

FLAVIO ALESSANDRO CRISPIM

INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS DE COMPACTAÇÃO NA ESTRUTURA DOS
SOLOS: CARACTERIZAÇÕES GEOTÉCNICA, QUÍMICA, MINERALÓGICA E
MICROESTRUTURAL

Tese apresentada à Universidade
Federal de Viçosa, como parte das
exigências do Programa de Pós-
Graduação em Engenharia Civil, para
obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2010

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

C932i
2010

Crispim, Flavio Alessandro, 1981-
Influência de variáveis de compactação na estrutura dos
solos: caracterizações geotécnica, química, mineralógica e
microestrutural / Flavio Alessandro Crispim. – Viçosa, MG,
2010.

xviii, 125f. : il. (algumas col.) ; 29cm.

Inclui anexo.

Orientador: Dario Cardoso de Lima.

Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.

Referências bibliográficas: f. 114-121.

1. Solos - Compactação. 2. Solos - Testes. 3. Deformações
e tensões. 4. Estrutura do solo. 5. Mineralogia do solo.
6. Barragens de terra. 7. Pavimentos. I. Universidade
Federal de Viçosa. II. Título.

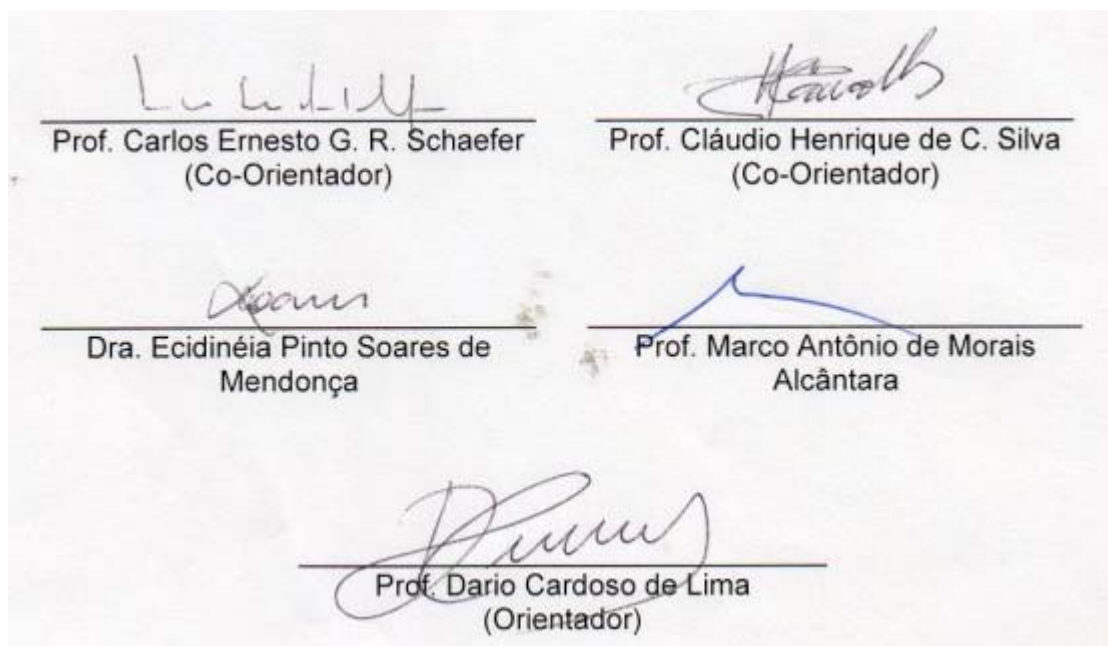
CDD 22. ed. 624.151363

FLAVIO ALESSANDRO CRISPIM

INFLUÊNCIA DE VARIÁVEIS DE COMPACTAÇÃO NA ESTRUTURA DOS SOLOS: CARACTERIZAÇÕES GEOTÉCNICA, QUÍMICA, MINERALÓGICA E MICROESTRUTURAL

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, para obtenção do título de *Doctor Scientiae*.

APROVADA: 09 de dezembro de 2010



Prof. Carlos Ernesto G. R. Schaefer
(Co-Orientador)

Prof. Cláudio Henrique de C. Silva
(Co-Orientador)

Dra. Ecidinéia Pinto Soares de
Mendonça

Prof. Marco Antônio de Moraes
Alcântara

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Orientador)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais Geraldo e Ermelinda, pelos incentivos e conselhos.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de realização dos Cursos de Graduação e Pós-Graduação em Engenharia Civil.

Aos Departamentos de Engenharia Civil (DEC) e de Solos (DPS) da UFV, pela disponibilização da infra-estrutura necessária à realização desta pesquisa.

À Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior (Capes), pela bolsa de estudo concedida durante a realização do presente trabalho.

Em especial aos professores Paulo Sérgio de A. Barbosa, pelo apoio e confiança depositada e ao professor Dario Cardoso de Lima, pela orientação, paciência e exemplo de profissionalismo.

Aos professores co-orientadores Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Carlos Ernesto G. R. Schaefer e Claudio H. de Carvalho Silva, pelas críticas e sugestões que muito contribuíram para a realização do presente trabalho.

A Rafaela Stehling, bolsista de iniciação científica, pela grande contribuição para a realização dos ensaios referentes ao presente trabalho.

Aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil, Julinho e Paulo Afonso, pela expressiva colaboração.

Aos amigos Danilo Rezende, Fernando Caneschi, Gisele Custódio, Gislane Mendes, Néia Soares, Thatiana Lelis, e em especial a Agnaldo, Diego, Diogo, Leonardo, Márcio, Gunther e Tiago.

Enfim, a todos não citados, que direta ou indiretamente contribuíram para realização deste trabalho.

BIOGRAFIA

FLAVIO ALESSANDRO CRISPIM, engenheiro civil, filho de Geraldo Leopoldo Crispim e Ermelinda Maria Crispim, é natural de Bom Repouso, Minas Gerais.

Em março de 1999, ingressou no curso de Engenharia Civil na Universidade Federal de Viçosa, em Viçosa, Minas Gerais, concluindo-o em julho de 2004.

Em março de 2005, ingressou no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, Área de Concentração em Geotecnia, ao nível de mestrado, concluindo-o em março 2007.

Em março de 2007, ingressou no Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, Área de Concentração em Geotecnia, ao nível de doutorado, concluindo-o em dezembro de 2010.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS	VII
LISTA DE TABELAS	XI
LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS	XIII
RESUMO	XV
ABSTRACT	XVII
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações gerais	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Escopo do trabalho	3
2. REVISÃO DE LITERATURA	6
2.1. Os solos	6
2.1.1. Origem	9
2.1.2. Textura e estrutura	12
2.1.3. Mineralogia	16
2.2. Solos compactados	18
2.2.1. Comportamento geotécnico dos solos compactados	20
2.2.2. Modelagem da curva de compactação	30
2.2.3. Tipos de compactação em laboratório	37
2.3. Anisotropia	40
2.4. Análises de deformabilidade	42
2.5. Micromorfologia	43
3. MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1. Solos	48

3.2.	Métodos.....	54
3.2.1.	Caracterizações geotécnica, química e mineralógica dos solos.....	56
3.2.2.	Estudos de compactação e de resistência mecânica.....	56
3.2.3.	Estudos micromorfológicos.....	61
3.2.4.	Estudos estatísticos.....	62
4.	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	64
4.1.	Resultado da caracterização dos solos.....	64
4.2.	Resultados dos ensaios para determinação da curva de compactação.....	68
4.3.	Análise micromorfológica.....	69
4.4.	Análise da influência do método de compactação na curva de compactação dos solos.....	78
4.5.	Resultado dos ensaios triaxiais.....	87
5.	CONCLUSÕES.....	110
6.	RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTUROS.....	113
7.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	114
	ANEXO I.....	122

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.	Figura esquemática da relação do solo com ambiente (Adaptada de CHESWORTH, 2008).....	8
Figura 2.	Perfil de alteração de solo típico constituído pela rocha sã, saprolito e solum (Adaptada de DNIT, 2006 e MITCHELL e SOGA, 2005).	10
Figura 3.	Representação do arranjo de partículas: a) interação entre placas de argila, b) interação entre partículas de silte ou areia, c) interação entre grupos de placas de argila, d) interação entre partículas de silte ou areia envoltos em argila e e) interação entre partículas pouco distinguível (COLLINS e MCGOWN, 1974, apud MITCHELL e SOGA, 2005).....	14
Figura 4.	Representação de aglomerados de partículas: a), b) e c) conectores, d) agregações irregulares conectadas por aglomerados, e) agregações irregulares em formato de colméia (<i>honeycomb</i>), f) agregações irregulares interagindo com matriz de partículas, g) filamentos de partículas de argila entrelaçados, h) filamentos de partículas de argila entrelaçados com intrusões de silte, i) matriz argilosa, e j) matriz granular (COLLINS e MCGOWN, 1974, apud MITCHELL e SOGA, 2005).....	15
Figura 5.	Representação esquemática dos processos de formação da hematita e goethita (SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989).	18
Figura 6.	Aspecto da curva de compactação de um solo.....	19
Figura 7.	Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo, empregando-se diferentes energias de compactação (Adaptada de DNIT, 2006).	20
Figura 8.	Comportamento tensão-deformação de uma areia nos estados denso e fofo.	22

Figura 9.	Influência do tipo de compactação na fábrica dos solos compactados (Adaptada de MARANHA DAS NEVES, 1971).....	26
Figura 10.	Tendência de variação da resistência em função de w e $e\gamma_d$, em ensaio triaxial não drenado (UU) (PINTO, 2000).	27
Figura 11.	Tendência de variação da deformabilidade em função de w e γ_d , em ensaio triaxial não drenado (UU) (PINTO, 2000).	28
Figura 12.	Curvas tensão-deformação, em ensaio triaxial UU saturado, de duas amostras compactadas com mesmo γ_d nos ramos seco e úmido (Adaptado de Rico e Del Castillo, 1992).	29
Figura 13.	Tendência de variação da resistência em termos de tensões efetivas em função do teor de umidade e do peso específico seco, (ensaio CIU ou CID) (PINTO, 2000).	30
Figura 14.	Curvas de compactação típicas dos solos de Ohio (Adaptada de ODOT, 1998).	31
Figura 15.	Família de curvas de compactação típicas, gerada a partir de dados de Li e Segó (2000).	35
Figura 16.	Trajatória de tensões, em ensaio triaxial, para corpos-de-prova orientados em diferentes direções de uma argila com fábrica anisotrópica (Adaptada de MITCHELL e SOGA, 2005).	41
Figura 17.	Definição dos módulos de deformabilidade do solo (Adaptado de DAS, 1997).	42
Figura 18.	Exemplo de fotomicrografia de um Latossolo Roxo, com aumento de 50 vezes (MALTONI, 1994).	46
Figura 19.	Perfil esquemático dos solos estudados.	49
Figura 20.	Perfis de coleta das amostras de solo.	52
Figura 21.	Locais de coleta dos Solos 1, 2 e 3 (Adaptado de GOOGLE, 2009).	53
Figura 22.	Locais de coleta dos Solos 4 e 5 (Adaptado de GOOGLE, 2009).	53
Figura 23.	Fluxograma dos ensaios realizados para cada solo.	55
Figura 24.	Compactação dinâmica e estática no cilindro Proctor.	57
Figura 25.	Esquema para a compactação dos corpos-de-prova submetidos aos ensaios de RCNC.	58
Figura 26.	Esquema da aparelhagem utilizada nos ensaios triaxiais.	59
Figura 27.	Figura esquemática indicando a posição de moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais, a partir de corpos-de-prova compactados no cilindro Proctor.	60
Figura 28.	Croqui esquemático indicando a região de retirada das lâminas a serem analisadas.	61
Figura 29.	Critério de comparação entre envoltórias.	63
Figura 30.	Curvas granulométricas dos solos estudados.	65

Figura 31. Difractogramas de Raios-X da fração argila dos solos estudados.	67
Figura 32. Curvas de compactação dos solos estudados.	69
Figura 33. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 1 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).	71
Figura 34. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 2 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).	73
Figura 35. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 3 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).	74
Figura 36. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 4 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).	76
Figura 37. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 5 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).	77
Figura 38. Curvas de compactação e resistências à compressão não confinada para os Solos 1 e 2 (CRISPIM, 2007).	78
Figura 39. Diferenças relativas entre médias obtidas, nas modalidades de compactação estática e dinâmica, para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 1 e 2, tomando a modalidade dinâmica com referência.	80
Figura 40. Curvas de compactação e resistências à compressão não confinada para os Solos 3, 4 e 5.	83
Figura 41. Diferenças relativas entre médias obtidas, nas modalidades de compactação estática e dinâmica, para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 3, 4 e 5, tomando a modalidade dinâmica com referência.	85
Figura 42. Envoltórias de ruptura obtidas para Solo 1.	89
Figura 43. Envoltórias de ruptura obtidas para Solo 2.	90
Figura 44. Envoltórias de ruptura obtidas para Solo 3.	91
Figura 45. Envoltórias de ruptura obtidas para Solo 4.	92
Figura 46. Envoltórias de ruptura obtidas para Solo 5.	93
Figura 47. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 1, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot}	97

Figura 48. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 1, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	98
Figura 49. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 2, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot}	99
Figura 50. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 2, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	100
Figura 51. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 3, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot}	101
Figura 52. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 3, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	102
Figura 53. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 4, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot}	103
Figura 54. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 4, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	104
Figura 55. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 5, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot}	105
Figura 56. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 5, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	106

LISTA DE TABELAS

Tabela 1.	Decomposição de rochas (Adaptada de DNIT, 2006)	11
Tabela 2.	Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos (ABNT, 1995)	12
Tabela 3.	Relação entre cor do solo e óxidos de ferro (RESENDE et al, 1992)	17
Tabela 4.	Terminologia sugerida por Terzaghi para a classificação de areias, segundo a compactação (QUEIROZ DE CARVALHO, 1997)	21
Tabela 5.	Alguns modelos para a estimativa de parâmetros ótimos de compactação (NAJJAR et al, 1996).....	33
Tabela 6.	Características inerentes a cada energia de compactação, segundo a NBR 7182/86 (ABNT, 1986)	38
Tabela 7.	Testes utilizados e hipóteses avaliadas.	62
Tabela 8.	Caracterização geotécnica dos solos estudados.....	64
Tabela 9.	Características químicas dos solos estudados.....	66
Tabela 10.	Parâmetros ótimos de compactação e w e γ_d utilizados na moldagem dos corpos-de-prova	68
Tabela 11.	Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 1 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica (CRISPIM, 2007)	79
Tabela 12.	Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 2 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica (CRISPIM, 2007)	79

Tabela 13.	Resultados da análise de variância aplicada aos resultados obtidos para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 1 e 2, empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica	80
Tabela 14.	Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 3 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.....	84
Tabela 15.	Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 4 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.....	84
Tabela 16.	Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 5 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.....	84
Tabela 17.	Resultados da análise estatística (teste t) aplicada aos resultados obtidos para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 3, 4 e 5, empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.....	85
Tabela 18.	Síntese dos resultados encontrados, para γ_d e RCNC, no teor de umidade ótimo	87
Tabela 19.	Resultados para c' e ϕ' obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados para os Solos de 1 a 5, empregando as modalidades de compactação estática e dinâmica.	94
Tabela 20.	Resultado de teste estatístico de identidade de modelos, avaliando a hipótese de igualdade entre as envoltórias referentes às inclinações de 0°, 45° e 90°, obtidas nos ensaios triaxiais.....	94
Tabela 21.	Resultado de teste estatístico de identidade de modelos, avaliando a hipótese de igualdade entre cada envoltória estática e a respectiva envoltória dinâmica, obtidas nos ensaios triaxiais, nas inclinações de 0°, 45° e 90°	95
Tabela 22.	Influência da modalidade de compactação e da anisotropia na resistência ao cisalhamento dos solos estudados.....	96
Tabela 23.	Coefficientes de inclinação de linhas de tendência obtidas a partir dos módulos mostrados nas Figuras 47 a 56.....	107
Tabela 24.	Resumo da análise comparativa entre os módulos obtidos com a modalidade de compactação estática e dinâmica para os solos estudados.....	108
Tabela A1.	Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade $w_{ot} - 3\%$	123
Tabela A2.	Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade w_{ot}	124
Tabela A3.	Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$	125

LISTA DE ABREVIATURAS E SÍMBOLOS

$\gamma_{d \max}$	Peso específico aparente seco máximo
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico dos sólidos
(x)	Média aritmética
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CR	Compacidade relativa
Ct	Caulinita
CV	Coefficiente de variação
D ₁₀	Diâmetro abaixo do qual estão 10%, em peso, das partículas do solo
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, atual DNIT
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
Fe (II)	Ferro livre em solução Fe ²⁺
Fe (III)	Ferro livre em solução Fe ³⁺
Gt	Goethita
Hm	Hematita
IP	Índice de plasticidade (IP = LL-LP)
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
MF	módulo de finura
Mi	Minerais micáceos
Qz	Quartzo

s	Desvio padrão
S_r	Grau de saturação
U	Coefficiente de uniformidade
w	Teor de umidade
w_{ot}	Teor de umidade ótimo

RESUMO

CRISPIM, Flavio Alessandro, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2010. **Influência de variáveis de compactação na estrutura dos solos: caracterizações geotécnica, química, mineralógica e microestrutural**. Orientador: Dario Cardoso de Lima. Co-orientadores: Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer e Claudio Henrique de Carvalho Silva.

Nesta pesquisa abordou-se o efeito dos métodos de laboratório de compactação estática e dinâmica em parâmetros de compactação e de resistência mecânica de três solos residuais de gnaiss (dois solos residuais jovens e um maduro) e dois solos residuais de granito (um jovem e um maduro) do Estado de Minas Gerais, Brasil. Amostras deformadas foram coletadas nos solos em estudo e o programa de ensaios de laboratório abrangeu os seguintes aspectos: (i) caracterizações geotécnica, química e mineralógica dos solos; (ii) métodos estático e dinâmico de compactação em laboratório, na energia de compactação Proctor normal; (iii) ensaios realizados nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$, w_{ot} e $w_{ot} + 2\%$; (iv) ensaios de resistência mecânica, englobando compressão não confinada e triaxial; (v) estudos de anisotropia, considerando-se resistência mecânica e deformabilidade (módulos de elasticidade secante e tangente inicial); (vi) estudos de micromorfologia, com a análise de lâminas extraídas no plano vertical de corpos-de-prova compactados dos solos em estudo, para a avaliação da ocorrência de mudanças estruturais nos solos; (vii) análises estatísticas envolvendo testes de médias e identidade de modelos. Para fins práticos de engenharia, pode-se concluir que: (i) no que se refere aos

parâmetros de compactação, em termos do teor de umidade ótimo, os resultados obtidos para os parâmetros peso específico seco e resistência à compressão não confinada dos solos estruturados (Solos 1, 3 e 4) foram maiores quando compactados estaticamente; para os solos tipicamente arenosos (Solos 2 e 5), ocorreu comportamento inverso; (ii) quanto à anisotropia dos parâmetros de resistência mecânica dos solos estudados, verificou-se que houve influência sobre o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e sobre o intercepto coesivo efetivo (c') na modalidade de compactação estática, e apenas no intercepto coesivo na modalidade de compactação dinâmica, independente do tipo de solo; por outro lado, em termos dos parâmetros ótimos de compactação, observou-se a ocorrência de resistências mecânicas maiores na compactação dinâmica; (iii) no que se refere à deformabilidade, em termos dos parâmetros ótimos de compactação, três dos solos estudados (Solos 2, 3 e 4) se mostraram mais deformáveis (módulos menores) nas inclinações de 0° e 90° , quando compactados estaticamente, não apresentando diferenças significativas na inclinação de 45° ; os demais solos se mostraram mais deformáveis, nas inclinações de 0° e 45° , quando compactados dinamicamente; (iv) a incorporação da análise micromorfológica e mineralógica forneceu elementos para a análise dos mecanismos de estruturação dos solos. As análises micromorfológicas possibilitaram identificar a ocorrência de fissuras causadas pelo método de compactação dinâmico, bem como de pedofeições e agregações dos solos e o grau de destruição das mesmas causado por cada modalidade de compactação, por outro lado, as análises mineralógicas permitiram a interpretação do comportamento mecânico dos solos face às variações do teor de umidade e de modalidades de compactação.

ABSTRACT

CRISPIM, Flavio Alessandro, D. Sc., Universidade Federal de Viçosa, December, 2010. **Influence of laboratory compaction variables in soils structure: geotechnical, chemical, mineralogical and microstructural characterizations**. Advisor: Dario Cardoso de Lima. Co-advisors: Carlos Alexandre Braz de Carvalho, Carlos Ernesto Gonçalves Reynaud Schaefer and Claudio Henrique de Carvalho Silva.

