causa a elevação das tensões de sucção, que favorecem o bom desempenho mecânico destes materiais. No entanto, as diferenças das tensões de sucção entre o solo sob a pista e nos acostamentos descobertos podem levar a diferenças importantes de carga hidráulica, provocando a movimentação d'água nas camadas do pavimento. A baixa permeabilidade afeta positivamente o fluxo, impedindo avanços rápidos de frentes de umidade para o interior da pista. Porém, quando a frente de umidade alcança a região das trilhas externas ocorre queda nas tensões de sucção e da resistência, levando à fissuração e deformações permanentes excessivas.

MEDINA (1997) cita que a pluviosidade anual na maior parte do Brasil está entre 1250 mm e 2500 mm, sendo que, o mínimo de 500 mm ocorre em pequena área da Bahia e Paraíba. O máximo de 4400 mm ocorre na Serra do Mar, em São Paulo, contrastando com os invernos rigorosos os quais são submetidos cerca de 60% do território dos EUA, com penetração de congelamento em profundidade, até o subleito, seguido do degelo primaveril.

MEDINA (1997) ressalta que, a fim de evitar as conseqüências danosas dos ciclos de gelo e degelo, especificam-se, nos EUA, para camadas de base e sub-base, materiais granulares com poucos finos (menos de 3% passante na malha de 0,02 mm).

O solo, quando em seu estado natural, tem a variação do teor de umidade dependente da pluviosidade e da evapotranspiração, as quais podem atuar no pavimento de formas diversas. No caso de solos compactados artificialmente, a determinado teor de umidade, e recoberto pelas demais camadas do pavimento, ocorrem algumas modificações no teor de umidade inicial de compactação, até o solo alcançar o equilíbrio hídrico.

A ação nociva da umidade não atinge apenas as camadas inferiores do pavimento, mas também a camada de revestimento. As variações sazonais de temperatura e umidade causam fissuras de retração nos pavimentos de concreto, quer

por forças de atrito no apoio que se opõem ao deslocamento horizontal, quer pela solicitação à flexão das placas encurvadas. Nos trópicos, os meses mais quentes também são caracterizados por serem os mais chuvosos, o que ativa a intemperização química. O acúmulo de óleo e resíduos dos pneumáticos torna o pavimento escorregadio quando chove. O polimento dos agregados pelo tráfego torna os revestimentos mais susceptíveis à água de derrapagem.

A atuação climática tropical úmida sobre os solos caracteriza-se, sobretudo, pelos seguintes pontos:

- evapotranspiração intensa, devida à elevada temperatura e intensidade da radiação solar, diminuindo bastante o efeito da precipitação e fazendo com que os solos, tanto compactados como em estado natural, sejam não-saturados ou atinjam esse estado nas obras;
- gradiente térmico favorável à migração da água no sentido descendente, o que contribui ainda mais para a sua movimentação nesse sentido, contrariando o que acontece predominantemente nas regiões sujeitas ao congelamento do subsolo, quando a situação é inversa, favorecendo a subida da água, tanto em estado de vapor como líquido.

Nas regiões tropicais, as condições climáticas predominantes não permitem que os pavimentos estejam sujeitos aos fenômenos de congelamento e de degelo, os quais geram expansões das camadas de solo que compõem a sua estrutura, por perda de suporte e diminuição do módulo de resiliência.

As umidades dos pavimentos podem ser modificadas por fluxos de água que podem alcançar suas estruturas, conforme descritos por YODER & WITCZAK (1975) e por LAY (1990):

- percolação: poderão ocorrer fluxos de água para o pavimento por percolação provenientes dos terrenos situados em cotas superiores;
- infiltração lateral: poderão ocorrer infiltrações laterais devido ao acúmulo de água nas bordas do pavimento e a partir dos acostamentos umedecidos por

chuvas;

- infiltração vertical: poderão ocorrer infiltrações verticais no pavimento através de trincas na superfície ou através de superfície permeável, de águas de chuva e de águas ali acumuladas;
- águas provenientes do lençol freático, por sua elevação ou por fluxos provenientes dele, induzidos por gradientes térmicos e de sucção matricial, na fase líquida e na fase de vapor.

A percolação restringe-se a situações particulares, embora apresente-se como importante componente para o umedecimento dos solos que constituem as camadas do pavimento. A Figura 2.2 mostra algumas formas de como a água pode atingir as camadas do pavimento.

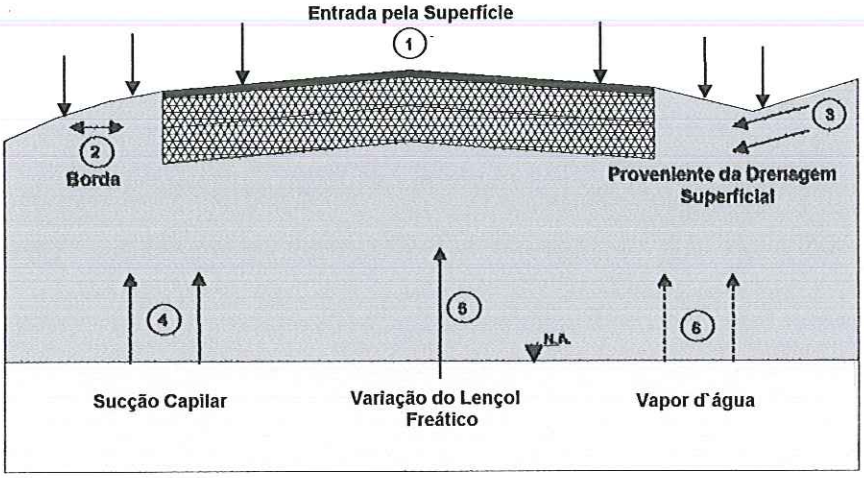


FIGURA 2.2 – Mecanismos através dos quais a umidade atua no pavimento e subleito (Fonte: Modificado de **http://www.pavement.com**, *American Concrete Pavement*, 01/02/02)

Segundo MEDINA (1997), em países de clima temperado, o congelamento da água, quando alcançadas temperaturas inferiores à 0°C por tempo considerável, traz como conseqüência o inchamento, principalmente do subleito e sub-base, além de diminuir o teor de umidade dos solos já que parte da água se solidifica. Ocorre então o aumento da capacidade de sucção do solo, devido à tensão superficial e as forças de adsorção das partículas coloidais, sendo portanto, mais água atraída para o

subleito.

De acordo com NOGAMI & VILLIBOR (1995), nos climas frios e temperados, os gradientes de temperatura mais importantes determinam a migração da água das porções mais profundas para as porções mais superficiais. Nos períodos mais frios, a movimentação de água se estabelece no sentido das maiores para as menores temperaturas. Nos climas tropicais, os gradientes noturnos agem no mesmo sentido, porém não invertem o processo diurno, o qual faz com que a umidade migre em direção ao subleito.

Nas regiões tropicais é possível que se estabeleçam gradientes de temperatura durante o dia, que contribuam de maneira importante para a manutenção de suas umidades em valores relativamente baixos.

O ROAD NOTE Nº 31[1] *apud* MEDINA (1997) sugere que os teores de umidade do subleito, para solos tropicais, devem ser admitidos como, no máximo, iguais à umidade de compactação na energia normal, para casos de altos índices pluviométricos sazonais e de lençol freático profundo. MEDINA (1989), apresenta conclusão semelhante, a partir da análise de campo das umidades do subleito no Brasil, ressaltando que, sob condições de drenagem ineficiente e de vias sujeitas a infiltrações diversas e com manutenção inadequada, podem ocorrer teores maiores de umidade.

CAMACHO (2002) visando estudar os fluxos de água mais importantes envolvidos na distribuição de umidades em bases de pavimentos construídos com solos arenosos finos lateríticos, sob condições climáticas semelhantes àquelas que prevalecem na região de Ilha Solteira, no Estado de São Paulo, observou que, como conseqüência das chuvas, as umidades na base devem tornar-se maiores nas proximidades do eixo longitudinal da rodovia e devem ser menores na sua superfície que nas porções mais profundas. Este autor justifica que isso deve ocorrer como

---

[1] TRANSPORTATION AND ROAD RESEARCH LABORATORY. *A guide to the structural design of bitumen-surfaced roads in tropical and sub-tropical countries.* Road Note 31. Londres: HMSO, 1977, 3ed. 26p.

resultado do avanço bastante lento dos fluxos horizontais dirigidos, ora para o eixo, ora em sentido contrário, associado ao fluxo termicamente induzido, cuja resultante é orientada para baixo.

O maior umedecimento das partes menos densas deve-se às diferenças dos graus de compactação que podem existir entre as bordas e as partes mais profundas (CAMACHO, 2002).

VASWANI (1975) observou que, além da contribuição gerada por precipitações pluviométricas e pela temperatura, o teor de umidade do subleito varia quando a seção está em corte ou em aterro, diferenciando-se de acordo com a topografia do terreno. VASWANI (1975) avaliou a variação deste teor em solos de subleito de diversas localidades do Estado da Virgínia - EUA, utilizando uma sonda nuclear que fornece a umidade do solo em diversas profundidades. Segundo este autor, em pavimentos recém-construídos, o teor de umidade do subleito aumenta rapidamente devido às precipitações até alcançar um nível limite. Este acréscimo depende da massa específica, da compactação e da granulometria do solo. Depois de alcançar este nível, a razão de acréscimo de umidade no solo diminui, de modo que estas variações mostram-se então, dependentes da temperatura. Depois de dez anos da construção do pavimento quase não há mudanças no teor de umidade do subleito.

Na Inglaterra, variações sazonais do teor de umidade na superfície do solo, na Inglaterra, normalmente atingem uma profundidade de cerca de um metro, e podem ser levadas em consideração quando da execução de ensaios de resistência ligados do dimensionamento do pavimento. Quando tais ensaios forem executados no verão, o subleito exposto poderá estar mais seco que a condição média que assumirá eventualmente sob o pavimento, e poderá ocasionar a execução de um dimensionamento adequado. Por outro lado, se os ensaios forem realizados no inverno, o projeto poderá ser desnecessariamente superdimensionado. Sugere-se então, que os ensaios do solo sejam executados com o teor de umidade encontrado a uma profundidade de aproximadamente um metro, exceto quando as circunstâncias sejam tais que exista um sério risco do aparecimento de condições muito úmidas no subleito, como, por exemplo, nos casos em que o nível d'água não pode ser

controlado satisfatoriamente (RESEARCH ROAD LABORATORY, 1951).

2.6 INFILTRAÇÃO DA ÁGUA NO SOLO

Define-se infiltração como a entrada de água no solo através de sua superfície, isto é, através da interface solo – atmosfera. Assim, durante uma chuva, parte da água pode infiltrar e dirigir-se para baixo, e parte, pode se movimentar pela superfície do solo. Trata-se, portanto, de um processo que separa quanto da precipitação flui sobre a superfície do solo e quanto flui abaixo da superfície do solo.

A taxa de infiltração indica a quantidade de água, por unidade de tempo, que atravessa uma unidade de área da superfície do solo. Experimentalmente está comprovado que a taxa de infiltração tende a diminuir com o tempo, atingindo um valor final constante. O gráfico que relaciona, no eixo das ordenadas, a taxa de infiltração a partir de uma superfície inundada, com o tempo, no eixo das abscissas, é chamado lei de infiltração e o valor final constante da taxa de infiltração é conhecido pelo nome de capacidade de infiltração (LIBARDI, 1995).

Segundo BODMAN & COLEMAN (1944), a Figura 2.3 mostra a distribuição da água com a profundidade, em um perfil de solo uniforme, quando se mantém uma pequena carga hidráulica na superfície do solo.

A frente de molhamento compreende uma pequena região na qual o gradiente de umidade sofre uma variação bastante abrupta, que representa o limite visível da penetração da água. Acima da zona de molhamento vem a zona de umedecimento, que é uma região de variação relativamente rápida de umidade. A zona de transmissão é uma porção do perfil através da qual a água é transmitida com variação muito pequena de umidade. A zona de transmissão é uma região de rápido decréscimo de umidade e acima desta encontra-se a zona de saturação, na qual se presume estar o solo saturado.

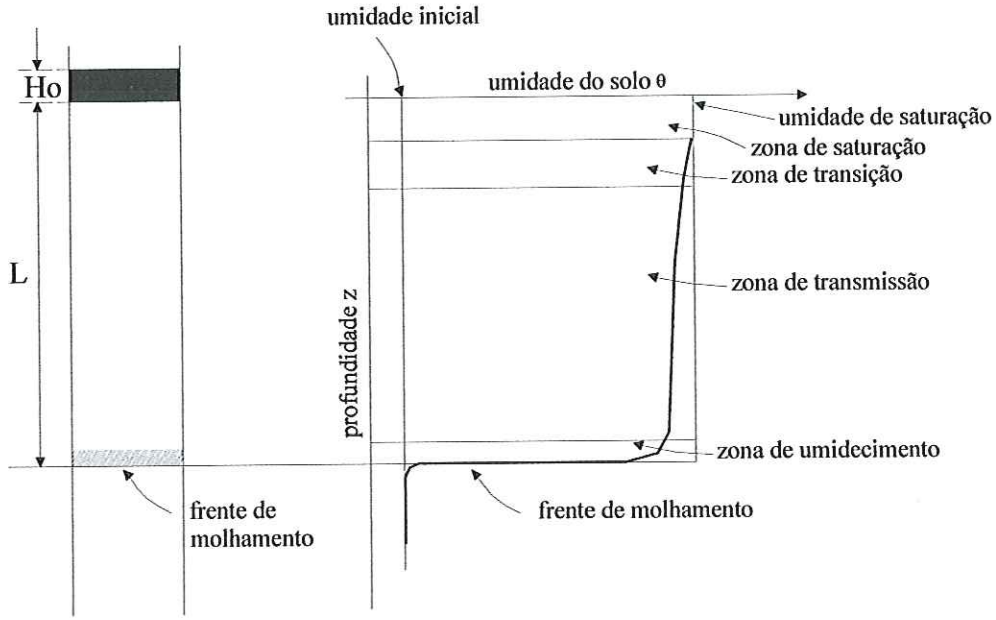


FIGURA 2.3 – Perfil de umidade típico durante o processo de infiltração em um perfil de solo uniforme (Fonte: Modificado de BODMAN & COLEMAN, 1944)

WANG & BENSON (1995) realizaram ensaios de infiltração vertical em argilas compactadas e verificaram, através dos perfis de umidade obtidos, que, em certos casos, a frente de umedecimento, para tempos curtos, mostrou-se bem definida, apresentando-se mais difusa na medida em que a frente de umidade avança. Isto mostra que a frente de umedecimento desenvolve-se mais à medida que o tempo passa. Em adição a isso, a frente de umidade apresentou-se mais difusa para um dos solos, quando compactado no ramo úmido do que quando compactado no ramo seco.

SCHWEITZER (1981) realizou estudo da absorção de água de lateritas finas e sua relação com os valores de Proctor. O autor correlacionou a influência dos sesquióxidos de ferro e de alumínio com a absorção de água. Correlações lineares foram estabelecidas entre os parâmetros de compactação do método Proctor e a absorção de água. As argilas lateríticas apresentaram absorção rápida de água nos primeiros minutos das 24 horas totais de imersão. Como pode ser observado na Figura 2.4.

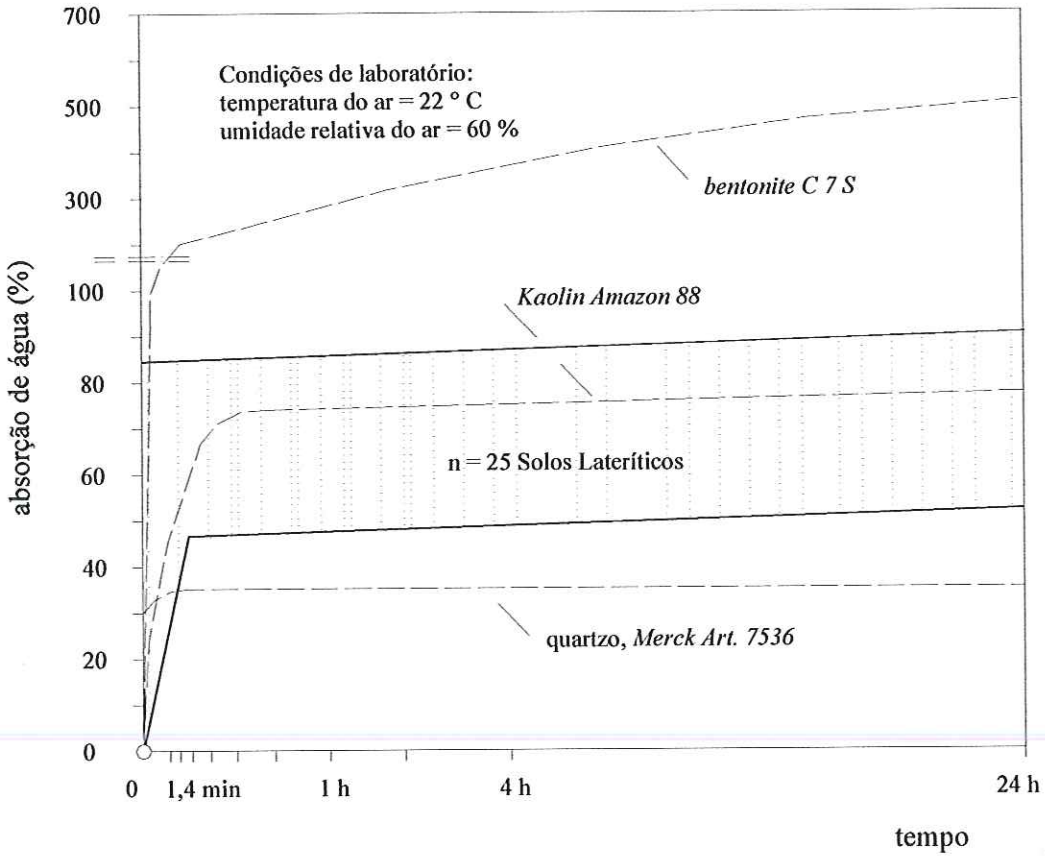


FIGURA 2.4 – Resultados do ensaio de absorção de água de solos finos lateríticos (frações menores que 0,4mm) e quartzo, caolin e bentonita (Fonte: Modificado de SCHWEITZER, 1981)

2.7 CONDIÇÃO DE UMIDADE NAS CAMADAS QUE COMPÕEM A ESTRUTURA DO PAVIMENTO

A experiência brasileira em rodovias federais e estaduais, em que os dispositivos de drenagem (superficiais e profundos) são bem cuidados, mostra que para rodovias bem projetadas e construídas, a umidade de equilíbrio encontra-se em torno do valor obtido para a umidade ótima no ensaio Proctor executado na energia normal de compactação (MEDINA, 1997).

Na Pesquisa de Avaliação Estrutural de Pavimentos (P.A.E.P.) foi desenvolvido estudo sobre a sazonalidade das deflexões medidas em provas-de-carga com rodas pneumáticas de caminhão, em 53 trechos experimentais distribuídos nas estradas dos Estados da Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Bahia, Goiás, Minas Gerais,

Rio de Janeiro, Paraná, Santa Catarina e Rio Grande do Sul. Na Figura 2.5 são mostrados os valores da umidade *in situ* e os teores de umidade ótima obtidos no ensaio Proctor na energia normal para os solos de subleito analisados. Observou-se que os valores de CBR para os solos que possuem sua umidade abaixo da umidade ótima são, em média, de 46% e os pontos que possuem valores de umidade superiores ao do teor ótimo têm média de 21%, ou seja, índices muito superiores quando comparados aos dos solos de regiões não tropicais (MEDINA, 1997).

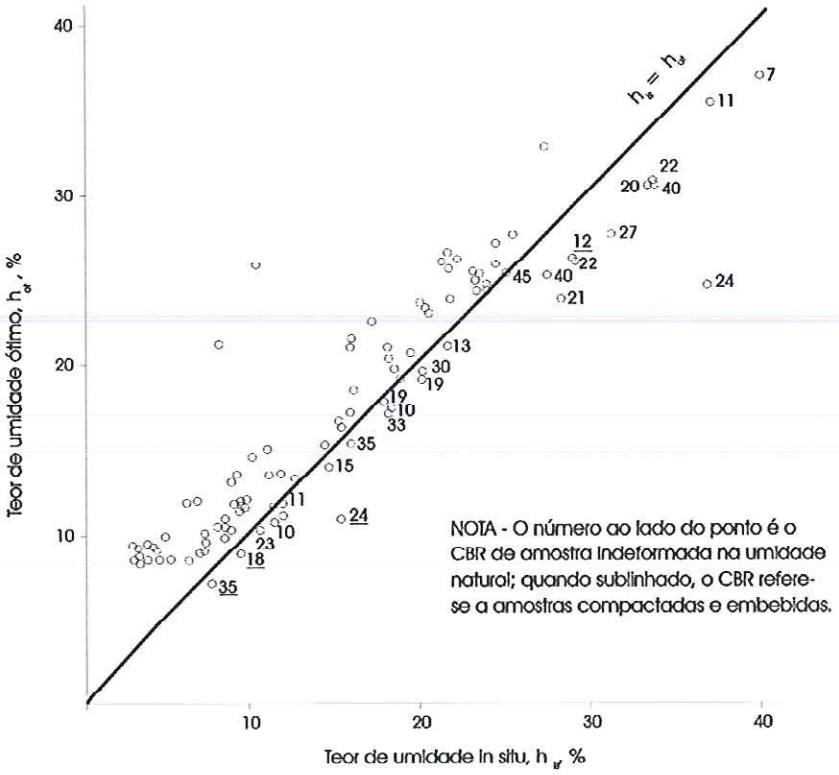


FIGURA 2.5 – Teor de umidade ótimo de compactação Proctor normal *versus* teor de umidade *in situ* de solo de subleito, h_{is}, % (Fonte: Modificado de MEDINA, 1997)

Na pesquisa empreendida pela U.S.A.I.D., em três regiões do mundo tropical (Sudeste da Ásia, Gana no Oeste da África e Brasil), sobre a utilização das lateritas como material de pavimentação, notou-se que, na maioria das verificações, os teores de umidade *in situ* são inferiores aos teores ótimos obtidos no ensaio de compactação, como está mostrado na Figura 2.6 (MEDINA, 1997).

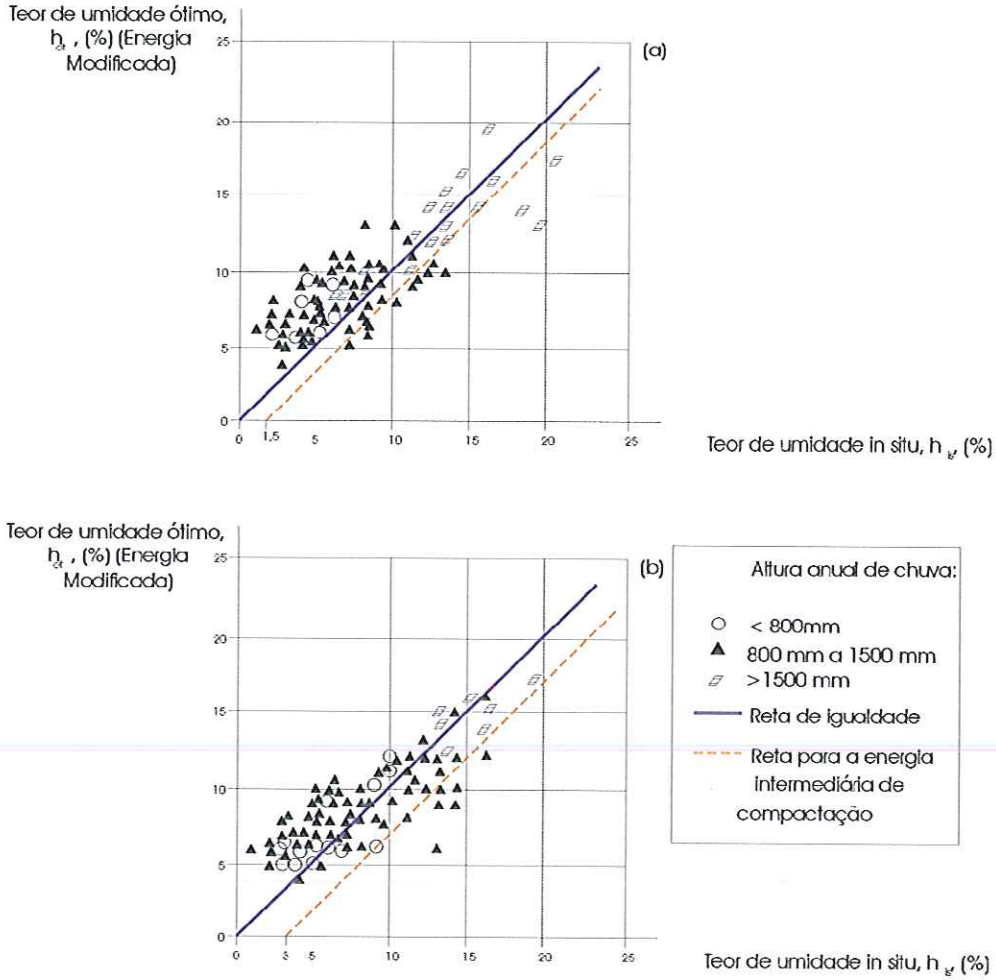


FIGURA 2.6 – Teor de umidade ótimo de compactação Proctor normal versus teor de umidade *in situ* de solo de subleito, h_{is}, % (Fonte: Modificado de MEDINA, 1997)

A experiência inglesa nos trópicos traduzida no Road Note 31[1] (Nota 1, p. 24) *apud* MEDINA (1997) é de que "na maioria dos países tropicais, se a drenagem for adequada, raramente o teor de umidade do subleito é superior ao teor ótimo de compactação. Na verdade, os subleitos são, em geral, mais secos e mais resistentes do que os de países temperados."

A variação da umidade do subleito de uma rodovia pode acarretar no seu inchamento ou contração, caso este venha a tornar-se mais úmido ou mais seco, respectivamente, o que ocasiona variação em sua resistência.

Uma rodovia sobre subleito argiloso, por exemplo, pode romper devido a uma

queda de resistência causada por um aumento relativamente pequeno no teor de umidade da argila. Por outro lado, a secagem do solo próximo das bordas, durante um período de seca, pode resultar em recalque do sub-leito e aparecimento de trincas longitudinais na superfície da estrada (RESEARCH ROAD LABORATORY, 1951).

O movimento da água no solo, que ocorre sob a ação da gravidade, pode ser interceptada ou removida do subleito pela disposição adequada de drenos subterrâneos. No entanto, parte da água é retida no solo por forças superficiais e não pode ser removida por meio de drenos; as condições de equilíbrio de sucção e pressão de vapor no solo é que são responsáveis pela distribuição dessa água.

HALIBURTON (1972) observou que, nos pavimentos recém construídos, o teor de umidade do subleito encontra-se abaixo do teor ótimo e, no decorrer de sua vida útil, este valor aumenta vagarosamente, alcançando o equilíbrio em torno de 1,1 a 1,3 vezes o limite de plasticidade do solo, no período entre 18 e 24 meses. A maioria destas variações de umidade foi causada por infiltração de água de chuva e por evaporação, provenientes principalmente do acostamento e através de trincas na superfície do pavimento. Após atingido o equilíbrio de umidade devido às precipitações, este autor concluiu que a influência da temperatura sobre as condições da umidade do subleito é pequena, da ordem de 1% a 2% da variação do teor de umidade anual. Segundo HALIBURTON (1972), no hemisfério norte, o máximo valor de umidade é atingido durante os meses de inverno, sendo dependente do nível mensal de precipitações.

AGGARWAL & JAFRI (1987) estudaram o uso de lateritas areno-argilosas como material de base de quinze rodovias da Nigéria. Os resultados da pesquisa mostraram que a umidade *in situ* da base estava de 2% a 3% abaixo da ótima e medidas executadas durante todo o ano mostraram que em nenhum período a umidade chega a atingir o valor da umidade ótima de compactação obtida em laboratório.

CRONEY (1977) relata que medições rotineiras de umidade em solos sob pistas de aeroportos e nos solos adjacentes não pavimentados, não revelaram

evidências claras de que a migração de vapor determinasse a distribuição de umidades no subleito, mesmo em locais onde as condições do solo e as condições climáticas eram aparentemente favoráveis. Em superfícies áridas, o umedecimento de subleitos foi tido como resultado possível da presença de água subterrânea, proveniente de terrenos adjacentes mais elevados.

WILSON (1997) destaca que, logo após a execução do pavimento, os materiais do subleito e da base apresentam, em geral, altos valores de sucção matricial, e que a experiência em países de clima temperado têm mostrado que ambos, subleito e base, tornam-se mais úmidos com o tempo. O autor explica tal fenômeno relatando que a camada asfáltica superficial funciona como uma barreira contra a evaporação, retendo a umidade que migra para cima, proveniente das regiões mais profundas.

A Figura 2.7 apresenta perfis de sucção matricial e umidade medidos na rodovia Cambaratiba/Borborema (SP-304), km 371+786 m, pela equipe do convênio IPAI/DER-SP (1976), aproximadamente dois anos após sua construção. Pode-se observar que as umidades são decrescentes no sentido da borda para o eixo da pista. As umidades medidas entre 0,0 e 7,5 cm apresentam-se com valores abaixo da ótima de compactação, na energia normal (11,9%), exceto na borda direita. Já as umidades obtidas entre 22,5 e 30,0 cm apresentam-se com valores maiores, sendo este solo menos denso, nessa profundidade, quando comparado ao da superfície. Os perfis de sucção, por outro lado, apresentam valores crescentes em sentido contrário ao das umidades.