This research addressed the effect of laboratory methods of static and dynamic compaction on compaction parameters, mechanical strength and compressibility of three gneiss residual soils (two young and one mature soils) and two granite residual soils (one young and one mature soils) from the Minas Gerais State, Brazil. Disturbed soils samples were collected, and the laboratory testing program encompassed the following aspects: (I) geotechnical, chemical and mineralogical soils characterization; (ii) laboratory methods of static and dynamic compaction performed at the Standard Proctor compaction effort; (iii) compaction tests performed at $w_{ot}-3\%$, w_{ot} and $w_{ot} + 2\%$ moisture contents; (iv) mechanical strength tests; (v) anisotropy and compressibility parameters studies (secant and initial tangent elasticity modules); (v) micromorphology studies performed in thin sections from the vertical plane of soils specimens, in order to evaluate the influence of compaction modes in soils structures; (vi) statistical analysis including mean tests and models identity. For practical engineering purposes, conclusions were as follows: (i) with regard to the compaction parameters, at soils optimum moisture content the specific dry weight and unconfined compression strength of structured soils specimens

(soils 1, 3 and 4) statically compacted were greater than of dynamically compacted, as well as reversed behavior was observed in the sandy soils (soils 2 and 5); (ii) regarding the effect of anisotropy in the mechanical strength parameters, in the static compaction it was observed influence on the effective friction angle (ϕ') and on the effective cohesion intercept (c'), and in the dynamic compaction it was noticed influence only on the effective cohesive intercept, independent of soil type; (iii) regarding the compressibility behavior and in terms of optimum compaction parameters, the soils 2, 3 e 4 statically compacted were more deformable (smaller modules) at 0° and 90° , not showing significant important differences at 45° ; when dynamically compacted the other soils were more deformable at 0° and 45° ; (iv) incorporation of micromorphological and mineralogical analysis was an important tool to analyze soils structure mechanisms. Micromorphological analysis allowed the identification of cracks caused by the dynamic compression mode, as well as pedoforms, aggregations and the degree of destruction of them caused by each compression mode; on the other hand, mineralogical analysis helped the interpretation of the mechanical behavior of soils regarding the tested water content and compaction procedures.

1. INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

A compactação é um processo de melhoramento de solos utilizado desde tempos remotos, no entanto, somente a partir das primeiras décadas do século XX, é que se desenvolveram os primeiros estudos e se iniciou a padronização da técnica. Em 1929 O. J. Porter, do Departamento Rodoviário da Califórnia, desenvolveu as investigações básicas de laboratório para a aplicação na construção de pavimentos rodoviários e em 1933, Ralph R. Proctor, também nos Estados Unidos da América, publicou suas observações sobre a compactação de aterros trazendo importante contribuição para o desenvolvimento da técnica de compactação de solos, mostrando que o peso específico aparente seco é função do teor de umidade do solo, dada uma energia de compactação.

Em laboratórios geotécnicos, são utilizados vários métodos de compactação, procurando se aproximar das condições encontradas em campo e buscando reduzir o tempo de compactação de corpos-de-prova, sendo o ensaio de compactação mais comum o desenvolvido por Proctor, que no Brasil foi normatizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT, 1986) e pelo Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes - DNIT (DNER, 1994).

Nos processos utilizados para a compactação em laboratório, podem variar a modalidade de compactação (dinâmica, estática, por pisoteamento, por vibração); as energias aplicadas ao solo (Proctor normal, intermediária, modificada) e as dimensões dos cilindros de compactação. A avaliação da influência de diferentes métodos e de parâmetros de compactação na curva de compactação e, conseqüentemente, no comportamento mecânico dos solos abrange, então, um grau elevado de dificuldade. Visando esclarecer aspectos sobre o comportamento de solos compactados, o presente trabalho, abordou a influência de procedimentos de compactação em laboratório na estrutura dos solos, envolvendo estudos de resistência mecânica e introduzindo estudos micromorfológicos.

1.2. OBJETIVOS

Nesta pesquisa abordou-se o efeito dos métodos de laboratório de compactação estática e dinâmica em parâmetros de compactação e de resistência mecânica de cinco solos do Estado de Minas Gerais, Brasil, sendo três residuais de gnaiss e dois residuais de granito. Amostras deformadas foram coletadas em dois solos geotecnicamente classificados como maduros (horizonte B) e em três solos classificados como jovens (horizonte C), com um direcionamento para a construção de aterros. Os objetivos específicos deste trabalho foram, como segue:

- caracterizações geotécnica, química e mineralógica dos solos;
- estudo da influência dos métodos de compactação nos parâmetros de compactação e de resistência mecânica dos solos, com a abordagem de: (i) métodos estático e dinâmico de compactação de laboratório; (ii) diferentes teores de umidade de compactação; (iii) ensaios de resistência mecânica; (iv) anisotropia e parâmetros de deformabilidade (módulos de elasticidade tangente inicial e secante);

- análises estruturais dos solos compactados, em escala micromorfológica, que pudessem subsidiar a análise dos resultados obtidos nos ensaios de compactação e de resistência mecânica; e
- estudos estatísticos aplicados aos resultados de compactação e de resistência mecânica, englobando testes de hipóteses e análise de variância.

Este trabalho teve como objetivo dar continuidade aos estudos de estruturação dos solos para fins de aplicações geotécnicas nos Departamentos de Engenharia Civil e Solos da Universidade Federal de Viçosa e apresentou como inovação o estudo da curva de compactação de laboratório sob a ótica da resistência mecânica, da deformabilidade, anisotropia e da micromorfologia.

1.3. ESCOPO DO TRABALHO

O presente trabalho envolveu a realização de ensaios envolvendo cinco solos contrastantes em termos genéticos e granulométricos, sendo escolhidos solos residuais de gnaise e granito, rochas de grande ocorrência no Brasil, bem como foram solos residuais maduros e jovens, perfazendo em termos granulométricos desde solos com alto teor de argila até solos com alto teor de areia.

Os ensaios realizados são os que seguem:

- a caracterização geotécnica dos solos, química e mineralógicas dos solos;
- foram empregadas as modalidades de compactação estática e dinâmica, duas das modalidades de compactação mais utilizadas em laboratórios geotécnicos, tomando-se como padrão comparativo a modalidade dinâmica, bem como foi utilizada a energia de compactação do ensaio Proctor normal considerando que o trabalho direciona-se a parâmetros de compactação de aterros;

- buscando abranger os principais aspectos relacionados à curva de compactação, empregou-se três teores de umidade: $w_{ot} - 3\%$ (ramo seco da curva), w_{ot} (teor de umidade ótimo) e $w_{ot} + 2\%$ (ramo úmido da curva);
- os de estudos quanto à resistência envolveram ensaios de resistência à compressão não confinada (RCNC) e a ensaios triaxiais, considerando, nestes últimos, aspectos de anisotropia e deformabilidade. Para os estudos quanto à anisotropia foram moldados corpo-de-prova inclinados de 0° , 45° e 90° , em relação à vertical e quanto à deformabilidade utilizaram-se os módulos de elasticidade: módulo tangente inicial (E_0) e módulos secante a 25% e 50% da tensão de ruptura (E_{25} e E_{50} , respectivamente), extraídos das curvas tensão-deformação obtidas nos ensaio triaxiais; e
- foram incorporados ao estudo análises micromorfológicas dos solos compactados, a partir de seções finas (lâminas) extraídas da seção central dos corpos de prova.

Este trabalho está organizado em capítulos, como segue:

- o Capítulo 1 faz uma breve introdução ao trabalho e o Capítulo 2 envolve uma Revisão de Literatura, sendo discutido sucintamente aspectos relacionados aos solos em geral, como origem, textura, estrutura, mineralogia e anisotropia; e, especificamente, aos solos compactados abordando aspectos de resistência mecânica, de deformabilidade e da forma e modelagem da curva de compactação de solos coesivos e não coesivos. São abordados ainda aspectos do estudo micromorfológico de solos;
- no Capítulo 3, são descritas as características dos solos analisados, bem como os ensaios de laboratório realizados;
- o Capítulo 4 traz a apresentação e discussão dos resultados obtidos, estando dividido em subitens onde são analisadas: (i) a caracterização dos solos; (ii) a análise micromorfológica dos solos;

(iii) a análise da influência do método de compactação na curva de compactação dos solos; e (iv) a análise dos resultados dos ensaios triaxiais;

- o Capítulo 5 resume os resultados encontrados e o Capítulo 6 traz sugestões para trabalhos futuros.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1. OS SOLOS

O termo solo pode assumir diferentes conotações, dependendo do ponto de vista em que é analisado. Enquanto que, sob o ponto de vista da Engenharia Civil, o solo é entendido como toda a camada alterada acima da rocha-sã, a Ciência do Solo considera solo apenas a parte mais superficial do manto de alteração que cobre a superfície terrestre, ou seja, aquela que apresenta sinais de atividades animal, vegetal ou outras indicações da presença de atividade biológica. O material subjacente em que predominam propriedades mais relacionadas ao substrato rochoso ou ao material de origem não consolidado é denominado saprolito.

O solo pode ser definido como um sistema trifásico (fase sólida, líquida e gasosa), constituído por materiais minerais e orgânicos, que cobre a maior parte das extensões continentais do planeta. Em profundidade, apresenta seções aproximadamente paralelas - denominadas horizontes ou camadas - distintas do material de origem inicial em muitas propriedades e características físicas, químicas, mineralógicas, biológicas e morfológicas, em razão de estar submetido à influência de fatores genéticos e ambientais variados, englobando o próprio material de origem, a topografia, o clima e a ação de macro e microorganismos (EMBRAPA, 1999; CURTI et al, 1993).

Segundo este último autor, os principais horizontes do solo podem ser definidos como segue:

- O - camada superficial de constituição orgânica sobreposto a alguns solos minerais em condições de boa drenagem;
- H - horizonte de constituição orgânica sob condições de má drenagem;
- A - horizonte superficial mineral, caracterizado pela acumulação de matéria orgânica decomposta associada com a fração mineral;
- E - horizonte mineral mais claro que o horizonte B subjacente em razão da perda por eluviação de argila silicatada, óxidos de ferro e de alumínio ou matéria orgânica com resultante acúmulo de quartzo e outros minerais mais resistentes de tamanho areia ou silte;
- B - horizonte com acumulação de argila, matéria orgânica e oxihidróxidos de ferro alumínio;
- C - horizonte de material não consolidado relativamente pouco afetado por processos pedogenéticos e
- R - camada mineral consolidada, representada pela rocha inalterada.

Os principais processos formadores do solo são o intemperismo e a pedogênese. Segundo Teixeira et al (2000), tem-se que:

- o intemperismo é o conjunto de modificações físicas (desagregação), químicas (decomposição) e biológicas que atuam sobre as rochas. Os fatores que controlam a ação do intemperismo são o clima (temperatura e chuvas), o relevo, a fauna e a flora (que fornecem matéria orgânica para as reações químicas e remobilizam materiais), a rocha de origem (que apresenta resistência diferenciada às condições predominantes no ambiente) e o tempo de exposição da rocha; e

- a pedogenese ocorre quando as transformações causadas nas rochas tornam-se, sobretudo estruturais com importante reorganização e transferência dos minerais formadores do solo, principalmente, argilominerais e oxi-hidróxidos de ferro e alumínio. Desempenham papel importante neste caso a fauna e flora que modificam e movimentam enormes quantidades de material.

Portanto, o solo, é o produto do intemperismo, do remanejamento e da organização das camadas superficiais da crosta terrestre, sob a ação da atmosfera, hidrosfera, da biosfera e das trocas de energia envolvidas. A Figura 1 mostra, esquematicamente, a relação do solo com o ambiente, segundo Chesworth (2008).

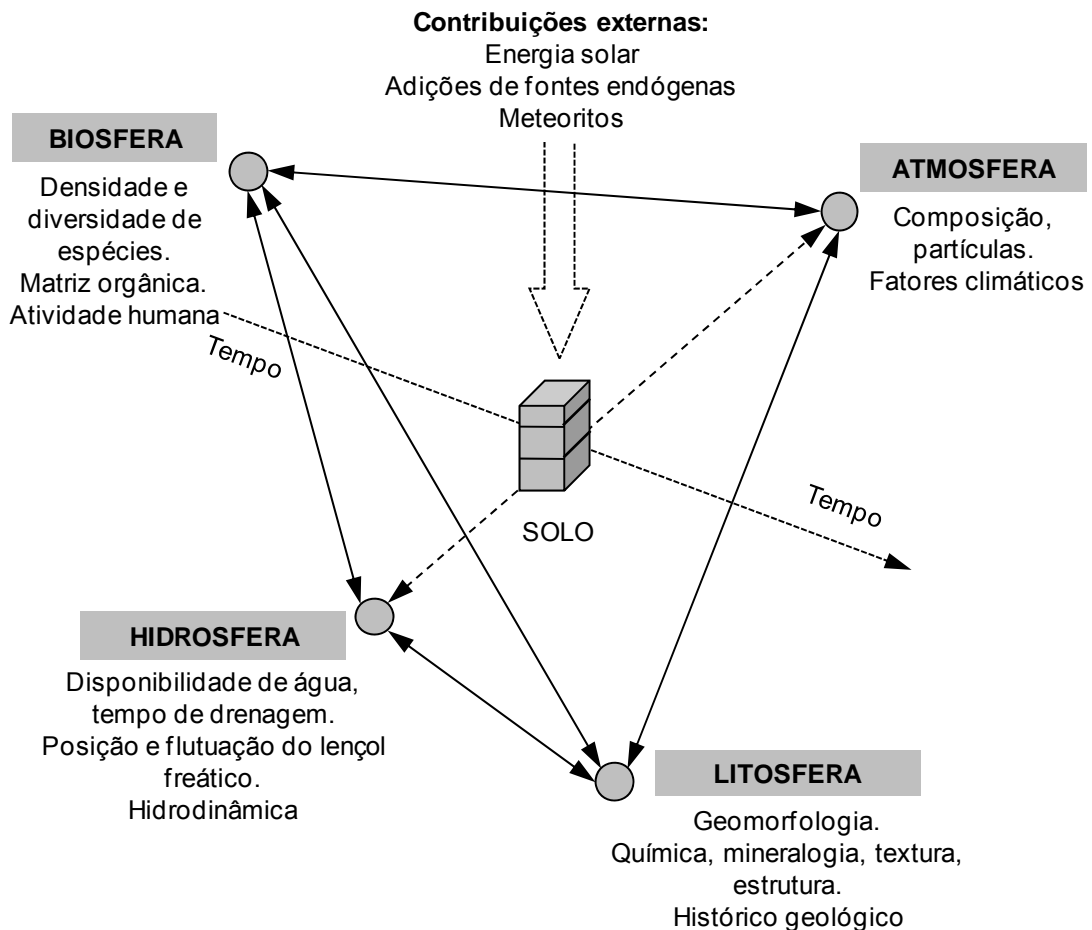


Figura 1. Figura esquemática da relação do solo com ambiente (Adaptada de CHESWORTH, 2008).

A seguir são feitas algumas considerações sobre a origem e constituição dos solos, com ênfase aos solos tropicais.

2.1.1. ORIGEM

Para fins geotécnicos, os solos, quanto a sua origem, podem ser agrupados em dois grandes grupos: solos residuais e solos transportados.

Os solos residuais são aqueles que permanecem no local onde se formaram, apresentando um perfil de alteração crescente, no qual, os materiais vão se tornando tanto mais diferentes do material de origem quanto mais afastados deste. O perfil é estruturado verticalmente a partir da rocha mãe formando o manto de alteração ou regolito como mostrado na Figura 2, que traz uma divisão quanto ao grau de intemperismo, dividindo o perfil em 6 camadas, segundo Michell e Soga (2005) e também uma divisão em 5 camadas, comumente utilizada em Engenharia Civil, baseada no Manual de Pavimentação do DNIT (DNIT, 2006).

O solo residual é um material que perdeu toda a estrutura original da rocha-mãe e pode ser subdividido em maduro e jovem, segundo o grau de decomposição dos minerais. O solo residual maduro corresponde à camada superficial do solo (excluída a camada orgânica) sujeito a efeitos pedogenéticos, podendo ser a grosso modo equivalente ao horizonte B pedológico e o solo residual jovem corresponde à camada resultante, basicamente, de intemperismo físico e químico com pouco ou nenhuma ação biológica, sendo aproximadamente, o horizonte C pedológico. É importante ressaltar que os termos maduro e jovem, se referem, como já dito, ao grau de intemperismo do solo não tendo relação direta com a idade geológica de cada camada, podendo-se dizer que, via de regra, o solo residual maduro é mais recente que o solo residual jovem.

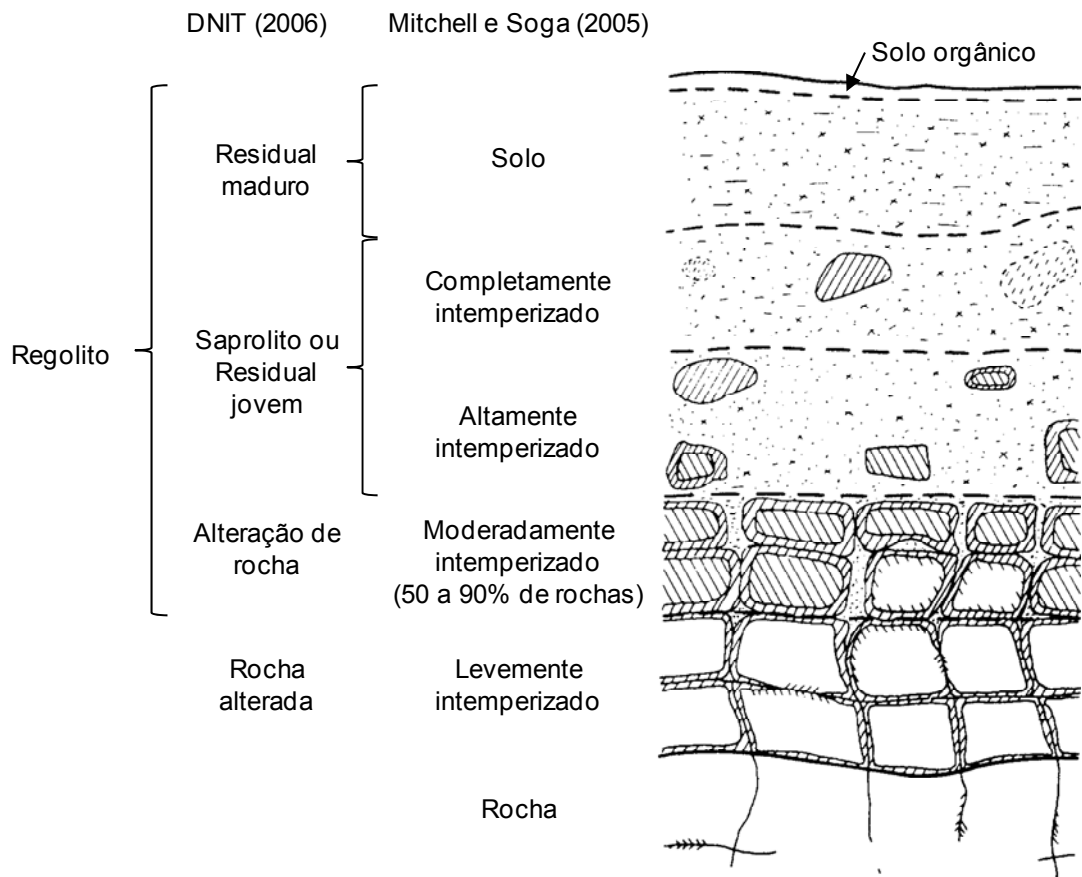


Figura 2. Perfil de alteração de solo típico constituído pela rocha sã, saprolito e solum (Adaptada de DNIT, 2006 e MITCHELL e SOGA, 2005).

Já o solo de alteração de rocha mostra alguns elementos da rocha-matriz, como linhas incipientes de estruturas ou minerais não decompostos, a camada de rocha alterada lembra a rocha no aspecto, preservando parte da sua estrutura e de seus minerais, porém, com resistência inferior e a rocha-sã é a própria rocha inalterada (DNIT, 2006).

A rocha de origem condiciona em grande parte as características dos solos residuais dela derivados, sendo interessante ter em mente algumas correlações entre ambos, como exemplificado pela Tabela 1.

Tabela 1. Decomposição de rochas (Adaptada de DNIT, 2006)

Tipo de rocha	Composição mineral	Tipo de solo
Basalto	Plagioclásio; piroxênios	Argiloso (pouca areia)
Quartzito	Quartzo	Arenoso
Filitos	Micas (sericita)	Argiloso
Granito	Quartzo, feldspato, mica	Areno-argiloso (micáceo)

Os solos transportados são aqueles que foram levados ao seu atual local por algum agente transportador, dos quais se destacam a água, a gravidade, o vento e as geleiras. Os solos transportados, geralmente, formam depósitos mais heterogêneos que os solos residuais, podendo exibir grandes variações laterais e verticais, em função da capacidade do agente transportador (DNIT, 2006).

Os solos resultantes do transporte por força das águas são chamados de solos aluvionares ou aluviões. São comuns nestes solos camadas de granulometria distinta devidas a diversas épocas de deposição. Os depósitos aluvionares podem aparecer em terraços, ao longo dos vales dos rios, ou na forma de depósitos mais extensos, constituindo as planícies de inundação (DNIT, 2006).

Os solos formados por transporte devido à gravidade são chamados de coluvionares. São formados pelo escorregamento, a partir elevações e encostas, de massas de materiais muito diversos, ficando depositados aos pés das elevações (DNIT, 2006).

O vento e o movimento de geleiras tem atuação restrita a algumas regiões. O transporte pelo vento dá origem a depósitos eólicos em que predominam partículas arredondadas devido ao intenso atrito entre as mesmas, estando seus efeitos restritos a áreas como desertos ou praias. As geleiras, por sua vez, ao se movimentar podem transportar materiais diversos, formando depósitos em que uma matriz fina (argila, silte, areia) pode envolver fragmentos rochosos dispersos (TEIXEIRA et al, 2000).

2.1.2. TEXTURA E ESTRUTURA

A ação do intemperismo sobre as rochas e solos resulta em partículas de vários tamanhos, composições e formas. Sob ação dos agentes intempéricos e pedogenéticos, os grãos maiores se intemperizam formando argila, que geralmente é mais estável, porém, minerais mais resistentes, como o quartzo, permanecem sob o tamanho areia. É comum dividir o solo em várias frações baseadas nas dimensões dos grãos como mostrado na Tabela 2, de acordo com a classificação da ABNT (1995).

Tabela 2. Limites das frações de solo pelo tamanho dos grãos (ABNT, 1995)

Fração	Limites (mm)
Matacão	1000 - 200
Pedra-de-mão	200 - 60
Pedregulho	60 - 2
Areia Grossa	2,00 - 0,60
Areia média	0,60 - 0,20
Areia fina	0,20 - 0,06
Silte	0,06 - 0,002
Argila	< 0,002

A textura do solo refere-se à distribuição granulométrica dos grãos areia, silte e argila e tem grande importância no estudo dos solos. À parte a influência do tipo de argilomineral no comportamento geotécnico dos solos, em geral, quanto maior a porcentagem da fração argila no solo, maiores são a plasticidade, o potencial de expansão ou contração, a compressibilidade e a coesão, sendo menores a condutividade hidráulica e o ângulo de atrito interno.

As partículas do solo, normalmente, encontram-se agrupadas formando unidades maiores suficientemente coerentes para se comportarem, também, como partículas, os agregados. Tomando isto como base pode-se definir dois elementos básicos na estruturação dos solos: fábrica e estrutura.

A fábrica dos solos é definida como a expressão física do arranjo das partículas sólidas do solo e os poros a ela associados. Já o termo estrutura se aplica aos efeitos combinados da fábrica, composição e forças interpartículas,

isto é, à combinação da fábrica com fatores que lhe conferem estabilidade (MITCHELL e SOGA, 2005).

Segundo Mitchell e Soga (2005) podem-se identificar três tipos elementares de fábrica, os quais são descritos a seguir:

- arranjo de partículas elementares - agrupamento de partículas elementares areia, silte, argila que interagem individualmente;
- aglomerado de partículas - agrupamento de partículas com contorno definido e com função mecânica específica. Consiste de uma ou mais formas de arranjo de partículas elementares; e
- poros - vazios da fábrica do solo preenchidos com fluidos e ou gases.

As Figuras 3 e 4 ilustram os tipos elementares descritos em várias associações possíveis, sendo suficientes para descrever na maior parte das vezes a fábrica dos solos.

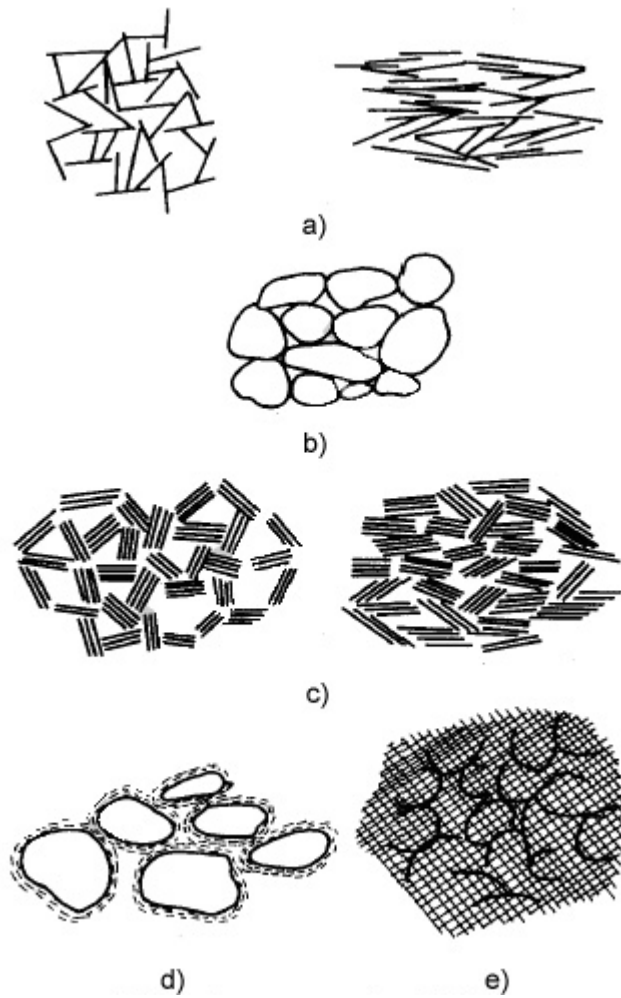


Figura 3. Representação do arranjo de partículas: a) interação entre placas de argila, b) interação entre partículas de silte ou areia, c) interação entre grupos de placas de argila, d) interação entre partículas de silte ou areia envolvidos em argila e e) interação entre partículas pouco distinguível (COLLINS e MCGOWN, 1974, apud MITCHELL e SOGA, 2005)

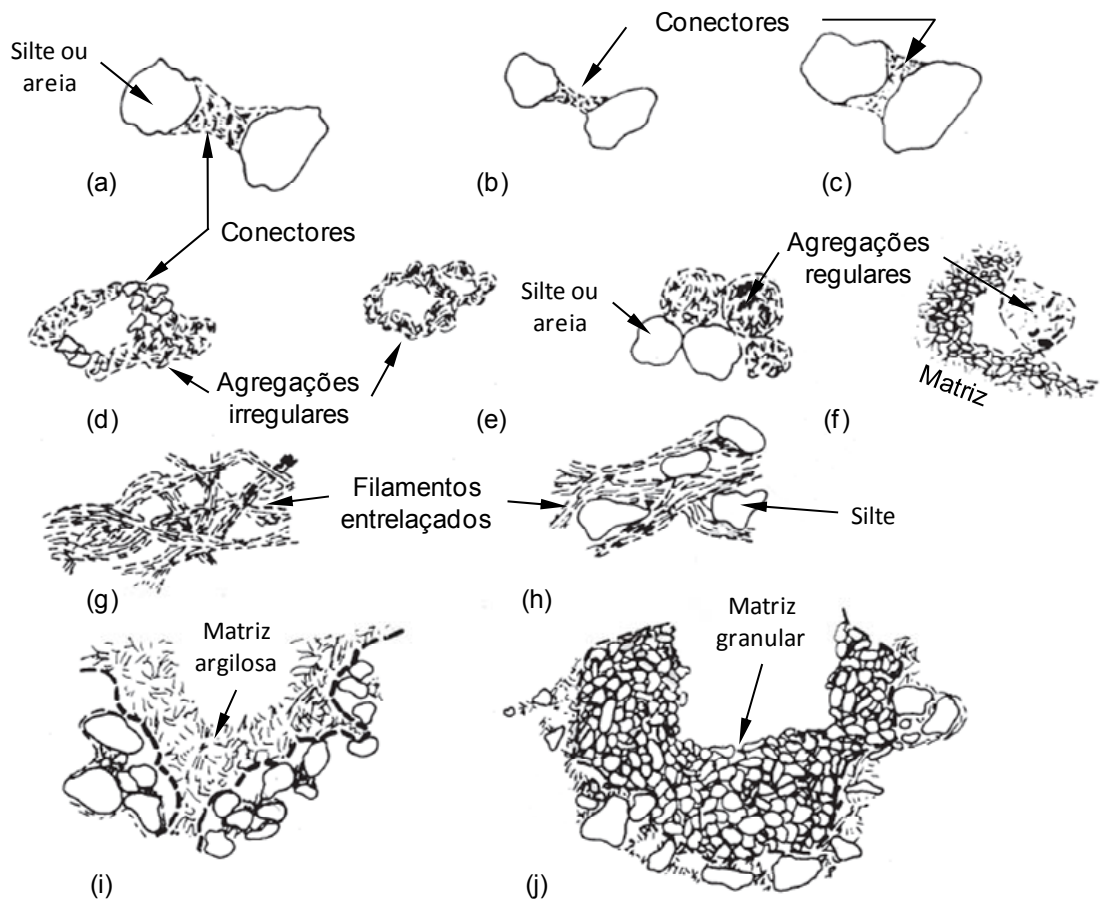


Figura 4. Representação de aglomerados de partículas: a), b) e c) conectores, d) agregações irregulares conectadas por aglomerados, e) agregações irregulares em formato de colméia (*honeycomb*), f) agregações irregulares interagindo com matriz de partículas, g) filamentos de partículas de argila entrelaçados, h) filamentos de partículas de argila entrelaçados com intrusões de silte, i) matriz argilosa, e j) matriz granular (COLLINS e MCGOWN, 1974, apud MITCHELL e SOGA, 2005).

A respeito dos solos compactados, destacam Rico e Del Castillo (1992, 2006) que a estruturação é uma condição básica de seu comportamento geotécnico. Dependendo do tipo de solo, a estrutura pode ser simples, como é o caso dos solos arenosos ou bastante complexa como a dos solos argilosos. Em solos arenosos compactados prevalece um comportamento gravitacional baseado nas pressões grão a grão, na abrasão entre os mesmos (baseada na relação entre as quantidades de grãos arestados e lisos) e no número de contatos (compacidade). Já para os solos argilosos (coesivos) ocorre a formação de agregados de partículas, como já foi dito acima.

A estrutura de solos compactados além de depender de fatores intrínsecos aos solos como a mineralogia, tamanho das partículas e composição química da água intersticial, fatores estes que definem em parte as forças eletroquímicas entre os cristais do solo, ainda dependem de fatores externos, dos que se destacam os métodos e a energia de compactação.

2.1.3. MINERALOGIA

A gênese de solos, notadamente os tropicais, está normalmente associada a um processo de intemperismo intenso que produz remoção de sílica e acúmulo de alumínio. A mineralogia destes solos é normalmente composta por minerais como quartzo, goethita, hematita, caulinita, gibbsita e outros como a ilmenita e magnetita (KER, 1997).

Dependendo do material de origem, intensidade do intemperismo e drenagem do sistema, prevalecem em solos bastante intemperizados, o quartzo, na sua fração grosseira (silte + areia) e a caulinita, gibbsita, goethita e hematita na sua fração argila, podendo-se esperar o predomínio de caulinita e óxidos de ferro e alumínio, com menores proporções de outros componentes na fração argila.

De maneira geral, pode-se dizer que durante o intemperismo ocorre a liberação de sílica, alumínio, ferro e íons diversos como Ca, Mg, Na, K. Considerando as respectivas solubilidades destes minerais, os últimos (de maior solubilidade) tendem a ser os primeiros a serem lixiviados do sistema, seguidos da sílica (menos solúvel, porém mais do que o ferro e alumínio), restando o alumínio que precipita como gibbsita.

Segundo Ker (1997), a gibbsita pode ter origem a partir de materiais de origem diversos, destacando-se dois mecanismos básicos para explicar a origem da mesma em solos. A gibbsita teria origem no processo rápido de intemperismo nos estágios iniciais da alteração de aluminossilicatos, sobretudo feldspatos, podendo ser um dos primeiros produtos de neoformação ou em caos de intemperismo intenso e de longa duração, envolvendo, inclusive a

decomposição (dessilicificação) da caulinita. Entretanto, em qualquer dos casos, é necessário que o potencial de sílica do meio seja baixo e ocorram condições de boa drenagem, pois, em outras condições a tendência é que se forme a caulinita.

A caulinita é um dos minerais mais abundantes na crosta terrestre. Origina-se a partir da alteração de um número considerável de minerais primários, destacando-se os feldspatos e as micas, ou secundários (degradação de argilas 2:1), em condições ambientais diversas. De forma mais expressiva, porém não exclusivamente, condições de clima mais quente e úmido, drenagem livre, mas sem lixiviação excessiva de sílica do sistema, e meio ácido, favorecem sua gênese (KER, 1997).

A goethita (α FeOOH) e a hematita (α Fe₂O₃) são as formas mais comumente encontradas de óxidos de ferro (termo genérico para óxidos, hidróxidos e oxi-hidróxidos). Normalmente, ocorrem dispersos na massa do solo sob a forma de partículas finamente divididas, com grau de cristalinidade variado, capeando minerais de argila, ou mesmo sob a forma de complexos orgânicos (SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989).

Os óxidos de ferro juntamente com matéria orgânica são os principais responsáveis pela coloração dos solos, atuando sobre a matriz de cor branca dada pelos silicatos. A relação entre a cor do solo e os óxidos de ferro, pode ser esquematizada como na Tabela 3:

Tabela 3. Relação entre cor do solo e óxidos de ferro (RESENDE et al, 1992)

Forma	Óxido em solução	Cor do solo	Exemplo
Reduzida	Fe (II)	Cinzento	-
Oxidada hidratada	Fe (III)	Amarelo	α FeOOH - Goethita (Gt)
Oxidada desidratada	Fe (III)	Vermelho	α Fe ₂ O ₃ - Hematita (Hm)

Estes óxidos são, em geral, pedogenéticos e originam-se de minerais primários contendo ferro em suas estruturas. O processo de formação da goethita e hematita e os fatores que o influenciam são mostrados na Figura 5.

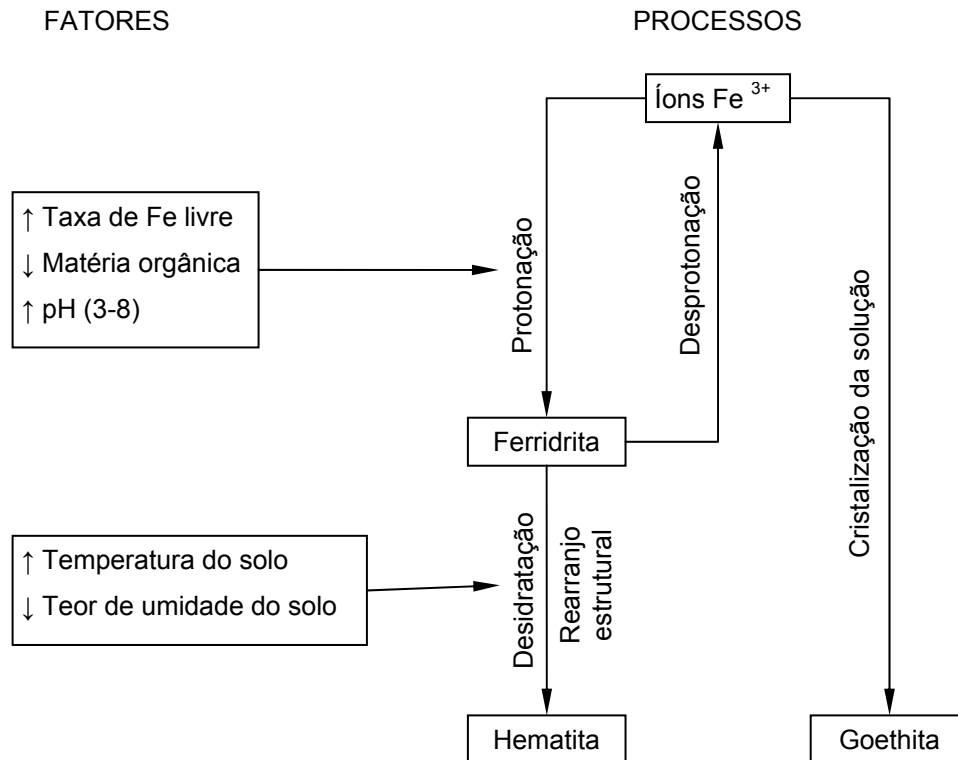


Figura 5. Representação esquemática dos processos de formação da hematita e goethita (SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989).

O ferro em solução (Fe (II)), liberado pela intemperização, oxida-se (Fe (III)) e pode precipitar como goethita ou ferrihidrita, dependendo se a taxa de liberação ultrapassar o produto de solubilidade de cada óxido. Se a atividade de Fe (III) no sistema for alta o suficiente para exceder o produto de solubilidade da ferridrita, esta se formará, caso contrário, precipita-se como goethita (que tem produto de solubilidade mais baixo). Em condições de alta temperatura a ferrihidrita origina a hematita. Por outro lado, se fatores do meio não favorecem estas condições, haverá dissolução da ferrihidrita e formação de goethita (SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989).

2.2. SOLOS COMPACTADOS

O processo de compactação de um solo pode ser definido, basicamente, como a redução de seu índice de vazios, sob ação de uma força mecânica, havendo acomodação da sua fase sólida e variação na sua fase gasosa, mas sem perda da fase líquida.

Os primeiros trabalhos desenvolvidos no sentido de padronizar a técnica de compactação datam das primeiras décadas do século XX, destacando-se os trabalhos do engenheiro Ralph R. Proctor, que na década de 1930, publicou nos Estados Unidos da América, as suas observações sobre a compactação de aterros de solos. Baseia-se nestes estudos, a padronização internacional do ensaio de compactação, sendo o mesmo mais conhecido como Ensaio Proctor, que no Brasil foi normatizado pela ABNT (1986) e DNIT (DNER, 1994).

O ensaio de compactação consiste na determinação da curva de compactação, mostrada na Figura 6, que representa a relação entre o peso específico aparente seco (γ_d) e o teor de umidade (w) do solo compactado, dada uma determinada energia de compactação. No ponto de inflexão da curva, entre os chamados ramo seco (ascendente) e ramo úmido (descendente), define-se o par de valores peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{d\ max}$) e teor de umidade ótimo (w_{ot}).

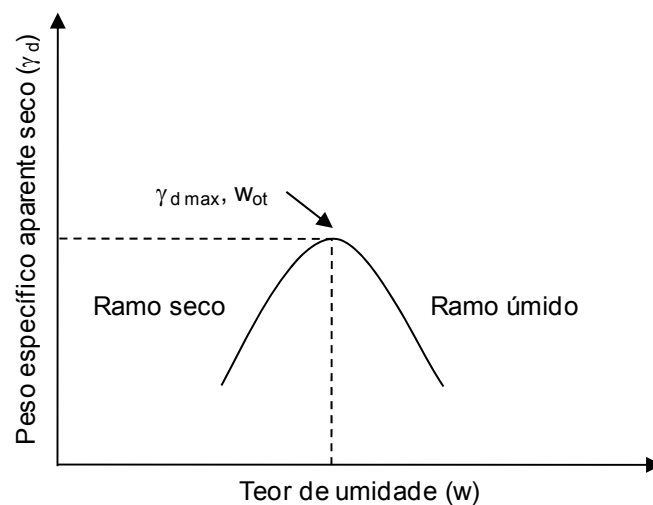


Figura 6. Aspecto da curva de compactação de um solo.

Ao aplicar níveis crescentes de energia de compactação verifica-se o aumento do $\gamma_{d\ max}$ e redução do w_{ot} , conforme pode ser visto na Figura 7, fazendo a compactação se deslocar para cima e para a esquerda no gráfico e considerando o lugar geométrico dos possíveis w_{ot} define-se a linha de máximos do solo, que é paralela a curva de saturação.

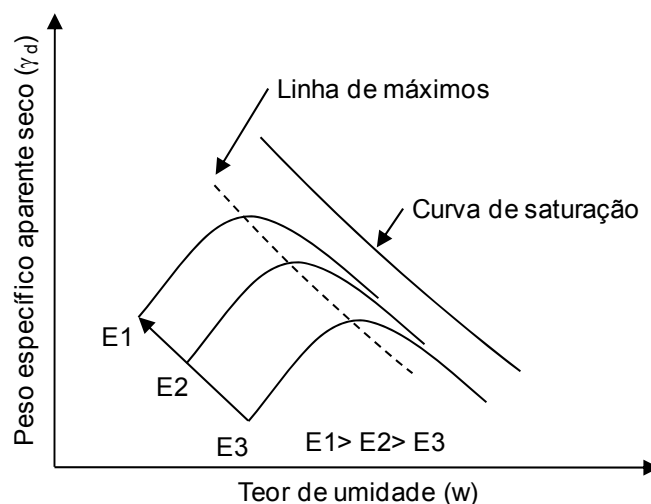


Figura 7. Influência da energia de compactação nas curvas de compactação de um mesmo solo, empregando-se diferentes energias de compactação (Adaptada de DNIT, 2006).

Com relação à influência do tipo de solo na curva de compactação, para uma mesma energia de compactação observa-se que, em geral, os solos argilosos apresentam umidades ótimas mais elevadas e pesos específicos aparentes secos máximos menores do que os solos siltsosos e arenosos.

2.2.1. COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DOS SOLOS COMPACTADOS

A compactação é uma das técnicas mais antigas de melhoramento de solos e, portanto, busca a melhoria das características importantes na construção de obras de terra, tais como resistência ao cisalhamento, deformabilidade e permeabilidade. Em geral, a compactação resulta em aumento na resistência ao cisalhamento e reduções na deformabilidade e na permeabilidade dos solos compactados.