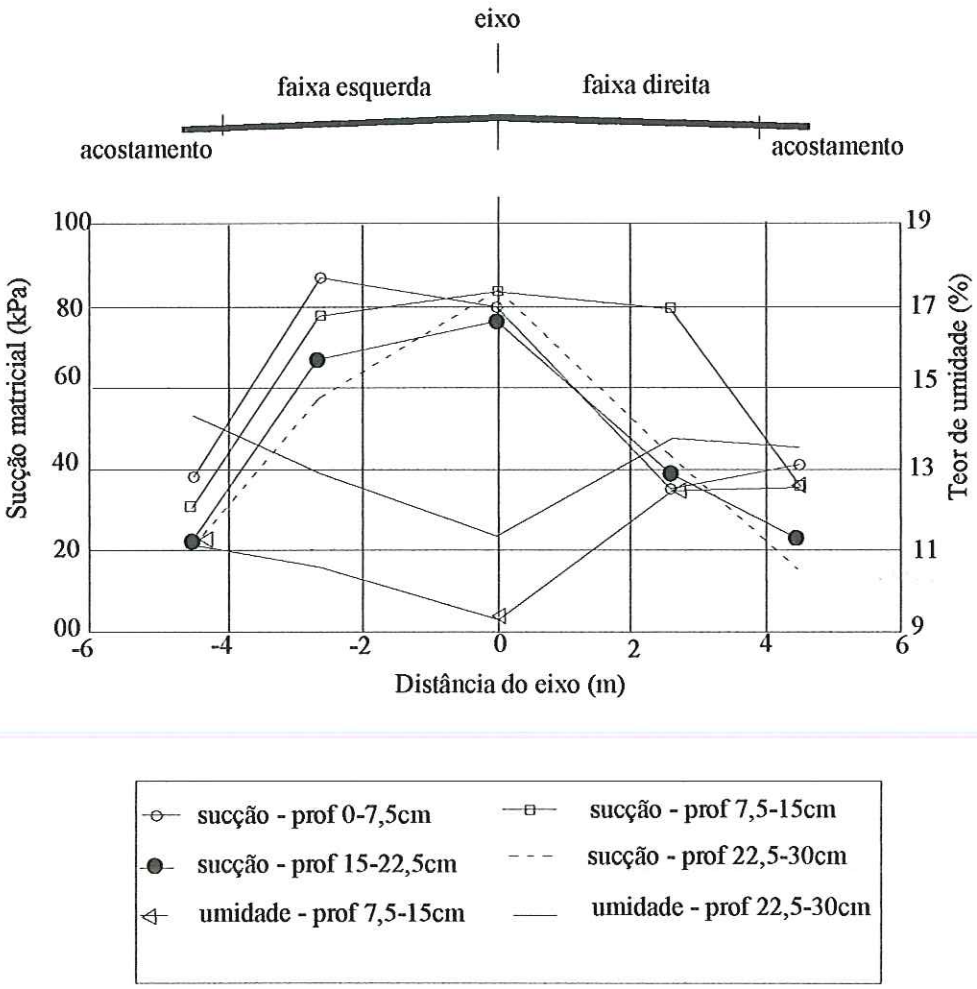


FIGURA 2.7 – Umidade e sucções matriciais medidas no campo, no km 371+786 da rodovia Cambaratiba/Borborema, no Estado de São Paulo. (Fonte: Modificado de BERNUCCI, 1995)

Em regiões onduladas onde uma camada permeável sobrepõe-se a uma impermeável, a infiltração, no subleito, de água proveniente de terreno mais elevado adjacente à rodovia é comum.

Nos terrenos planos onde o escoamento lateral da água tende a ser pequeno, as variações sazonais do nível do lençol d'água normalmente são mais sensíveis. Em regiões litorâneas, o abaixamento ou ascensão do nível d'água está associado ao nível das marés e há, nestes casos, mudanças resultantes no teor de umidade do solo, o que depende de sua capilaridade e da profundidade média do nível d'água.

Geralmente, considera-se que, para manter a estabilidade do subleito é necessário que o nível d'água esteja, no mínimo, a uma distância de aproximadamente 1,2m da parte inferior do subleito (RESEARCH ROAD LABORATORY, 1951).

Alguns tipos de revestimentos betuminosos são porosos e, no caso de estradas de concreto, a água pode percolar através de juntas e fendas que não estão bem seladas. Os congelamentos e degelos sucessivos podem provocar o fendilhamento de certos tipos de revestimentos flexíveis tornando-os suscetíveis à infiltração de água.

Pode-se citar, como exemplo da transferência da umidade das bordas para o solo, ou vice-versa, o efeito causado pelo movimento de água entre as bordas e o subleito em várias rodovias da Inglaterra, devido a uma seca prolongada que ocorreu durante o verão e o outono de 1947. Muitas rodovias de macadame hidráulico com revestimentos betuminosos construídos sobre subleitos argilosos, úmidos, desenvolveram acentuados trincamentos longitudinais devido à contração da argila, nas bordas do subleito (RESEARCH ROAD LABORATORY, 1951).

Dependendo da época em que foi efetuada a construção da rodovia, seu subleito poderá estar mais seco ou mais úmido que as camadas de solo subjacentes. Não levando-se em conta as mudanças dos teores de umidade, devidas às causas anteriormente citadas, o subleito tenderá a atingir uma umidade de equilíbrio com as camadas inferiores.

2.8 INFLUÊNCIA DA UMIDADE NO COMPORTAMENTO MECÂNICO DOS PAVIMENTOS

É sabido, desde o início dos trabalhos de pavimentação, que para se obter um bom desempenho das camadas granulares deve-se ter uma capacidade estrutural suficiente para suportar a carga imposta pelo tráfego de veículos, e um bom sistema de drenagem, que evite a operação de excesso de poro-pressões. Tem-se observado que uma drenagem inadequada provoca danos ao pavimento devido à redução da tensão efetiva que, por sua vez, acarreta diminuição da resistência ao cisalhamento e

aumento da deformabilidade dos materiais.

Os excessos de poro-pressão podem ser gerados no subleito e/ou em outras camadas, devido ao impacto das rodas dos veículos que trafegam na rodovia, tendo, como conseqüências, o aparecimento de fissuras na superfície do pavimento, redução da capacidade de transferência de carga, instabilidade do subleito, deflexões excessivas, desintegração da massa asfáltica, redução de suporte, entre outros. A drenagem em materiais de base não apenas determina a resistência do pavimento, mas também impõe uma trajetória da água para evitar a saturação do subleito.

O estudo de drenagem nas camadas do pavimento sempre terá uma grande importância, na medida em que boa parte das ocorrências de falência estrutural prematura deve-se ao excesso de água (CASAGRANDE *et al.*, 2001).

CASAGRANDE *et al.* (2001) apontam, dois métodos que têm sido empregados para minimizar os danos que o excesso de poro-pressão ocasiona nos pavimentos:

- evitar que a água superficial penetre no pavimento através de juntas e fissuras, selando-as ou executando-se uma camada de baixíssima permeabilidade. Com o envelhecimento do pavimento, a multiplicação de fissuras e a perda de eficiência da camada "impermeável", esta solução pode se tornar ineficiente e/ou onerosa;

- utilizar materiais que possibilitem maior velocidade de escoamento de água para fora do pavimento. A utilização de camadas de base mais abertas poderá fornecer excelente drenagem, porém podem surgir problemas na construção e, posteriormente, afundamento devido a altos carregamentos. No entanto, há consenso de que, além de drenagem, os agregados utilizados devam fornecer estabilidade para suportar o volume de tráfego requerido durante e após a construção.

Como já comentado anteriormente, o controle da umidade, tanto na base quanto no subleito, é um requisito básico para manter o bom desempenho e a

durabilidade de uma rodovia. Na fase de projeto, são utilizados métodos para a seleção adequada de materiais, geometria e sistemas de drenagem (CHISTOPHER & McGUFFEY, 1997). Estes métodos estão embasados em métodos de cálculo simplificados.

É sabido, entretanto, que as simplificações mais fundamentais podem fornecer alguns benefícios para a prática de projetos. Modelos para a transferência de calor e umidade em meios não saturados oferecem ferramentas poderosas para investigar, em detalhe, o desempenho de dados de projeto para uma determinada condição climática. Alternativas de projeto podem ser julgadas e previsões de variações ambientais podem ser avaliadas de forma mais racional (ALONSO *et al.*, 2002).

BERNUCCI (1998) estudou as conseqüências da perda de umidade em solos lateríticos compactados que vêm sendo utilizados em pavimentação desde a década de 50 no Estado de São Paulo. Os resultados obtidos possibilitaram visualizar o efeito benéfico da perda da umidade, que diminui sua potencialidade a reexpansão.

BERNUCCI (1998) verificou, ainda, que o efeito da secagem prévia, em solos saprolíticos é prejudicial, acarretando uma queda de cerca de 15% na resistência residual. Já para os solos lateríticos, a secagem prévia, segundo os experimentos realizados, provocou um aumento de cerca de 20% na resistência de pico e de 10% na residual. A secagem prévia funcionaria, neste último caso, como uma energia de compactação complementar ou como um tratamento de aumento de resistência com aditivos químicos.

A utilização de métodos mecanísticos para o dimensionamento de pavimentos tem se destacado frente aos métodos empíricos. Para a melhor aplicação dos métodos mecanísticos há a necessidade do estudo da influência da umidade sobre o módulo de resiliência (M_R), tendo em vista que este parâmetro é muito susceptível à variações climáticas (GONÇALVES, 1999).

GONÇALVES (1999) realizou tal estudo, e verificou que, comparando-se os corpos-de-prova preparados na umidade ótima e em seguida umedecidos até 1%

acima da umidade ótima, com corpos-de-prova compactados 1% acima da umidade ótima e com massa específica seca máxima, observou-se que neste último caso os valores do M_R são 17% menores do que aqueles do primeiro caso.

NOURELDIN (1994) avaliou, através de sucessivos ensaios usando um FWD, a influência das variações sazonais de umidade e de temperatura sobre o valor do módulo de resiliência de um solo de subleito rodoviário e das camadas de um pavimento. Em uma das avaliações, no período entre novembro/1992 – fevereiro/1993 choveu intensamente, levando a um acréscimo no teor de umidade do subleito, de 6,8 para 13%. Conseqüentemente, a massa específica seca do subleito reduziu-se em 6,3% de seu valor inicial. Nestas condições, observou-se que o valor do M_R do subleito diminuiu de 35%.

Cabe ressaltar que o estudo acima descrito (NOURELDIN, 1994) ocorreu em país onde a temperatura atinge valor muito extremo, inverno com temperaturas muito baixas e verão com temperaturas elevadas. Nestas regiões ocorre um fenômeno conhecido como gelo-degelo, determinante nas alterações das propriedades físicas dos solos. Em contrapartida, em países de clima tropical, como no Brasil, por exemplo, poucas regiões apresentam valores muito baixos de temperatura, além do mais, em determinada época do ano chove muito (verão) e em outra época verifica-se um clima muito seco (inverno). Estas variações ambientais acarretam, também, alterações nas propriedades resilientes dos solos do subleito, que devem ser analisadas e quantificadas.

2.9 IMPORTÂNCIA DA ANÁLISE MINERALÓGICA NO ESTUDO DOS SOLOS TROPICAIS

Há muitos fatores que coletivamente influenciam nas propriedades de solos naturais. Entre estes, a mineralogia e o tamanho das partículas são, provavelmente, os mais críticos (HARRIS *et al.*, 1984).

No estudo dos solos tropicais, a mineralogia tem um significado especial por apresentar, nos horizontes superficiais dos solos, concentração de óxidos de ferro e

alumínio, propiciando a agregação das partículas pela ação cimentante desses elementos, o que define a estrutura dos solos. Desta forma, a estrutura e a mineralogia dos solos têm grande importância em obras de terra (estradas, taludes, aterros, barragens, etc), porque nessas obras os solos estão sujeitos a baixas tensões de confinamento e a ciclos sucessivos de molhagem e secagem.

Os solos tropicais apresentam elevado grau de intemperismo, com mineralogia da fração argila dominada por minerais silicatados e óxidos de ferro e alumínio (MONIZ, 1975; RESENDE *et al.*, 1985; FONTES & WEED, 1991). As tendências pedogenéticas dos solos tropicais são melhor representadas pelos latossolos, sendo estes os que apresentam um horizonte subsuperficial mineral B latossólico. Isto evidencia seu estágio avançado de intemperismo, com completa ou quase total alteração e decomposição de minerais facilmente intemperizáveis, pela elevada profundidade e pela baixa capacidade de troca catiônica (CAMARGO *et al.*, 1985). Os argissolos também constituem fração importante nos solos tropicais e apresentam diferentes graus de intemperismo (OLIVEIRA *et al.*, 1992).

Os latossolos apresentam mineralogia da fração argila basicamente dominada por caulinita, gipsita e hematita, além de óxidos de ferro e alumínio mal cristalizados. Os argissolos, por sua vez, tendem a apresentar, além dos referidos materiais e óxidos mal cristalizados, argilominerais, como a vermiculita, clorita e ilita (ALVES, 2002). Embora, nos solos tropicais, a composição mineralógica predominante possa ser considerada simples, variações podem ocorrer dentro e entre os grupos de minerais, quanto ao tamanho das partículas e superfície específica, faces expostas, graus de substituição isomórfica e cristalinidade. Estas variações podem proporcionar grande variabilidade no comportamento desses solos dentro de uma mesma classe (SCHWERTMANN & HERBILLON, 1992; NETTO, 1996).

CAPÍTULO 3

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 INTRODUÇÃO

A investigação experimental foi conduzida de maneira a possibilitar o estudo, em laboratório, da influência da variação da umidade após a moldagem dos corpos-de-prova nos resultados dos ensaios de CBR de solos de comportamento laterítico e não laterítico e de uma brita estabilizada granulometricamente.

3.2 SELEÇÃO, COLETA E CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS MATERIAIS ESTUDADOS

3.2.1 Seleção dos materiais

3.2.1.1 Solos

Foi realizada uma escolha criteriosa dos materiais visando alcançar os objetivos da pesquisa. Foram estudados três pares de solos coletados em rodovias do interior do Estado de São Paulo. Cada um dos pares selecionados constitui-se de solos com distribuições granulométricas semelhantes, mesma classificação HRB e USCS e características distintas quanto ao comportamento laterítico, ou seja, cada par é formado por um material laterítico e um não laterítico, segundo a classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1995).

3.2.1.2 Brita estabilizada granulometricamente

Tendo em vista que o ensaio de CBR foi proposto originalmente para materiais granulares de regiões temperadas não sujeitas aos processos pedogenéticos que ocorrem em regiões tropicais, foi também estudada, para efeito de comparação, uma brita graduada.

A granulometria da brita graduada foi escolhida de maneira que se enquadrasse na faixa F estabelecida no Manual de Normas do DER-SP (1991) para materiais de sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente. Esta escolha é decorrente da maior facilidade de compactação dos corpos-de-prova proporcionada pela maior quantidade de finos (material passante na peneira 2mm) presente nesta mistura.

Este agregado tem massa específica real dos grãos de 2,872g/cm^3 determinada segundo norma do DNER ME 084/95 (DNER, 1995), sendo sua rocha de composição de origem basáltica. O material apresenta abrasão Los Angeles de 24,7%, estando de acordo com as especificações exigidas para pedra britada (abrasão Los Angeles menor ou igual a 40%), segundo norma do DNER ME 35-64 (DNER, 1964). Quanto ao ensaio de adesividade, o material apresentou para o agregado graúdo adesividade não satisfatória e para o agregado miúdo má adesividade, segundo, respectivamente, as normas do DNER ME 78-63 (DNER, 1963).

O aspecto dos materiais estudados nesta pesquisa no estado solto é ilustrado na Figura 3.1.

FIGURA 3.1 – Materiais estudados na pesquisa

3.2.2 Locais de coletas

3.2.2.1 Solos

Os solos utilizados nesta pesquisa foram selecionados a partir de uma amostragem de 80 solos coletados em jazidas distribuídas em regiões variadas do interior do Estado de São Paulo. Estes solos fazem parte do estudo de três trabalhos de doutorado em andamento na Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo.

A Tabela 3.1, a seguir, apresenta a região, as coordenadas obtidas com um equipamento GPS e a posição em relação à linha de seixos, de cada jazida selecionada. Todos os materiais coletados são típicos do subleito de rodovias do interior paulista. Os solos foram agrupados em três pares formados pelos solos 1 e 2, 3 e 4, e 5 e 6, respectivamente.

Na Figura 3.2 é apresentado um detalhe do mapa rodoviário do Estado de São Paulo com a localização das jazidas em questão.

TABELA 3.1- Localização, coordenadas das jazidas e posição com relação à linha de seixos

Par	Solo	Localização	Coordenadas	Posição com relação à linha de seixos
1	1	SP-215 km152+500 São Carlos/Ribeirão.Bonito	S22°03'58,8" W47°57'32,3"	acima da linha de seixos
	2	SP-215 km193+100 Ribeirão Bonito/Dourado	S22°06'39,6" W48°17'26,6"	acima da linha de seixos
2	3	SP-225 km 11 Dois Córregos	S22°21'30,9" W48°23'28,5"	acima da linha de seixos
	4	SP-225 km 11 Dois Córregos	S22°21'30,9" W48°23'28,5"	abaixo da linha de seixos
3	5	SP-304 km277+50 Dois Córregos/Mineiros do Tietê	S22°23'58,1" W48°27'2,4"	linha de seixos não identificada
	6	SP-308 km 150 Capivari/Rio das Pedras	S22°49'23,3" W47°34'28,4"	linha de seixos não identificada

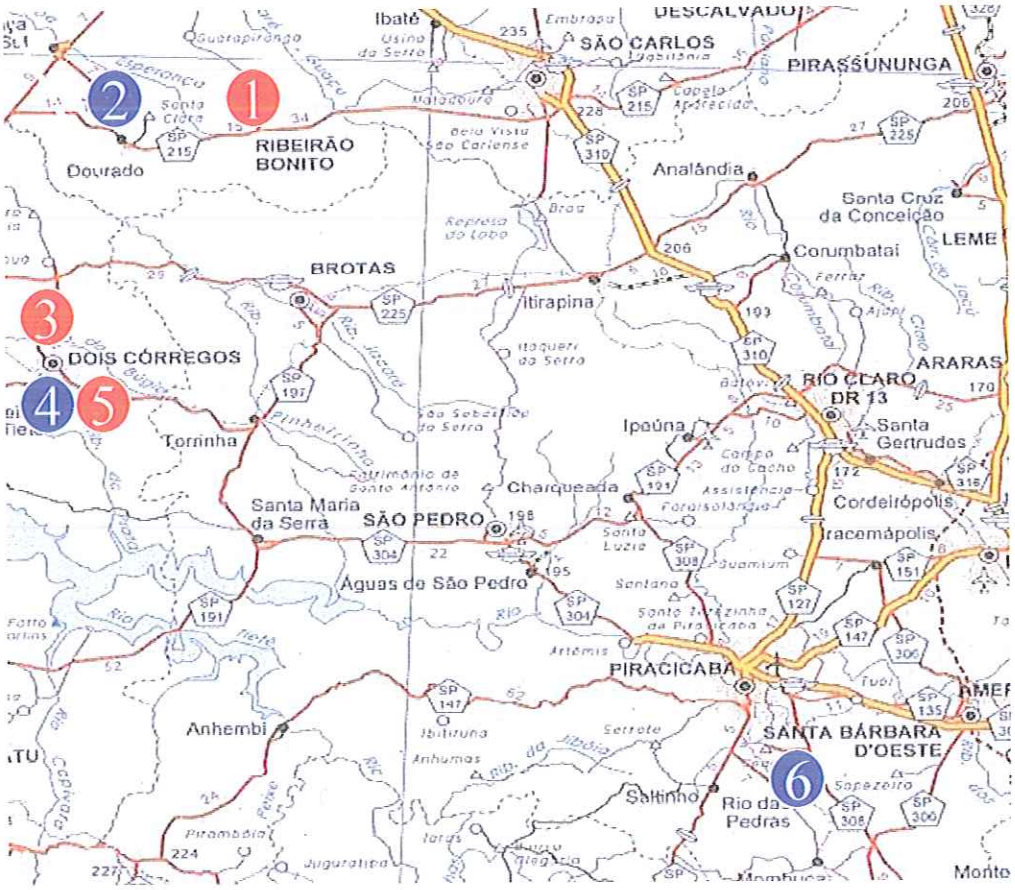


FIGURA 3.2 – Localização das regiões de coleta das amostras de solos no Mapa Rodoviário do Estado de São Paulo

3.2.2.2 Sub-base estabilizada granulometricamente

O material utilizado para a composição da sub-base estabilizada granulometricamente foi fornecido pela Pedreira Bandeirantes ltda., localizada na rodovia Guilherme Scatena S/N, Sítio Capão Preto, São Carlos - SP.

3.2.3 Granulometria

3.2.3.1 Análise granulométrica conjunta - Solos

A análise granulométrica do solo foi realizada pelo processo de peneiramento para a fração grossa (partículas com diâmetro maior ou igual a 0,074mm) e sedimentação para a fração fina (partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm). Os procedimentos adotados seguiram o método de ensaio "Solo – Análise Granulométrica", NBR 7181 (ABNT, 1984).

As Figuras 3.3, 3.4 e 3.5 apresentam respectivamente, as curvas de distribuição granulométrica dos solos estudados agrupados segundo os pares 1, 2 e 3. A Figura 3.6 apresenta as curvas granulométricas de todos os solos estudados. Os solos lateríticos e não lateríticos segundo a classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1980) são representados, respectivamente, nas cores vermelha e azul. Na Tabela 3.2 estão expostos os percentuais de cada fração (argila, silte e areia), segundo a norma NBR 6508 (ABNT, 1984), de cada um dos solos.

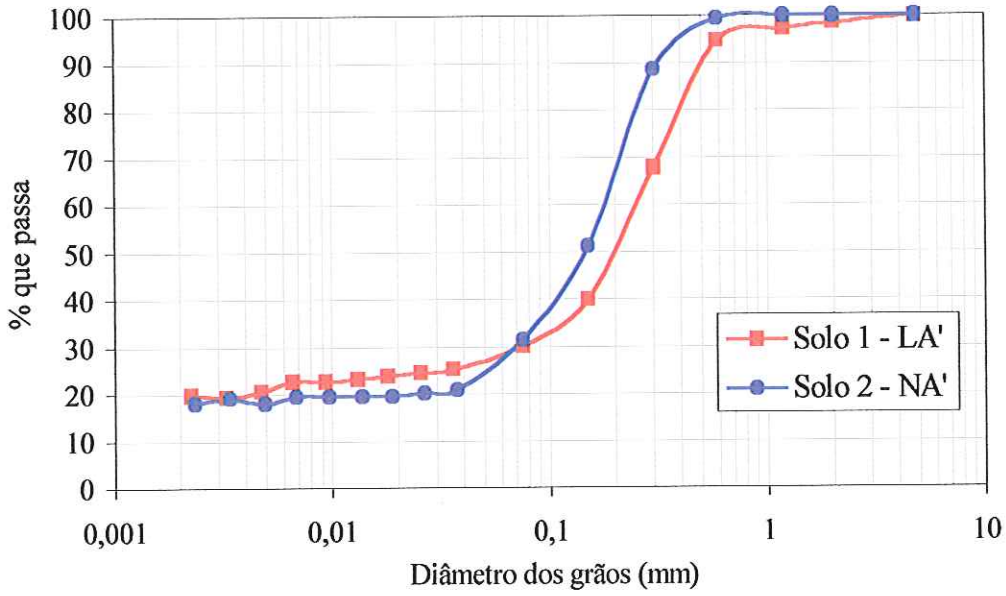


FIGURA 3.3 – Curvas granulométricas dos solos 1 e 2 – Par 1

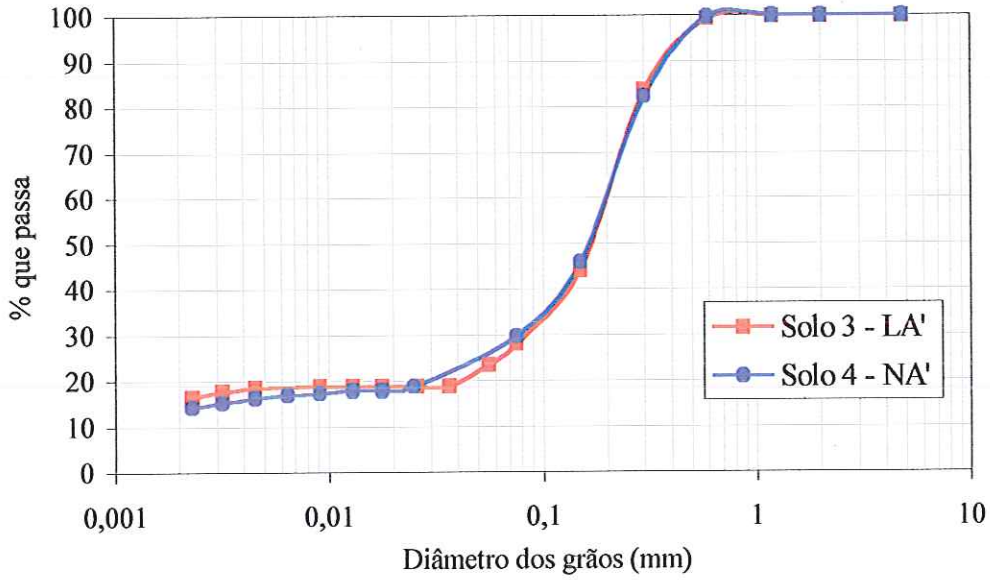


FIGURA 3.4 – Curvas granulométricas dos solos 3 e 4 – Par 2

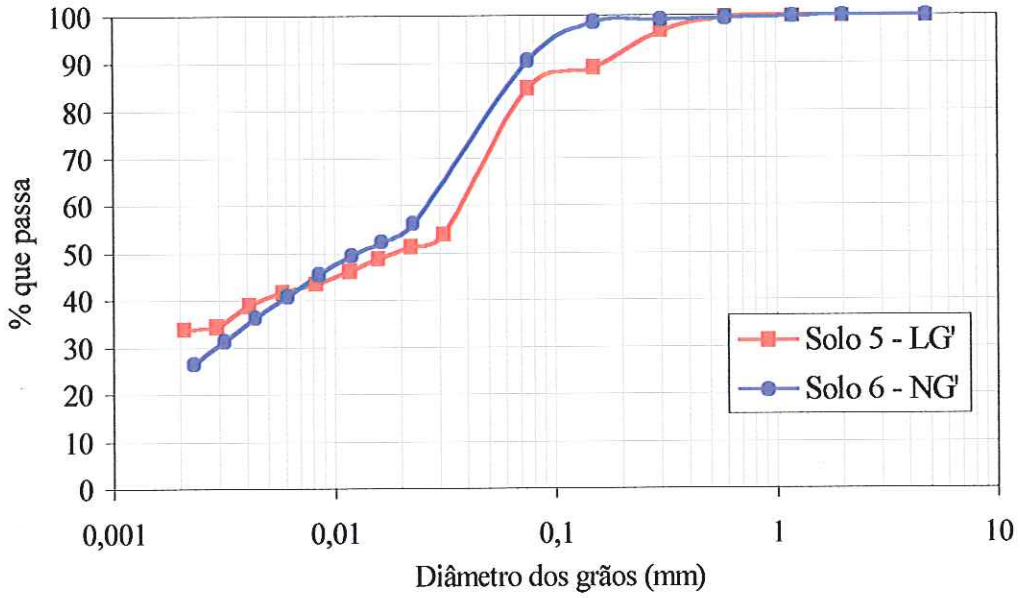


FIGURA 3.5 – Curvas granulométricas dos solos 5 e 6 – Par 3

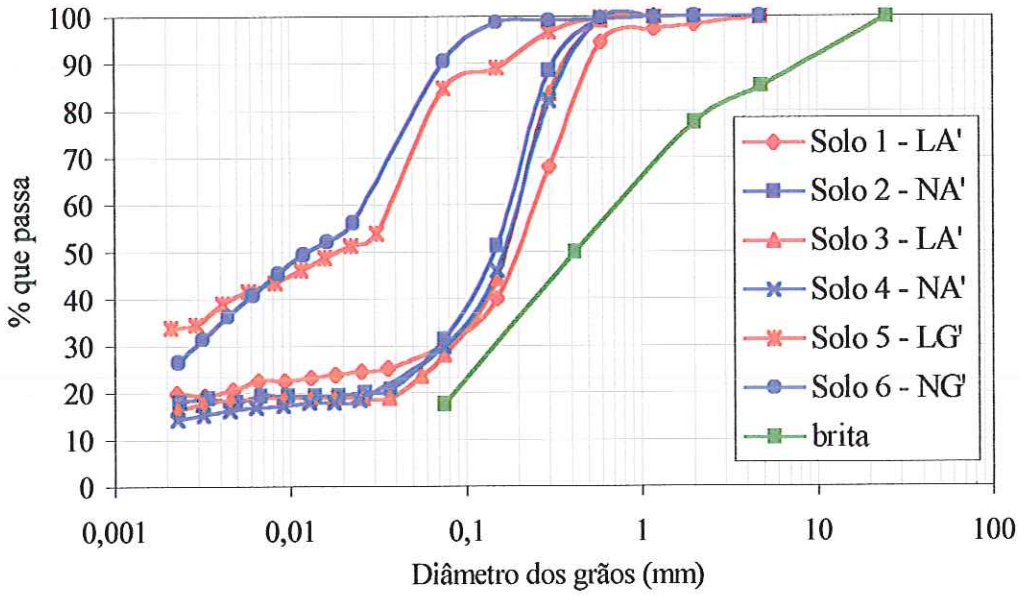


FIGURA 3.6 – Curvas granulométricas dos solos estudados

TABELA 3.2 – Composição granulométrica dos solos estudados segundo a norma NBR 7181 (ABNT, 1984)

	Composição granulométrica		
Solo	Argila (%)	Silte (%)	Areia (%)
1	19,85	9,15	71,00
2	18,06	9,94	72,00
3	16,47	7,00	76,53
4	14,23	13,77	72,00
5	33,77	44,23	22,00
6	26,51	57,49	16,00

3.2.3.2 Granulometria da brita graduada

A Figura 3.7 mostra a faixa F do DER-SP (MANUAL DE NORMAS PARA PAVIMENTAÇÃO, 1991) para material de sub-base estabilizada granulometricamente e a curva granulométrica correspondente ao seu centro, escolhida para compor a mistura da brita graduada. A Tabela 3.3 apresenta a composição granulométrica deste material.