Para que sejam atingidos e otimizados os objetivos da compactação é necessária a compreensão do comportamento de cada tipo de solo frente às diferentes técnicas utilizadas tanto em campo quanto em laboratório. Do binômio solo-técnicas de compactação, sem dúvida o solo é a variável mais complexa, em função da grande variabilidade de tipos de solo e dos fatores que influem no comportamento do mesmo, no entanto, é possível agrupar os solos com características semelhantes, simplificando seu estudo.

É comum, em Geotecnia, agrupar os solos em dois grandes grupos para fins de estudo do comportamento mecânico. O critério de agrupamento se baseia em duas características, granulometria e coesão, definindo o grupo dos solos coesivos (argilosos) e dos solos não coesivos (granulares).

2.2.1.1. SOLOS NÃO COESIVOS

Os solos não coesivos, via de regra, quando compactados, apresentam uma curva de compactação achatada com o peso específico aparente seco relativamente elevado, estando o solo seco ou saturado. Assim, uma curva de compactação como aquela mostrada na Figura 6, não pode ser bem definida e os conceitos de $\gamma_{d \max}$ e w_{ot} perdem significado.

É comum caracterizar os solos não coesivos através do parâmetro compactidade relativa (CR), que compara a compactidade do solo com a máxima possível para o mesmo, sendo que seus valores que variam de 0 a 1, respectivamente, para solos nos estados mais solto e mais compacto possíveis. As classificações dos solos não coesivos quanto a CR, são arbitrárias podendo-se classificá-los, como destacado Guedes de Melo (1985) e Hilf (1992), em: compactos ($CR > 0,70$), soltos ($CR < 0,30$) e medianamente compactos ($0,30 < CR < 0,70$). Queiroz de Carvalho (1997) apresenta a terminologia sugerida por Terzaghi para a classificação das areias a partir do parâmetro CR, como apresentado na Tabela 4.

Tabela 4. Terminologia sugerida por Terzaghi para a classificação de areias, segundo a compactidade (QUEIROZ DE CARVALHO, 1997)

Classificação	Compactidade Relativa, CR (%)
Areia muito fofa	Abaixo de 15
Areia fofa	Entre 15 e 35
Areia medianamente densa	Entre 35 e 70
Areia densa	Entre 70 e 85
Areia muito densa	Acima de 85

As características de compressibilidade e de resistência ao cisalhamento dos solos não coesivos, além de estarem relacionadas às suas compacidade relativas, também se relacionam com a tensão confinante, tipo de ensaio e método de preparação da amostra (MITCHELL e SOGA, 2005). A seguir são feitas algumas considerações sobre os efeitos relacionados aos fatores citados, à exceção do método de preparação da amostra que é tratado no Capítulo 2.3.

Em geral, os solos não coesivos são mais compressíveis quanto menores forem as suas compacidade relativas e mais resistentes ao cisalhamento quanto maiores forem estas.

O comportamento tensão-deformação das areias, de modo geral, pode ser descrito como na Figura 8.

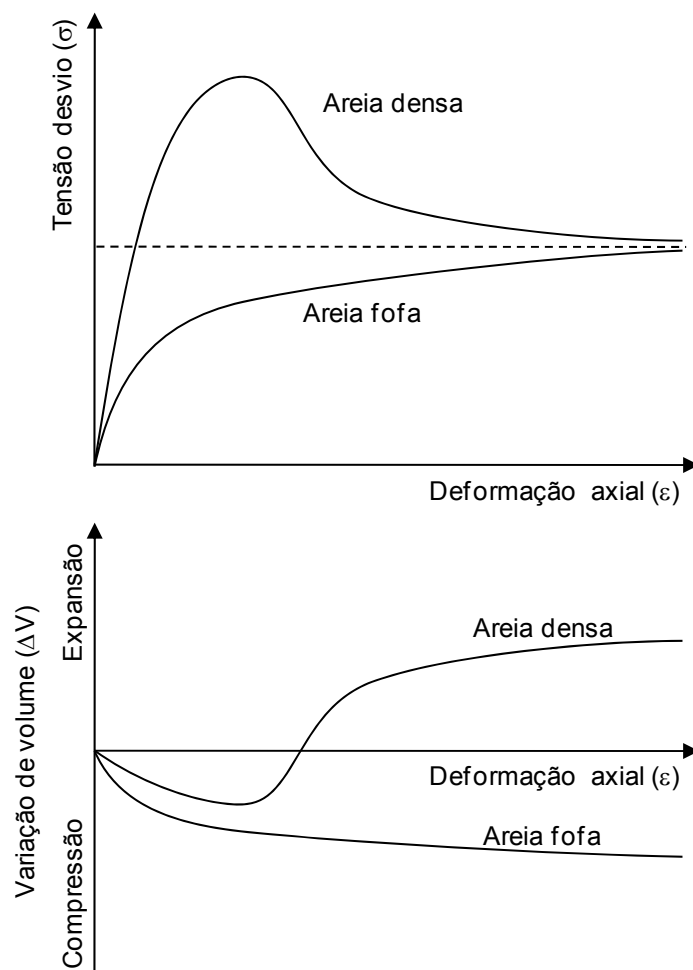


Figura 8. Comportamento tensão-deformação de uma areia nos estados denso e fofo.

Em areias densas o esforço cisalhante necessário à ruptura tem de vencer a resistência de atrito entre os grãos e ser suficiente para que estes se movam rolando uns sobre os outros. Ao vencer estes efeitos combinados tem-se resistência máxima (pico da curva), porém uma vez vencido o movimento dos grãos fica facilitado e há perda brusca de resistência. Já nas areias fofas os efeitos combinados são menores havendo grande deformação sob esforços menores, no entanto o conjunto se torna gradativamente mais denso produzindo estruturas mais resistentes.

Quanto à variação de volume há pequena compressão da areia densa, devido ao aumento da tensão desvio, e próximo de atingir o pico de resistência pelo efeito dos grãos rolarem e deslizarem uns sobre os outros há aumento de volume até que seja atingido o índice de vazios crítico da areia. Por outro lado em areias fofas ocorre redução no volume até ser atingido o índice de vazios crítico. Uma vez atingido este índice a areia se deforma a volume constante, sendo as estruturas tanto das areias densas quanto as fofas as mesmas, porém obtidas por caminhos diferentes.

De acordo com Hilf (1991) sob pequenas tensões de confinamento as areias densas expandem durante o cisalhamento e apresentam pico de resistência a pequenas deformações. Por outro lado aumentando a tensão confinante há redução da ruptura frágil na curva tensão-deformação, com conseqüente aumento na deformação de ruptura e há decréscimo na tendência a dilatação. Se a tensão confinante for alta o suficiente as características tensão-deformação-volume das areias densas são semelhante ao das areias fofas a baixas tensões.

Em areias fofas o comportamento é similar ao das areias densas, exceto que sob pequenas tensões de confinamento a tendência a dilatação é menor enquanto que a altas tensões a tendência à compressão é maior.

2.2.1.2. SOLOS COESIVOS

O comportamento mecânico de solos coesivos compactados é geralmente caracterizado através da relação existente entre peso específico aparente seco e teor de umidade, para uma determinada energia de compactação, gerando uma curva aproximadamente parabólica com mostrado na Figura 7. Em linhas gerais, pode-se afirmar que o ramo seco da curva possui índice de vazios relativamente elevado, verificando-se maior resistência ao cisalhamento e menor deformabilidade. Já o ramo úmido da curva de compactação tende a ser paralelo à curva teórica de índice de vazios nulo ou curva de 100% de saturação, sendo que o solo compactado neste trecho é, em geral, menos resistente a esforços cisalhantes e mais deformável do aquele compactado no ramo seco.

Desde a década de 1930, com os primeiros trabalhos de R. R Proctor, vários pesquisadores propuseram explicações teóricas para a forma da curva de compactação de solos coesivos, direcionando a abordagem a aspectos qualitativos, uma vez que, dada à complexidade dos fatores envolvidos é difícil quantificar o fenômeno. a forma da curva de compactação foi descrita por Proctor¹, em termos de forças de atrito entre partículas criadas por tensões capilares existentes e efeitos de lubrificação entre as mesmas; por Hilf², através de conceitos de pressão capilar e pressão na fase gasosa dos solos; por Lambe³, que analisou a curva de compactação dos solos a partir de conceitos de fenômenos de superfície, envolvendo interações físico-químicas entre partículas; por Olson⁴, que utilizou o conceito da tensão efetiva para explicar a curva de compactação dos solos; e por Barden e Sides⁵, que relacionaram o comportamento de engenharia de argilas compactadas com observações microscópicas de sua estrutura (HILF, 1992).

¹ PROCTOR, R. R. The design and construction of rolled earth dams. **Engineering News-Record**, III, August 31, September 7, 21, and 28, 1933.

² HILF, J. W. **An investigation of pore-water pressure in compacted cohesive soils**. Denver, Colorado: Technical Memorandum 654, U. S. Department of the Interior, Bureau of Reclamation, 1956.

³ LAMBE, T. W. Structure of compacted clay. **Transactions ASCE**, 125, pp. 682-705, 1960.

⁴ OLSON, R. E. Effective stress theory of soil compaction. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, 89, No. SM2, pp. 27-45, 1963.

⁵ BARDEN, L.; SIDES, G. R. Engineering behavior and structure of compacted clay. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, ASCE, 96, No. SM4, p. 1171, 1970.

Percebe-se, pois, que há uma gama significativa de explicações, não necessariamente excludentes, para a curva de compactação dos solos coesivos. A explicação de Barden e Sides (apud HILF, 1992) é bastante geral e pode ser tomada com base para a descrição da curva de compactação. Segundo os autores, para baixos teores de umidade, o solo se estrutura, formando agregados de partículas, sendo tanto mais secos e rígidos quanto mais seco o solo. No ramo seco da curva efeitos de capilaridade proporcionam a essa estrutura condições para resistir aos esforços de compactação sem muita distorção. Aumentando o teor de umidade, os agregados, apresentando menor resistência mecânica em função da absorção de água, são mais facilmente distorcidos e preenchem os poros existentes, que tendem a desaparecer próximo da umidade ótima. Assim, os vazios preenchidos por ar perdem a continuidade, colocando-se um limite na capacidade de redução de volume do solo pela expulsão do ar dos seus poros. No ramo úmido da curva a água acrescentada ao solo ocupa gradativamente o espaço antes ocupado por sólidos, além de absorver parte do esforço de compactação, com conseqüente redução de capacidade de compactação.

Outros pesquisadores buscaram modelar a curva de compactação a partir de propriedades índices dos solos como, por exemplo, o limite de liquidez, sendo que uma abordagem mais detalhada deste assunto feita no Capítulo 2.2.2.

A resistência ao cisalhamento e as características tensão-deformação dos solos coesivos compactados são função basicamente da umidade e do processo de compactação, resultando daí o peso específico seco, o grau de saturação e a estrutura do solo, os quais determinam as variações de volume e poro-pressões desenvolvidas durante o processo de cisalhamento.

A energia de compactação aplicada ao solo tende a reduzir seu volume e deformá-lo angularmente, atuando no sentido de tornar a fábrica do solo mais orientada. Quanto aos diferentes métodos de compactação, sabe-se, podem produzir fábricas significativamente diferentes nos solos compactados (HILF, 1991; MICHELL e SOGA, 2005; RICO e DEL CASTILLO, 1992, 2006).

A Figura 9 ilustra a influência dos métodos de compactação em laboratório estático, dinâmico e por pisoteamento na estruturação dos solos.

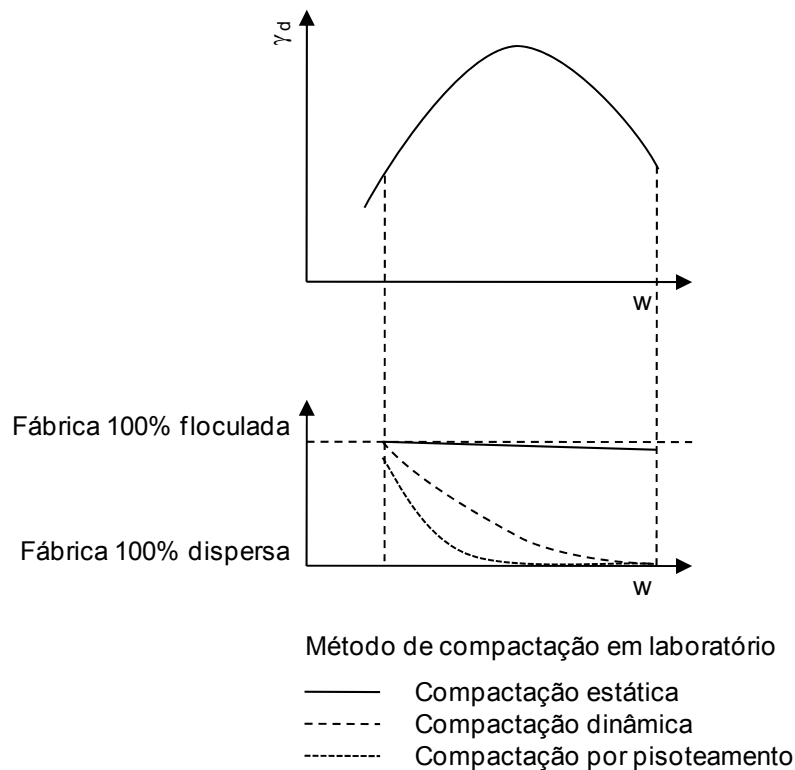


Figura 9. Influência do tipo de compactação na fábrica dos solos compactados (Adaptada de MARANHA DAS NEVES, 1971).

Como se percebe da Figura, o método estático tende a levar o solo a fábricas altamente flocladas independente do teor de umidade e por outro lado quando compactado por pisoteamento o solo assume uma fábrica com alto grau de orientação em teores de umidade muito baixos, sendo que a compactação dinâmica resulta a em fábricas intermediárias, mas com tendência a orientação.

Considerando a curva de compactação, os solos coesivos compactados exibem resistências não drenadas relativamente maiores no ramo seco do que no ramo úmido e deformabilidades menores e maiores, respectivamente. Também ocorre que o aumento da energia de compactação resulta em maiores resistências mecânicas e em diminuição da deformabilidade, ressaltando-se que em alguns casos a energia de compactação empregada pode provocar quebra drástica da estrutura dos solos

no ramo úmido, resultando em perda de resistência e aumento de deformabilidade (HILF, 1991; RICO e DEL CASTILLO, 1992, 2006).

Em condições não drenadas, mas com confinamento como no caso dos ensaios triaxiais UU, a resistência não drenada depende fundamentalmente do teor de umidade de compactação, tendo efeito secundário o γ_d , como mostra a Figura 10; para tensões de confinamento relativamente baixas, no entanto, a resistência cresce com o γ_d e decresce com o aumento no teor de umidade (PINTO, 2000; RICO e DEL CASTILLO, 1992).

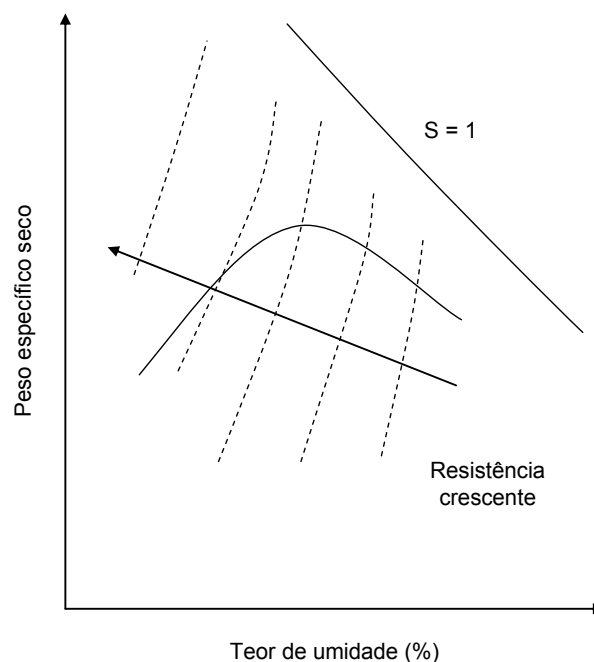


Figura 10. Tendência de variação da resistência em função de w e γ_d , em ensaio triaxial não drenado (UU) (PINTO, 2000).

Pinto (2000), ao discutir o comportamento do módulo de elasticidade (E), em solicitação triaxial não drenada (Figura 11), mostra que a deformabilidade cresce (E decresce) com o aumento do teor de umidade e decresce continuamente com o peso específico seco para teores de umidade inferiores ao teor ótimo, mas para teores superiores a este, diminui até certo valor passando depois a aumentar.

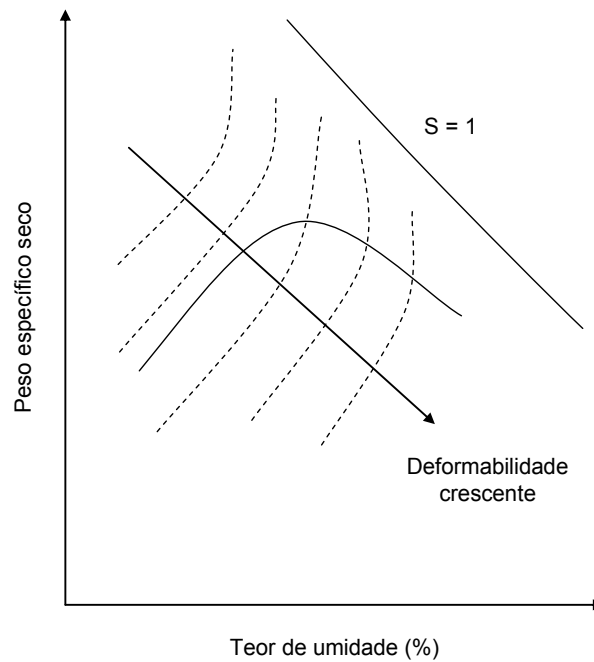


Figura 11. Tendência de variação da deformabilidade em função de w e γ_d , em ensaio triaxial não drenado (UU) (PINTO, 2000).

De acordo Hilf (1991), em ensaios UU sem saturação a resistência não drenada é significativamente influenciada pela tensão confinante no ramo seco da curva de compactação e quase não é alterada no ramo úmido.

A influência da tensão confinante na resistência não drenada de solos compactados pode ser explicada pelo fato de que o incremento na mesma resulta, no ramo seco, em incremento na tensão total que é convertida em grande parte em tensão efetiva, com aumento no γ_d e na resistência. Por outro lado, nas proximidades do teor de umidade ótimo e no ramo úmido, a tensão confinante ao comprimir os vazios do solo, comprimindo o ar e dissolvendo-o na água aumenta o grau de saturação, sendo que rapidamente o solo se aproxima da saturação e então todo acréscimo de tensão total é convertido em poro-pressão não havendo acréscimo na tensão efetiva (TERZAGHI et al, 1996).

A estrutura resultante do processo de compactação influencia decisivamente a resistência não drenada dos solos coesivos. A Figura 12 mostra as curvas tensão-deformação, em ensaio triaxial UU saturado, de duas amostras compactadas com mesmo γ_d nos ramos seco e úmido. A amostra com estrutura menos orientada (floculada, ramo seco) apresenta inicialmente

maior resistência e menor rigidez, mas em grandes deformações esta diferença praticamente desaparece, ou seja, pelo efeito da deformação a estrutura da amostra no ramo seco se torna orientada (dispersa) como no ramo úmido.

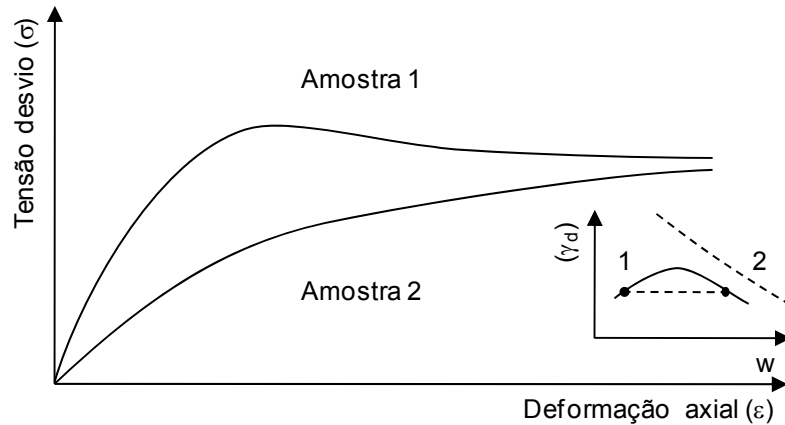


Figura 12. Curvas tensão-deformação, em ensaio triaxial UU saturado, de duas amostras compactadas com mesmo γ_d nos ramos seco e úmido (Adaptado de Rico e Del Castillo, 1992).

Quanto à resistência a compressão não confinada (RCNC), Hilf (1991) e Michell e Soga (2005), relatam que solos argilosos com estrutura floclada (resultado da compactação pelo método estático) apresentam resistência superior a amostras cuja estrutura seja do tipo dispersa (resultado da compactação por pisoteamento). Amostras compactadas estaticamente, tanto no ramo seco quanto no ramo úmido, tendem a apresentar resistências superiores e deformabilidades menores, bem como curva tensão-deformação com pico de resistência.