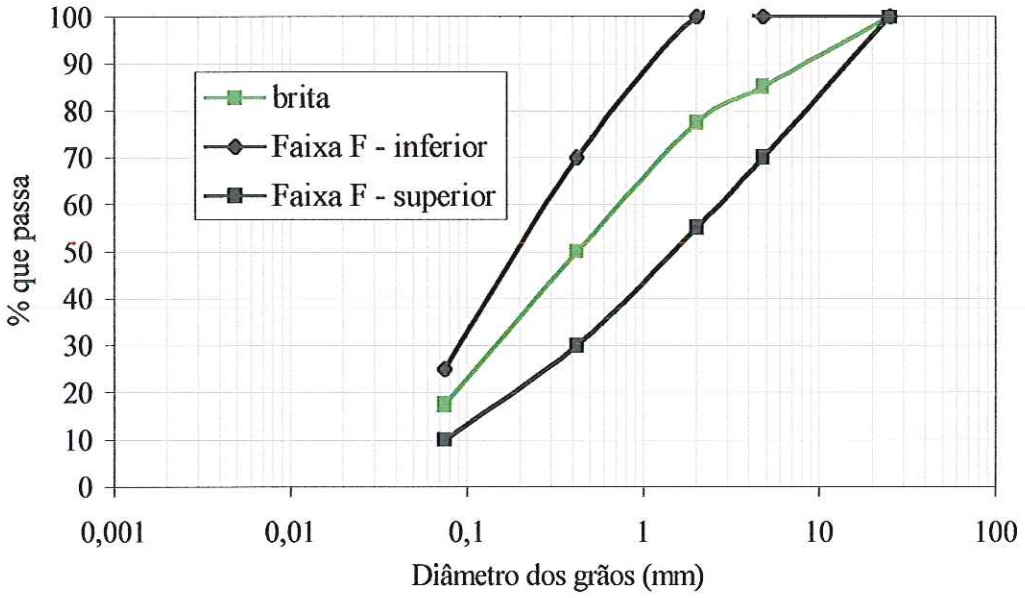


FIGURA 3.7 – Faixa F do DER-SP para sub-base estabilizada granulometricamente (MANUAL DE NORMAS DE PAVIMENTAÇÃO - DER-SP, 1991) e curva granulométrica adotada para a brita graduada

TABELA 3.3 – Composição granulométrica da brita graduada

Peneiras (mm)	25,4	9,52	4,76	2,00	0,42	0,074
Porcentagem em peso, passando	8,5	6,5	7,5	27,5	32,5	17,5

3.2.4 Massa específica dos sólidos e limites de consistência dos solos

O procedimento empregado na execução do ensaio de massa específica dos sólidos foi o preconizado pela norma "Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm - Determinação da Massa Específica", NBR 6508 (ABNT, 1984).

Para a determinação dos Limites de consistência foram empregados os procedimentos descritos nos métodos de ensaio "Solo – Determinação do Limite de Liquidez", NBR 6459 (ABNT, 1984) e "Solo – Determinação do Limite de Plasticidade", NBR 7180 (ABNT, 1984).

Os valores de limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade e massa específica dos sólidos, para os solos estudados, são apresentados na Tabela 3.4.

TABELA 3.4 – Limites de liquidez e plasticidade, índice de plasticidade e massa específica dos sólidos

Solo	1	2	3	4	5	6
limite de liquidez (%)	37	41	22	26	50	57
limite de plasticidade (%)	21	26	15	18	32	40
índice de plasticidade (%)	16	15	7	8	18	17
massa específica dos sólidos (g/cm³)	2,732	2,615	2,602	2,626	2,932	2,629

3.3 CLASSIFICAÇÕES DOS SOLOS

3.3.1 Classificações HRB e USCS

Para a classificação dos solos segundo a HRB (*Highway Research Board*) e USCS (*United States Corps of Engineers*) foram utilizados os resultados da granulometria e dos limites de consistência. Os resultados estão apresentados na Tabela 3.6.

TABELA 3.6 – Classificações dos solos segundo HRB e USCS

Classificação	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6
HRB	A-2-6	A-2-6	A-2-4	A-2-4	A-7-5	A-7-5
USCS	SC	SC	SM-SC	SM-SC	MH	MH

3.3.2 Classificação MCT

Para a classificação dos solos segundo a metodologia MCT, adotou-se o procedimento descrito nas seguintes normas: "Solos Compactados com Equipamentos Miniatura – Determinação da perda de Massa por Imersão", DNER – M 256-94 (DNER, 1994); "Classificação de Solos Tropicais Segundo a Metodologia MCT", DER - M 196-89 (DNER, 1989).

3.3.3 Identificação geotécnica dos solos segundo o ensaio das pastilhas

3.3.3.1 Procedimento experimental

Objetivando o melhor conhecimento das características dos solos estudados realizou-se também identificação MCT utilizando-se o ensaio das pastilhas sistematizado por GODOY & BERNUCCI (2002) e NOGAMI & COZZOLINO (1985).

O objetivo do método é a "quantificação" do fenômeno de irreversibilidade adquirida, total ou parcial, por alguns solos tropicais, conhecidos como lateríticos, quanto algumas de suas propriedades. Desta "quantificação" resulta uma hierarquização do comportamento geotécnico dos solos.

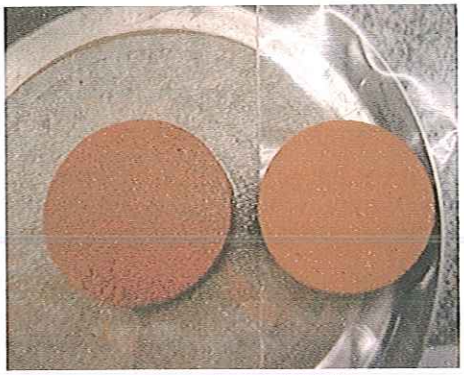
A diferença entre os métodos propostos por GODOY & BERNUCCI (2002) e por NOGAMI & COZZOLINO (1985) reside basicamente no tamanho das pastilhas moldadas, que no primeiro caso é de 35 mm de diâmetro interno e 10mm de altura e no segundo caso é de 20mm de diâmetro interno e 5mm de altura. Para a execução dos ensaios segundo primeiro procedimento trabalha-se com as pastilhas desconfinadas, o que de acordo com os autores simula melhor as condições encontradas em campo.

Os ensaios de classificação MCT pelo método das pastilhas foram executados no Laboratório de Tecnologia da Pavimentação da Escola Politécnica da USP.

Quando da realização do ensaio pode-se observar peculiaridades das características dos solos, o que torna o procedimento bastante didático, podendo-se observar características de laterização ou não antes mesmo de se calcular o ensaio e obter-se a identificação final.

As fotografias apresentadas na Figura 3.9 são da fase de reabsorção do ensaio das pastilhas pelo método GODOY & BERNUCCI (2002).

A-2-6 (LA')



A-2-6 (NA')

A-2-4 (LA')

A-2-4 (NA')

FIGURA 3.9 – Fase de reabsorção do ensaio das pastilhas pelo método de GODOY & BERNUCCI (2002) – solos arenosos

Como pode ser observado na Figura 3.9 os solos com características arenosas estudados não apresentaram muita distinção quanto ao seu caráter de laterização, o que pode ser verificado nas fotografias apresentadas, já que os solos apresentam características bem semelhantes após a absorção, tanto os classificados como lateríticos como os classificados como não lateríticos, segundo classificação MCT (NOGAMI, 1980).

3.4 MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

3.4.1 Procedimento experimental

A fração fina dos solos foram submetidos a ensaios de microscopia eletrônica de varredura com o objetivo de se observar a microestrutura dos argilominerais, possibilitando a identificação da existência de laterização.

O aparelho utilizado na microscopia eletrônica foi o *Digital Scanning Microscope – DSM 960 – Zeiss*, do Instituto de Física, da Escola de Engenharia de São Carlos da USP.

Para a execução das microfotografias as amostras (fração fina passante na peneira nº200) foram fixadas com esmalte incolor sobre pequenos pinos de alumínio com dimensões padronizadas, que em seguida eram mantidos em estufa por vinte minutos, de forma a garantir a perfeita secagem do esmalte.

Após a secagem, o material era submetido a um banho de ouro com espessura adequada a lhe garantir propriedades condutoras, sem entretanto interferir na qualidade da imagem.

3.4.2 Resultados da microscopia eletrônica de varredura.

Nas Figuras de 3.10 a 3.15 são apresentadas as microfotografias dos solos estudados, com aumentos de 3000 vezes e 10000 vezes.

EESC - USP Biblioteca CAMPUS DE S. CARLOS

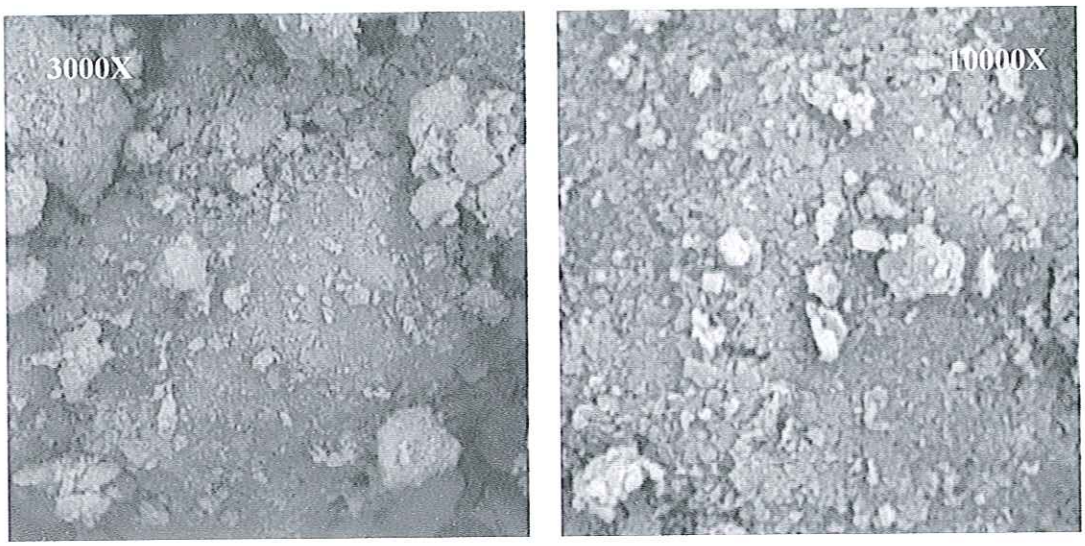


FIGURA 3.10 – Microfotografia solo 1 – LA'

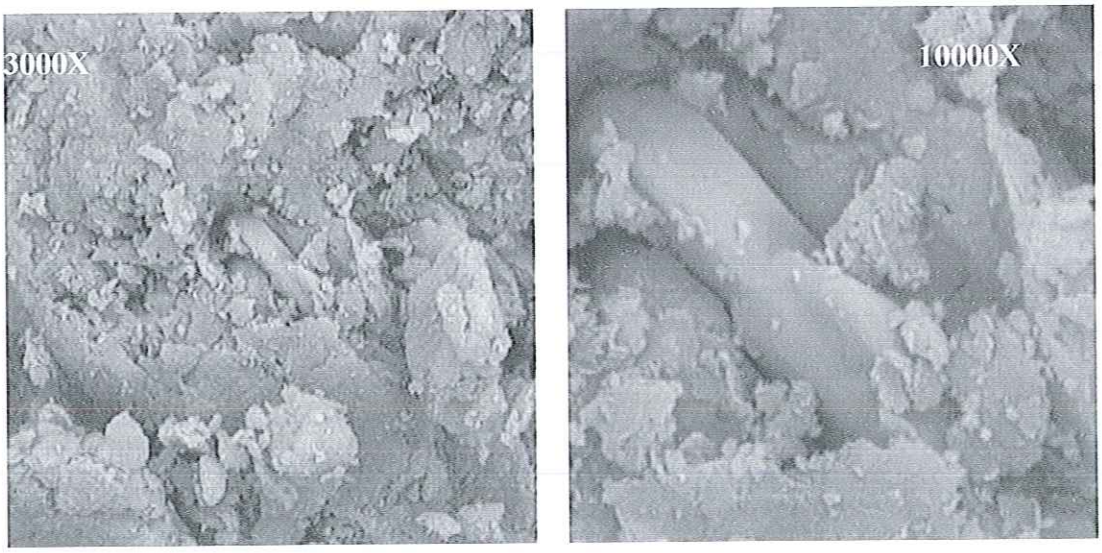


FIGURA 3.11 – Microfotografia solo 2 – NA'

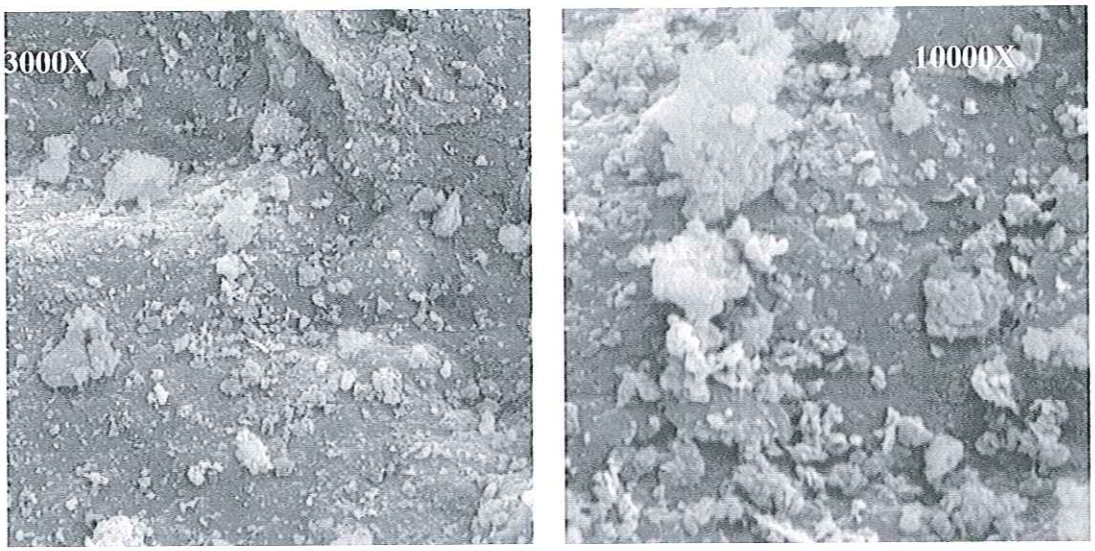


FIGURA 3.12 – Microfotografia solo 3 – LA'

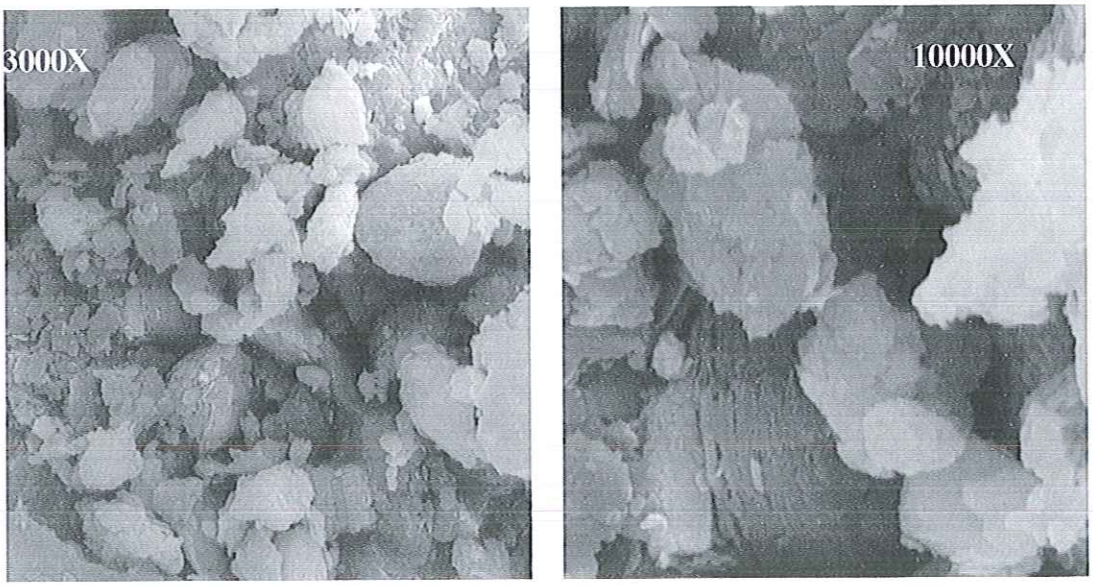


FIGURA 3.13 – Microscopia solo 4 – NA'

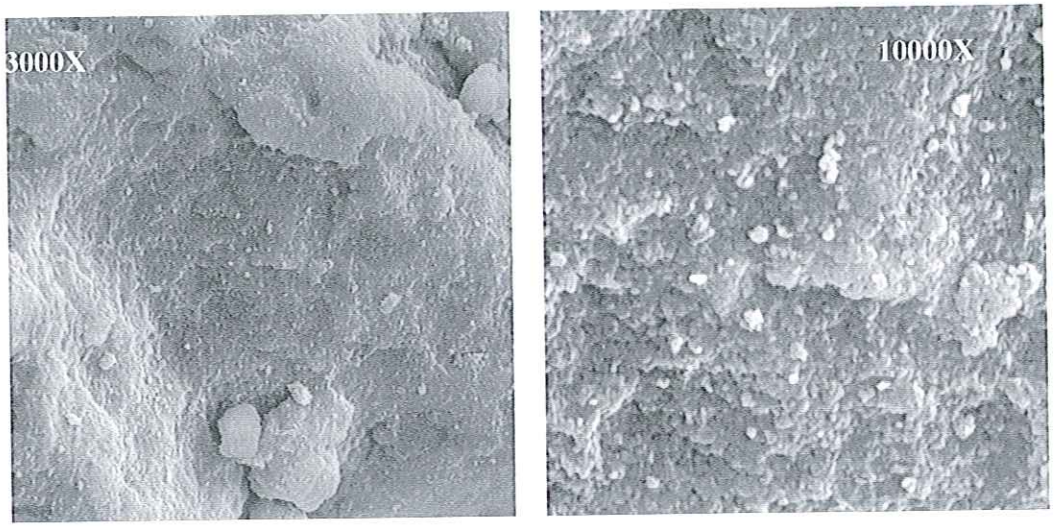


FIGURA 3.14 – Microfotografia solo 5 – LG'

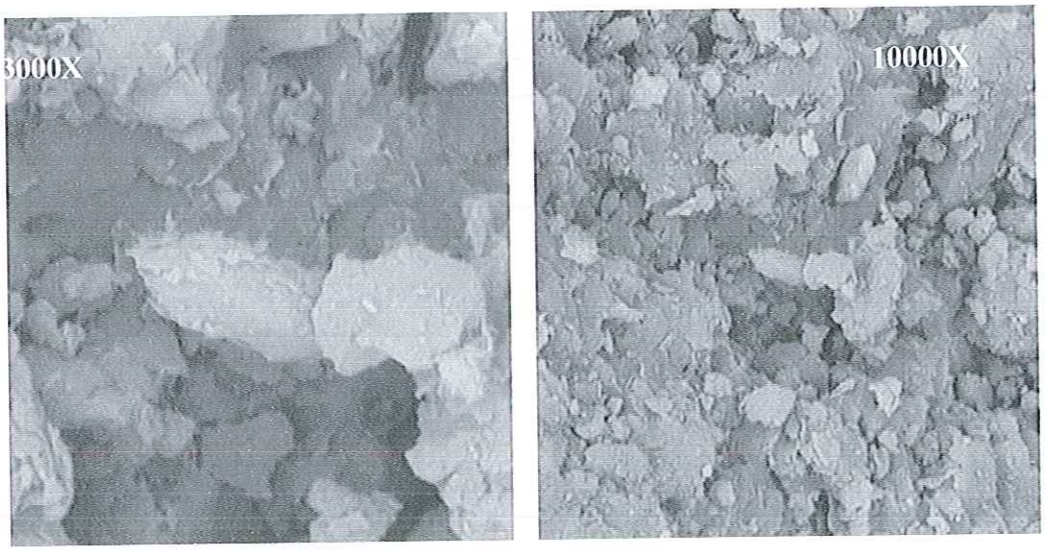


FIGURA 3.15– Microfotografia solo 6 – NG'

Analisando-se as Figuras de 3.10 a 3.15, observa-se que os solos lateríticos e os transicionais apresentam aspecto cimentado e estrutura "empipocada" (*vide* Figuras 3.10, 3.12 e 3.14). Quanto aos solos não lateríticos, estes apresentam estrutura folicular, como mostrado nas figuras 3.11, 3.13 e 3.15. Estas observações

reforçam os resultados obtidos através da classificação MCT, no tocante à gênese dos solos estudados.

3.5 ESTUDO DO ÍNDICE DE SUPORTE CBR E EXPANSÃO PARA TEMPOS DE IMERSÃO VARIÁVEIS

Em vista da ocorrência, no campo, de variações de umidade após a construção do pavimento, ocasionando perda ou ganho de umidade em relação à umidade de compactação, foram feitos ensaios para a determinação do índice de suporte CBR em condições variadas de umidade, para tanto trabalhou-se com tempos variados de imersão. Os corpos-de-prova foram moldados na umidade ótima e energia normal de compactação.

Os corpos-de-prova foram moldados e em seguida imersos sendo então acompanhada a absorção da água pelos mesmos através da medida da variação da massa ao longo do tempo. O ensaio era encerrado quando se observava que a água não mais infiltrava nos corpos-de-prova, estabelecendo-se o período máximo de oito dias de imersão.

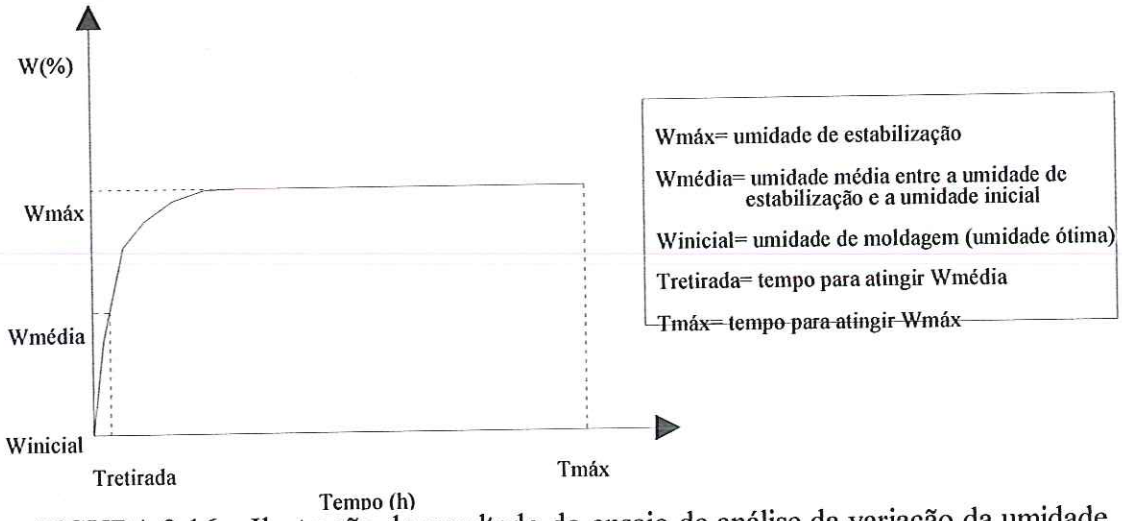


FIGURA 3.16 – Ilustração do resultado do ensaio de análise da variação da umidade durante a imersão

Este ensaio permitiu que fossem elaborados gráficos da absorção de água expressa por meio da variação da umidade com o tempo, conforme ilustrado na Figura 3.16.

Foram determinados o índice de suporte CBR dos corpos-de-prova ensaiados nas seguintes condições:

- imediatamente após a moldagem, sem imersão;
- após o tempo de imersão necessário para que a variação de umidade atingisse a metade da variação de umidade final;
- após 4 dias de imersão, sendo que nesta condição, conforme apresentado no capítulo 4, todos os solos não mais absorviam água;
- após oito dias de imersão.

Corpos-de-prova compactados nas condições de umidade ótima e massa específica seca máxima não foram ensaiados após secagem devido a problemas detectados durante a realização dos ensaios. Sendo o principal deles o processo de desconfinamento do corpo-de-prova devido à perda de umidade, e sua conseqüente ruptura frágil durante o processo de aplicação de carga para a execução do ensaio de índice de suporte CBR. Para solucionar este problema de maneira adequada deve-se fazer um estudo aprofundado das tensões de confinamento existentes entre o corpo-de-prova e o cilindro de CBR, para que sejam feitas as adaptações pertinentes para que o ensaio consiga representar da melhor forma possível o que ocorre após o processo de secagem no que diz respeito à capacidade de suporte do solo.

Na Figura 3.17 é apresentada a fotografia do equipamento utilizado para a determinação da curva carga *versus* penetração dos ensaios de CBR.

FIGURA 3.17 – Equipamento para aplicação de carga *versus* penetração

Foram moldados corpos-de-prova para o acompanhamento do desenvolvimento da expansão em função do tempo. Para tanto, os corpos-de-prova foram mantidos imersos e com sobrecarga padrão (DER M53-71) até que as leituras de expansão se estabilizassem.

3.6 ESTUDO DA INFLUÊNCIA DO "ENVELHECIMENTO" NO ÍNDICE DE SUPORTE CBR

Com o objetivo de verificar a ocorrência de um processo já observado para alguns solos que têm suas propriedades mecânicas alteradas ao longo do tempo, foram realizados ensaios para a análise da influência do "envelhecimento" do solo no índice de suporte CBR, para tanto, foram feitos ensaios sob duas condições:

- amostras previamente preparadas na umidade ótima, embaladas por saco plástico e mantidos em câmara úmida, de forma a se garantir a preservação desta umidade, durante quatro dias, sendo posteriormente ensaiadas na energia normal de compactação, sendo rompidas imediatamente ao fim deste processo;
- amostras compactadas na umidade ótima e massa específica seca máxima na energia normal de compactação, e preservadas nos cilindros, embaladas por saco plástico, e colocados em câmara úmida, de forma a se garantir a conservação da umidade de moldagem, e executando-se o rompimento ao quarto dia.

3.7 ESTUDO DA DISTRIBUIÇÃO DA UMIDADE INTERNA NOS CORPOS-DE-PROVA APÓS A IMERSÃO

Foram feitos estudos das condições de distribuição da umidade interna dos corpos-de-prova para períodos de imersão correspondentes a metade da umidade de estabilização e após quatro e oito dias de imersão. Para esta verificação, os corpos-de-prova tiveram sua estrutura seccionada em seis partes para a verificação da distribuição da umidade, conforme Figura 3.18. A figura 3.19 mostra a fotografia do ensaio de um dos corpos-de-prova.

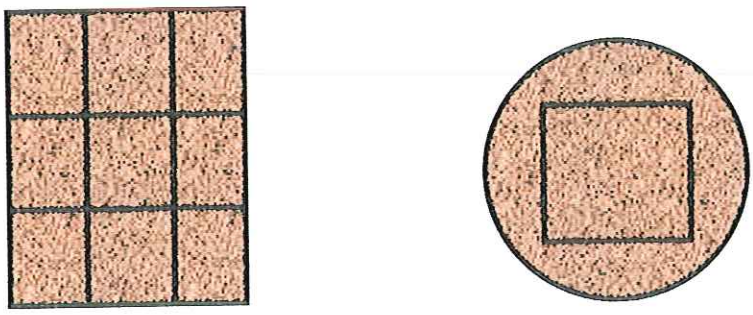


FIGURA 3.18 – Vista frontal e seção transversal do corpo-de-prova seccionado para a verificação da distribuição da umidade

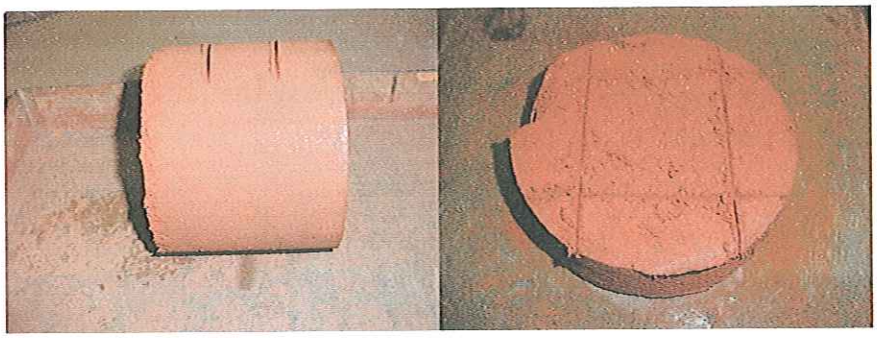


FIGURA 3.19 – Fotografias do processo de verificação da umidade interna dos corpos-de-prova, segundo esquema apresentado na Figura 3.18

3.8 ANÁLISE DOS RESULTADOS DE ÍNDICE DE SUPORTE CBR

3.8.1 Método para descarte dos corpos-de-prova

A análise dos resultados dos ensaios de índice de suporte CBR foi feita com base nos valores de média e desvio padrão; sendo aplicado o teste de Grubbs (GRUBBS, 1969), para identificação de *outliers*.

O teste de Grubbs (GRUBBS, 1969) constitui uma ferramenta estatística para a identificação de *outliers*, utilizado como critério para a exclusão ou inclusão de resultados. Para a aplicação deste método, deve-se verificar, dentre os dados de um mesmo tratamento, quais são os valores máximo e mínimo. A partir destes valores, calcular a estatística "G", definida pela equação 4.1:

$$G = \frac{\max|y_i - \bar{y}|}{s} \qquad (4.1)$$

onde: y_i = valores máximo e mínimo dentro do conjunto de resultados de um mesmo tratamento;

y = média dos resultados de um mesmo tratamento;

s = desvio padrão dos resultados de um mesmo tratamento.

A estatística "G" deve ser comparada com o valor de "$G_{crítico}$", obtido do número de observações realizadas, no caso de experimentos de laboratório, número

de repetições executadas, e em função do nível de confiança. Um resultado é considerado *outlier* quando $G>G_{crítico}$.

Para esta pesquisa adotou-se nível de confiança de 95% e foram feitas três observações para cada ensaio, sendo o $G_{crítico}$ utilizado de 1,15 (GRUBBS, 1969).

3.8.2 Análise de variância

Realizou-se análise de variância dos resultados dos ensaios de CBR verificando-se a significância da influência da umidade, gênese do solo e envelhecimento dos materiais no estado solto e compactado.

A análise variância consiste em uma técnica estatística para comparação simultânea de médias, permitindo a verificação da hipótese nula em que o efeito sob consideração é significativo em termos do teste estatístico *F*.

O propósito de um teste de significância é comparar uma estimativa do efeito de um tratamento ou amostra com a estimativa do erro aleatório. Considerando-se que o erro aleatório é desprezível, é possível através dessa comparação estabelecer se o efeito do tratamento em questão é ou não significativo.

Um teste de hipótese estatístico, como por exemplo o teste *F* das variâncias amostrais, é critério que conduz à decisão de se aceitar ou rejeitar a hipótese em consideração, a partir de valores experimentais obtidos das amostras. A validade dos testes estatísticos de significância depende da existência de réplicas, pois estas fornecem uma estimativa do erro aleatório e tornam possível o uso de tabelas de significância, construídas sob a consideração de que os erros são independentes. (GARCIA-DIAZ & PHILLIPS, 1995).

O teste *F* de Snedecor baseia-se na comparação do valor $F_{calculado}$ a partir dos resultados observados com valores de *F* tabelados, aqui denominado de $F_{teórico}$, em função do grau de liberdade dos tratamentos e do erro. Se o valor de $F_{calculado}$ for maior que o valor tabelado, pode-se afirmar com uma confiança de 95% que a hipótese nula é aceita.