Em solicitações drenadas a resistência depende quase que exclusivamente do peso específico seco (Figura 13), sendo similar com ou sem saturação prévia e independente do tipo de compactação (HILF, 1991; PINTO, 2000). Nestes casos a resistência a cresce com o γ_d e, considerando um mesmo γ_d , a compressibilidade cresce com w e a resistência tende a ser constante.

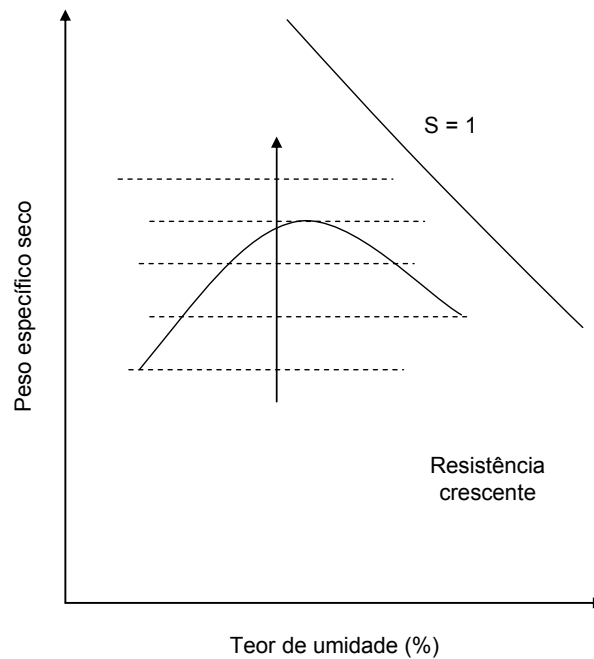


Figura 13. Tendência de variação da resistência em termos de tensões efetivas em função do teor de umidade e do peso específico seco, (ensaio CIU ou CID) (PINTO, 2000).

2.2.2. MODELAGEM DA CURVA DE COMPACTAÇÃO

A modelagem da curva de compactação tem sido alvo de vários estudos, que num primeiro momento buscaram relacionar propriedades desejadas nos solos utilizados para fins de engenharia e parâmetros de compactação, principalmente, peso específico seco e teor de umidade ótimo. Num segundo momento, isto se voltou para os fatores intrínsecos do solo que influenciam o processo de compactação.

As primeiras pesquisas realizadas nesse sentido datam da década de 1940 e consistem na determinação de curvas de compactação típicas a partir de um extenso banco de dados referente a curvas de compactação dos mais variados solos. A partir de pesquisas realizadas nas décadas de 1940 e 1950, chegou-se a 26 curvas típicas (A a Z, Figura 14), realizadas na energia de compactação do Proctor normal, representativas dos diversos solos do estado de Ohio, nos Estados Unidos da América, com $\gamma_{d \max}$ crescente e w_{ot} decrescente (BASHEER, 2001; NAJJAR et al, 1996). Utilizando estas curvas é possível estimar a curva de compactação de um solo a partir da realização de

um único ensaio Proctor, reduzindo a necessidade de se realizar curvas de compactação para cada tipo de solo encontrado no campo.

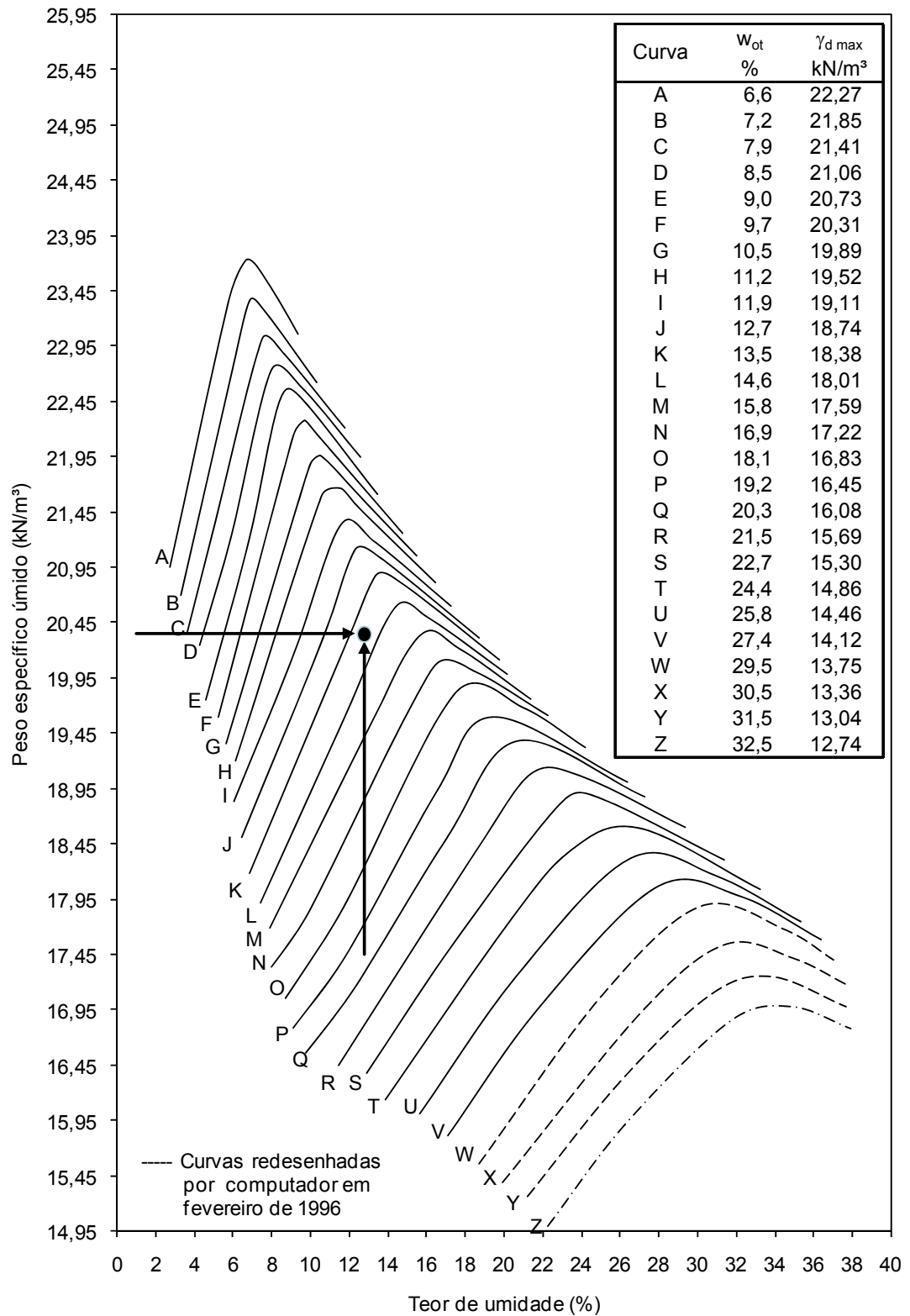


Figura 14. Curvas de compactação típicas dos solos de Ohio (Adaptada de ODOT, 1998).

Novais Ferreira (1985) cita outro estudo realizado com solos de Angola em que se chegou a resultados similares apesar de todas as diferenças entre os processos de formação dos solos de Angola e do estado de Ohio. Considerando os resultados deste estudo, o autor chegou a uma relação empírica para a chamada linha de máximos, a qual relaciona $\gamma_{d\ max}$ e w_{ot} , apresentada na Equação 1.

$$\frac{1}{\gamma_{d\ max}} = \frac{1}{\gamma_s \gamma_w} + 1,2 \frac{w_{ot}}{\gamma_w} \quad (1)$$

A partir da interseção dos trechos retilíneos das curvas de compactação definida pelo par de parâmetros $(\gamma_i; w_i)$, este autor obteve as Equações 2 e 3 para a representação de $\gamma_{d\ max}$ e w_{ot} , sendo estas, também válidas para os resultados obtidos em Ohio.

$$\gamma_{d\ max} = 1,011 \gamma_i - 0,036 \quad (2)$$

$$w_{ot} = 0,96 w_i + 0,004 \quad (3)$$

A maioria dos modelos busca estimar os parâmetros ótimos da curva de compactação, peso específico seco máximo ($\gamma_{d\ max}$) e teor de umidade ótimo (w_{ot}), considerando fatores como o peso específico dos sólidos (γ_s), a distribuição granulométrica e propriedades índice dos solos (limite de liquidez - LL e limite de plasticidade - LP). Em especial, os índices LL e LP são os mais utilizados, por apresentarem melhor correlação com os parâmetros ótimos (BASHEER, 2001).

Najjar et al. (1996) citam alguns trabalhos que envolvem tentativas de obter modelos para a estimativa dos parâmetros ótimos de compactação, como pode ser visto na Tabela 4. Os mesmos autores e ainda Basheer (2001) e Günaydın (2008), dentre outros, utilizaram redes neurais para a estimativa dos parâmetros ótimos de compactação. Deve-se ter em conta, no entanto, que para a utilização de redes neurais é necessário um extenso banco de dados o que nem sempre está disponível.

Tabela 5. Alguns modelos para a estimativa de parâmetros ótimos de compactação (NAJJAR et al, 1996).

Autores	Variáveis dependentes	Variáveis independentes	Equação de correlação	R ²	Energia de compactação
Wang and Huang Modelo A	$\gamma_{d \max}$ (0,1571 kN/m ³)	γ_s , LP, MF, D ₁₀	$\gamma_{d \max} = (0,01 \cdot \gamma_s/\gamma_w) \cdot (45,6 - 1,28 \cdot MF \cdot \log D_{10} - 6,64 \cdot 10^2 \cdot MF \cdot LP + 1,43 \cdot MF)$	0,951	Proctor Normal
Wang and Huang, Modelo A	w _{ot} (%)	LP, MF, U	$w_{ot} = 0,01 \cdot (2614 + 12,7 \cdot LP - 95 \cdot MF^2 - 88,1 \cdot \log^2 U)$	0,880	Proctor Normal
Jeng and Strohm	$\gamma_{d \max}$ (0,1571 kN/m ³)	γ_s , LL, LP	$\gamma_{d \max} = 0,89 \cdot (LL - LP) - 1,26 \cdot LL + 89,8 \cdot \gamma_s/\gamma_w - 102,07$	0,840	Proctor Normal
Jeng and Strohm	w _{ot} (%)	LL, LP	$w_{ot} = 0,61 \cdot LL - 0,42 \cdot (LL - LP) + 2,14$	0,820	Proctor Normal
Nagaraj	w _{ot} (%)	LL	$w_{ot} = [(9,46 + 0,2575 \cdot LL) \cdot (8,829 + 0,228 \cdot LL)]^{0,5}$	-	Proctor Normal
Nagaraj	$\gamma_{d \max}$ (0,1571 kN/m ³)	γ_s , LL	$\gamma_{d \max} = 62,4 / (\gamma_w/\gamma_s + (9,46 + 0,2575 \cdot LL)^2/w_{ot})$	-	Proctor Normal

MF: módulo de finura; D₁₀: diâmetro abaixo do qual estão 10%, em peso, das partículas do solo; U: coeficiente de uniformidade.

Para solos granulares, pode-se citar o trabalho de Korfiatis e Manikopoulos (1982), que desenvolveram um modelo paramétrico para estimar o $\gamma_{d \max}$ (na energia do Proctor modificado) baseado em parâmetros relativos à curva de distribuição granulométrica do solo, tais como porcentagem de finos e diâmetro médio dos grãos.

A partir de dados de 22 solos coesivos compactados na energia do Proctor normal, Blotz et al. (1998) correlacionam $\gamma_{d \max}$ e w_{ot} ao LL e a energia de compactação.

Além da simples estimativa dos parâmetros ótimos de compactação, Pandian et al (1997) apresentam um modelo para a modelagem da curva de compactação, baseado no limite de liquidez, encontrando a Equação 4 (ramo seco da curva de compactação) e a Equação 5 (ramo úmido da curva de compactação), relacionando a umidade (w) e o grau de saturação (S_r).

$$\frac{w}{\sqrt{S_r}} = 9,46 + 0,2575 LL \quad ; \quad (50\% < S_r < 85\%) \quad (4)$$

$$\frac{w}{S_r^2} = 10,61 + 0,3615 LL \quad ; \quad (85\% < S_r < 95\%) \quad (5)$$

Sridharan e Nagaraj (2005), baseados em dados próprios e da literatura, questionam a estimativa da curva de compactação em função apenas do limite de liquidez, argumentando que solos com mesmo LL podem apresentar curvas totalmente diferentes, o mesmo acontecendo em relação ao LP e IP. No entanto, quando se trata de parâmetros ótimos, existe boa correlação, notadamente para o LP. Os autores propõem, então, duas equações baseadas no LP para a estimativa dos parâmetros ótimos de compactação, que são apresentados nas Equações 6 e 7.

$$w_{ot} = 0,92 LP \quad (6)$$

$$\gamma_{d \max} \text{ (kN/m}^3\text{)} = 0,23 (93,3 - LP) \quad (7)$$

Em geral, são utilizados para descrever a curva de compactação polinômios de segundo até quarto grau, sendo comum o uso do modelo quadrático (BASHEER, 2001). No entanto, estes modelos muitas vezes são restritos às condições em que foram gerados, dificultando ou mesmo impossibilitando a extrapolação para outras situações.

Um modelo bastante amplo e de fácil aplicação é o desenvolvido por Li e Segoo (2000), que estima a curva de compactação desde teores de umidade muito baixos a teores bastante altos, como mostra a Figura 15. O modelo proposto pelos autores, representado pela Equação 8, deriva do estudo do comportamento de solos finos quando compactados e busca representar a curva de compactação relacionando peso específico seco e teor de umidade, utilizando os índices físicos γ_s , γ_w e quatro coeficientes S_m , w_m , n , e p .

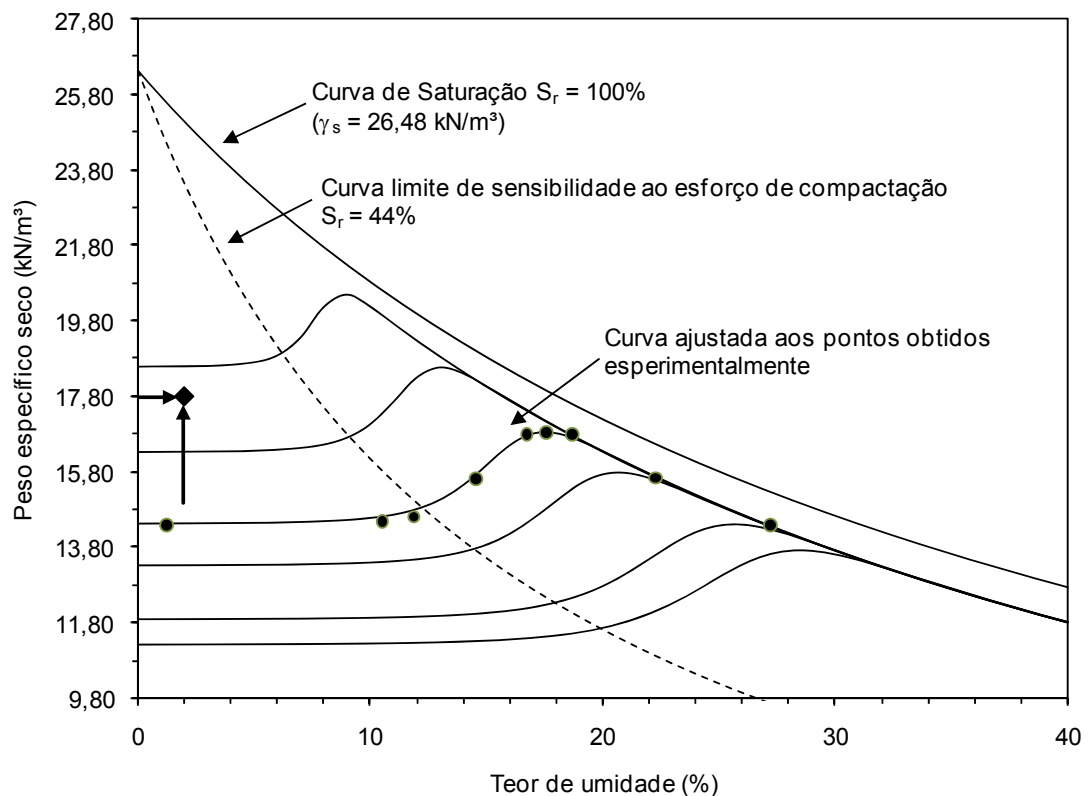


Figura 15. Família de curvas de compactação típicas, gerada a partir de dados de Li e Segoo (2000).

$$\gamma_d = \frac{\gamma_s}{1 + \left\{ \frac{w\gamma_s}{\gamma_w} / S_m \left[1 - \left(\frac{w_m - w}{w_m} \right)^{n+1} \frac{w_m^n + p^n}{(w_m - w)^n + p^n} \right] \right\}} \quad (8)$$

Onde:

- γ_d - peso específico seco do solo;
- w - teor de umidade do solo;
- γ_w - peso específico da água;
- γ_s - peso específico dos sólidos;
- S_m - grau de saturação máximo;
- w_m - teor de umidade correspondente ao S_m ;
- n - fator de forma da curva; e
- p - índice relativo à faixa de umidade em que o solo é sensível ao esforço de compactação.

A vantagem do modelo proposto por Li e Segoo (2000) está na praticidade em se obter a família de curvas de compactação típicas de um solo. Para tanto, é suficiente que se determine a curva de compactação do solo em determinada condição (escolhendo a energia e o método de compactação) e se obtenha os parâmetros de entrada do modelo. A partir de então, basta a realização de apenas um ensaio, no trecho horizontal da curva, em outra energia, para se obter a curva de compactação completa para esta nova situação. A Figura 15 mostra um exemplo, onde uma família de curvas é gerada a partir de uma única curva experimental.

2.2.3. TIPOS DE COMPACTAÇÃO EM LABORATÓRIO

A condição ideal para o desenvolvimento de estudos e determinação de especificações para a compactação de determinado solo para um fim específico seria a de que houvesse uma teoria geral que modelasse o comportamento dos solos compactados ou que fossem realizados ensaios diretamente no local e nas condições de campo. No entanto, como discutido no Capítulo 2.2.1.2, não há uma teoria geral que represente o comportamento dos solos compactados e a compactação no campo, em geral, envolve processos relativamente caros e demorados, dificultando ou mesmo impossibilitando estudos mais aprofundados. Sendo assim, os processos de compactação em laboratório são importantes, pois facilitam e tornam econômicos estudos envolvendo simulações de diversos casos de campo, além de permitir melhor controle de variáveis de interesse.

Sem dúvida o objetivo das técnicas de compactação em laboratório é simular a compactação de campo, porém, muitas vezes há maior interesse na rapidez e praticidade da técnica utilizada, como em casos de ensaios comparativos, abrindo-se mão da representatividade da mesma em campo.

Segundo Rico e Del Castillo (2006) os primeiros métodos utilizados para a compactação em laboratório foram do tipo estático e dinâmico, dada a facilidade de manipulação e padronização. Mais tarde, visando simular o efeito da compactação em campo por rolos pé-de-carneiro, foram desenvolvidos os métodos de compactação por pisoteamento e a popularização do uso de vibração nas técnicas de campo levou ao desenvolvimento também dos métodos de compactação por vibração. A compactação de corpos-de-prova em laboratório, então, é feita basicamente, por quatro vias, a saber (PINTO 2000; RICO E DEL CASTILLO,2006):

- compactação dinâmica - caracterizada pela ação de queda de um soquete sobre a camada de solo;
- compactação estática - onde se exerce uma pressão constante sobre o solo, a uma velocidade relativamente pequena;

- compactação por pisoteamento - em que, golpes são aplicados ao solo através de um pistão com mola, em vez da tradicional queda de soquete, iniciando-se a compactação pela parte inferior da camada, à semelhança da compactação no campo com o equipamento pé-de-carneiro;
- compactação por vibração - na qual, pode-se ou não colocar uma sobrecarga sobre a camada de solo a ser compactada, aplicando-se vibração ao conjunto.

O ensaio de compactação dinâmica mais utilizado é aquele desenvolvido por Proctor, que foi inicialmente normatizado pela, hoje, *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)* dos Estados Unidos da América e é conhecido como *AASHTO standard* ou ensaio Proctor normal. No Brasil, esse ensaio é normatizado pela ABNT (1986) e também pelo DNIT (DNER, 1994). A Tabela 6 mostra as características do ensaio de compactação normatizado pela ABNT, contemplando, além da energia normal, as energias intermediária e modificada.

Tabela 6. Características inerentes a cada energia de compactação, segundo a NBR 7182/86 (ABNT, 1986)

Cilindro	Características inerentes a cada energia de compactação	Energia de Compactação		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de camadas	3	3	5
	Número de golpes por camada	26	21	27
Grande	Soquete	Grande	Grande	Grande
	Número de camadas	5	5	5
	Número de golpes por camada	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

Quanto à compactação por pisoteamento, merece referência o ensaio desenvolvido por O. S. Wilson, na Universidade de Harvard, sendo conhecido como Ensaio Harvard ou ensaio de compactação em equipamento miniatura.

Neste método (WILSON, 1970), emprega-se um cilindro de 33,3 mm de diâmetro e 71,5 mm de altura, sendo o corpo-de-prova compactado com a aplicação, em cada camada, de golpes de um pistão constituído por uma haste de 12,7 mm de diâmetro acionada por uma mola cujo esforço aplicado é da ordem de 180 N. Wilson (1970) não faz referência ao número de camadas e golpes, mas Head (1992) comenta que, como primeira estimativa, pode-se considerar que compactando o solo em 3 camadas e aplicando-se 25 golpes em cada uma, obtém-se uma energia próxima do ensaio Proctor normal.

Os métodos de ensaio utilizando a compactação estática são bastante variáveis, não havendo padronização quanto à carga aplicada, ao número de camadas ou ao tamanho do cilindro de compactação. Em alguns casos é fixada a carga aplicada ao solo, já em outros fixa-se o peso específico do solo e aplica-se a carga necessária para obtê-lo. Rico e Del Castillo (2006), relatam uma metodologia para a compactação estática em laboratório, na qual a carga aplicada ao solo é constante, sendo atribuída a O. J. Porter, na qual o solo passante na peneira de 25,4 mm é compactado em um molde cilíndrico de 15,24 cm de diâmetro, é disposto em três camadas acomodadas com 25 golpes de uma vareta com ponta arredondada (em formato de bala) e então compactado por meio da aplicação de uma pressão de aproximadamente 14 MPa, que é mantida por um minuto.

Citando um estudo de Menchaca⁶, Rico e Del Castillo (2006) apresentam comparações entre a compactação estática (segundo a concepção de Porter) e a compactação dinâmica, para diferentes solos. O estudo foi realizado com dezessete solos variando de pedregulhos até argilas de alta plasticidade. As conclusões relatadas indicam que, para solos variando de areias grossas a pedregulhos limpos ou com finos não plásticos, os resultados da compactação estática são semelhantes aos obtidos com a compactação dinâmica na energia do ensaio Proctor normal; mas, em areias grossas e pedregulhos com finos plásticos, areias finas e argilas de plasticidade média, os resultados são próximos dos obtidos com a energia do ensaio Proctor

⁶ MENCHACA, L. M. A. **Correlación entre las pruebas estáticas y dinámicas de compactación de suelos em el laboratorio**. México: Universidad Nacional Autónoma de México - UNAM, 1964. (Dissertação de Mestrado).

modificado, bem como que em argilas de plasticidade alta os resultados alcançados compactando-se estaticamente são superiores (cerca de 10%) àqueles do Proctor modificado. Percebe-se do estudo de Menchaca, que quando a carga aplicada ao solo no processo de compactação é constante a energia de compactação estática empregada não pode ser fixada, sendo dependente do tipo de solo, o que dificulta a análise dos resultados obtidos.

Em estudos em que se pretende avaliar os diferentes métodos de compactação, os processos mais adequados devem ser os que levam o solo ao mesmo peso específico aparente seco, para um mesmo teor de umidade, pois assim diferenças nas propriedades do solo compactado podem ser atribuídas às alterações estruturais provocadas pelo método empregado.

2.3. ANISOTROPIA

A anisotropia nas propriedades dos solos, de modo geral, pode ser atribuída à anisotropia das suas fábricas. Várias situações podem levar um solo a ter uma fábrica anisotrópica, como por exemplo, consolidação anisotrópica, tensões de cisalhamento, direção de transporte de partículas e, também, métodos de compactação e compactação em camadas. Quanto ao comportamento mecânico, solos arenosos e argilosos respondem de maneira diferente frente à anisotropia de suas fábricas.

Em solos arenosos pode se resumir a influência da anisotropia do solo como segue (MITCHELL e SOGA, 2005):

- resistência e módulo de deformabilidade são maiores nas superfícies de cisalhamento que cortam os planos de orientação preferencial do que ao longo deles;
- a magnitude da anisotropia na resistência e no módulo depende da densidade do solo e do grau de achatamento e alongamento das partículas; o aumento na densidade tende a diminuir a direção preferencial das partículas;

- diferenças no módulo em diferentes direções são maiores que as diferenças na resistência de pico. O módulo pode variar em razões de 2 a 3 vezes;
- o efeito da anisotropia nas propriedades mecânicas se dá, principalmente, em diferenças nas tendências à variação de volume para deformações em diferentes direções; e
- os efeitos da anisotropia da fábrica são um pouco maiores em areias com grãos alongados que em areias com mais grãos esféricos.

Já em relação à anisotropia em solos argilosos, ainda segundo os autores citados, os parâmetros de resistência (em termos de tensão efetiva) e a resistência drenada são independentes da anisotropia da fábrica como esquematizado na Figura 16. No entanto, as variações na resistência não drenada resultam de diferenças nas poro-pressões desenvolvidas durante o cisalhamento, que são fortemente influenciadas pela anisotropia.

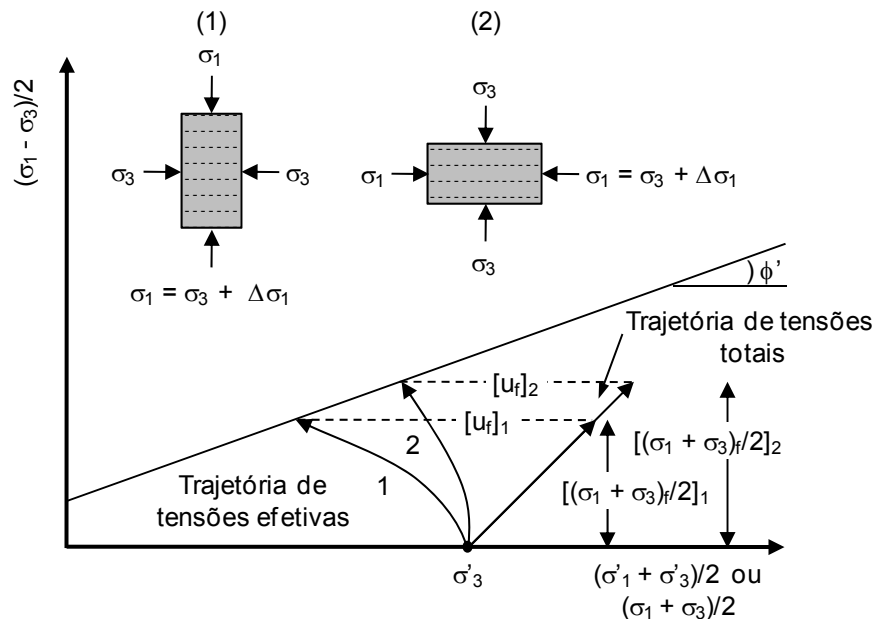


Figura 16. Trajetória de tensões, em ensaio triaxial, para corpos-de-prova orientados em diferentes direções de uma argila com fábrica anisotrópica (Adaptada de MITCHELL e SOGA, 2005).

Estes autores sugerem que o efeito da anisotropia na resistência esteja relacionado a variações de volume e seja o mesmo para areias e argilas.

Mudanças na orientação do esforço de ruptura em relação à orientação da fábrica influencia a tendência à variação de volume, que, por sua vez, influencia a contribuição da dilatação à resistência das areias e, no caso das argilas, influencia as variações de volume na deformação drenada e as poropressões no cisalhamento não drenado.

2.4. ANÁLISES DE DEFORMABILIDADE

O comportamento dos solos quanto à deformabilidade é elasto-plástico, ou seja, apresenta deformações elásticas e plásticas quando sujeitos a carregamentos; no entanto, destaca-se que o parâmetro geralmente utilizado para representar a deformabilidade dos solos é um módulo de elasticidade.

A Figura 17 mostra uma curva tensão-deformação (σ - ε) típica de um solo carregado axialmente, mostrando que não há linearidade entre σ e ε e a representação de três tipos de módulo E_{t0} , E_t e E_s .

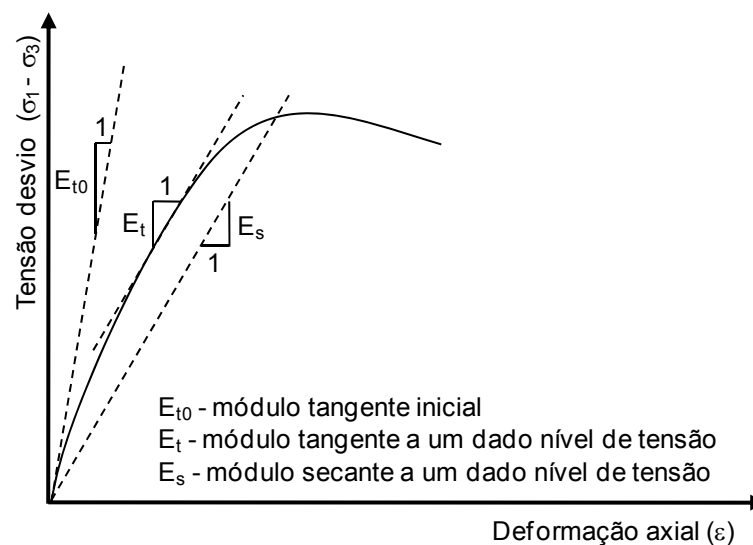


Figura 17. Definição dos módulos de deformabilidade do solo (Adaptado de DAS, 1997).

A determinação do módulo tangente inicial envolve algum grau de subjetividade. A fim de eliminar essa subjetividade pode-se utilizar a Equação 9 (KONDNER, 1963, apud TERZAGHI et al, 1996).

$$E_0 = \left. \frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{d\varepsilon} \right|_{(\varepsilon=0)} = \frac{1}{a} \quad (9)$$

Essa equação se baseia no fato da curva tensão-deformação típica de solos coesivos assumir a forma de uma hipérbole retangular. Assim, a curva $(\sigma_1 - \sigma_3 \times \varepsilon)$ pode ser transformada na reta $(a + b\varepsilon)$, como apresentado na Equação 10.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \Rightarrow a + b\varepsilon = \frac{\varepsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (10)$$

Deve-se ter em mente que o módulo tangente assim determinado é referente ao modelo hiperbólico utilizado, logo, quanto melhor este modelo se ajustar a curva tensão-deformação do solo, mais próximo este módulo estará do módulo tangente inicial real.

Para se determinar o módulo secante, toma-se um valor na curva tensão x deformação (Figura 17) correspondente a uma fração da tensão de ruptura, 25% ou 50% por exemplo. A inclinação da reta que liga este ponto à origem é o módulo secante a 25% (E_{25}) ou a 50% (E_{50}), respectivamente.

2.5. MICROMORFOLOGIA

Em geral, propriedades de engenharia dos solos de interesse geotécnico têm íntimas relações com características das partículas (forma e arranjo) e forças entre elas. A compreensão, portanto, do comportamento dos solos passa pela consideração destes fatores (MITCHELL e SOGA, 2005), particularmente em solos compactados, onde a condição de solo não-saturado implica na existência de importantes interações entre ar, água e sólidos.

Estudos voltados para a caracterização microscópica dos solos tem sido realizados desde a década de 1950, ganhando ênfase nas últimas três ou quatro décadas, sendo que ao longo deste tempo diferentes técnicas vem

sendo desenvolvidas e aprimoradas para melhor caracterizar a estrutura e o comportamento dos solos.

Dentre os métodos utilizados para o estudo do arranjo entre partículas individuais, dos agrupamentos de partículas e poros em solos naturais ou compactados se destacam as técnicas de microscopia ótica, microscopia eletrônica, difração de Raios-X, porosimetria de mercúrio e, mais recentemente, tomografia computadorizada (MITCHELL e SOGA, 2005).

Neste trabalho, apenas a técnica de microscopia ótica é abordada, porém maiores detalhes sobre as demais técnicas podem ser encontradas em Mitchell e Soga (2005) e também em Romero e Simms (2008). Os primeiros autores fazem extensa abordagem sobre estas e outras técnicas e os últimos abordam, em especial, a porosimetria de mercúrio e a microscopia eletrônica, além de listarem os principais trabalhos voltados à investigação da microestrutura de solos não saturados.

Nos estudos de morfologia de solos a utilização do microscópio petrográfico ótico é bastante comum. Na microscopia ótica, através da análise de seções finas (com, aproximadamente, 25 μm de espessura) podem ser observadas características como superfícies fraturadas, partículas de tamanho silte ou maiores, agregados de partículas argilosas, orientação preferencial de partículas, homogeneidade, tamanho e distribuição de poros e zonas de cisalhamento.

O microscópio ótico permite a obtenção de imagens com aumentos superiores a 1.000 vezes, mas é comum empregarem-se em análises micromorfológicas aumentos de 10 a 100 vezes, chegando excepcionalmente, a 500 vezes, sendo a dimensão mínima dos elementos observáveis da ordem de 20 μm , como destacam Resende et al (2002).

Podem ser reconhecidos, basicamente, três elementos na descrição micromorfológica dos solos: o plasma, o esqueleto e os poros. O plasma, de tamanho coloidal (cerca de 10^{-6} a 10^{-9} m), representa o material passível de ser movimentado por efeito de ações mecânicas ou pela ação da água no solo, o

esqueleto é formado por grãos de tamanho superior ao coloidal e os poros são os vazios presentes nos solos.

Os grãos do esqueleto são caracterizados por fatores como: dimensões, forma, grau de arrendamento, distribuição e proporção em relação ao plasma. Já a distribuição relativa entre esqueleto e plasma, pode-ser classificada como segue (CASTRO, 2008; RESENDE et al, 2002):

- porfiropéctica - em que os grãos do esqueleto estão inseridos num plasma quase contínuo;
- aglomerática - quando o preenchimento do plasma entre os grãos é frouxo e incompleto;
- intertêctica - quando os grãos do esqueleto são ligados por pontes de plasma ou situados no interior de um fundo plásmico muito poroso; e
- granular - onde só o esqueleto está presente.

Quanto aos poros, podem ser divididos em microporos e macroporos, respectivamente menores e maiores que 50 μm , que se manifestam sob as formas (RESENDE et al, 2002):

- fendas - que apresentam grande relação comprimento/ largura;
- cavidades - que apresentam valores de comprimento e largura próximos;
- vesículas - que são poros isolados circulares e
- poros de empacotamento - que, em estruturas granulares, podem ser poros de empacotamento livre, onde os grânulos se tocam livremente, ou poros de empacotamento compacto, onde os grânulos são soldados.

No estudo micromorfológico, a partir da análise de seções finas, se faz o reconhecimento dos constituintes do solo, observando tamanho, forma,

arranjo e orientação dos agregados e dos vazios que os separam, assim como a distribuição relativa do plasma em relação aos grãos do esqueleto (FITZPATRICK, 1971). Segundo este autor a análise deve ser feita, basicamente, em três níveis (FITZPATRICK, 1993):

- descrição visual do componente de interesse (tamanho, abundância, área proporcional, cor, forma, textura da superfície, limites, variabilidade, orientação e padrões de distribuição);
- comparação visual do componente de interesse, com referências conhecidas; e
- medições diretas do componente de interesse.

A título de exemplo, a Figura 18 apresenta uma fotomicrografia de um Latossolo Roxo, com a identificação dos principais componentes de interesse na sua descrição micromorfológica.

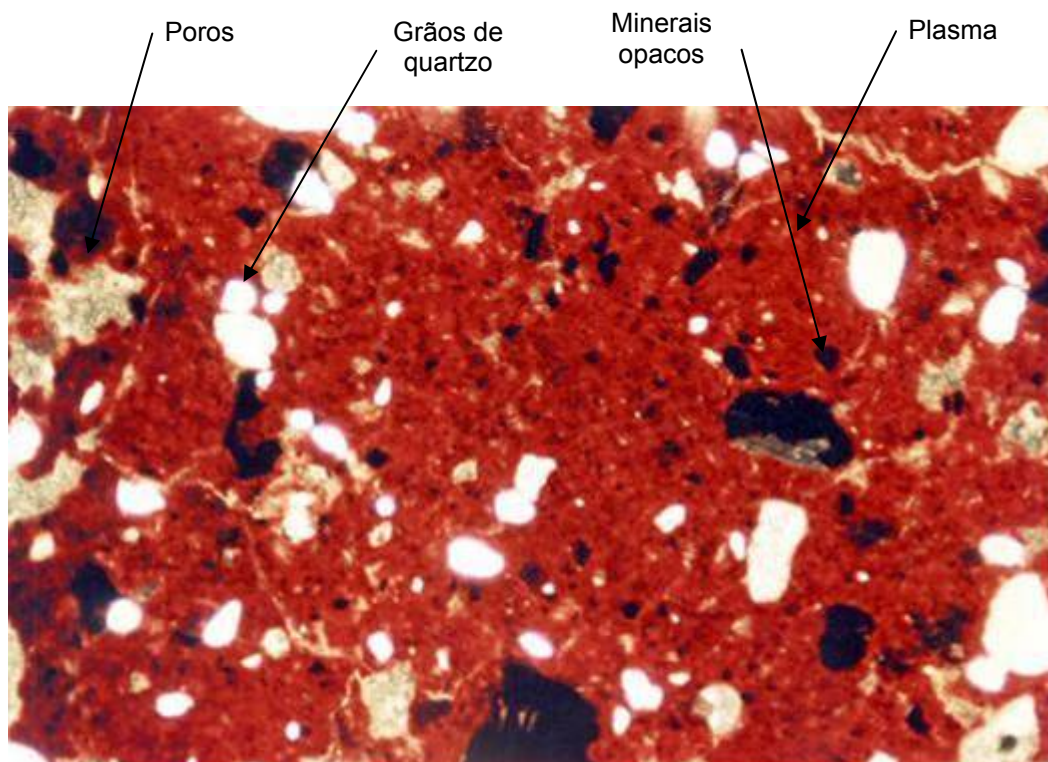


Figura 18. Exemplo de fotomicrografia de um Latossolo Roxo, com aumento de 50 vezes (MALTONI, 1994).

Outros aspectos mais detalhados e aprofundados da caracterização morfológica e microestrutural dos solos podem ser encontrados nas referências citadas (CASTRO, 2008; FITZPATRICK, 1993; RESENDE et al, 2002), destacando-se Stoops et al (2010) que trata amplamente do assunto incluindo aspectos da micromorfologia de latossolos e saprolitos. Quanto ao estudo de solos brasileiros pode-se citar os trabalhos de Schaefer (2001) e Viana et al (2004) e, especificamente, quanto à caracterização micromorfológica de solos da Zona da Mata Mineira em auxílio à interpretação dos seus comportamentos geotécnicos, Azevedo (1999), Crispim (2007) e Trindade (2006).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1. SOLOS

O presente trabalho foi realizado no Laboratório de Engenharia Civil do Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, utilizando-se cinco solos contrastantes em termos genéticos e granulométricos. As amostras dos solos foram coletadas nas cidades de Viçosa e Itabirito, no estado de Minas Gerais, sendo os Solos 1, 2 e 3, coletados em Viçosa, residuais de gnaiss e os Solos 4 e 5, coletados em Itabirito, residuais de granito. Aos Solos 1 e 3 foi acrescentado, o Solo 2, de curva granulométrica próxima à curva ideal de Fuller-Talbot para misturas densas e diâmetro máximo de 2 mm, completando um grupo de solos alvo de estudos pretéritos.

Foram escolhidos solos residuais de duas rochas representativas, ambas de grande ocorrência no Brasil, notadamente na região Sudeste, o biotita-gnaiss e o granito, selecionando-se um solo residual maduro e um residual jovem relacionado a cada tipo de rocha. Outro aspecto considerado foi o teor de ferro presente nas mesmas, sendo o granito escolhido pobre em ferro e o biotita-gnaiss rico em ferro. Isto porque os óxidos de ferro, juntamente com os óxidos de alumínio, são considerados elementos importantes para a agregação do solo, atuando como agentes de ligação entre as partículas minerais e influenciando o tipo de estrutura do solo (FERREIRA et al, 1999; GIAROLA et al, 2002; SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989; VITORINO et al,

2003). A Figura 19 mostra o perfil esquemático dos solos estudados e, no detalhe, suas estruturas microgranulares.