CAPÍTULO 4

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Neste capítulo são apresentados os resultados do estudo experimental de uma brita estabilizada granulometricamente e seis solos coletados às margens de rodovias do interior do Estado de São Paulo.

Inicialmente, são apresentados e discutidos os resultados da identificação geotécnica dos solos segundo métodos propostos para materiais tropicais. Em seguida, apresentam-se os resultados dos ensaios de compactação para a determinação da umidade ótima e massa específica seca máxima, analisando-os frente a granulometria e a gênese de cada um dos solos. Finalmente, analisam-se a variação e a distribuição da umidade nos corpos-de-prova com a imersão, a expansão e o índice de suporte CBR em função do tempo de imersão, comparando-se o comportamento dos materiais de acordo com a sua granulometria e gênese.

4.2 CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS – IDENTIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO LATERÍTICO

Tendo em vista que um dos objetivos deste trabalho é diferenciar o comportamento de solos lateríticos e não lateríticos, fez-se um estudo preliminar buscando identificar o caráter de laterítico ou não laterítico dos materiais, utilizando-se dois métodos de

classificação desenvolvidos para solos tropicais. Recorreu-se, em primeiro lugar, à classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1980), observando-se os procedimentos da norma do DER M196-89 (DER – SP, 1989). Numa segunda etapa, recorreu-se ao método das pastilhas, utilizando-se dois procedimentos distintos, o proposto por NOGAMI & COZZOLINO (1985) e o proposto por GODOY & BERNUCCI (2002).

Na Figura 4.1 é apresentado o ábaco de classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1980) apontando as regiões em que se encontram os solos estudados. A Tabela 4.1 apresenta os valores dos coeficientes c', e', d' e P_i de cada material, juntamente com a classificação MCT obtida.

TABELA 4.1 – Valores dos coeficientes e', c', d', P_i e classificação MCT dos solos estudados

	Par 1		Par 2		Par 3	
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6
e'	1,10	1,17	1,15	1,15	1,05	1,67
c'	0,80	0,97	0,75	0,98	1,71	1,89
d'	181,16	155,39	48,50	37,22	77,54	14,49
P_i(%)	122	147	109	99	90	330
Classificação MCT	LA'	NA'	LA'	NA'	LG'	NG'

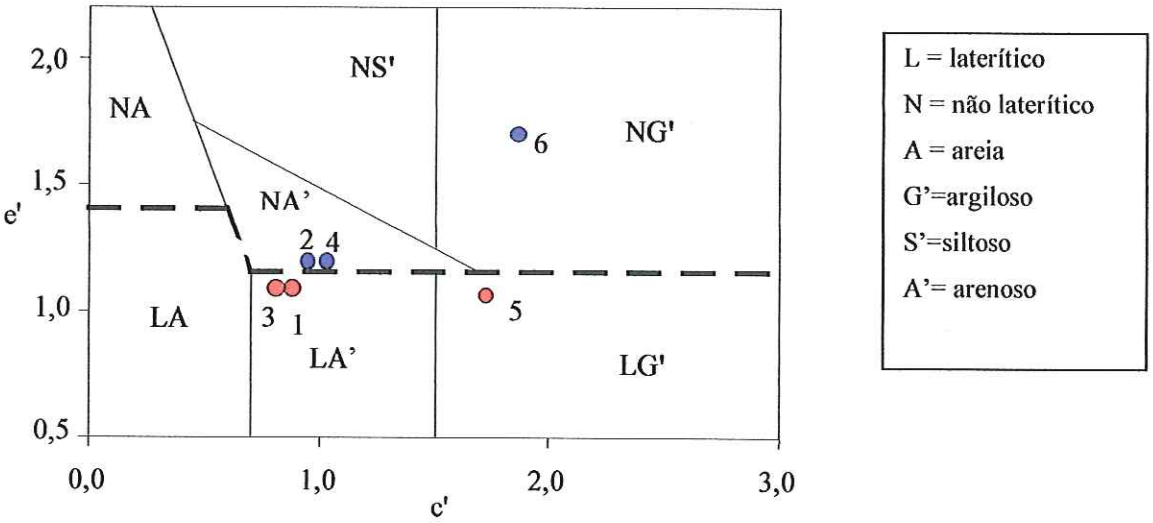


FIGURA 4.1 – Ábaco de classificação MCT (NOGAMI & VILLIBOR, 1980) e localização dos solos estudados

Na Figura 4.2 é apresentado o ábaco de identificação geotécnica de solos tropicais, segundo o método das pastilhas, utilizando-se o procedimento de ensaio proposto por NOGAMI & COZZOLINO (1985) (dimensões das pastilhas: 20mm de diâmetro e 5mm de altura), apontando-se as regiões em que se encontram os solos estudados. A Tabela 4.2 apresenta os valores de contração, inchamento, penetração e índice de reabsorção, juntamente com os resultados desta classificação para os solos estudados.

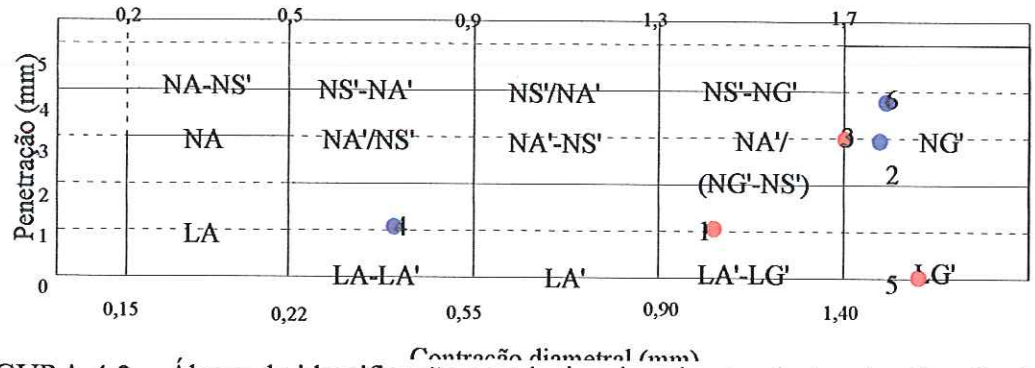


FIGURA 4.2 – Ábaco de identificação geotécnica de solos tropicais e localização dos solos estudados, segundo método proposto por NOGAMI & COZZOLINO (1985)

TABELA 4.3 – Resultados do ensaio das pastilhas segundo método de NOGAMI & COZZOLINO (1985)

Par	Solo	Penetração (mm)	Contração diametral (mm)	Identificação
1	1	1,0	1,0	LA' – LG
	2	3,0	1,5	NG'
2	3	3,0	1,4	NA'(NG', NS')
	4	1,0	0,4	LA – LA'
3	5	0,0	1,6	LG'
	6	3,5	1,5	NG'

Utilizando-se o método das pastilhas segundo o procedimento de ensaio de GODOY & BERNUCCI (2002) (dimensões das pastilhas: 35mm de diâmetro e 10mm de altura) para a identificação dos solos, obtiveram-se os resultados expostos na Tabela 4.4. Os intervalos de variação dos parâmetros utilizados na definição da classe dos solos segundo este procedimento são apresentados na Tabela 4.5.

TABELA 4.4 – Resultados do ensaio das pastilhas segundo método de GODOY & BERNUCCI (2002)

Par	1		2		3	
Solo	1	2	3	4	5	6
Contração (%)	5,71	8,57	2,80	1,89	8,91	11,43
Inchamento (%)	6,06	9,38	2,88	1,92	0,79	12,90
Penetração cone de 10g (mm)	3,50	4,50	2,70	8,00	0,00	3,00
Penetração cone de 20g (mm)	4,50	7,50	3,20	11,00	0,00	5,20
Índice de reabsorção De água (%)	0,80	0,80	1,40	0,90	-0,50	0,70
Identificação	laterítico arenoso ou transicional arenoso	transicional argiloso	laterítico arenoso	não laterítico areia	laterítico típico	não laterítico argiloso

TABELA 4.5 – Intervalos de variação de parâmetros utilizados no método das pastilhas segundo o procedimento proposto por GODOY & BERNUCCI (2002)

Classes de solos	Características Grupos de solos	Contração (%)	Inchamento (%)	Penetração cone 10g (mm)	Penetração cone 30 g (mm)	Índice de reabsorção
lateríticos	típicos	> 2	< 1	0	0	negativo
	argilosos	≥ 6	≤ 10,5	≤ 4	≤ 6	< 0,6
	arenosos	2 a 6				
	areias	≤ 2				
transicionais	argilosos	≥ 6	5,5 a 13,0	3 a 5	6 a 8	0,3 a 0,9
	arenosos	2 a 6				
	areias	≤ 2				
não lateríticos	argilosos	≥ 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	siltosos	2 a 4	9 a 15	≥ 6	≥ 11	0,4 a 0,7
	arenosos	2 a 6	> 8	≥ 4	≥ 8	> 0,4
	areias	≤ 2	> 5	≥ 4	≥ 8	> 0,4

A Tabela 4.6 apresenta um quadro com as identificações de cada solo segundo a classificação MCT utilizando-se o método do DER M196-89 (DER-SP, 1989), e segundo o método das pastilhas, utilizando-se os procedimentos propostos por NOGANI & COZZOLINO (1985) e por GODOY & BERNUCCI (2002).

TABELA 4.6 – Classificação MCT e identificação geotécnica dos solos tropicais pelo método das pastilhas segundo dois procedimentos

	Par 1		Par 2		Par 3	
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6
Classificação MCT (DER M196-89)	laterítico arenoso	não laterítico arenoso	laterítico arenoso	não laterítico arenoso	laterítico argiloso	não laterítico argiloso
Método das pastilhas (GODOY & BERNUCCI, 2002)	laterítico arenoso	transicional argiloso	laterítico arenoso	não laterítico areia	laterítico típico	não laterítico argiloso
Método das pastilhas (NOGAMI & COZZOLINO, 1985)	laterítico arenoso-laterítico argiloso	não laterítico argiloso	não laterítico arenoso (não laterítico argiloso, não laterítico siltoso)	laterítico areia – laterítico arenoso	laterítico argiloso	não laterítico argiloso

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 4.6, observa-se que para os solos estudados, a identificação geotécnica de solos tropicais pelo método das pastilhas, segundo o procedimento proposto por GODOY & BERNUCCI (2002) é mais coerente com a obtida através da classificação MCT, no tocante ao comportamento laterítico dos solos, do que a identificação obtida segundo o procedimento proposto por NOGAMI & COZZOLINO (1985).

Comparando-se os resultados fornecidos pela classificação MCT e pelo método das pastilhas segundo NOGAMI & COZZOLINO (1985), pode-se observar que os solos 1, 5 e 6 apresentaram mesma classificação segundo os dois métodos. Quanto aos solos 2, 3, e 4, a diferença poderia ser explicada pela conjunção de dois aspectos: dificuldade encontrada em se moldarem as pastilhas decorrente do pequeno diâmetro das mesmas (20mm), e ao fato destes solos situarem-se muito próximos da fronteira que separa solos lateríticos e não lateríticos na classificação MCT, conforme mostrado na Figura 4.1.

Comparando-se os resultados fornecidos pela classificação MCT e pelo método das pastilhas segundo GODOY & BERNUCCI (2002), pode-se observar que os solos 1, 3, e 6 apresentaram mesma classificação segundo os dois métodos. Quanto ao solo 2, este apresentou-se como transicional argiloso segundo o procedimento de GODOY & BERNUCCI (2002) e como não laterítico arenoso segundo a MCT. A diferença poderia ser explicada pelo fato da MCT não contemplar a classe dos solos transicionais, e, no entanto, conforme mostra a Figura 4.1, o solo 2 encontra-se na fronteira entre solos lateríticos e não lateríticos. No caso do solo 4, este apresentou-se como transicional areia segundo o método das pastilhas e como não laterítico arenoso segundo a MCT. A explicação para esta discrepância seria semelhante à apresentada para o solo 2. Quanto ao solo 5, este apresentou-se como laterítico argiloso e laterítico típico, segundo a MCT e GODOY & BERNUCCI (2002), respectivamente. Neste caso, não existiria uma diferença marcante, apenas destaca-se o fato de GODOY & BERNUCCI (2002) denominarem como solos lateríticos típicos, aqueles solos lateríticos argilosos de cor característica avermelhada típica.

Nesta pesquisa, adotou-se para a identificação definitiva dos solos no tocante à laterização, as indicações obtidas através da classificação MCT, segundo método do DER M196-89 (DER – SP, 1989). Assim, a nomenclatura apresentada para a designação dos materiais nas análises que se seguem foram estabelecidas observando-se esta classificação.

Considerando-se que um dos objetivos deste trabalho era comparar o comportamento de solos lateríticos e não lateríticos, a escolha dos materiais que compõem o 1° e o 2° par poderia ser considerada a não mais conveniente, por tratarem-se de solos situados muito próximos da fronteira entre estas duas classes de solos. Este fato só se revelou marcante durante o desenvolvimento da pesquisa, quando muitos ensaios já haviam sido realizados.

4.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os ensaios de compactação foram realizados na energia normal do ensaio de Proctor para a determinação da umidade ótima e da massa específica seca máxima de cada solo. Os procedimentos utilizados no ensaio de compactação foram os preconizados pela norma "Ensaio de Compactação de Solos", DER M13-71 (DER, 1971).

Nas Figuras 4.3, 4.4, 4.5 e 4.6 são mostradas, respectivamente, as curvas de compactação dos pares de solos 1, 2 e 3 e da brita estabilizada granulometricamente. Na Figura 4.7 são apresentadas conjuntamente as curvas de compactação de todos os materiais ensaiados. A Tabela 4.7 apresenta os valores de umidade ótima e massa específica seca máxima de cada material.

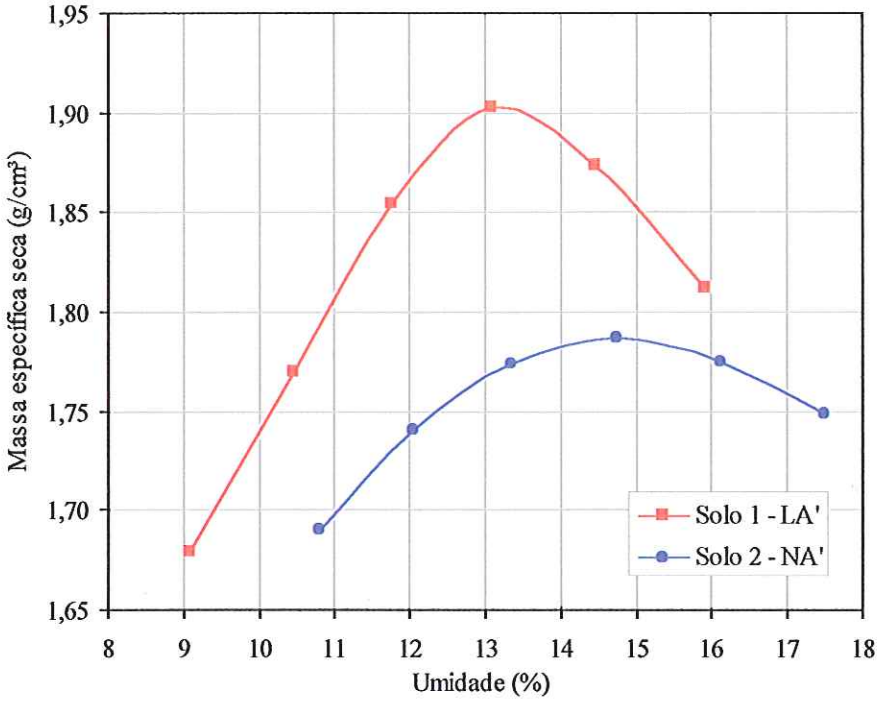


FIGURA 4.3 – Curvas de compactação do par 1 (A-2-6, SC)

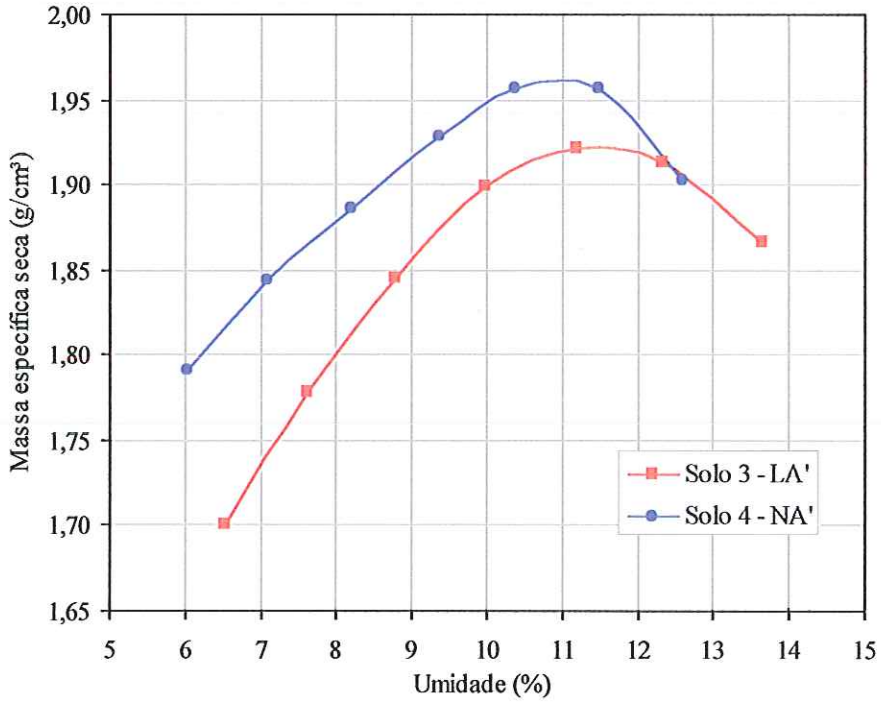


FIGURA 4.4 – Curvas de compactação do par 2 (A-2-4, SM - SC)

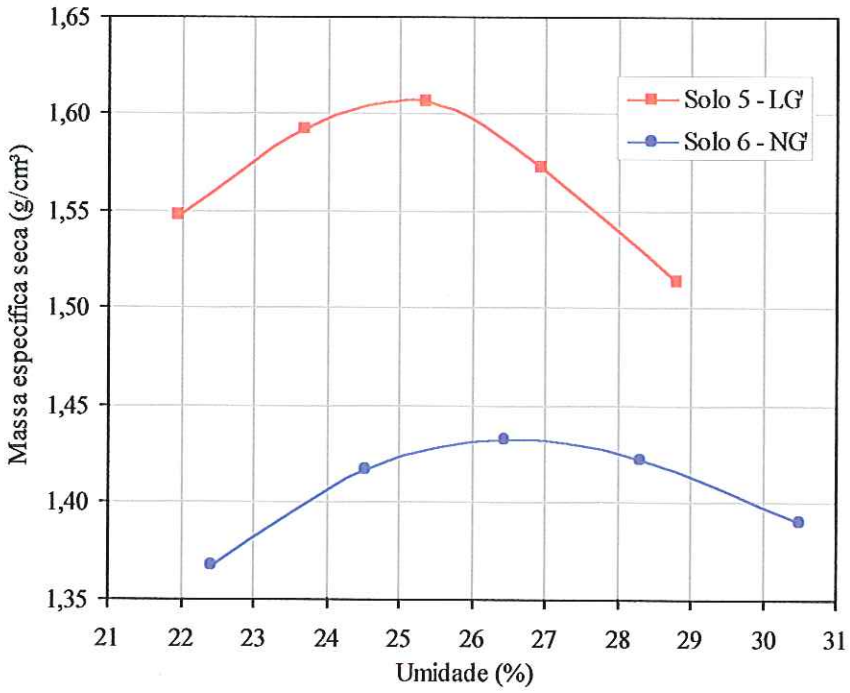


FIGURA 4.5 – Curvas de compactação do par 3 (A-7-5, MH)

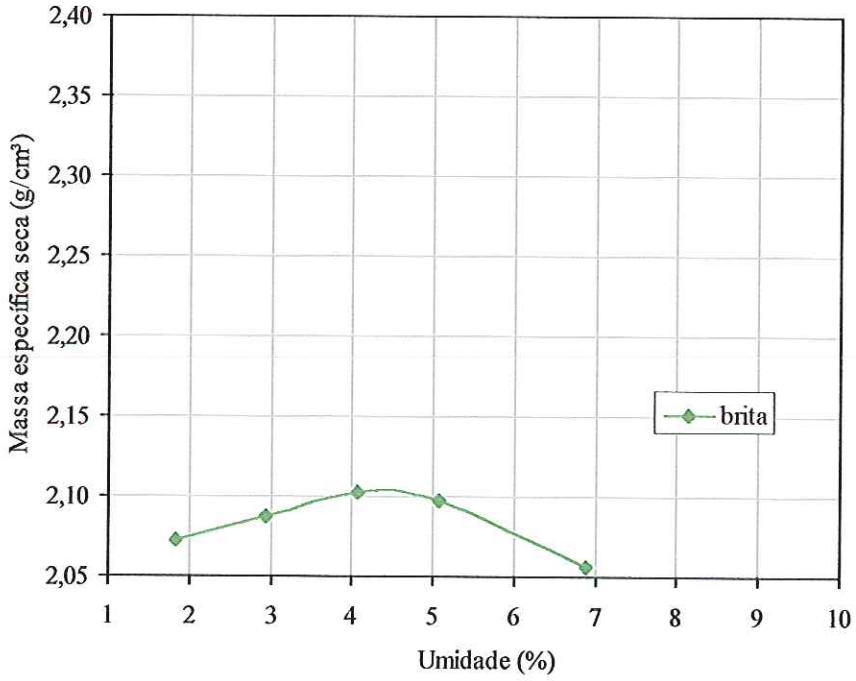


FIGURA 4.6 – Curva de compactação da brita estabilizada granulometricamente

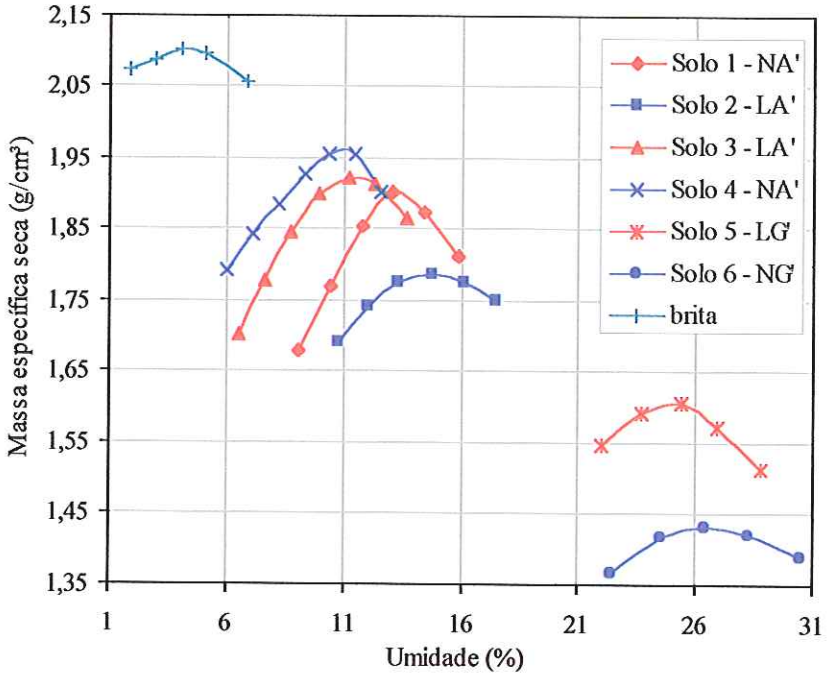


FIGURA 4.7 – Curvas de compactação dos materiais estudados

TABELA 4.7 – Umidade ótima e massa específica seca máxima dos solos e da brita

Par	1		2		3		Brita
Solo	1	2	3	4	5	6	
w_{OT}(%)	13,2	14,7	11,3	10,9	24,9	26,4	4,3
$\rho_{dmáx}$(g/cm³)	1,905	1,788	1,920	1,965	1,608	1,433	2,103

Nas Figuras 4.8 e 4.9 são apresentados gráficos que relacionam, respectivamente, umidade ótima e massa específica seca máxima com a porcentagem de argila presente nos materiais (porcentagem de material menor que 0,005mm – NBR 7181-1984, ABNT).

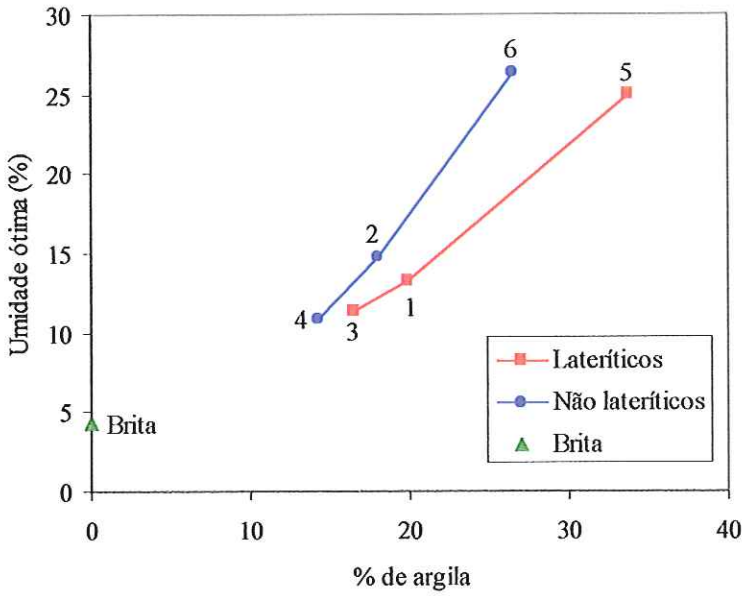


FIGURA 4.8 – Porcentagem de argila *versus* umidade ótima

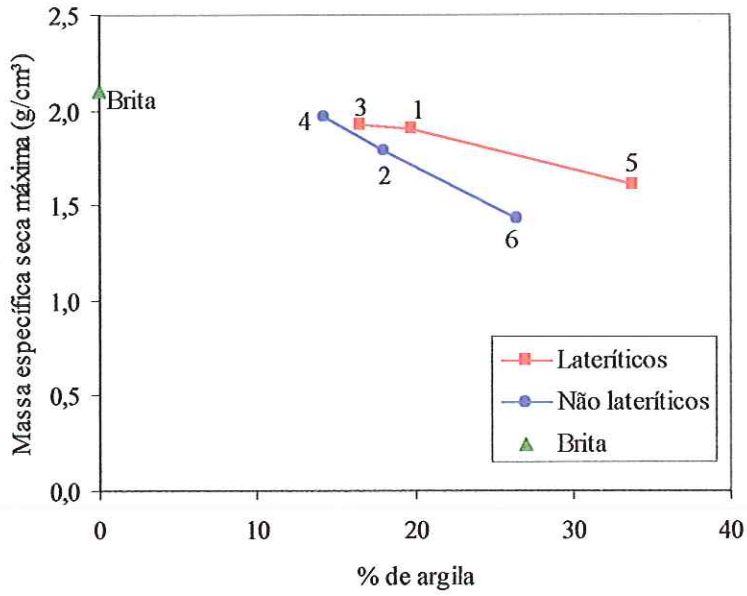


FIGURA 4.9 – Porcentagem de argila *versus* massa específica seca máxima

Analisando-se o comportamento dos solos conforme apresentado nas Figuras 4.8 e 4.9, observa-se que a umidade ótima e a massa específica seca máxima, respectivamente aumentam e diminuem com a porcentagem da fração argilosa presente no material. A brita, material tipicamente granular, apresentou a maior

massa específica seca máxima e a menor umidade ótima do conjunto dos materiais estudados. Este comportamento é condizente com o observado em outros estudos onde foi analisada a influência da composição granulométrica nos resultados do ensaio de compactação.

Com relação à influência da gênese do solo sobre os resultados, observa-se, a partir da análise das Figuras 4.8 e 4.9 que, de maneira geral, os solos lateríticos apresentam umidade ótima e massa específica seca máxima, respectivamente menores e maiores, que os solos não lateríticos.

Quando se analisa o comportamento de cada um dos pares isoladamente, observa-se que o par 2, constituído pelos solos 3 e 4, apresenta um comportamento discrepante dos demais, visto que ao solo laterítico correspondem a maior umidade ótima e o menor massa específica seca. Dois aspectos poderiam ter concorrido para este fato: o primeiro, como foi destacado no item 4.2, estes solos situam-se muito próximos da fronteira que separa os solos de comportamentos laterítico e não laterítico. O segundo aspecto a ser destacado: o solo 3, laterítico, apresenta uma maior quantidade de finos que o solo 4, não laterítico, e assim a granulometria teria tido influência mais efetiva no comportamento do material do que a sua gênese.

4.4 VARIAÇÃO DO GRAU DE SATURAÇÃO EM RELAÇÃO AO TEMPO

Nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 são apresentados, respectivamente para os pares 1, 2 e 3, a variação do grau de saturação em função do tempo de imersão. Para cada material, foram ensaiados três corpos-de-prova.

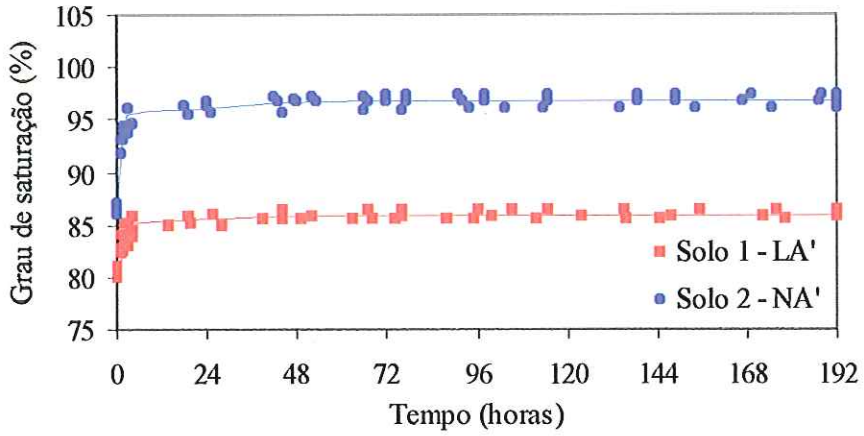


FIGURA 4.10 – Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 1 (A-2-6, SC)

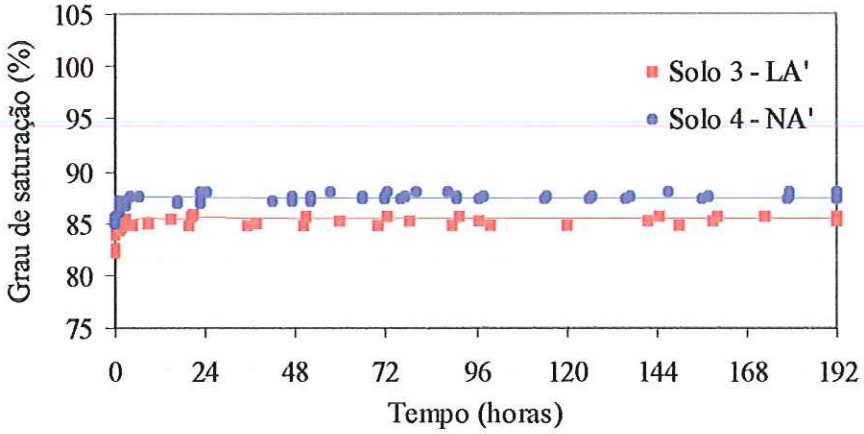


FIGURA 4.11 – Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SC–SC)

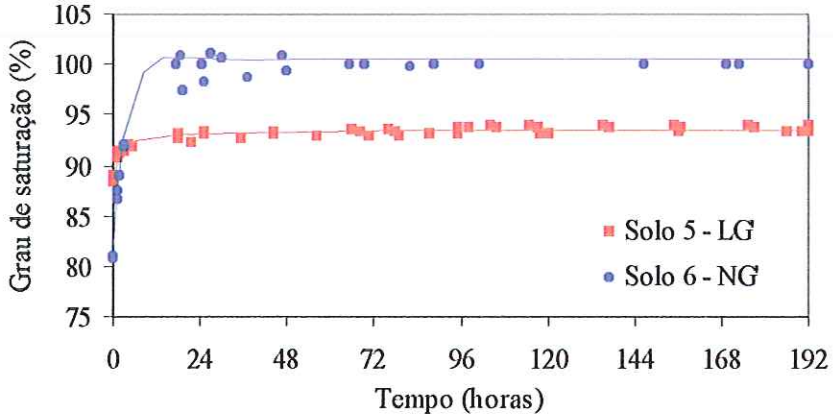


FIGURA 4.12 – Grau de saturação em função do tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH)

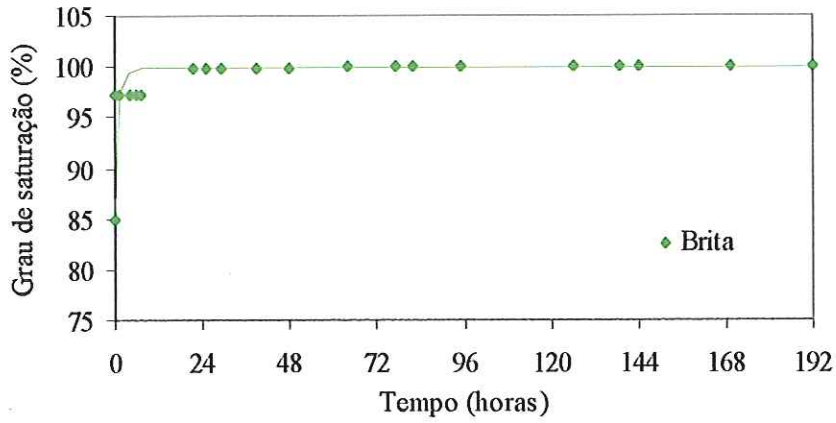


FIGURA 4.13 – Grau de saturação em função do tempo de imersão para a brita

Na Tabela 4.8 são apresentados os valores do tempo de imersão necessário para a estabilização da umidade, sendo esta umidade correspondente ao limite a partir do qual os corpos-de-prova não absorvem mais água. Deve-se destacar que esta estabilização não implica que a umidade esteja distribuída uniformemente nas diversas regiões do corpo-de-prova, conforme será discutido no item 4.7.

TABELA 4.8 – Tempo de imersão necessário para a estabilização da umidade durante a imersão

	Par 1		Par 2		Par 3		Brita
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	
Tempo para estabilização (horas)	50	66	30	60	90	115	07

Analisando-se as Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13 e os valores da Tabela 4.8, observa-se que os solos menos argilosos, pares 1 e 2, necessitaram de, respectivamente, em média, 58 horas e 45 horas para alcançarem a umidade de equilíbrio, ou seja, aproximadamente metade das 153 horas necessárias para os solos mais argilosos constituintes do par 3 alcançarem a mesma situação. A brita, material essencialmente granular, atingiu a umidade de equilíbrio em 7 horas, portanto pouco tempo após a imersão dos corpos-de-prova. O comportamento da brita é coerente com o observado para os solos estudados, visto que a ausência de finos conduz a uma redução marcante do tempo de estabilização da umidade. A influência da

granulometria também pode ser verificada analisando-se a Figura 4.14, que ilustra o crescimento do tempo de estabilização da umidade com o aumento da porcentagem da fração argilosa presente nos materiais.

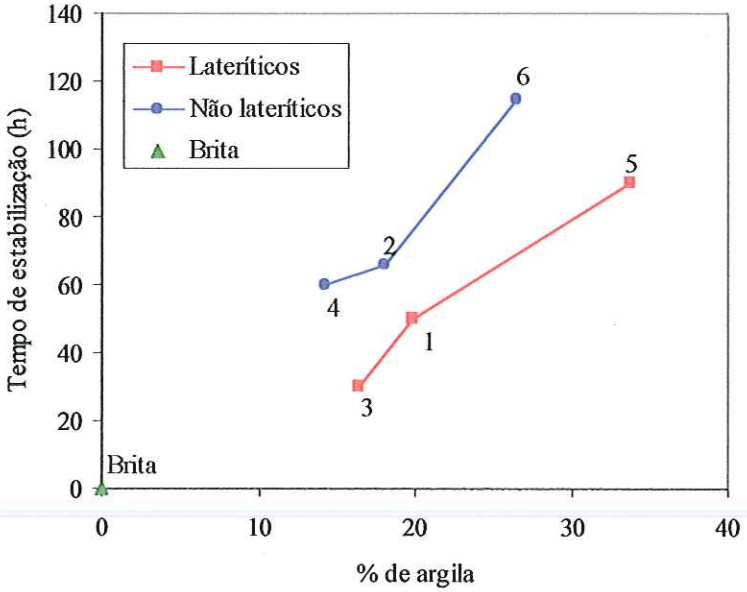


FIGURA 4.14 - Porcentagem de argila *versus* tempo para a estabilização da umidade

Quanto à influência da gênese no tempo de estabilização da umidade, analisando-se a Figura 4.14 e os valores apresentados na Tabela 4.7, observa-se que os solos 1, 3 e 5, de comportamento laterítico, alcançaram-na em intervalos de tempo inferiores aos requeridos para os solos 2, 4 e 6, não lateríticos. Na média, quando se comparam solos lateríticos e não lateríticos, estes últimos despendem 40% a mais de tempo para alcançarem a estabilização.

Na Tabela 4.9 são apresentados o grau de saturação inicial e final e a variação relativa final do grau de saturação dos materiais estudados. Entende-se por variação relativa do grau de saturação, a razão obtida dividindo-se a diferença entre o grau de saturação inicial correspondente à umidade de compactação e o grau de saturação final alcançado ao oitavo dia de imersão, pelo grau de saturação inicial. Com este índice pretende-se avaliar a maior ou menor capacidade do material absorver água durante o processo de imersão. A Figura 4.15 ilustra a variação relativa final do grau de saturação em função da porcentagem de argila presente nos materiais estudados.

TABELA 4.9 – Grau de saturação inicial e final e variação relativa final do grau de saturação

	Par 1		Par 2		Par 3		Brita
	Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5	Solo 6	
S_0 (%)	80	86	83	85	89	81	85
S_f (%)	86	96	85	88	94	100	100
$\left(\frac{S_f - S_0}{S_0}\right)_{8dias}$	7,5	11,6	2,4	3,5	5,6	23,4	17,6

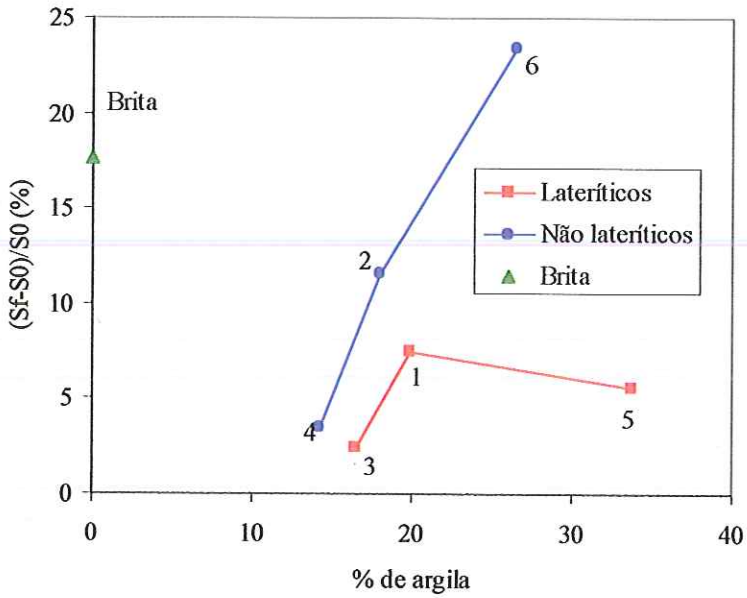


FIGURA 4.15 - Porcentagem de argila *versus* variação relativa final do grau de saturação

Analisando-se a Figura 4.15 e os valores apresentados na Tabela 4.9, destaca-se o fato do solo 1 apresentar um comportamento discrepante quando comparado com os solos 3 e 5, também classificados como lateríticos. Esperava-se que o valor da variação relativa final do grau de saturação correspondente a este material fosse intermediário aos dos demais solos lateríticos. O comportamento anômalo do solo 1 também se repete em outras análises que serão realizadas posteriormente.

Quando se examina o conjunto de todos os resultados dos ensaios do solo 1, observa-se que aqueles executados sem imersão não apresentam nenhum tipo de discrepância. Assim, supõe-se que este material, situado muito próximo da fronteira

entre os solos lateríticos e não lateríticos segundo a MCT e considerado transicional segundo o método das pastilhas, teria na sua constituição argilo-minerais muito suscetíveis à ação da água. O valor de P_i e o índice de atividade de Skempton do solo 1, superiores aos dos demais solos lateríticos, corroboram esta suposição. Uma interpretação mais segura deste comportamento só será possível com respaldo de ensaios de difração de raios-x que identifiquem os argilo-minerais presentes no solo.

Ainda analisando-se a Figura 4.15 e os valores da Tabela 4.9, observa-se que, com a exceção do solo 1, a variação relativa final do grau de saturação cresce quase que linearmente com o aumento da porcentagem de argila presente nos solos. A brita, apesar de não conter argila na sua constituição, mostrou uma absorção de água elevada. Este fato poderia ser explicado em razão da água penetrar facilmente nos corpos-de-prova e se distribuir uniformemente através dos mesmos. Conforme será discutido no item 4.7, no caso dos solos, a absorção de água concentra-se de forma marcante nos 2cm mais externos das faces superiores e inferiores dos corpos-de-prova.

Quanto à influência da gênese do material na absorção de água, observa-se também analisando a Tabela 4.9 e a Figura 4.15, que a variação relativa final dos solos não lateríticos é, na média, 60% maior que a dos solos lateríticos.

4.5 ESTUDO DA EXPANSÃO

Nas Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 são apresentados os valores médios de expansão em função do tempo para os pares de solos estudados. Na Tabela 4.10 é apresentada a expansão final de equilíbrio de cada material. A brita estabilizada granulometricamente não apresentou expansão. Os solos 1, 3 e 4 apresentaram expansão da ordem da resolução do aparelho, portanto, para efeito de comparação, considerou-se que estes três materiais, juntamente com a brita apresentaram expansão nula.

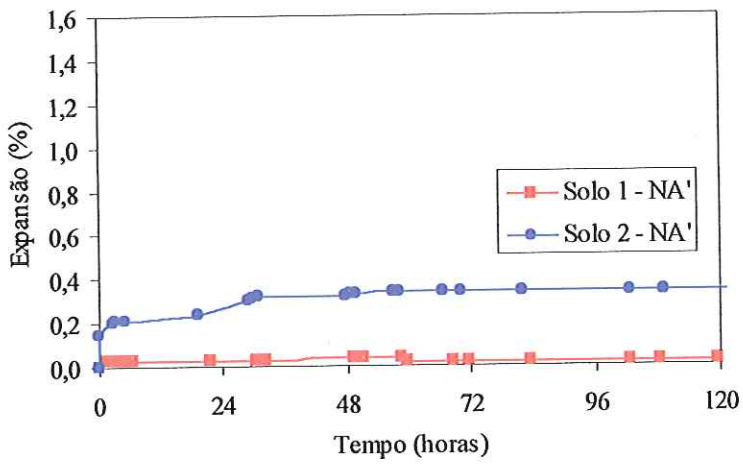


FIGURA 4.16 – Expansão em função do tempo de imersão, para o par 1 (A-2-6, SC)

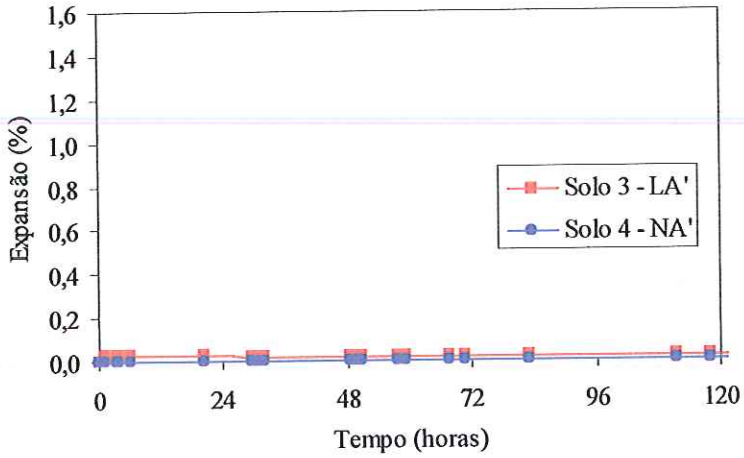


FIGURA 4.17 – Expansão em função do tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SM - SC)

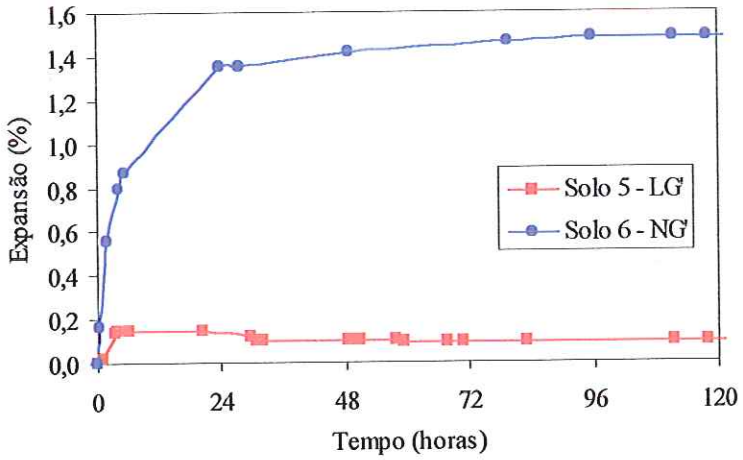


FIGURA 4.18 – Expansão em função do tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH)

TABELA 4.10 – Expansão final de equilíbrio

Par	1		2		3		Brita
Solos	1	2	3	4	5	6	
Expansão final (%)	0,016	0,337	0,016	0	0,095	1,484	0

Conforme pode ser observado na Tabela 4.10 os solos lateríticos são menos expansivos que os não lateríticos.

Na Figura 4.19 é apresentada a relação entre a expansão e a porcentagem de argila presente nos materiais estudados.

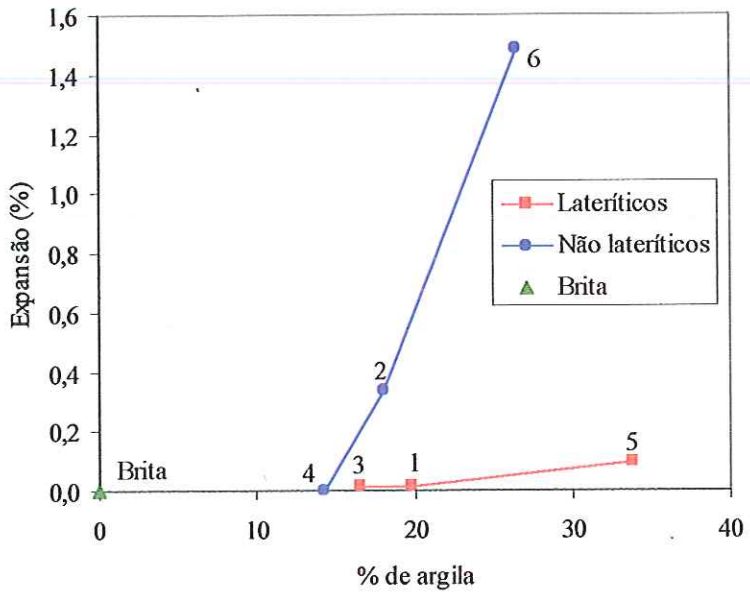


FIGURA 4.19 – Porcentagem de argila *versus* expansão final

Analisando-se o comportamento dos pares de solos conforme apresentado na Figura 4.19, observa-se que a expansão aumenta com o crescimento da porcentagem da fração argilosa presente nos materiais. Quanto à influência da gênese, observa-se, que de maneira geral, os solos lateríticos expandem menos que os solos não lateríticos, como já era esperado, tendo em vista estudos já realizados (NOGAMI, 1978; NOGAMI & VILLIBOR, 1980).

4.6 ESTUDO DO ÍNDICE DE SUPORTE CBR

Na Tabela 4.11 são apresentados os valores médios dos resultados dos ensaios de CBR (Anexo A) após o tratamento estatístico utilizando-se o método de GRUBBS (Anexo B), para os diversos tempos de imersão.

TABELA 4.11 – Valores de CBR (%) para condições variadas de umidade

Par	Solo	Sem imersão	Metade da umidade de equilíbrio	4 dias de imersão	8 dias de imersão
1	1	37	37	23	17
	2	28	28	27	20
2	3	41	42	39	43
	4	32	28	31	35
3	5	13	12	14	14
	6	23	23	09	10
brita		118	70	66	30

Nas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 são apresentados, respectivamente, os gráficos que ilustram a variação dos valores de CBR com a porcentagem de argila presente nos materiais, para as seguintes condições de umidade: sem imersão, com metade da umidade de estabilização, sem imersão, após quatro e oito dias de imersão.

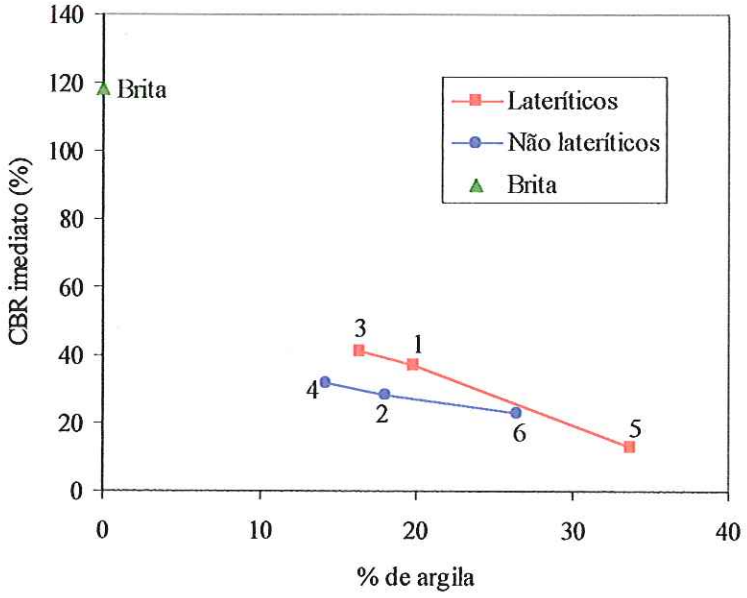


FIGURA 4.20 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido sem imersão (imediato)

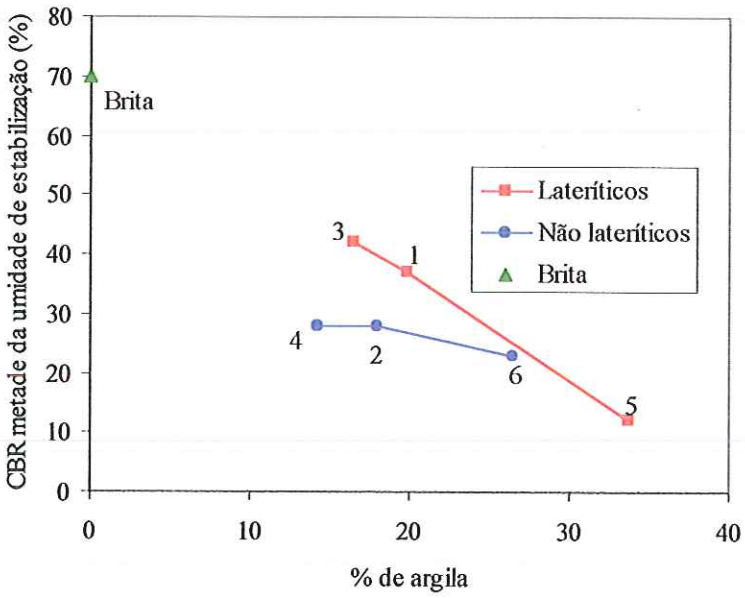


FIGURA 4.21 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido com metade da umidade de estabilização

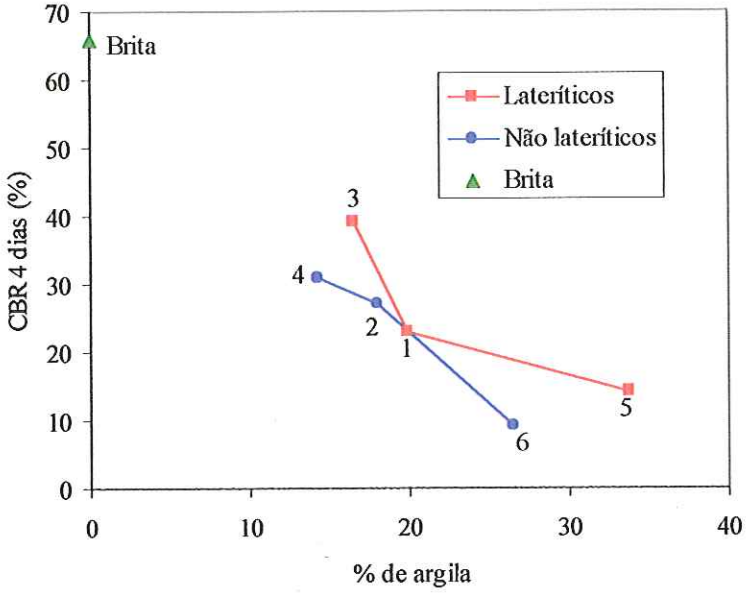


FIGURA 4.22 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido após 4 dias de imersão

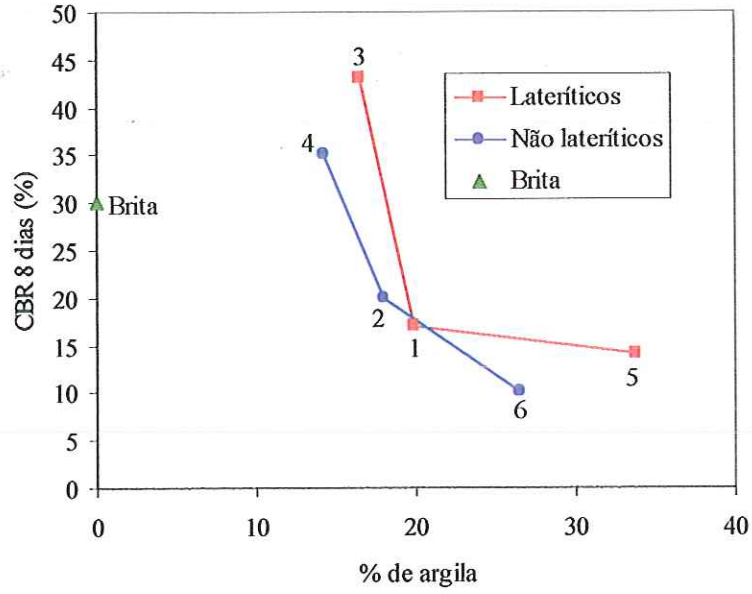


FIGURA 4.23 – Porcentagem de argila *versus* CBR obtido após 8 dias de imersão

Analisando-se os valores apresentados na Tabela 4.11 e as Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 pode-se observar que os valores de CBR dos solos mais argilosos (solos 5

e 6) são, de maneira geral, inferiores aos valores observados para os solos menos argilosos (solos 1, 2, 3 e 4), sendo estes resultados em média de, respectivamente, 15% e 32%. As Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 ilustram este decréscimo do valor do CBR com o aumento da porcentagem de argila dos materiais.

A brita destacou-se frente aos outros materiais quanto ao resultado de CBR, apresentando média geral de 71%.

Quanto à gênese pode-se verificar que os solos de comportamento laterítico (solos 1, 3 e 5), apresentaram média geral de CBR superior a apresentada pelos solos não lateríticos (solos 2, 4 e 6), sendo esta média de respectivamente, 28% e 25%. As Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23 ilustram este fato.

Levando-se em consideração as quatro condições de umidade em que os corpos-de-prova foram analisados pode-se observar que para todos os períodos de imersão (Figuras 4.20, 4.22 e 4.23) e sem imersão (Figura 4.21) houve queda do valor do índice de suporte CBR com o aumento do teor de argila, fato já constatado anteriormente, quando se analisou a média dos resultados como um todo.

A brita apresentou-se bastante sensível à presença da água, como pode ser observado nas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23, apresentando queda do valor do CBR de cerca de 74% do período sem imersão para o período após quatro dias de imersão.

Quanto à gênese pode-se observar que os solos de comportamento laterítico apresentou valores superiores ao dos solos não lateríticos independente das condições de umidade, conforme pode ser verificado nas Figuras 4.20, 4.21, 4.22 e 4.23.

Analisando-se cada par separadamente, pode-se observar que o solo 1, quando está sob condição de imersão, apresenta um comportamento anômalo quando comparado aos outros solos com a mesma gênese. Isto, como já discutido nos itens 4.4 e 4.5, deve-se provavelmente a presença de argilominerais mais reativos à presença de água e a transicionalidade do material quanto à laterização.

Para o par 3, a porcentagem de argila mostrou-se mais relevante que a gênese dos solos que o compõe, tendo-se em vista que sem imersão o solo não laterítico

(solo 6) apresentou maior valor de CBR que o seu correspondente par laterítico (solo 5).

Com o objetivo de se analisar a influência da umidade no índice de suporte CBR, apresenta-se na Tabela 4.12 a variação do CBR sob condições variadas de umidade (sem imersão, com metade da umidade de estabilização, após 4 e 8 dias de imersão), a partir dos resultados do CBR sem imersão. Cabe-se destacar que os valores negativos referem-se a redução do índice de suporte CBR, e os valores positivos significam acréscimo nos valores dos mesmos, ambos em relação ao resultado de CBR obtido após rompimento sem imersão.

TABELA 4.12 – Variação relativa do CBR (%) para condições variadas de umidade

Par	Solos	Sem imersão	Metade da umidade de equilíbrio	4 dias de imersão	8 dias de imersão
1	1	0	0	-37,8	-54,1
	2	0	0	-3,6	-28,6
2	3	0	+2,43	-4,9	+4,9
	4	0	-12,5	-3,1	+9,4
3	5	0	-7,7	+7,7	+7,7
	6	0	0	-60,9	-56,5
Brita		0	+40,7	-44,1	-74,6

Analisando-se os resultados apresentados na Tabela 4.12, pode-se observar que os valores referentes aos solos 2, 3, 4 e 5 não podem ser usados na comparação do comportamento dos materiais, visto que a variação absoluta do CBR para estes materiais é muito pequena, conforme discutido anteriormente, situando-se num intervalo de variação menor que a dispersão dos ensaios. Assim, pode-se considerar que as respectivas variações relativas são nulas.

Cabe-se ressaltar que o solo 6, não laterítico, apresentou decréscimo relativo do valor do índice de suporte CBR superior ao apresentado pela brita no quarto dia de imersão, isto deve-se ao caráter bastante expansivo deste material, com a provável presença de argilo-minerais bastante reativos à presença da água. O solo 1, de comportamento anômalo quando sob imersão também apresentou decréscimo

acentuado do valor do CBR, fato justificado pelas características peculiares deste material, conforme já discutido nos itens 4.3 e 4.4.

A Figura 4.24 apresenta a variação relativa do valor do CBR em função do tempo de imersão para a brita estabilizada granulometricamente.

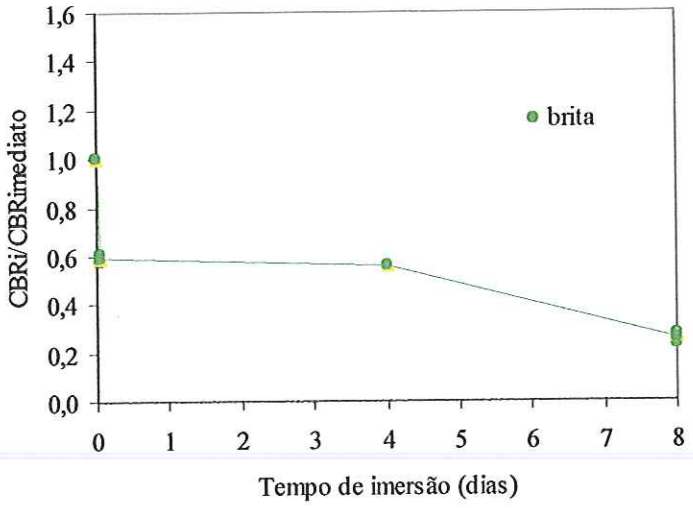


FIGURA 4.24 – Variação relativa do valor do CBR em função do tempo de imersão para a brita estabilizada granulometricamente

Pode-se observar com a Figura 4.24 que a brita mostrou-se sensível à presença da água apresentando queda do CBR para as três condições de umidade.

De maneira geral, analisando-se a Tabela 4.12, pode-se afirmar que os resultados sob as condições de umidade impostas para os solos pouco diferem dos resultados apresentados para o ensaio sem imersão, assim a preocupação existente com relação ao tempo de imersão do ensaio CBR (4 dias) ser muito severo para as condições brasileiras, não é pertinente, visto que apenas o solo 6, com cerca de 27% de argila na sua constituição e de comportamento não laterítico apresentou uma variação entre o CBR sem imersão e após imersão por quatro dias que excede 20%.