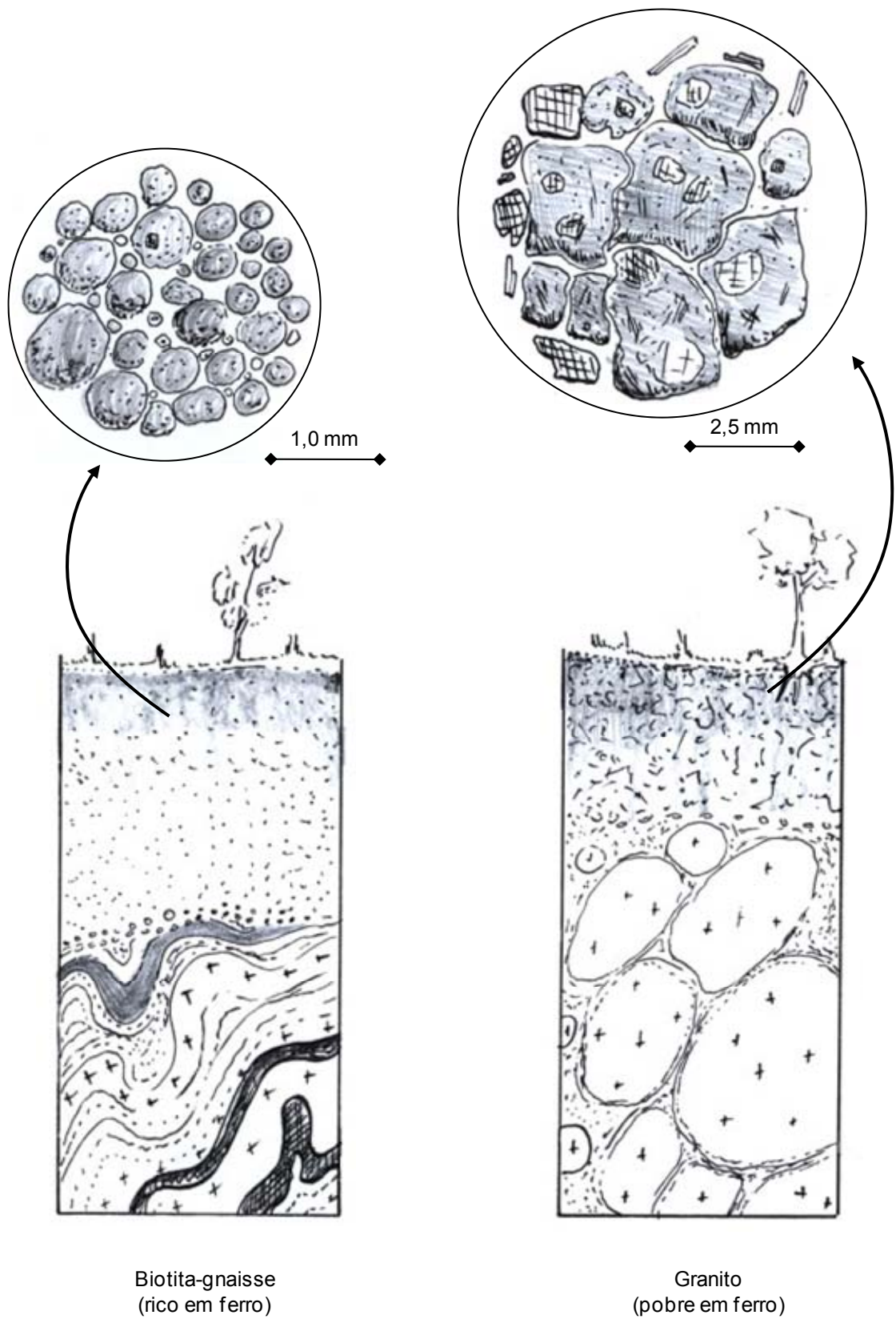


Figura 19. Perfil esquemático dos solos estudados.

A seguir são detalhadas as características das amostras dos solos estudados incluindo a classificação pedológica, segundo o Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (EMBRAPA, 2006):

- Solo 1 - solo residual maduro classificado, pedologicamente, como Latossolo Vermelho-Amarelo, que apresenta tonalidade amarela, aspecto visual poroso, textura argilo-areno-siltosa. É uma ocorrência de solo tropical que abrange uma área significativa do sudeste brasileiro, como destaca Ker (1997). Segundo Trindade (2006), na fração argila desse solo predominam os minerais caulinita e goethita, embora sejam encontrados também traços de gibbsita e hematita. Quando compactado, há tendência à coalescência dos microagregados, resultando em uma estrutura altamente coesa e compacta, com o aparecimento de fissuras ao longo de linhas de fraqueza, formando estruturas fraturadas, preenchidas por plasma argiloso. O local de coleta da amostra de coordenadas 20°45'35"S; 42°52'28"W, mostrado na Figura 20a, foi um talude de corte (ilustrado na Figura 21) localizado próximo ao campus da Universidade Federal de Viçosa;
- Solo 2 - solo residual jovem, classificado pedologicamente como Argissolo Vermelho-Amarelo Câmbico (horizonte C, saprolito), oriundo de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos de gnaisse do Pré-Cambriano, que apresenta coloração acinzentada, textura areno-silto-argilosa. Apresenta uma curva granulométrica bem graduada, que se aproxima da faixa determinada a partir da equação de Fuller-Talbot para misturas densas. Segundo Trindade (2006), suas frações areia e silte são constituídas, basicamente, de quartzo, mica e feldspato, predominando em sua fração argila a caulinita, com traços de goethita, visualizando-se uma estrutura grânica ponteadada (*bridge structure*, ou seja, com "pontes" argilosas ligando os grãos) envolvida em plasma escasso. Como destaca Azevedo (1999) este solo apresenta, também, pseudomorfos caulíníficos os quais quando submetidos ao esforço de compactação

são reorientados formando linhas paralelas normais à direção de aplicação do esforço. O local de coleta da amostra de coordenadas 20°45'38"S; 42°51'29"W, foi um talude de corte, mostrado nas Figuras 20b e 21, localizado na Vila Secundino, no Campus da Universidade Federal de Viçosa;

- Solo 3 - solo residual jovem, sendo material saprolítico, horizonte C, subjacente ao Solo 1, resultante de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos do gnaisse do Pré-Cambriano, com camadas de espessuras às vezes superiores a 20 metros. Em decorrência da intensa lixiviação ocorrida na sua formação, este solo não mais reflete o potencial da rocha matriz, exibe um tom róseo mais avermelhado, devido à presença de hematita, bem como textura areno-silto-argilosa. O local de coleta da amostra de coordenadas 20°45'38"S; 42°52'25"W, mostrado nas Figuras 20c e 21, é um talude localizado próximo ao campus da Universidade Federal de Viçosa;
- Solo 4 - solo residual maduro desenvolvido de rocha granítica, sendo o horizonte B de um Argissolo Vermelho-Amarelo Câmbico, apresentando coloração amarelada e avermelhada e estrutura fraca a moderada em blocos, bem como textura areno-argilo-siltosa. O local de coleta de coordenadas 20°14'03"S; 43°47'47"W, localiza-se às margens da BR 356 no município de Itabirito, MG, próximo ao segundo acesso para a cidade, conforme mostram as Figuras 20d e 22;
- Solo 5 - solo residual jovem, sendo material saprolítico (horizonte C), subjacente ao Solo 4, mostrado na Figura 20e, oriundo de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos de rochas graníticas. Trata-se de material sem estrutura, com coloração esbranquiçada, bem com textura areno-siltosa. O local de coleta de coordenadas 20°14'02"S; 43°47'48"W, é o mesmo da coleta do Solo 4, conforme mostra a Figura 22.



(a) Solo 1



(b) Solo 2



(c) Solo 3



(d) Solo 4



(e) Solo 5

Figura 20. Perfis de coleta das amostras de solo.



Figura 21. Locais de coleta dos Solos 1, 2 e 3 (Adaptado de GOOGLE, 2009).



Figura 22. Locais de coleta dos Solos 4 e 5 (Adaptado de GOOGLE, 2009).

3.2. MÉTODOS

A seguir, nos itens 3.2.1 a 3.2.4, são detalhados os procedimentos adotados para as caracterizações geotécnica, química e mineralógica dos solos estudados, para os estudos de compactação, resistência mecânica e micromorfológicos, bem como para as análises estatísticas realizadas. A Figura 23 mostra um fluxograma dos ensaios e análises a que cada solo foi submetido.

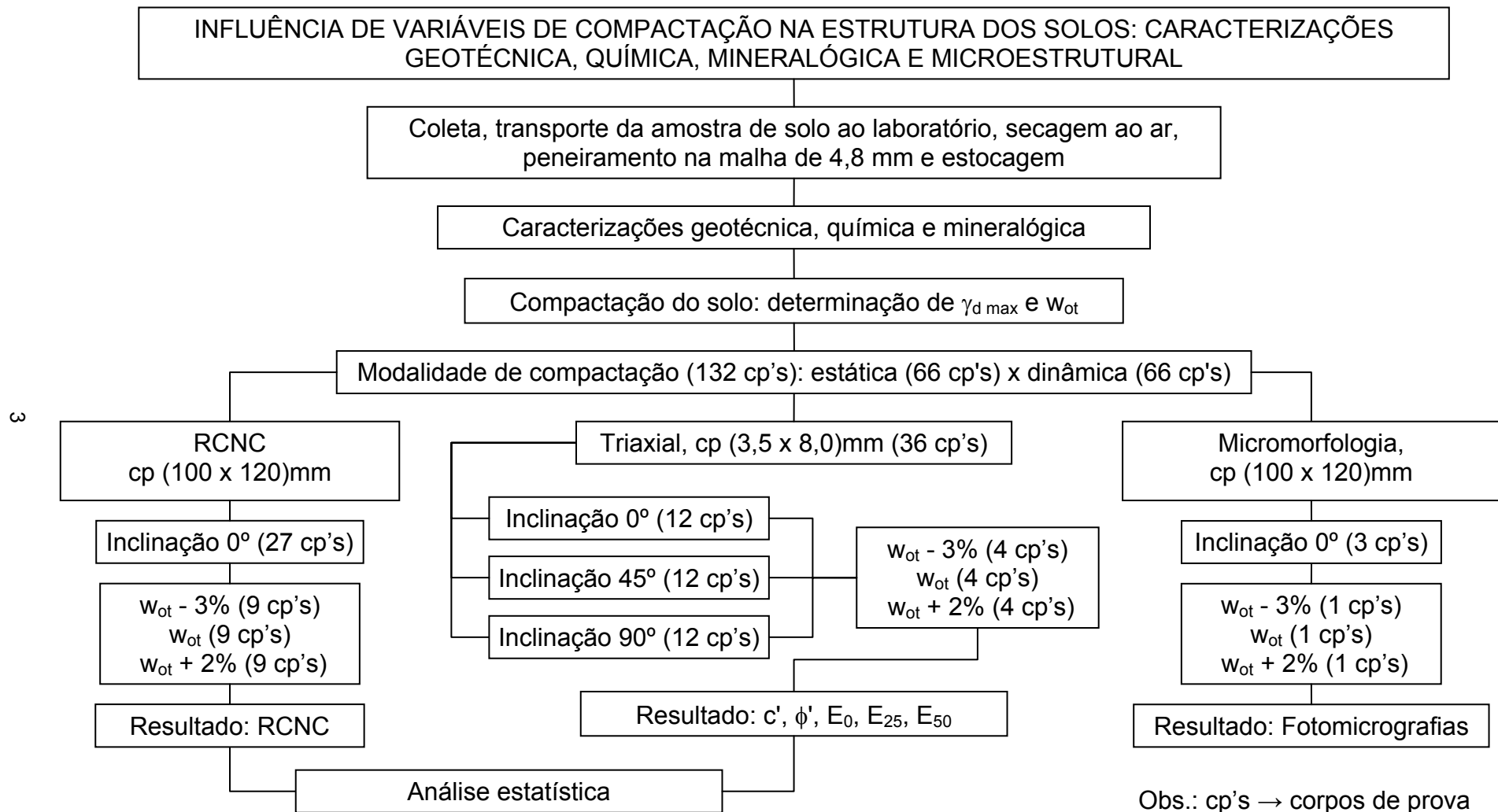


Figura 23. Fluxograma dos ensaios realizados para cada solo.

3.2.1. CARACTERIZAÇÕES GEOTÉCNICA, QUÍMICA E MINERALÓGICA DOS SOLOS

A caracterização geotécnica dos solos foi realizada, englobando os seguintes ensaios: determinação do limite de liquidez (ABNT, 1984a), determinação da massa específica dos grãos (ABNT, 1984b), determinação do limite de plasticidade (ABNT, 1984c) e análise granulométrica (ABNT, 1984d).

Na caracterização química foram determinados os seguintes parâmetros, utilizando-se o solo passante na peneira de 2 mm (EMBRAPA, 1997): pH em água e em cloreto de potássio (KCl); teor de matéria orgânica; teor de potássio e sódio trocáveis (K^+ e Na^+) (por fotometria de chama, após extração com extrator Mehlich-1); teor de cálcio e magnésio trocáveis (Ca^{2+} e Mg^{2+}) (por extração com KCL 1 mol/L e determinação por espectrofotometria de absorção atômica); teor de alumínio trocável (Al^{3+}) (por extração com KCl 1 mol/L e titulação) e teor de fósforo disponível (P) e fósforo remanescente (P-rem).

As análises mineralógicas foram realizadas por meio de difratometria de Raios-X, utilizando-se a fração argila ($\phi < 0,002$ mm). Na montagem do material, empregou-se a montagem orientada, utilizando-se lâminas de vidro liso. Todas as lâminas foram irradiadas no intervalo entre 4° e 50° 2θ , com velocidade do goniômetro de 2° 2θ /min, utilizando-se radiação proveniente de um tubo de cobalto (Co- $K\alpha$) com filtro de níquel (Ni).

3.2.2. ESTUDOS DE COMPACTAÇÃO E DE RESISTÊNCIA MECÂNICA

Considerando-se que o trabalho direciona-se a parâmetros de compactação de aterros, a energia de compactação empregada foi a do Proctor normal. Empregaram-se duas modalidades de compactação, ilustradas na Figura 24, sendo a compactação dinâmica realizada segundo a ABNT (1986) e a compactação estática realizada em três camadas aplicando-se força por meio de prensa hidráulica, buscando-se repetir o peso específico obtido na

compactação dinâmica em cada teor de umidade selecionado. É importante destacar que no procedimento de compactação estática não se mediu a força aplicada ao corpo-de-prova, sendo controlados apenas a massa e altura de cada camada do mesmo. Empregaram-se os teores de umidade $w_{ot} - 3\%$, w_{ot} e $w_{ot} + 2\%$, admitindo-se um desvio de $\pm 0,3\%$, sendo compactados corpos-de-prova para cada combinação de modalidade de compactação e teor de umidade.

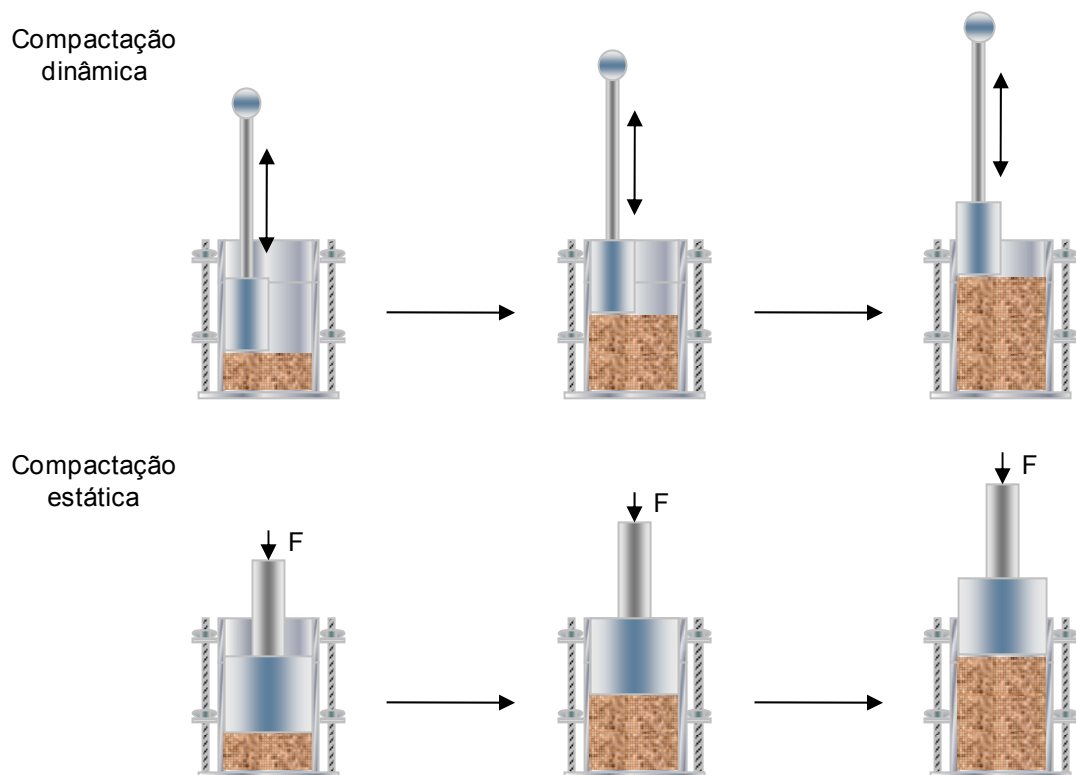


Figura 24. Compactação dinâmica e estática no cilindro Proctor.

Os corpos-de-prova compactados foram submetidos a ensaios de resistência à compressão não confinada (RCNC) e a ensaios triaxiais, considerando nestes últimos aspectos de anisotropia e deformabilidade.

Os ensaios para determinação da RCNC dos solos estudados foram realizados baseando-se nas recomendações da ABNT (1992), mas considerando-se conjuntos de nove corpos-de-prova para cada combinação de modalidade de compactação e teor de umidade, como mostrado na Figura 25. A velocidade de ensaio foi definida considerando-se a deformação axial máxima do corpo-de-prova de 10%, ou seja 12mm, o tempo máximo de ensaio

de 15min e as limitações da prensa utilizada, obtendo-se então a velocidade de ruptura de $1,25 \cdot 10^{-5}$ m/s (0,75 mm/min).

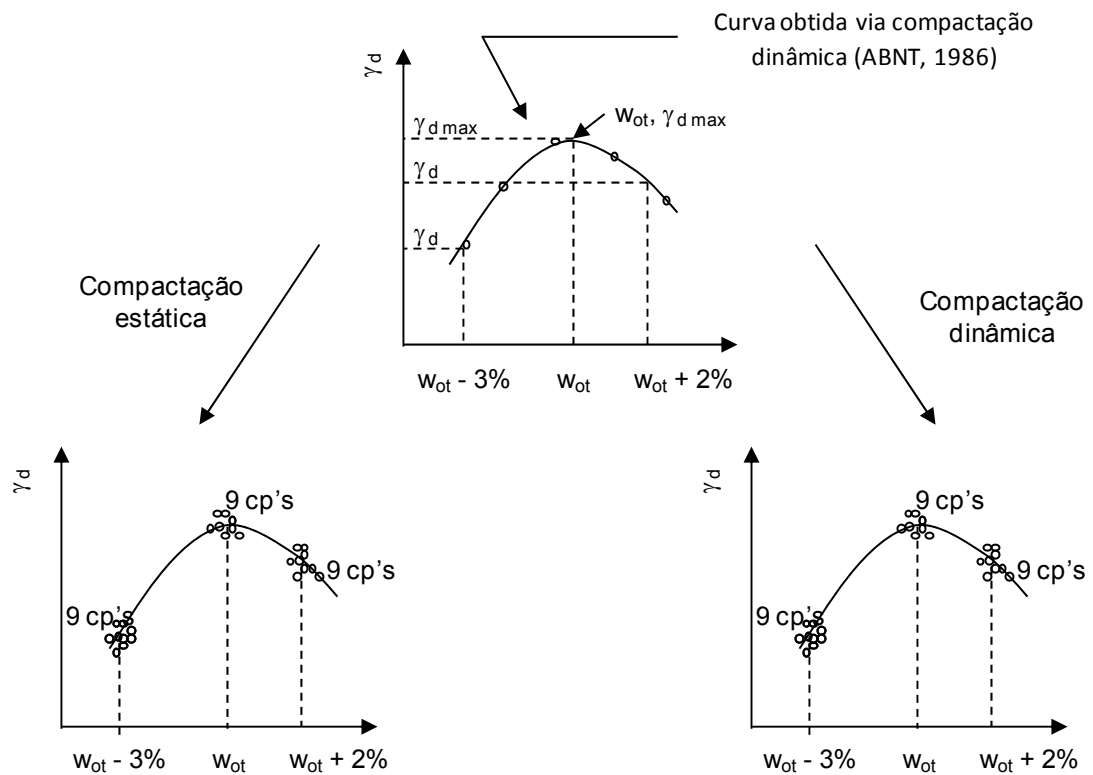


Figura 25. Esquema para a compactação dos corpos-de-prova submetidos aos ensaios de RCNC.

Conforme discutido no Capítulo 2.2.1.2, a resistência dos solos compactados é influenciada em parte, pelo seu grau de saturação. Então, optou-se por realizar os ensaios triaxiais com os corpos-de-prova na umidade de compactação, ou seja, sem saturação. Considerando-se, também, que a maior parte dos solos estudados são arenosos (Solos 2, 4 e 5), optou-se por permitir a possível drenagem do corpo-de-prova durante a realização do ensaio, buscando-se representar, tanto quanto possível, a condição destes solos em situação de campo. Em todos os ensaios realizados foram feitas medidas de poro-pressão na base da célula triaxial.

Os ensaios triaxiais foram realizados baseando-se nas recomendações de Bishop e Henkel (1962), porém sem controle de sucção. A aparelhagem utilizada é mostrada no esquema da Figura 26, ressaltando que durante o

ensaio apenas a drenagem de água foi permitida, sendo adaptada à base da célula triaxial uma pedra porosa de alto valor de entrada de ar (500 kPa).