Tendo em vista que alguns materiais têm suas propriedades mecânicas alteradas ao longo tempo, culminando, em alguns casos, com o crescimento do valor do CBR, mesmo quando imerso, como no caso do solo 3, foram realizados ensaios de envelhecimento. Para tanto, foram moldados corpos-de-prova, que foram

mantidos em câmara úmida por quatro dias e então rompidos sem imersão. Fez-se também ensaios para corpos-de-prova mantidos ensacados, no estado solto, sendo estes moldados no quarto dia e rompidos sem imersão. Obteve-se então os resultados expostos na Figura 4.25, a seguir. Cabe-se destacar que nos casos em que houve crescimento do CBR durante o período de imersão, o aumento apresentado mostrou-se inferior à dispersão dos resultados de ensaio.

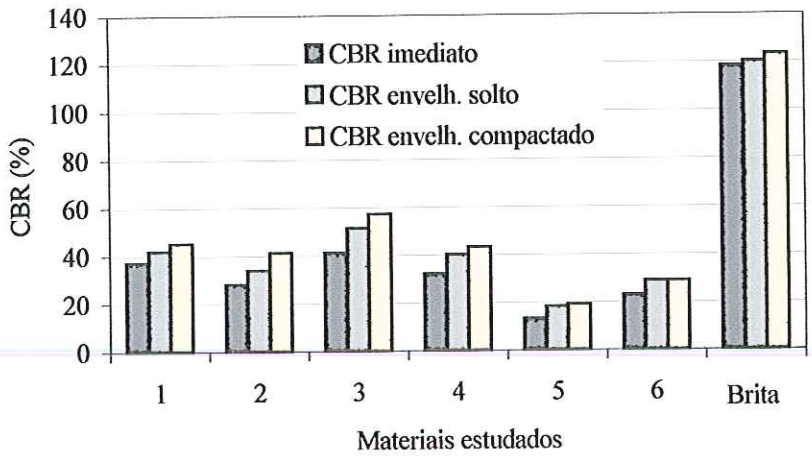


FIGURA 4.25 – Gráfico do estudo da influência do envelhecimento dos materiais no estado solto e após compactação

Pode-se observar com o gráfico exposto na Figura 4.25 que o padrão de envelhecimento para os materiais solto e compactado é muito semelhante, diferindo cerca de 4%. O envelhecimento mostrou-se menos acentuado para a brita que sofreu um acréscimo de cerca de 2,1% sobre o valor do CBR com rompimento imediato. Os solos, de maneira geral, apresentaram, em média, acréscimo após o envelhecimento de cerca de 8%, não havendo diferença notável entre lateríticos e não lateríticos, constatação igualmente verificada quando comparam-se solos mais argilosos e menos argilosos. Este acréscimo de CBR frente ao envelhecimento poderia explicar o comportamento de crescimento do valor do índice de suporte CBR do par 2 de solos e também do solo 5 após a imersão, apesar deste crescimento ser bastante pequeno frente a dispersão dos resultados. O fato de tal comportamento não seguir o mesmo padrão para os outros materiais deve-se, provavelmente, ao tipo de argilomineral constituinte destes, e sua relação com a presença da água.

4.7 VARIAÇÃO DA DISTRIBUIÇÃO DE UMIDADE NO CORPO-DE-PROVA

Em seguida, é apresentada e analisada a variação da distribuição de umidade em regiões diversas dos corpos-de-prova dos solos estudados considerando-se 3 condições: quando o corpo-de-prova atinge metade da umidade de estabilização e após 4 e 8 dias de imersão.

Na Figura 4.26 são ilustrados esquematicamente as secções (a) e os tempos de imersão (b) considerados na análise. As variações da distribuição de umidade foram tomadas com relação à umidade ótima de cada material, dividindo-se a variação de umidade durante o período de tempo considerado pelo respectivo valor da umidade de compactação.

Secções

1	2	1
3	4	3
5	6	5

(a)

Tempo de imersão

0,5w 4 dias 8dias	0,5w 4 dias 8dias	
0,5w 4 dias 8dias	0,5w 4 dias 8dias	
0,5w 4 dias 8dias	0,5w 4 dias 8dias	

(b)

FIGURA 4.26 – Modelo esquemático das secções (a) e tempos de imersão (b)

As Figuras 4.27, 4.28 e 4.29 apresentam a variação relativa da distribuição de umidade para os pares 1, 2 e 3, respectivamente.

Solo 1 (LA')

8 10 15	7 18 18	
0 1 1	0 -2 0	
5 6 8	5 6 7	

Solo 2 (NA')

7 14 15	10 19 19	
1 7 6	0 3 2	
8 8 11	8 13 13	

FIGURA 4.27 – Variação relativa da distribuição de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 1 (A-2-6, SC)

Solo 3 (LA')

7 8 10	8 10 14	
0 -1 0	1 -3 0	
2 3 3	2 4 4	

Solo 4 (NA')

4 6 7	5 7 9	
0 1 1	0 -1 0	
8 8 11	1 3 5	

FIGURA 4.28 – Variação relativa da distribuição de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 2 (A-2-4, SM-SC)

Solo 5 (LG')

8 11 12	8 14 15	
0 1 1	0 -1 0	
3 3 3	3 5 5	

Solo 6 (NG')

11 29 31	12 34 34	
1 15 15	0 14 14	
11 22 21	12 23 23	

FIGURA 4.29 – Variação relativa da distribuição relativa de umidade (%) com o tempo de imersão para o par 3 (A-7-5, MH)

Analisando-se e comparando-se a variação relativa da distribuição de umidade, observa-se que esta cresce com o aumento do conteúdo de argila no solo. Assim, os pares 2, 1 e 3, nesta ordem, apresentam variações médias crescentes de umidade, respectivamente 11,5%, 18,5% e 24,5% no oitavo dia de imersão.

No tocante à influência da gênese, não é possível estabelecer um padrão de comportamento típico. Analisando-se o par 1, observa-se que o solo 1, laterítico, apresenta maior variação que o solo 2, não laterítico, entretanto a diferença não é marcante. Quanto ao par 2, a situação inverte-se e o solo 3, laterítico, apresenta uma variação maior que a do solo 4, não laterítico. A explicação para este comportamento seria, como foi destacado em discussões anteriores, o fato dos solos 1, 2, 3 e 4 situarem-se em regiões muito próximas da fronteira entre solos lateríticos e não lateríticos no ábaco da classificação MCT. O par 3 é o único que se comporta

conforme o presumível, com solo 6, não laterítico, apresentando valores de variação relativa de umidade da ordem de 3,5 vezes maiores que o solo 5, não laterítico.

Deve-se destacar que o comportamento da variação relativa da umidade com a granulometria e gênese dos solos é compatível com o comportamento observado para a variação relativa do grau de saturação conforme discutido no item 4.4.

Quando são comparadas a expansão, conforme apresentado no item 4.5, e a variação de umidade, observa-se que ambas apresentam comportamentos compatíveis, abstraído o erro inerente às leituras de expansão muito pequenas: como era previsível, materiais mais expansivos absorvem mais água e assim mostram maiores variações relativas de umidade. Neste aspecto, destaca-se o solo 6 (NG') que tem a maior expansão, 1,5%, e apresenta uma variação relativa de umidade da ordem de 2,5 vezes maior que os demais.

Visto que todos os solos analisados, com à exceção do solo 6, apresentam valores de variações relativas de umidade pouco discrepantes entre si, resolveu-se para efeito da análise da distribuição de umidade ao longo dos corpos-de-prova e do efeito do tempo de imersão, usar-se valores médios calculados excluindo-se o solo destacado. A Figura 4.30 apresenta os resultados obtidos.

6,8 9,8 11,8	7,6 13,6 15,0	
0,4 1,8 1,8	0,2 -0,8 0,4	
3,0 4,4 5,6	3,8 6,2 6,8	

FIGURA 4.30 – Variação média da distribuição relativa de umidade (%) considerando-se todos os solos, com à exceção do solo 6

De acordo com a Figura 4.30, pode-se observar, que, considerando-se os três tempos de imersão analisados, a maior absorção de umidade ocorre no centro e laterais do terço superior do corpo-de-prova (com média de respectivamente 12% e 9,5%), seguido pelo centro e laterais do terço inferior do mesmo (com média de respectivamente 5,6% e 4,6%). As regiões que absorvem menos água são o centro e a

lateral do terço médio do corpo-de-prova (com média de respectivamente 0,07% e 1,3%).

Para a análise da distribuição da variação de umidade nos corpos-de-prova, procurou-se subdividi-los em secções que correspondessem a porções iguais de material, assim cada um dos terços citados anteriormente têm alturas iguais a aproximadamente 7 cm. No entanto, observou-se, durante os ensaios, que a maior variação de umidade concentra-se nos 2 cm externos das faces superior e inferior do corpo-de-prova.

Quanto à variação relativa da umidade da brita durante a imersão em água, observou-se que os corpos-de-prova constituídos com este material absorvem água muito rapidamente e ao contrário dos solos, a umidade distribui-se homogeneamente nas diversas regiões dos mesmos.

Finalmente, analisando-se o progresso da variação relativa de umidade com o tempo de imersão conforme apresentado na Figura 4.30, observa-se que durante as primeiras horas existe um ganho acentuado de umidade, que decresce rapidamente. Aos quatro dias de imersão, alcança-se uma variação de aproximadamente 80% da variação correspondente à umidade de estabilização. Este comportamento é semelhante ao observado para a variação relativa do grau de saturação, conforme discutido no item 4.4.

4.8 ANÁLISE DE VARIÂNCIA

Com o objetivo de analisar os resultados dos ensaios para a determinação do índice de suporte CBR fez-se estudo de variância dos dados, verificando-se a significância da influência da umidade, granulometria e gênese dos solos nos resultados dos experimentos, incluindo as interações entre esses fatores. O nível de confiança considerado foi de 95%. Os resultados da análise são apresentados de forma mais detalhada no Anexo C.

Na Tabela 4.13 são listados os resultados das análises feitas. Estas análises estão baseadas no teste F de Snedecor (GARCIA-DIAZ & PHILLIPS, 1995). Com base neste teste, uma hipótese é considerada significativa quando o $F_{teórico}$ for inferior ao

$F_{calculado,}$, sendo o $F_{teórico}$ tabelado em função da razão do grau de liberdade dos tratamentos e do grau de liberdade do erro. O $F_{calculado}$ representa a razão entre o quadrado médio do tratamento e o quadrado médio total.

TABELA 4.13 – Influência de algumas variáveis do estudo sobre o índice de suporte CBR

Fonte de variação	Graus de liberdade (GL)	Soma dos quadrados (SQ)	Quadrado médio (QM=SQ/GL)	$F_{calculado}$	$F_{teórico}$	Significante
A	3	5,30E+02	1,77E+02	8,70	2,76	sim
B	2	5,68E+03	2,84E+03	140,07	3,15	sim
C	1	1,47E+02	1,47E+02	7,26	4,00	sim
AB	6	7,15E+02	1,19E+02	5,87	2,25	sim
AC	3	7,08E-01	2,36E-01	0,01	2,76	não
BC	2	5,49E+02	2,74E+02	13,52	3,15	sim
Erro	54	1,10E+03	2,03E+01			
Total	71	8,72E+03	1,23E+02			

As fontes de variação ou tratamentos A, B, C, AB, AC e BC apresentados na Tabela 4.13 são respectivamente, a influência sobre os solos dos fatores e suas interações enumeradas em seguida:

- A: da variação das condições de umidade (sem imersão, com metade da umidade de estabilização, após 4 e 8 dias de imersão);
- B: da granulometria;
- C: da gênese;
- AB: da umidade em conjunto com a granulometria;
- AC: da umidade em conjunto com a gênese e;
- BC: da granulometria em conjunto com a gênese.

As análises foram feitas para os resultados de CBR considerando-se o ensaio de três corpos-de-prova para cada material e condição estudada.

A Tabela 4.13 mostra que a variação das condições de umidade, a granulometria, a gênese, a interação entre a variação da umidade e a granulometria, a interação entre a variação a granulometria e a gênese, influenciam de maneira significativa os resultados dos ensaios de índice de suporte CBR. Isto pôde ser constatado nas análises feitas anteriormente neste capítulo.

Ainda, segundo a Tabela 4.13, pode-se observar que a interação entre a umidade e a gênese mostrou-se pouco significativa, ou seja, quando varia-se a umidade, com base nos resultados de CBR não pode-se afirmar que se trata de um solo de comportamento laterítico ou não laterítico. Este resultado explicita a necessidade de solos com comportamento laterítico e não laterítico mais bem definidos, fato que ocorreu apenas com um dos três pares de solos estudados nesta pesquisa.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

A aplicabilidade de métodos tradicionais de classificação e caracterização dos solos, assim como a utilização de ensaios tradicionais de análise do comportamento mecânico dos materiais, como o índice de suporte CBR, baseiam-se em estudos desenvolvidos em países com clima temperado e privilegiam situações, como por exemplo o gelo e degelo das camadas de solo que compõem o pavimento, raramente encontradas em países de clima tropical, como é o caso do Brasil.

Estudos que diferenciem as características de comportamento mecânico dos materiais frente às condições impostas por fatores ambientais, tal como, a variação da umidade, e leve em consideração a gênese dos solos, são importantes para que os resultados dos ensaios de laboratório tenham maior valor prático.

O ensaio de CBR, originalmente desenvolvido tendo como base estudos realizados com solos de países de clima temperado, é criticado por alguns autores que consideram o tempo de imersão de 4 dias rigoroso para as condições climáticas brasileiras, já que, em geral, a umidade de equilíbrio do subleito se estabelece abaixo da umidade ótima de compactação.

Neste contexto, procurou-se avaliar, a partir de ensaios laboratoriais, a influência, nos resultados do índice de suporte CBR, de se executar o ensaio em condições de umidade não preconizadas pela norma DER M53-71 (DER-SP, 1974), para uma brita

estabilizada granulometricamente e seis solos encontrados no subleito de rodovias do interior do Estado de São Paulo. A análise foi feita de maneira a se identificar as particularidades do comportamento mecânico dos materiais frente a granulometria e a gênese dos materiais.

É importante ressaltar que todas as conclusões apresentadas neste capítulo restringem-se ao universo estudado.

5.2 CONCLUSÕES

Apesar do índice de suporte CBR ser largamente utilizado, pode-se observar que a bibliografia ainda é escassa no que diz respeito a uma abordagem mais detalhada do ensaio, em especial diferenciando-se os materiais analisados quanto à gênese e a constituição.

As condições de umidade interferem no comportamento mecânico dos materiais utilizados em pavimentação e este comportamento pode variar de acordo com a granulometria e a gênese do material.

Comparando-se os resultados de classificação de solos tropicais segundo os métodos das pastilhas e segundo a classificação MCT (DER M196-89), constatou-se que esta última carece de classes que contemplem os solos de características transicionais.

Comparando-se os resultados da classificação dos solos tropicais segundo a classificação MCT com o procedimento experimental de GODOY & BERNUCCI (2002) para o método das pastilhas, além da MCT não contemplar os solos transicionais, o procedimento de GODOY & BERNUCCI (2002) também contempla a sub-classe dos solos lateríticos argilosos, denominados lateríticos típicos, que possuem coloração avermelhada característica.

Quanto ao procedimento de NOGAMI & COZZOLINO (1985) para o método das pastilhas, constatou-se que as diferenças nos resultados deste ensaio quando comparado aos resultados obtidos para a classificação MCT, deve-se ao pequeno

diâmetro das pastilhas (20mm), o que dificulta sua trabalhabilidade, podendo assim conduzir a erros.

Observando-se os resultados dos ensaios de compactação, pode-se constatar que a umidade ótima e a massa específica seca máxima, respectivamente, aumentam e diminuem com o aumento da porcentagem da fração fina presente no material. A brita, material tipicamente granular, apresentou a maior massa específica seca máxima (2,103g/cm^3) e a menor umidade ótima (4,3%) do conjunto de materiais estudados.

Com relação à influência da gênese sobre esses resultados, observou-se que, de maneira geral, os solos lateríticos apresentaram umidade ótima e massa específica seca máxima, respectivamente menores e maiores quando comparadas aos solos não-lateríticos.

Com relação à observação anterior, os solos do par 2 apresentaram comportamento anômalo, já que o solo 3, laterítico, ao contrário do esperado, apresentou maior umidade ótima e menor massa específica seca máxima do que seu correspondente par não-laterítico, solo 4. Isto, provavelmente devido ao comportamento transicional desses materiais, que situam-se muito próximos da fronteira que separa materiais lateríticos e não-lateríticos, contribuindo para que a influência da granulometria se superasse à influência da gênese.

Quanto à variação relativa final do grau de saturação em função do tempo, observou-se que os materiais absorvem água de forma compatível com a expansão. Os solos mais argilosos alcançaram a umidade de equilíbrio mais rapidamente que os solos menos argilosos, assim, para os pares 1 e 2 (menos argilosos), o equilíbrio do grau de saturação foi alcançado após, respectivamente, 58 horas e 45 horas, já para o par 3 (mais argiloso) essa condição foi alcançada após 115 horas de imersão.

De maneira geral, os solos não lateríticos mostraram-se mais receptivos à entrada de água que os solos lateríticos, sendo que estes últimos despendem 40% a mais de tempo para alcançarem a estabilização.

Constatou-se que a variação relativa final do grau de saturação e o tempo de estabilização da umidade tendem a crescer com o aumento da porcentagem da fração argilosa presente nos materiais.

A variação relativa final do grau de saturação, de maneira geral, apresentou-se de forma crescente, quase que linearmente com o aumento da porcentagem de argila presente nos solos. O solo 1 apresentou um comportamento discrepante quando comparado com os solos 3 e 5, também classificados como lateríticos. Esperava-se que o valor da variação relativa final do grau de saturação fosse intermediário aos dos demais solos lateríticos. O comportamento anômalo do solo 1 também se repete em outras análises que serão realizadas posteriormente.

Quando se examina o conjunto de todos os resultados dos ensaios do solo 1, observou-se que aqueles executados sem imersão não apresentam nenhum tipo de discrepância. Assim, supõe-se que este material, situado muito próximo da fronteira entre os solos lateríticos e não lateríticos segundo a classificação MCT e considerado transicional segundo o método das pastilhas, teria na sua constituição argilo-minerais muito suscetíveis à ação da água. O valor de P_i e o índice de Skempton do solo 1, superiores aos dos demais solos lateríticos corroboram esta suposição. Uma interpretação mais segura deste comportamento só seria possível com respaldo de ensaios de difração de raios-x que identifiquem os argilominerais presentes no solo.

A brita, apresentou elevada absorção de água, fato que poderia ser explicado em razão da água penetrar facilmente nos corpos-de-prova e se distribuir uniformemente através dos mesmos.

Quanto à influência da gênese do solo na absorção de água, observou-se que a variação relativa final dos solos não lateríticos é, na média, 60% maior que a dos solos lateríticos.

Deve-se destacar que o comportamento da variação relativa da umidade com a granulometria e a gênese dos solos é compatível com o comportamento observado para a variação relativa do grau de saturação, e quando comparadas à expansão, observou-se que ambas apresentam comportamentos compatíveis, abstraído o erro inerente às leituras

de expansão muito pequenas. E, como era previsível, materiais mais expansivos absorvem mais água e assim mostram maiores variações de umidade. Neste aspecto, destaca-se o solo 6 (NG') que tem a maior expansão, 1,5%, e apresenta uma variação relativa de umidade da ordem de 2,5 vezes maior que os demais.

No estudo do índice de suporte CBR para as diversas condições de umidade analisadas (sem imersão, com metade da umidade de estabilização, após 4 dias e 8 dias de imersão), pode-se verificar que os valores de CBR dos solos mais argilosos (solos 5 e 6) são, de maneira geral, inferiores aos valores observados para os solos menos argilosos (solos 1, 2, 3 e 4) sendo estes resultados em média de, respectivamente, 15% e 32%.

A brita destacou-se frente aos outros materiais quanto ao resultado de CBR, apresentando média geral de 71%.

Quanto à gênese pode-se verificar que os solos de comportamento laterítico (solos 1, 3 e 5), apresentaram média geral de CBR superior a apresentada pelos solos não-lateríticos (solos 2, 4 e 6), sendo esta média respectivamente, 28% e 25%.

Levando-se em consideração as quatro condições de umidade em que os corpos-de-prova foram analisados pode-se observar que para todos os períodos de imersão e sem imersão houve queda do valor do índice de suporte CBR com o aumento do teor de argila.

A brita apresentou-se bastante sensível à presença da água, apresentando queda do valor do CBR de cerca de 74% do período sem imersão para o período após quatro dias de imersão.

Quanto à gênese, pode-se observar, que os solos de comportamento laterítico apresentaram valores superiores ao dos solos não-lateríticos independente das condições de umidade. O solo 1 apresentou comportamento anômalo quando comparado aos outros solos com a mesma gênese. Isto deve-se, provavelmente, a presença de argilominerais mais reativos à presença de água e a transicionalidade do material quanto à laterização.

Quando da análise da variação relativa do CBR paras as diversas condições de umidade, constatou-se que os valores referentes aos solos 2, 3, 4 e 5 não puderam ser usados na comparação do comportamento dos materiais, visto que a variação absoluta do CBR para estes solos é muito pequena, situando-se num intervalo de variação menor que a dispersão dos ensaios.

Cabe-se ressaltar que o solo 6, não-laterítico, apresentou decréscimo relativo do valor do índice de suporte superior ao apresentado pela brita no quarto dia de imersão, isto deve-se ao caráter bastante expansivo deste material, com a provável presença de argilo-minerais bastante reativos à presença da água. O solo 1, de comportamento anômalo quando sob imersão também apresentou decréscimo acentuado do valor do CBR, fato justificado pelas características peculiares deste material, conforme já discutido anteriormente.

Assim, pode-se concluir que de maneira geral, os resultados sob as condições de umidade impostas para os solos pouco diferem dos resultados apresentados para o ensaio sem imersão, assim a preocupação existente com relação ao tempo de imersão do ensaio CBR (4 dias) ser muito severo para as condições brasileiras, não é pertinente, visto que apenas o solo 6, com cerca de 27% de argila na sua constituição e de comportamento não-laterítico apresentou uma variação entre o CBR sem imersão e após imersão por quatro dias que excede 20%.

O estudo do envelhecimento dos materiais mostrou que não há diferença significativa entre os resultados de CBR para o processo de envelhecimento dos materiais no estado solto e compactado. Comparando-se os resultados de CBR obtidos sem imersão e após o envelhecimento de quatro dias, sendo que o rompimento dos corpos-de-prova nesta última condição também foi realizado sem imersão, pode-se observar que houve um incremento médio de cerca de 25% no valor do CBR após o envelhecimento. Para os corpos-de-prova imersos tal constatação não se apresentou válida, já que praticamente não houve incremento do valor do CBR após 4 dias de imersão e após 8 dias de imersão quando houve incremento do valor do CBR esse encontrava-se dentro das dispersões dos resultados do ensaio.

Na análise da variação da distribuição da umidade nos corpos-de-prova, no tocante à influência da gênese, não foi possível estabelecer um padrão típico de comportamento.

Considerando-se os três tempos de imersão analisados, pode-se observar que, em geral, a maior absorção de umidade ocorreu no centro e laterais do terço superior dos corpos-de-prova (com média de respectivamente 12% e 9,5%), seguido pelo centro e laterais do terço inferior do mesmo (com média de respectivamente 5,6% e 4,6%). As regiões que absorvem menos água são o centro e a lateral do terço médio dos corpos-de-prova (com média de respectivamente 0,07% e 1,30%).

Quanto à variação relativa da umidade da brita, pode-se verificar, que durante o processo de imersão, os corpos-de-prova constituídos com este material absorveram água muito rapidamente e ao contrário dos solos, a umidade distribuiu-se homogeneamente nas diversas regiões dos mesmos. Observou-se durante as execução dos ensaios que a absorção de água, para os solos, concentra-se de forma marcante nos 2cm mais externos das faces superiores e inferiores dos corpos-de-prova.

5.3 RECOMENDAÇÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Sugere-se que, em futuros trabalhos, sejam desenvolvidos os seguintes aspectos:

- ampliar a pesquisa para outros tipos de solos com características mais definidas quanto à laterização;
- estudar materiais estabilizados granulometricamente compostos por solos e rochas britadas para outras faixas do DER-SP;
- estudar a influência da velocidade de penetração do pistão para a obtenção da curva carga *versus* penetração;
- variar a energia de compactação para analisar sua influência no valor do índice de suporte CBR dos materiais;

- analisar a influência da variação da umidade de compactação em conjunto com a variação do tempo de imersão;
- estudo das tensões de confinamento dos materiais no cilindro de CBR de forma a possibilitar o estudo da secagem dos corpos-de-prova com cilindro adaptado;
- estabelecer mais períodos de variação da umidade para refinar a análise da influência do tempo de imersão, sendo dado ênfase para o períodos intermediários entre o 1° e o 4° dia de imersão;
- verificação da variação da umidade nos terços inferior e superior do corpo-de-prova nos 2cm mais externos, onde pode-se verificar variação mais significativa do teor de umidade;
- ensaio de difração de raios-x para a determinação dos argilominerais presentes nas amostras, para a melhor compreensão do comportamento mecânico dos materiais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AGGARWAL, H. R. & JAFRI, R. H. (1987). *Modified material specifications for base laterites for secondary roads. 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Lagos.

ALONSO, E. E., CAÑETE, A., OLIVELLA, S. (2002). *Moisture transfer and deformation behaviour of pavements: effect of climate, materials and drainage.* Anais do Congresso Internacional de Solos Não-saturados, pp. 671-677. Recife –PE.

ALVES, M. E. (2002). Atributos mineralógicos e eletroquímicos, adsorção e dessorção de sulfato em solos paulistas. Tese defendida na ESALQ – USP. Piracicaba – S.P.

AMERICAN CONCRETE PAVEMENT (2002). http://www.pavement.com. *Site* da internet, 01/02/02.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6459* - Solo – determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 6508* - Grãos de solo que passam na peneira de 4,8mm - determinação da massa específica. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7180* - Solo – determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984). *NBR 7181* - Solo – análise granulométrica. Rio de Janeiro.

BAPTISTA, C. N. (1976). Pavimentação. Tomo I ensaios fundamentais para a pavimentação dimensionamento dos pavimentos flexíveis. Editora Globo. Porto Alegre – RS. 253 p.

BARATA, F. E. (1969). *Effect of heating on bearing capacity of highway subgrades. Highway Research Board,* Sp. Rep. 103, pg. 141 a 149.

BARROSO, J. A.; ANTUNES, F. S.; CABRAL, S.; POLIANOV, H. (1981). Correlações de características genéticas de solos e as suas propriedades geotécnicas. In: Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em engenharia. COOPE/UFRj-CNPq-ABMS, p. 187-198. Rio de Janeiro –RJ.

BERNUCCI, L.B. (1995). Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego. São Paulo. Tese de Doutorado. Escola Politécnica de São Paulo. 237p.

BERNUCCI, L.B. (1998). Conseqüências da perda de umidade em solos lateríticos compactados. XII Congresso nacional de Ensino e Pesquisa em Transportes. Fortaleza. p. 290-99.

BERNUCCI, L. B., CAMACHO, J., MARINHO, F. M.; NOGAMI, J. S. (2000). Efeitos do sucção e da temperatura na movimentação d'água em pavimentos construídos com solos lateríticos, ANPET, Gramado – R. S., pp. 539-550.

BODMAN, G. B. & COLEMAN, E. A. (1944). *Moisture and energy conditions during download entry of water into soils. Soil Sci. Soc. Am. Proc.,* pp. 116-122.

CAMACHO, J. (2002). Peculiarodades de distribuição de umidades em bases de pavimento de solo arenoso fino laterítico. 180 p.. Tese defendida na Escola Politécnica da USP. São Paulo – S. P.

CAMARGO, O. A.; JACOBINE, P. K. T.; CARVALHO, A. P.; J. OLMOS, I. L. (1985). *The Brazilian classification of latosols. In: International Soil Classification Workshop: Classification, Characterization and Utilization of Oxisols. Embrapa, SMSSH,* p. 190-199. Rio de Janeiro.

CASAGRANDE, F.; NÚÑEZ, W. P.; GEHLING, W. Y. Y.; CERATTI, J. A. (2001). Estudo do efeito dos finos nas características de capacidade de suporte e condutividade hidráulica em bases granulares. 33ª Reunião Anual de Pavimentação. PP.51-62. Florianópolis – SC.

CEBTP – CENTRE EXPERIMENTAL DE RECHERCHES ET D'ETUDES DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS (1984) – http://www. Cebtp.fr.

CHRISTOPHER, B. R. & GUFFEY, V. C. (1997). *Synthesis of highway practice 239. Pavement subsurface drainage systems. National Cooperative Highway Reasearch Program. TRB, NRC, National Academic Press,* Washington, DC.

CHU, Y. T.; CHEN, S. N.; GURAM, S. S.; STEWART, R. L.& HUMPHRIES, W. K. (1977). *Soil moisture as a factor in subgrade evaluation. Transportation Engineering Journal*, vol. 103, nº1, p. 87-102.

COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE (1985). *Peculiarities of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils.* ABMS. *Progress Report* (1982-1985), 449 p. São Paulo.

CRONEY, D. (1977). *The design and performance of road pavements. Her majesty's satationery office.* 675 p.. Londres.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1971). *DER/SP M 13 – Ensaio de compactação de solos.* São Paulo.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1971). DER/SP M53-71, Ensaio de Suporte Califórnia de Amostras Compactadas em Laboratório. Método de Ensaio, publicação de 1974.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1982). Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis – seção 6.04. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1989). *DER/SP M 196–89 Classificação de solos tropicais segundo a metodologia MCT.* São Paulo.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS DE RODAGEM DO ESTADO DE SÃO PAULO (1991). Manual de normas para pavimentação, seção 3.04 – Sub-bases e bases estabilizadas granulometricamente, p. 41-56.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1963). DNER ME – 78-63. Adesividade de agregado graúdo a ligante betuminoso.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1964). DNER – ME 35-64. Desgaste de agregado por abrasão.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). DNER-ME 256/94, Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de

Massa por Imersão. Método de Ensaio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994). DNER-ME 258/94, Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV. Método de Ensaio.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1995). DNER-ME 084/95, Agregado miúdo – determinação da densidade real.

DIVINSKY, M.; ISHAI, H. & LIVNEH, M. (1998). *Probabilistic pavement design based on the generalized California Bearing Ratio equation. Journal of Transportation Engineering,* vol. 124, p. 582-88.

FAA – FEDERAL ADMINISTRATION AIRPORT (1995). *Method for airport design and evaluation.*

FAROUKI, O. T. (1986). *Thermal properties of soils. Germany, trans-tech (series on rock and soil mechanics.*

FEKPE, E. S. K. (1987). *Strength characteristics of some compacted lateritic soils in relation to pavement design. 9th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Lagos, setembro. P.455 – 460.

FERREIRA, M. A. G. (1986). Considerações sobre misturas solo-agregado compostas por materiais tropicais para uso em pavimentação. Dissertação – EESC-USP. São Carlos – SP.

FONTES, M. P. F.; WEED, S. B. (1991). *Iron oxides in selected brasilian oxisols. IN: Mineralogy Soil Science Society of America Journal,* v. 55, n.4, p. 1143-1149.

FRANCISS, F. O..; CARVALHO, A. (1969). Tratamento estatístico de resultados de ensaios de solos da região centro-sul. In: Semana Paulista de Geologia Aplicada. Anais. APGA, p. 110-125. São Paulo.

GARCIA-DIAZ, A.; PHILLIPS, D. T. (1995). *Principles of experimental design and analysis.* Chapman & Hall. Londres.

GEOLOGICAL SOCIETY ENGINEERING GROUP WORKING PARTY (1990). *Tropical Resildual Soils – The Quaterly Journal of Engineering Geology,* n. 01.

GIDIGASU, M. D. (1976). *Laterite soil engineering.* Amsterdan. 554 p.

GIDIGASU, M. D. (1980). *Some contributions to tropical soils engineering in Ghana. 7th Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering.* Pg. 509-626. Accra, Ghana, junho.

GIDIGASU, M. D., ASANTE, S. P. K. & DOUGAN, E. (1987). *Identification of suitable nontradicional tropical and residual paving materials on relation to the environmental. Canadian Geotechnical Journal.*, pg. 58-71, vol. 24, nº1, fev., *National Research Council of Canada.*

GODOY, H. (1997). Identificação e classificação geotécnica de latossolos do estado de São Paulo pelo método das pastilhas MCT. Tese – Instituto de Geociências – USP, 132 p. São Paulo.

GODOY, H. & BERNUCCI, L. (2002). O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos: um recurso didático. ANPET, 2002, volume 1, pp. 145-156.

GONÇALVES, R. F. (1999). Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista. Dissertação de mestrado apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da USP. São Carlos – SP. 149 p.

GRUBBS, F.(1969). *Procedures for detecting outlying observations in samples. Technometrics.* V.11, n.1, p.1-21.

HALIBURTON, T. A. (1972). *Highway designs to resist subgrade moisture variations. Highway Research Record*, 370, p. 45-56.

HARRIS, W. G.; Zeelazny, L. W.; PARKER, J. C.; BARKER, J. C.; WEBER. K. S.; ELDER, J. H. (1984). *Engineering properties of soils as related to mineralogy and particle – size distribition. Soil Science Society American Journal.*

INSTITUTO DE PESQUISA E APERFEIÇOAMENTO INDUSTRIAL – IPAI. (1976). Departamento de Estradas e Rodagem de São Paulo – DER-SP. Relatório quinzenal n. 11/76. São Paulo.

LAY, M. G. (1990). *Handbook of road technology.* 2 ed.. Gordon e Breach. Nova York.

LIBARDI, P. L. (1995). Dinâmica da água no solo. Editado pelo autor. Departamento de Física e Meteorologia. Piracicaba – SP, 497 p.

LIVNEH, M. & GREENSTEIN, J. (1978). *A modified California Bearing Ratio Test for granular materials. Geotechnical Testing Journal,* vol.I, nº3, pg. 141 a 147, setembro.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos, 1ª ed., Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 380p.

MEDINA, J. & MOTTA, L. (1989). *Resilient Behavior of brazilian tropical soils in pavement design.* 2nd *Int. Symp. on Pavement Evaluation and Overlay Design.* Vol. I, pp. 1.1.1 a 1.1.22. Setembro. ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação.

MESIDA, E. A. (1987). *Genetic influences in the compaction and CBR characteristics of three lateritic soils in Ile-Ife area, S. W. Nigeria.* 9th *Regional Conference for Africa on soil mechanics and foundation engineering.* Lagos, setembro, p. 461 - 465.

MONIZ, A. C. (1975). Elementos de Pedologia. Livros Técnicos e Científicos, 460 p. Rio de Janeiro.

MORIN, W. J.; TODOR, P. C. (1979). Laterita e solos lateríticos e outros solos problema dos trópicos – Projeto de pavimentos flexíveis em regiões tropicais. Capítulo 07, v. 01 do trabalho realizado pela USAID, com coorperação do DNER do Brasil. Simpósio Internacional de Avaliação de Pavimentos e Projeto de Reforço. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro – R. J.

NETTO, A. K. (1996). Influência da mineralogia da fração argila sobre propriedades físico-químicas de solos brasileiros. Dissertação – Universidade Federal de Viçosa, 144 p. Viçosa.

NOGAMI, J. S. (1967). Os solos residuais do Estado de São Paulo – sua caracterização em bases geológicas para fins rodoviários. Tese – Escola Politécnica da USP. 89 p.. São Paulo.

NOGAMI, J. S. (1976). Necessidade de adequada caracterização genética dos solos para finalidades rodoviárias. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Anais, ABGE, p. 19-26. Rio de Janeiro.

NOGAMI, J. S. (1978). A tecnologia rodoviária e as peculiaridades dos nossos solos. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. Anais, ABGE, p. 95-104. São Paulo.

NOGAMI, J.S. e COZZOLINO, V.M.N. (1985). A Identificação de Solos Tropicais: dificuldades e proposta de um método preliminar. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 20. Fortaleza - CE. Anais. Fortaleza, ABPv. pp. 117-34.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1979). *Soil Characterization of mapping units for highway purposes in a tropical area.* IAEG 196-199.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1980). Caracterização e classificação gerais de solos para pavimentação: limitação do método tradicional. Apresentação de uma nova sistemática. IN: Reunião Anual de Pavimentação, ABPv, p. 1-38, Anais. Belo Horizonte – BH.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1981). Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. IN: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COOPR/UFRj-CNPq-ABMS, p. 30-41. Anais. Rio de Janeiro.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. (1983) Os solos tropicais lateríticos e saprolíticos e a pavimentação. IN: Reunião Anual de Pavimentação. Anais, ABPv, v. 2, p. 463-484. Porto Alegre – R. S.

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

NOURELDIN, A. S. (1994). *Influence of stress levels and seasonal variations on in situ pavement layer properties. Transportation Research Record, 1448, p. 16 – 24.*

OLIVEIRA, J. B.; JACOMINE, P. K. T.; CAMARGO, M. N. (1992). Classes gerais de solos do Brasil. FUNEP, 201 p.. Jaboticabal – S.P.

PARSONS, A. W. (1976). *The rapid measurement of the moisture condition of earth moving material. Transport and Road Research Laboratory, L. R. 750.* Crowthorne, *U. K.*

PINTO, C. S. (1964). Estudo da dispersão do ensaio CBR. Primeira pesquisa por equipe. Boletim Técnico nº 6. Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro – Rj.

PORTER. O. J. (1942). *Foundations for flexible pavements. Highway Research Board Proceedings 22,* pg. 100-136. USA.

PORTER, O. J. (1950). *Development of the original method for highway design. Development of CBR flexible pavement design method for airfields. Transactions of American Society of Civil Engineers.* Vol. 115, pp. 461-467. *New York.*

QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. (1981). Classificação de solos lateríticos baseado no processo de estabilização com cal. IN: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COOPE/UFRj-CNPq-ABMS, p. 442-452. Rio de Janeiro.

RESEARCH ROAD LABORATORY (1951). Mecânica dos solos para engenheiros rodoviários. Trad. Por Evelyna Bloem Silveira e Araken Silveira. Editora Edgard Blücher, 624 p.

RESENDE, M.; CURI, N.; REZENDE, S. B.; Corrêa, G. F. (1985). Pedologia: base para a distinção de ambientes. 304 p. Viçosa.

RUSSAN, K. (1970). *Subgrade moisture studies by the british road research laboratory, Highway Research Record,* nº301, 1970, pp. 5-17.

SAMARA, V. (1981). Diferenças de caracterização entre camadas de solos lateríticos e saprolíticos de uma área de Bed-Rock sedimentar do Estado de São Paulo. IN: Simpósio Brasileiro de Solos tropicais em Engenharia. Anais, p. 53-65. Rio de Janeiro.

SCHWEITZER, F. (1981). Absorção de água de lateritas finas e sua relação com os valores Proctor. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE – UFRj, setembro, p. 125-138.

SCHWERTMANN, U.; HERBILLON, A. J. (1992). *Some aspects of fertility associated with the mineralogy of high weathered tropical soils. IN: Soil Science of Soils of the Tropics,* cap. 2, p. 47-59. Madison.

SOUZA, M. L., MAGALHÃES, J. P., SILVA, R. B., SCHLOSSER, R. (1977). *Pavement performance analysis and attempt to reevaluate flexible pavement design criteria adopted by Brasil's National Highway Department. Proceedings, 8. World Meeting Inter. Road Federation.* Tóquio, D-1 AM-10, pp.41-45.

TURNBULL, W. J.; FOSTER, C. R. & AHLVIN, R. G. (1962). *Design of flexible pavements considering mixed loads and traffic volume. Int. Conf. on the structural design of asphalt pavements proceedings*, pp. 821-825. Ann Arbor, Michigan, USA.

VARGAS, M. (1988). *Characterization, identification and classification of tropical soils. In: International Conference Geomecanics tropical Soils,* v. 01, p. 71-75. Singapura.

VASWANI, N. K. (1975). "Case studies of variations in subgrade moisture and temperature under road pavements in Virginia". *Transportation Research Record*, 532, p. 30-42.

VENDRAMINI, C. A. & PINTO, C. S. (1974). CBR em função do processo de compactação. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. Pg. 71 a 83, vol. II. São Paulo. S. P.

VERTAMATTI, M. C. E.; RIBEIRO, W. R.; VIOLA, M. C. D. V.; KUWAJIMA, F. M (1981). Contribuição a caracterização geotécnica de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos. Simpósio brasileiro de solos tropicais em engenharia. COPPE – UFRj. Setembro, p. 225 – 232.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. (1996) Dimensionamentos não-tradicionais na pavimentação com solos e ambientes tropicais. 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Vol. 3. pp. 1603 a 1633. Salvador – BA.

WANG, X.; BENSON, C. H. (1995). *Infiltration and satured hydraulic conductivity of compacted clay. Journal of Geotechnical Engineering.* V. 121, n. 10, p. 713-722. Madison.

WILSON, G. W. (1997). *Surface flux boundary modeling for unsatured soils. Geotechnical Special Publications* ASCE, v. 68, p. 38-65. Nova York.

WOOLTORTON, F. L. D. (1958). *Moisture content and the CBR method of design.* HRB. *Special Report* 40. Washington, pp.268-295.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. (1975). *Principles of pavement design.* 2ed. J. Wiley Nova York.

- ANEXO A -

Resultados dos ensaios de CBR

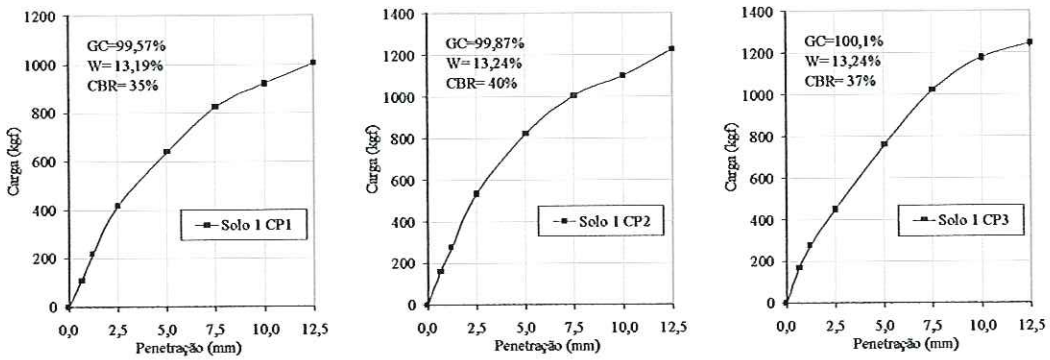


FIGURA A.1 – Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 1

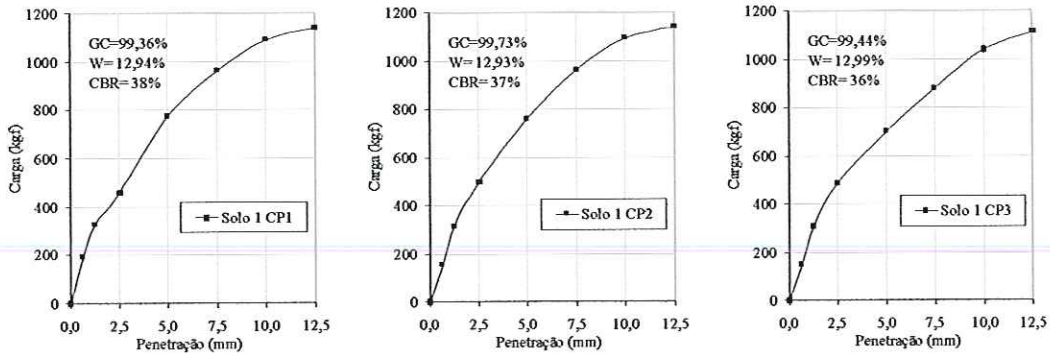


FIGURA A.2 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 1

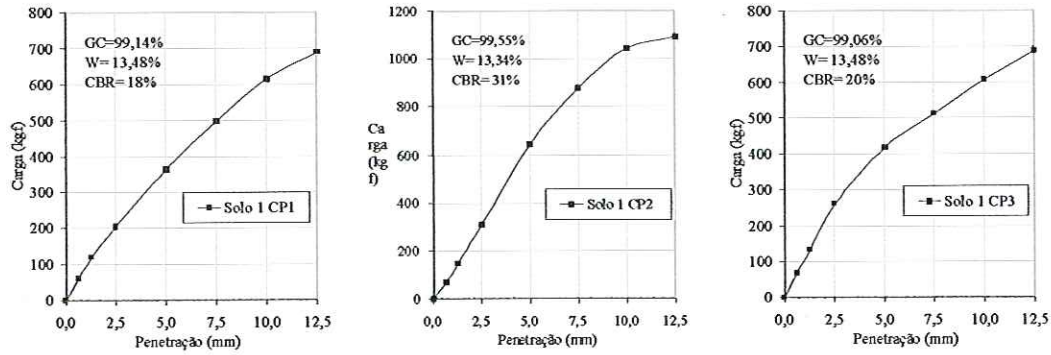


FIGURA A.3 - Resultados do CBR com 4 dias de imersão para o solo 1

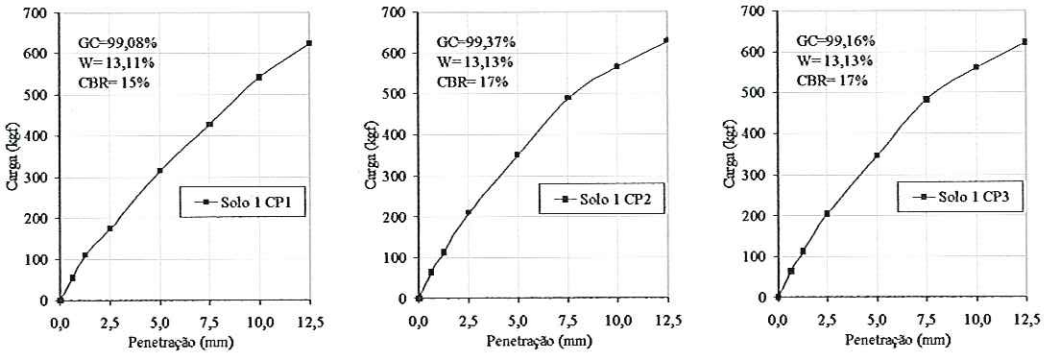


FIGURA A.4 - Resultados do CBR com 8 dias de imersão para o solo 1

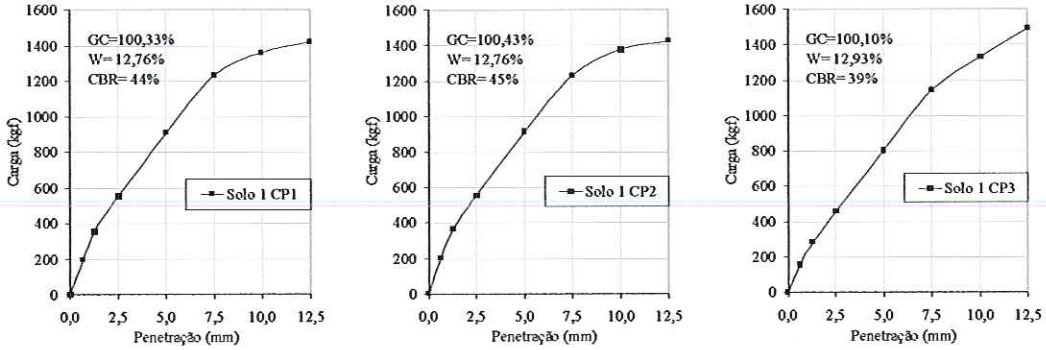


FIGURA A.5 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para o solo 1

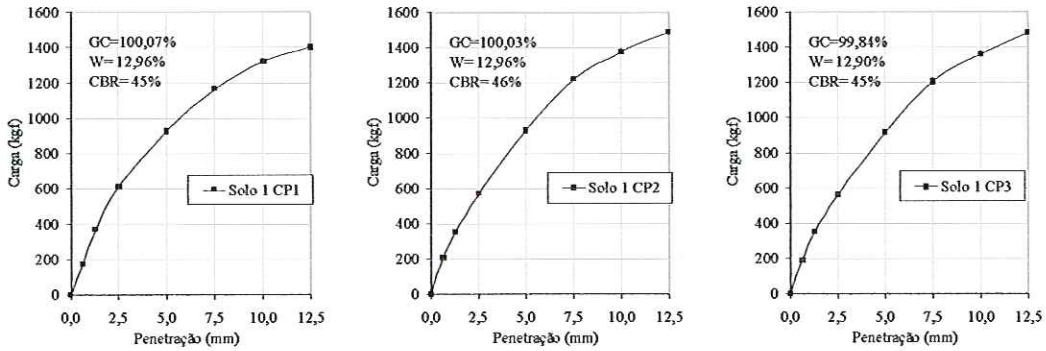


FIGURA A.6 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo compactado por 4 dias para o solo 1

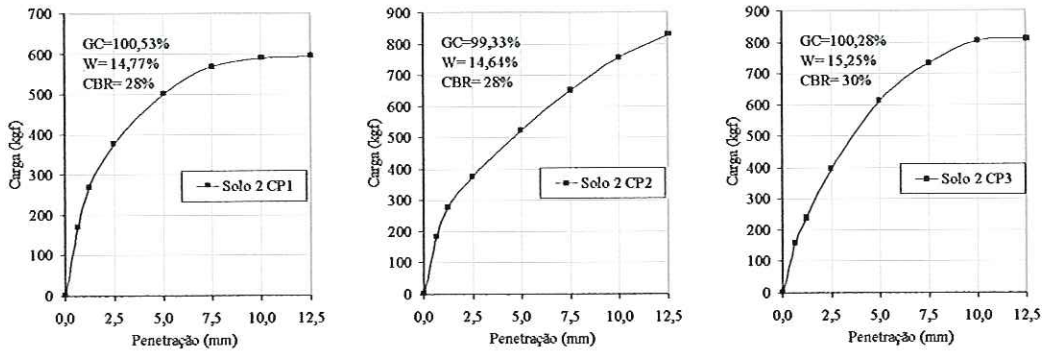


FIGURA A.7 - Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 2

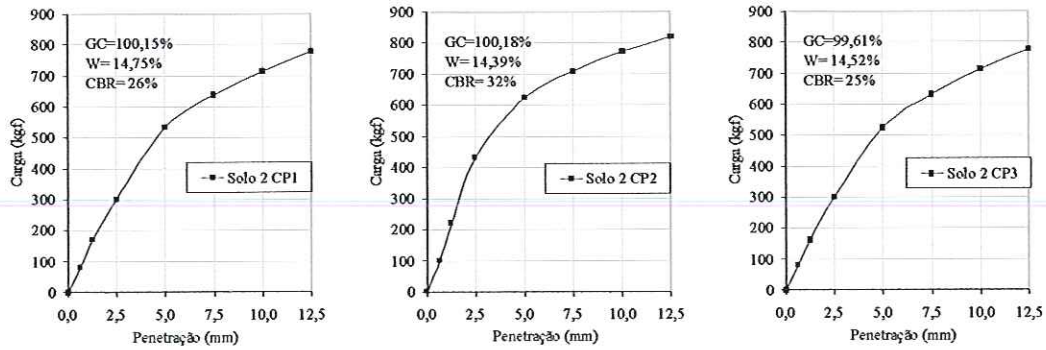


FIGURA A.8 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 2

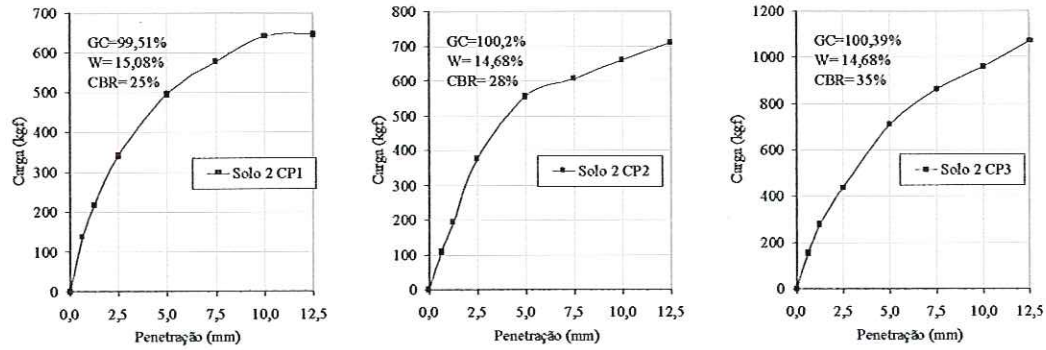


FIGURA A.9 - Resultados do CBR com 4 dias de imersão para o solo 2

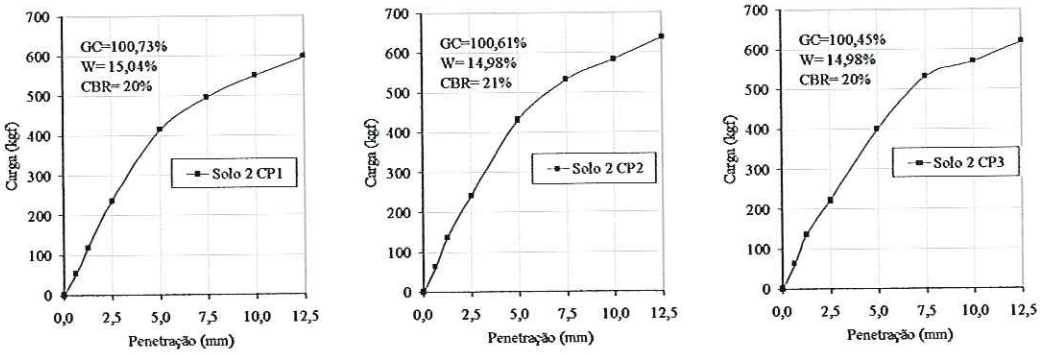


FIGURA A.10 - Resultados do CBR com 8 dias de imersão para o solo 2

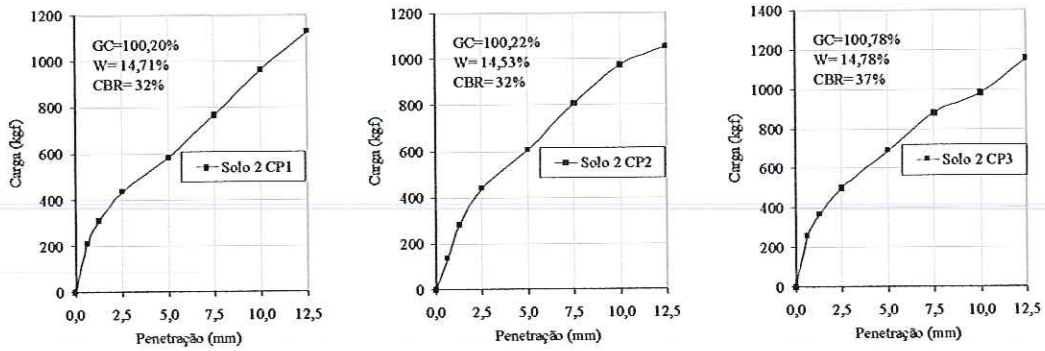


FIGURA A.11 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para o solo 2

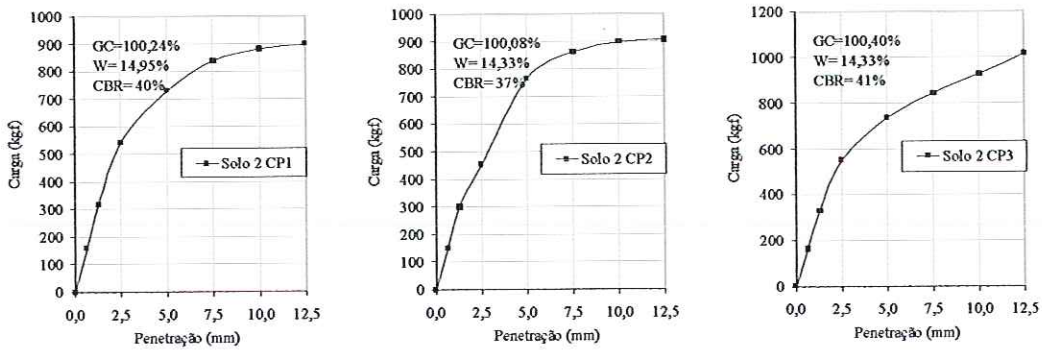


FIGURA A.12 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo compactado por 4 dias para o solo 2

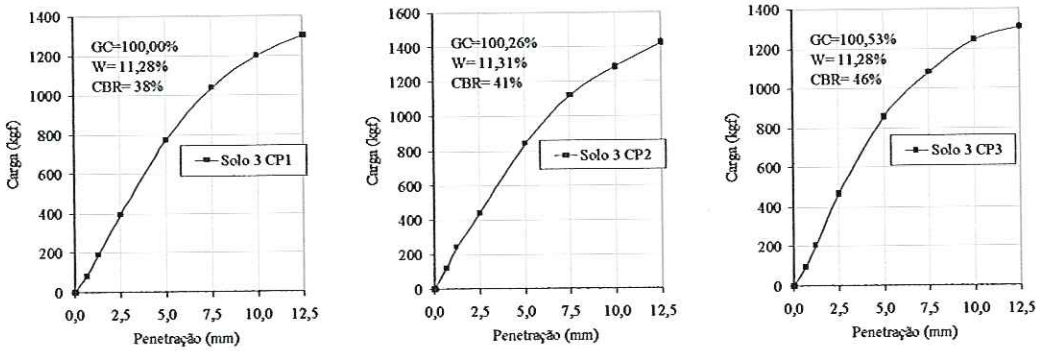


FIGURA A.13 - Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 3

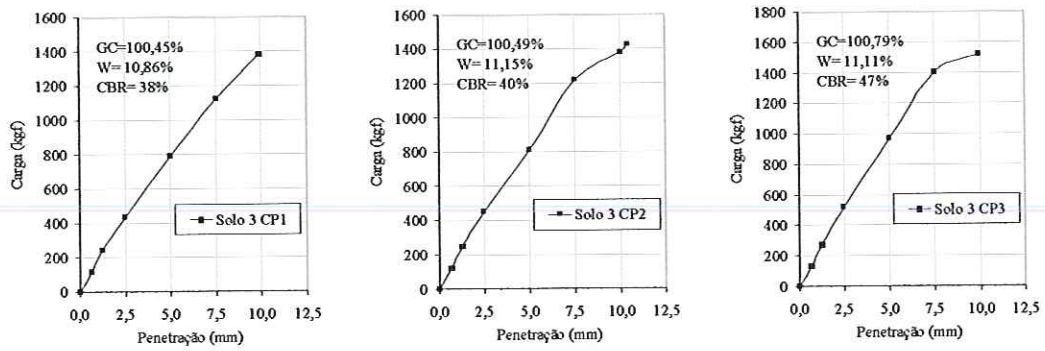


FIGURA A.14 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 3

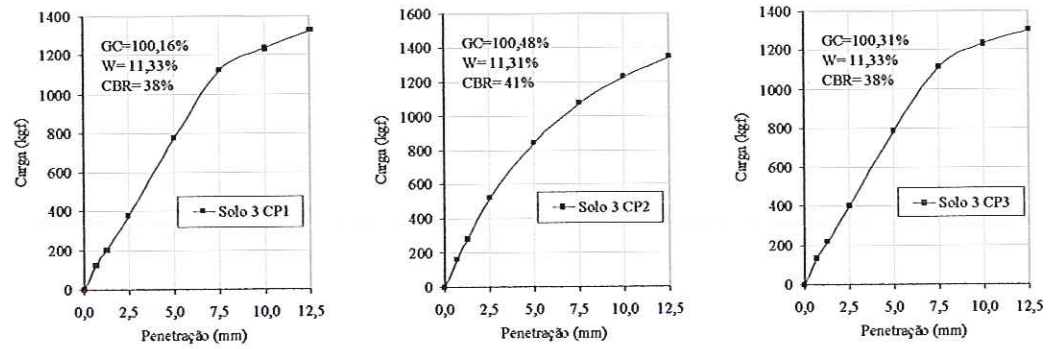


FIGURA A.15 - Resultados do CBR com 4 dias de imersão para o solo 3

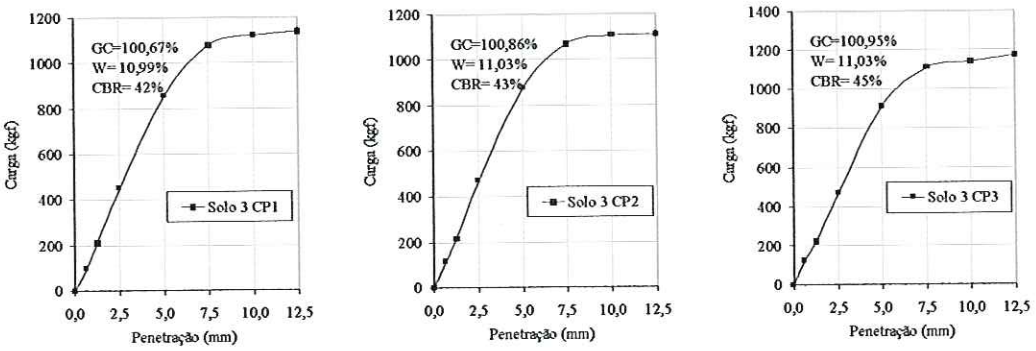


FIGURA A.16 - Resultados do CBR com 8 dias de imersão para o solo 3

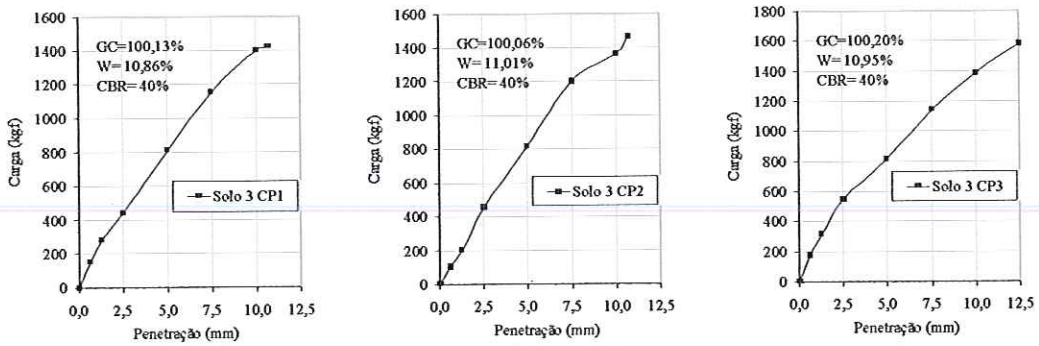


FIGURA A.17 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para o solo 3

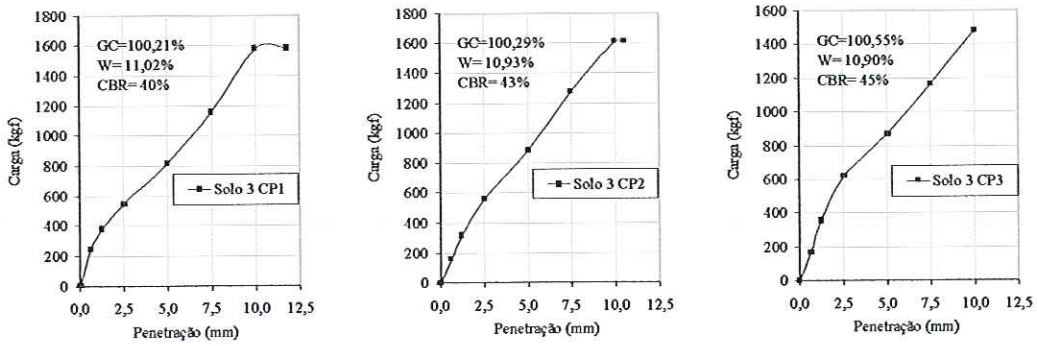


FIGURA A.18 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo compactado por 4 dias para o solo 3

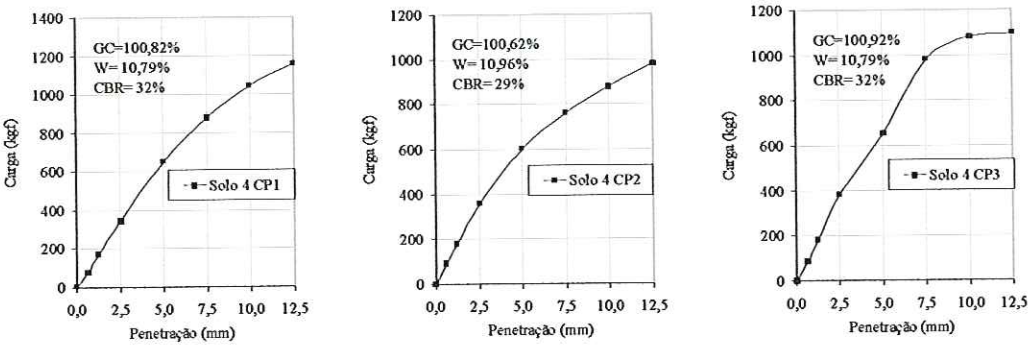


FIGURA A.19 - Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 4

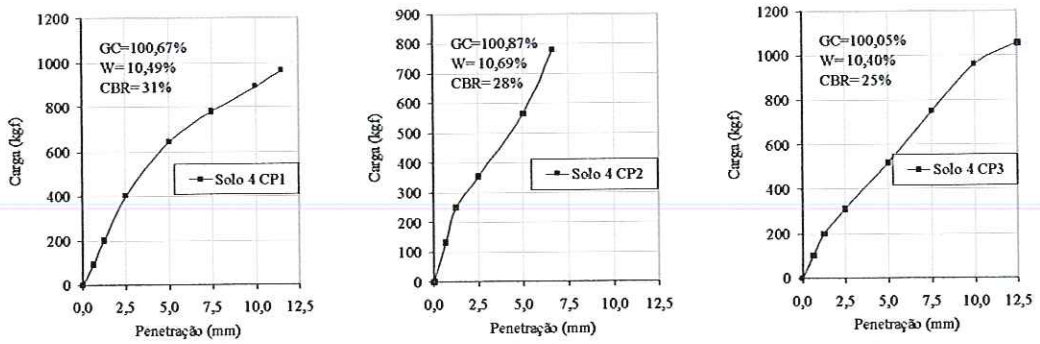


FIGURA A.20 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 4

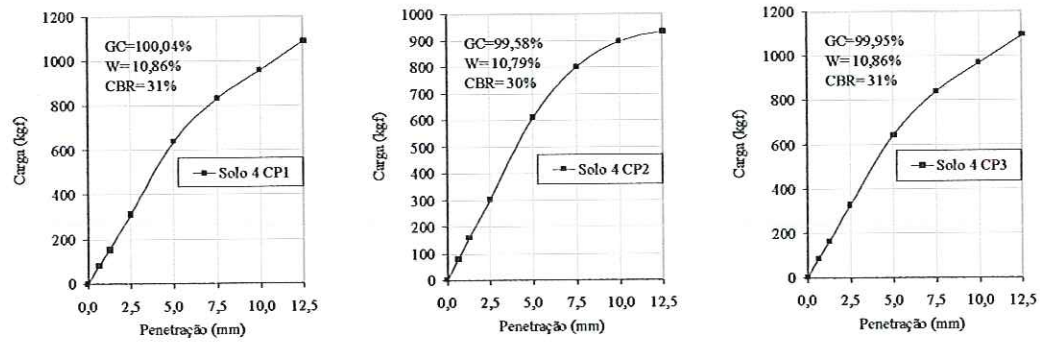


FIGURA A.21 - Resultados do CBR com imersão por 4 dias para o solo 4

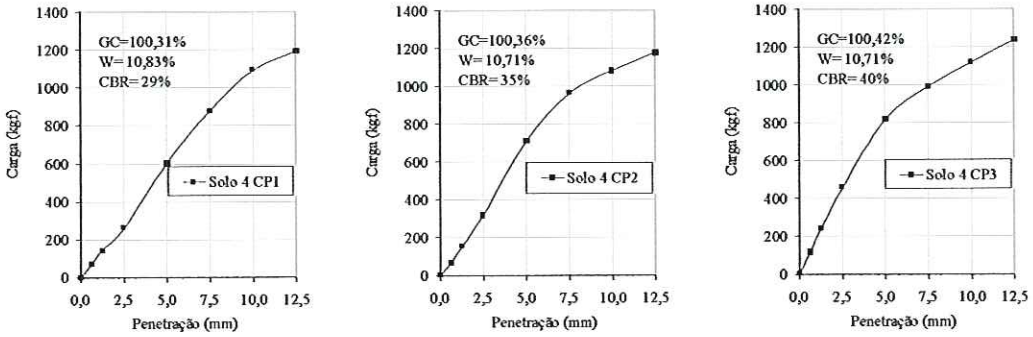


FIGURA A.22 - Resultados do CBR com imersão por 8 dias para o solo 4

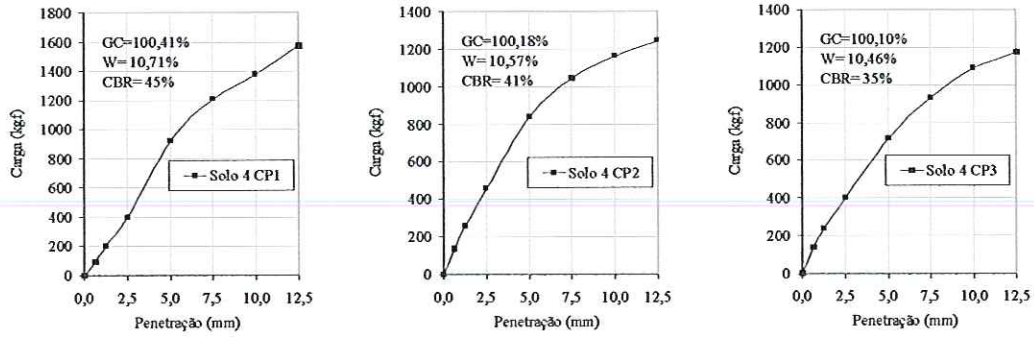


FIGURA A.23 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para o solo 4

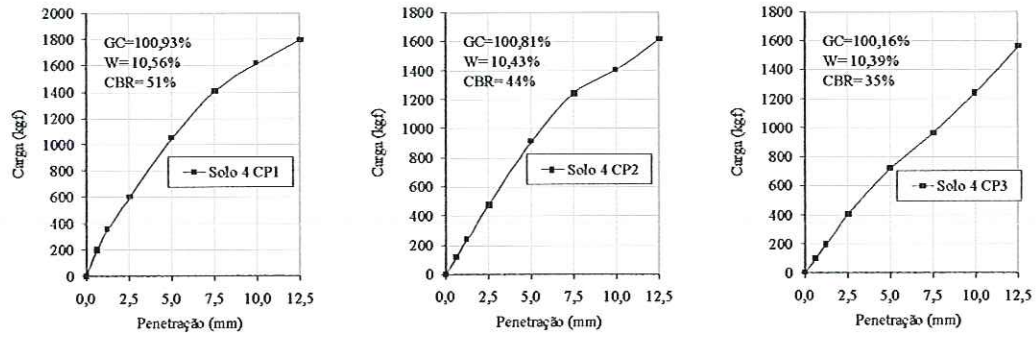


FIGURA A.24 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo compactado por 4 dias para o solo 4

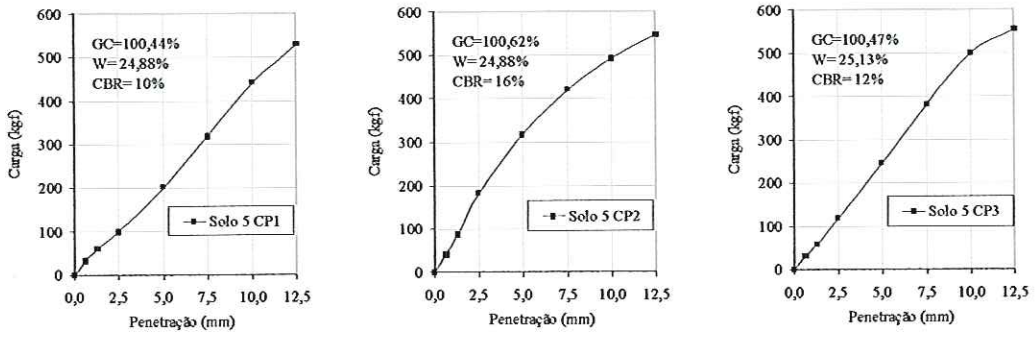


FIGURA A.25 - Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 5

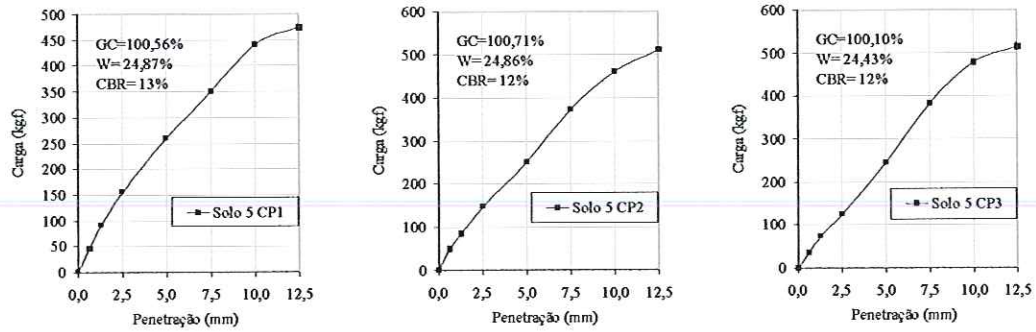


FIGURA A.26 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 5

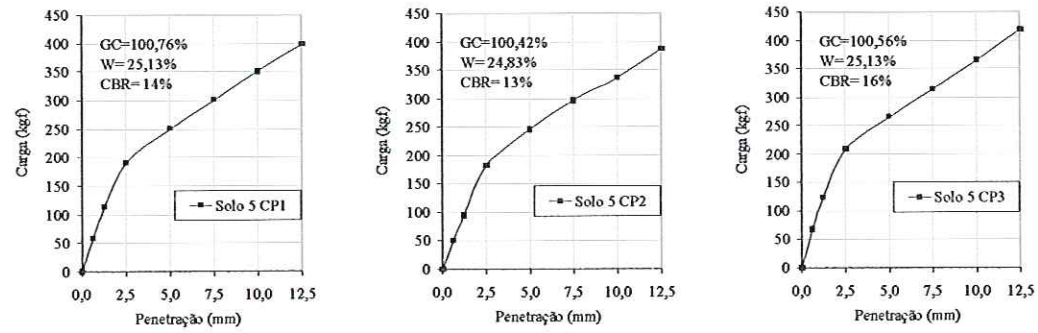


FIGURA A.27 - Resultados do CBR com 4 dias de imersão para o solo 5

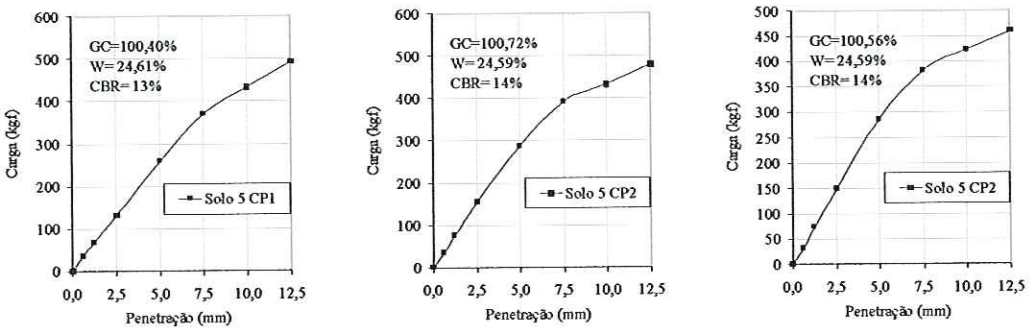


FIGURA A.28 - Resultados do CBR com 8 dias de imersão para o solo 5

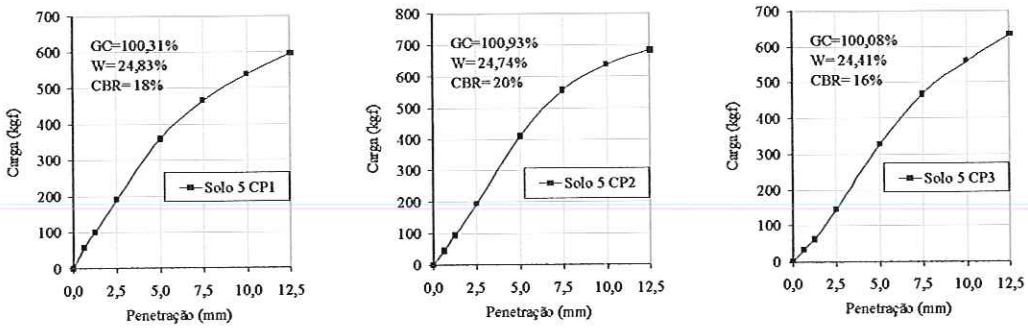


FIGURA A.29 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para o solo 5

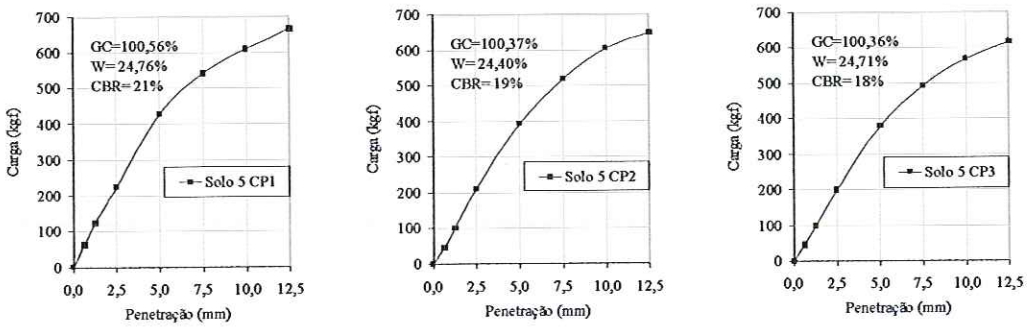


FIGURA A.30 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo no cilindro por 4 dias para o solo 5

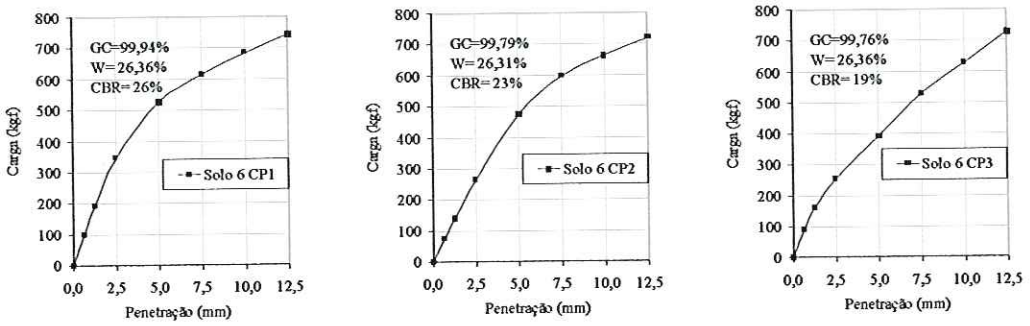


FIGURA A.31 - Resultados do CBR com rompimento imediato para o solo 6

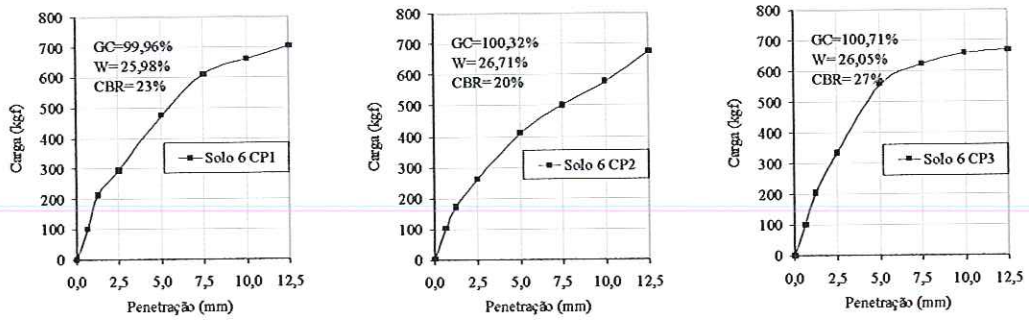


FIGURA A.32 - Resultados do CBR com metade da umidade de estabilização para o solo 6

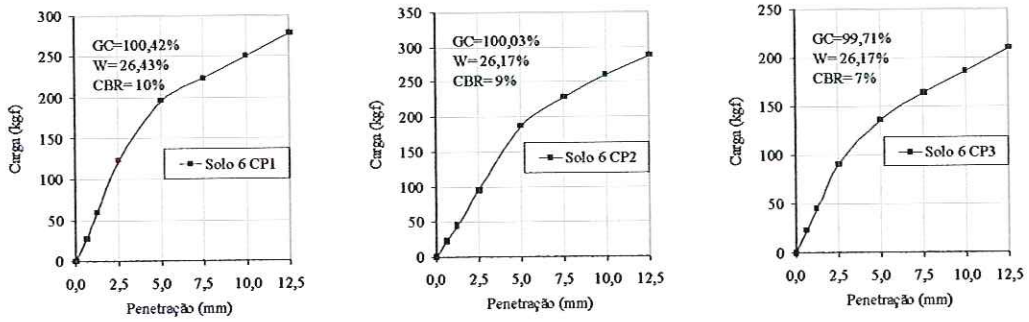


FIGURA A.33 - Resultados do CBR com 4 dias de imersão para o solo 6

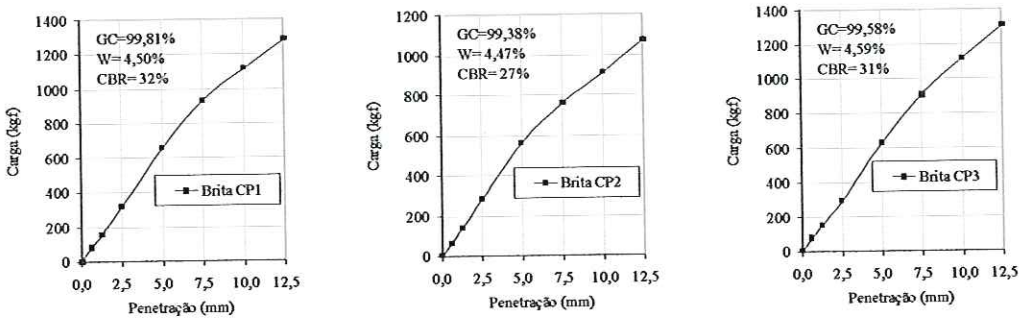


FIGURA A.37 - Resultados do CBR com 8 dias de imersão para a brita estabilizada granulometricamente

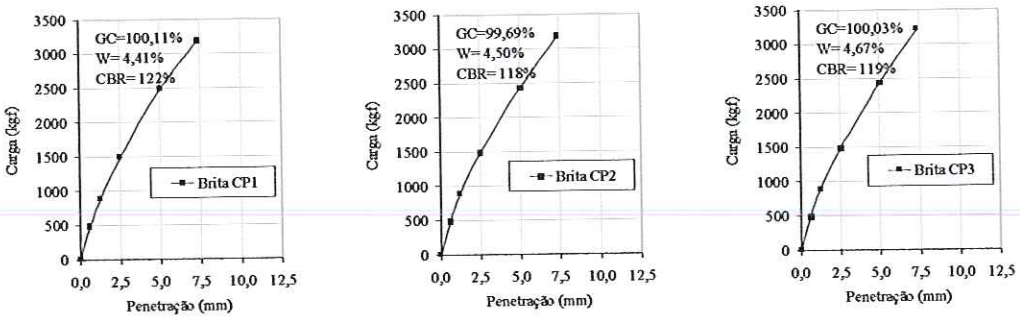


FIGURA A.38 - Resultados do CBR com envelhecimento do solo solto por 4 dias para a brita estabilizada granulometricamente

- ANEXO B -

Aplicação do Método de Grubbs para detecção de *outliers*

Identificação de *outliers* - *valores médios de CBR*

Solo: 1											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	35	40	37	37	2,517	1,000	1,000	1,150	40	35	37
Com imersão (%)	18	31	20	23	7,000	1,143	0,714	1,150	31	18	23
C/ imersão (8 dias) (%)	15	17	17	16	1,155	0,577	1,155	1,150	17	15	17
Envelhecimento (S) (%)	44	45	39	43	3,215	0,726	1,141	1,150	45	39	42
Envelhecimento © (%)	45	46	45	45	0,577	1,155	0,577	1,150	46	45	45
Meia umidade (%)	38	37	36	37	1,000	1,000	1,000	1,150	38	36	37

Solo: 2											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	28	28	30	29	1,155	1,155	0,577	1,150	30	28	28
Com imersão (%)	25	28	35	29	5,132	1,155	0,844	1,150	35	25	27
C/ imersão (8 dias) (%)	20	21	20	20	0,577	0,000	0,000	1,150	21	20	20
Envelhecimento (S) (%)	33	32	37	34	2,646	1,134	0,756	1,150	37	32	34
Envelhecimento © (%)	40	37	41	39	2,082	0,801	1,121	1,150	41	37	41
Meia umidade (%)	26	32	25	28	3,786	1,145	0,704	1,150	32	25	28

Solo: 3											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	38	41	46	42	4,041	1,072	0,907	1,150	46	38	41
Com imersão (%)	38	41	38	39	1,732	0,000	0,000	1,150	41	38	39
C/ imersão (8 dias) (%)	42	43	45	43	1,528	1,091	0,873	1,150	45	42	43
Envelhecimento (S) (%)	40	40	40	40	0,000	1,000	1,000	1,150	40	40	51
Envelhecimento © (%)	40	43	45	43	2,517	0,927	1,060	1,150	45	40	57
Meia umidade (%)	38	40	47	42	4,726	1,129	0,776	1,150	47	38	42

Solo: 4											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	32	29	32	31	1,732	0,577	1,155	1,150	32	29	32
Com imersão (%)	31	30	31	31	0,577	0,577	1,155	1,150	31	30	31
C/ imersão (8 dias) (%)	29	35	40	35	5,508	0,968	1,029	1,150	40	29	35
Envelhecimento (S) (%)	45	41	35	40	5,033	0,927	1,060	1,150	45	35	40
Envelhecimento © (%)	51	44	35	43	8,021	0,956	1,039	1,150	51	35	43
Meia umidade (%)	31	28	25	28	3,000	1,000	1,000	1,150	31	25	28

Solo: 5											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	10	16	12	13	3,055	0,000	0,000	1,150	16	10	13
Com imersão (%)	14	13	16	14	1,528	1,091	0,873	1,150	16	13	14
C/ imersão (8 dias) (%)	13	14	14	14	0,577	0,577	1,155	1,150	14	13	14
Envelhecimento (S) (%)	18	20	16	18	2,000	1,000	1,000	1,150	20	16	18
Envelhecimento © (%)	21	19	18	19	1,528	1,091	0,873	1,150	21	18	19
Meia umidade (%)	13	12	12	12	0,577	1,155	0,577	1,150	13	12	12

Solo: 6											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	26	23	19	23	3,512	0,000	0,000	1,150	26	19	23
Com imersão (%)	10	9	7	9	1,528	0,873	1,091	1,150	10	7	9
C/ imersão (8 dias) (%)	11	10	8	10	1,528	0,873	1,091	1,150	11	8	10
Envelhecimento (S) (%)	29	31	29	30	1,155	1,155	0,577	1,150	31	29	29
Envelhecimento © (%)	27	29	29	28	1,155	0,577	1,155	1,150	29	27	29
Meia umidade (%)	23	20	27	23	3,512	1,044	0,949	1,150	27	20	23

Brita											
Corpo-de-prova	1	2	3	média	desvio padrão	GMAIOR	GMENOR	GCRÍTICO(95%)	YMÁXIMO	YMÍNIMO	Média adotada
Sem imersão (%)	118	118	118	118	0,000	0,000	0,000	1,15	118	118	118
Com imersão (%)	66	66	66	66	0,000	0,000	0,000	1,15	66	66	66
C/ imersão (8 dias) (%)	32	27	31	30	2,646	0,756	1,134	1,15	32	27	30
Envelhecimento (S) (%)	122	118	119	120	2,082	1,121	0,801	1,15	122	118	29
Envelhecimento © (%)	118	122	120	120	2,000	1,000	1,000	1,15	122	118	29
Meia umidade (%)	68	72	70	70	2,000	1,000	1,000	1,15	72	68	70

- ANEXO C -

Análise de Variância

Experimento Fatorial Completo

Fatores		níveis
A	umidade	4
B	classificação	3
C	laterização	2

experimento fatorial completo = 4 * 3 * 2 = 24 condições experimentais

CBR(%)

cond. exp.	umidade (4 níveis) A	classificação (3 níveis) B	laterização (2 níveis) C	Y1	Y2	Y3	Totais parciais T(c)	$\overline{Y}_{(c)}$ = T(c) / r
1	0	0	0	28	28	30	86	28,667
2	1	0	0	26	32	35	93	31,000
3	2	0	0	25	28	35	88	29,333
4	3	0	0	20	21	20	61	20,333
5	0	1	0	32	29	32	93	31,000
6	1	1	0	31	28	25	84	28,000
7	2	1	0	31	30	31	92	30,667
8	3	1	0	29	35	40	104	34,667
9	0	2	0	26	23	19	68	22,667
10	1	2	0	23	20	27	70	23,333
11	2	2	0	10	9	7	26	8,667
12	3	2	0	11	10	8	29	9,667
13	0	0	1	35	40	37	112	37,333
14	1	0	1	38	37	36	111	37,000
15	2	0	1	18	31	20	69	23,000
16	3	0	1	15	17	17	49	16,333
17	0	1	1	38	41	46	125	41,667
18	1	1	1	38	40	47	125	41,667
19	2	1	1	38	41	38	117	39,000
20	3	1	1	42	43	45	130	43,333
21	0	2	1	10	16	12	38	12,667
22	1	2	1	13	12	12	37	12,333
23	2	2	1	14	13	16	43	14,333
24	3	2	1	13	14	14	41	13,667
							TOTAL = 1,89E+03	630,333

$\overline{Y}$ = 26,26388889

	A_0	A_1	A_2	A_3	
B_0	198	204	157	110	669
B_1	218	209	209	234	870
B_2	106	107	69	70	352

	níveis	
A	0	sem imersão
umidadde asf.	1	metade da umidade de estabilização
	2	após 4 dias de imersão
	3	após 8 dias de imersão

B	0	A2-6
classificação HRB	1	A2-4
	2	A7-5

C	0	não-lateríticos
laterização	1	lateríticos

	A_0	A_1	A_2	A_3	
C_0	247	247	206	194	894
C_1	275	273	229	220	997
	5,22E+02	5,20E+02	4,35E+02	4,14E+02	1,89E+03

	B_0	B_1	B_2	
C_0	328	373	193	894
C_1	341	497	159	997
	669	8,70E+02	3,52E+02	1,89E+03

SQ A e B =	6927,8194	SQ A e C =	677,76389	SQ B e C =	6379,403
SQ A =	5,30E+02	SQ A =	5,30E+02	SQ B =	5683,528
SQ B =	5683,5278	SQ C =	147,34722	SQ C =	147,3472
SQ AB =	7,15E+02	SQ AC =	7,08E-01	SQ BC =	548,5278