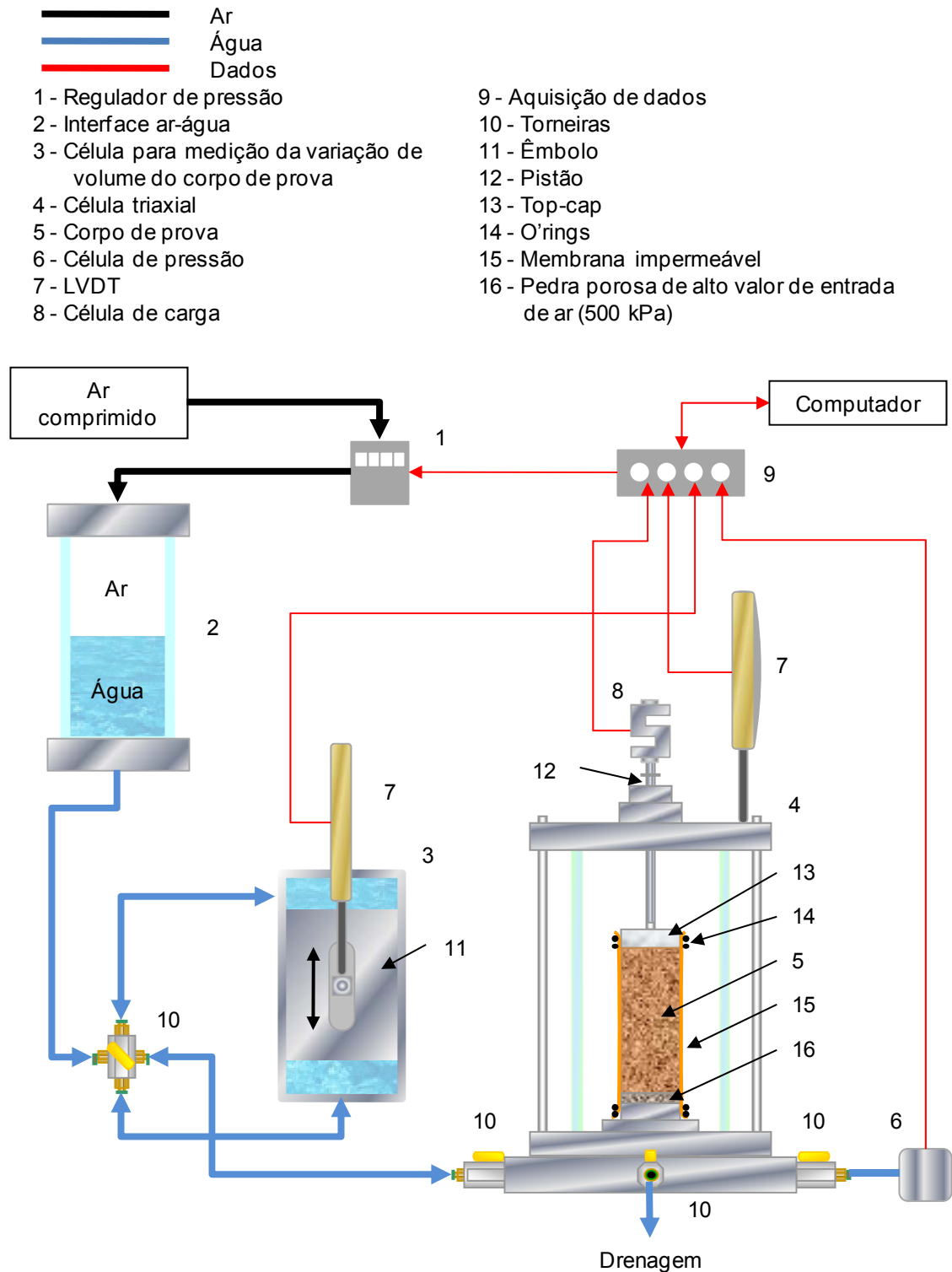


Figura 26. Esquema da aparelhagem utilizada nos ensaios triaxiais.

Os ensaios triaxiais foram realizados nas tensões de confinamento 50, 100, 200 e 300 kPa, sendo os corpos-de-prova talhados nas dimensões 35 mm x 80 mm, a partir de corpos-de-prova compactados no cilindro Proctor, em três diferentes orientações defasadas de 45° em relação à vertical, conforme a Figura 27.

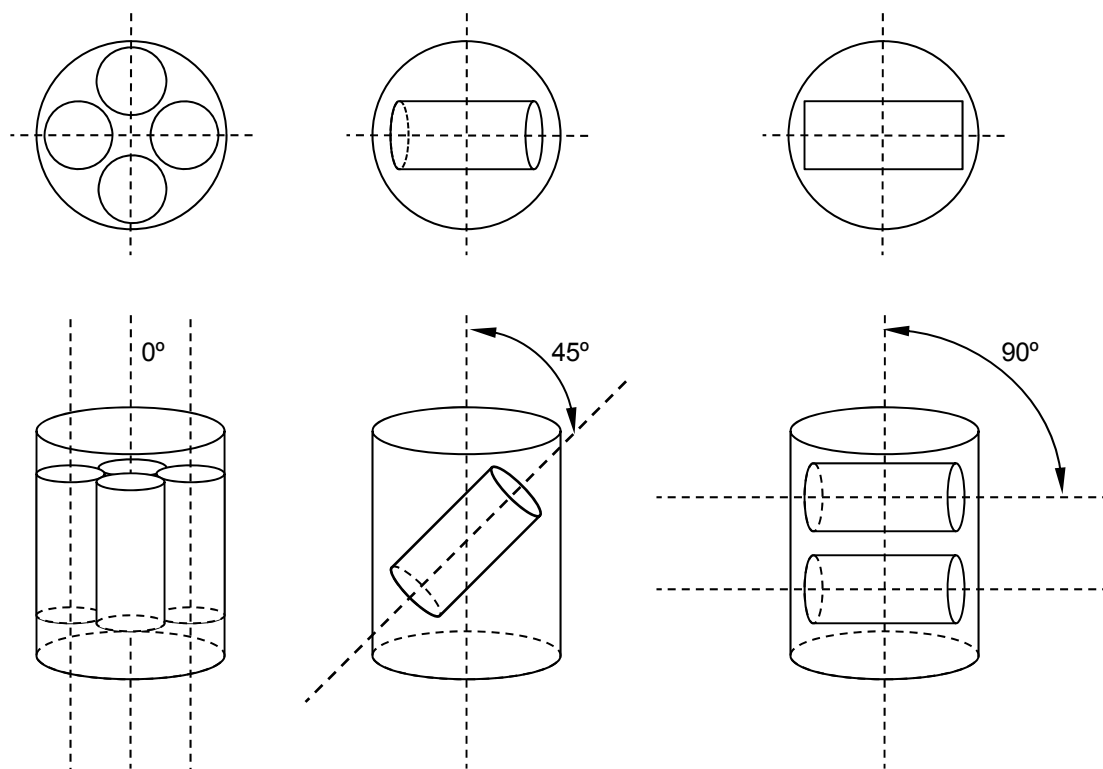


Figura 27. Figura esquemática indicando a posição de moldagem dos corpos-de-prova para os ensaios triaxiais, a partir de corpos-de-prova compactados no cilindro Proctor.

Após moldados os corpos-de-prova foram acondicionados à célula triaxial e, após aplicação da tensão confinante, foram levados à ruptura, sendo esta condição definida como a ocorrência de pico de resistência ou até que a deformação axial do corpo-de-prova fosse da ordem de 15% a 20%. Visando otimizar a realização dos ensaios, procurou-se fixar o tempo máximo de ensaio em seis horas, sendo o tempo de ruptura de cinco horas. Assim, considerando-se a deformação máxima na ruptura de 20%, tem-se a velocidade de ruptura de $8,33 \times 10^{-7}$ m/s (0,05 mm/min), valor este compatível com dados da literatura (BISHOP e HENKEL, 1962; FREDLUND e RAHARDJO, 1993).

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais, obteve-se o conjunto dos parâmetros de resistência a cisalhamento c' (intercepto coesivo efetivo) e ϕ'

(ângulo de atrito efetivo) e de deformabilidade E_0 , E_{25} e E_{50} (respectivamente, módulos tangente inicial e secantes a 25% e 50% da tensão de ruptura).

3.2.3. ESTUDOS MICROMORFOLÓGICOS

As análises micromorfológicas foram realizadas, como segue:

- os corpos-de-prova compactados foram colocados em estufa a 60°C por dois dias. Em seguida, foram impregnados com resina Revopal T-208 com corante Azul de Bayer, em mistura 1:1 com monômero de estireno, adicionando 6 gotas de catalisador para cada 200 mL de mistura;
- após a impregnação, as lâminas polidas (seções-finas) foram confeccionadas nas dimensões de 2,5 x 4,7 cm em faces polidas no sentido perpendicular à superfície do cilindro, como ilustra a Figura 28, e analisadas em microscópio petrográfico OLYMPUS DX-40 com câmera digital acoplada (NIKON Coopix);

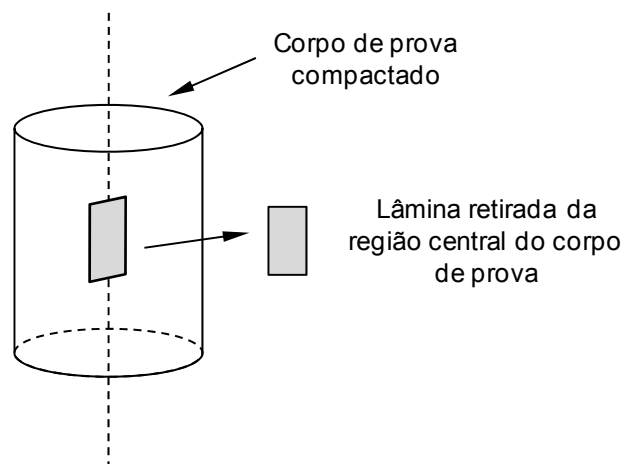


Figura 28. Croqui esquemático indicando a região de retirada das lâminas a serem analisadas.

- as descrições de microestrutura e porosidade seguiram as recomendações de FitzPatrick (1993), com ênfase em observações de feições micromorfológicas e mineralógicas de importância geotécnica;

- a partir das fotomicrografias obtidas em microscópio ótico, foram realizadas medidas quantitativas de porosidade, plasma e grãos, utilizando o software QUANTIPORO (FERNANDES FILHO e VIANA, 2001), desenvolvido no Departamento de Solos da Universidade Federal de Viçosa.

3.2.4. ESTUDOS ESTATÍSTICOS

No presente trabalho, foram utilizados testes estatísticos para subsidiar as análises dos dados obtidos. Os testes utilizados foram de dois tipos, sendo testes de média e testes de identidade de modelos, seguindo os procedimentos recomendados por Steel et al (1998), Montgomery e Runger (2003) e Draper e Smith (1998).

As comparações envolvendo duas médias amostrais foram realizadas utilizando Testes F, seguido de Teste t (t de Student). Como a configuração do Teste t muda em função da aceitação ou rejeição da hipótese de igualdade entre variâncias dada pelo Teste F, deve-se realizar este e, dependendo do resultado, realizar também o Teste t, com a configuração adequada, para a avaliação da hipótese de igualdade entre médias. A Tabela 7, esquematiza os testes utilizados.

Tabela 7. Testes utilizados e hipóteses avaliadas.

Hipótese	Teste F	Teste t
H_0	$\sigma_m = \sigma_n$	$\mu_m = \mu_n$
H_1	$\sigma_m \neq \sigma_n$	$\mu_m \neq \mu_n$

H_0 : Não existem diferenças significativas entre os parâmetros avaliados;

H_1 : Existem diferenças significativas entre os parâmetros avaliados;

$\sigma_m = \sigma_n$: Representam, respectivamente, as variâncias de duas amostras m e n; e

$\mu_m \neq \mu_n$: Representam, respectivamente, as médias de duas amostras m e n.

Nos casos em que três parâmetros foram comparados, tomou-se um deles como referência, fazendo-se a comparação dos demais em relação ao mesmo. Isto ocorreu com as comparações referentes à inclinação do corpo-de-

prova, em que a inclinação de 0° foi tomada como referência, comparando-a com as demais de 45° e 90°.

Os testes de identidade de modelos foram aplicados nas comparações entre as envoltórias de resistência obtidas, avaliando-se a hipótese de igualdade entre as mesmas, ou seja, se não existiam diferenças significativas entre seus interceptos e entre seus coeficientes de inclinação como mostra a Figura 29, utilizando para tanto Variáveis Dummy (DRAPER e SMITH, 1998).

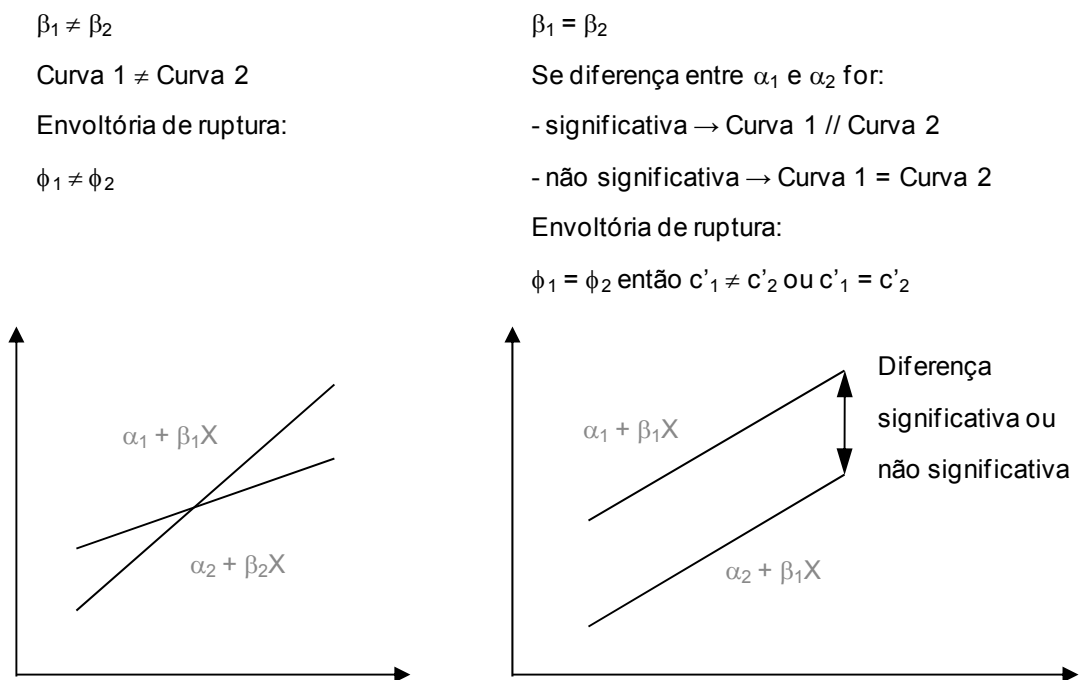


Figura 29. Critério de comparação entre envoltórias.

Todas as análises foram realizadas considerando, para a aceitação ou rejeição das hipóteses estabelecidas, o nível de probabilidade de 5%, que é usual para fins de compactação de solos.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1. RESULTADO DA CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS

O resultado da caracterização geotécnica dos solos estudados é apresentado na Tabela 8 e na Figura 30. Cabe ressaltar o alto teor de argila do Solo 1 (67%), em contraste com o alto teor de areia do Solo 2 (67%) e as proporções praticamente iguais nas classes argila, silte e areia do Solo 3. Os Solos 4 e 5 tem praticamente o mesmo teor de areia.

Tabela 8. Caracterização geotécnica dos solos estudados

	Argila*	Silte*	Areia*			LL	IP	γ_s	TRB	USC	MCT**
			Fina	Média	Grossa						
	%	%	%	%	%	%	%	kN/m ³			
Solo 1	67	7	16	9	1	75	44	27,17	A-7-5 (20)	CH	LG'
Solo 2	6	27	27	31	9	27	12	24,91	A-2-6 (0)	SC	NA'
Solo 3	33	35	16	12	4	65	42	27,51	A-7-6 (19)	CH	-
Solo 4	28	15	24	27	6	40	23	25,95	A-6 (7)	SC	-
Solo 5	4	42	22	21	11	31	12	25,72	A-6 (3)	SC	-

* Classificação segundo a ABNT (1995): argila ($\phi \leq 0,002$ mm), silte ($0,002 < \phi \leq 0,06$ mm), areia grossa ($0,60 < \phi \leq 2,00$ mm), areia média ($0,20 < \phi \leq 0,60$ mm) e areia fina ($0,06 < \phi \leq 0,20$ mm).

** Trindade (2006).

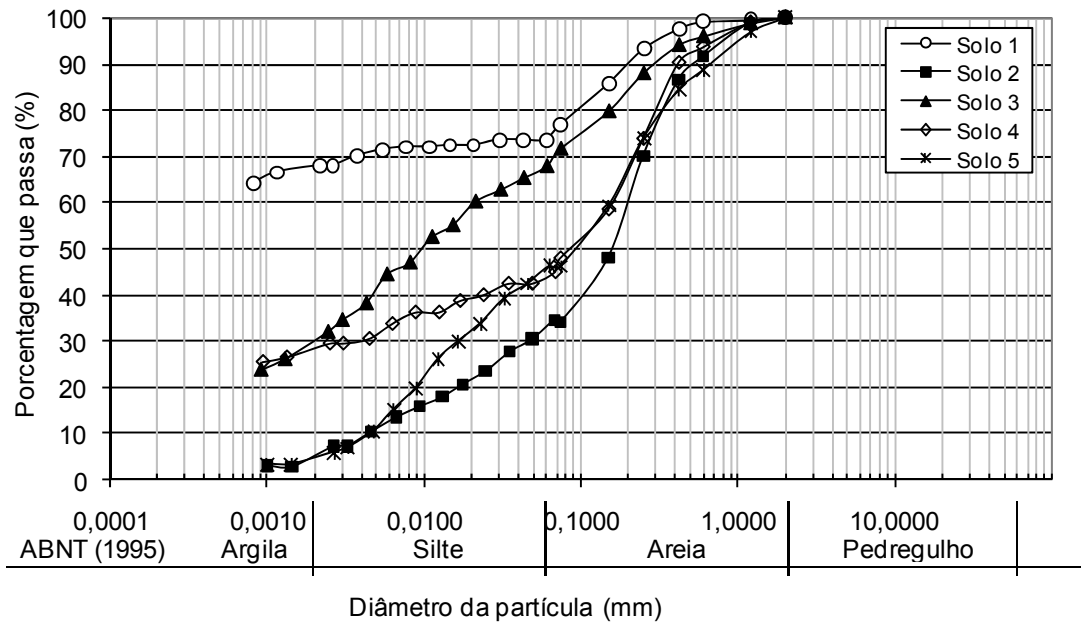


Figura 30. Curvas granulométricas dos solos estudados.

Na Tabela 9, são apresentados os resultados das análises químicas dos solos. Os resultados não mostraram diferenças químicas importantes entre os solos estudados que possam explicar diferenças no comportamento mecânico dos mesmos.

Na Figura 31 tem-se os difratogramas de Raios-X da fração argila dos solos estudados, mostrando os minerais presentes identificados pelos picos correspondentes à distância entre planos atômicos d (CHEN, 1977). Verificou-se a ocorrência de caulinita ($d = 0,714, 0,436, 0,358, 0,257-0,256, 0,250-0,249, 0,238$ e $0,234$ nm) em todos os cinco solos, a goethita ($d = 0,418-0,415$ nm) não foi encontrada apenas no Solo 4, a gibbsita ($d = 0,485$ nm) foi encontrada nos Solos 1, 3 e 4 e foram identificados minerais micáceos ($d = 1,005; 0,499; 0,334$ nm) nos Solos 2 e 5.

Tabela 9. Características químicas dos solos estudados

		Solo 1	Solo 2	Solo 3	Solo 4	Solo 5
pH	H ₂ O	5,08	5,70	5,17	4,53	5,34
	KCl	5,39	4,10	4,59	4,10	4,16
P		0,4	0,9	0,4	0,3	1
K	mg/dm ³	8	43	0	16	20
Na		0,0	9,4	0,4	7,4	0,0
Ca ²⁺		0,42	0,44	0,05	0,07	0,02
Mg ²⁺		0,05	0,23	0,02	0,04	0,03
Al ³⁺		0,10	0,92	0,21	1,23	0,92
H+Al	cmol _c /dm ³	1,4	3,2	1,9	4,1	2,9
SB		0,5	0,8	0,1	0,2	0,1
t		0,6	1,7	0,3	1,4	1,0
T		1,9	4,0	2,0	4,3	3,0
V		26	20	4	4	3
m	%	17	53	75	87	90
ISNa		0,00	2,35	0,62	2,28	0,00
MO	dag/kg	0,64	0,13	0,51	0,77	0,13
P-rem	mg/L	6	52	13	26	51

SB (Soma de bases trocáveis) = Ca²⁺ + Mg²⁺ + K⁺ + Na

t (Capacidade de troca catiônica (CTC) efetiva) = SB + Al³⁺

T (Capacidade de troca catiônica (CTC) a pH 7,0) = SB + H⁺ + Al³⁺

V (Índice de saturação por bases) = 100 SB/T

m (Índice de saturação por alumínio trocável) = 100 Al³⁺/(SB + Al³⁺)

ISNa (Índice de saturação por sódio)

MO (Matéria orgânica) = 1,724*Carbono Orgânico - Walkley-Black

P-rem (Fósforo remanescente)

Todos os solos estudados são cauliniticos, diferindo quanto ao teor de óxidos de ferro e alumínio e minerais micáceos presentes. Todos tem em sua composição óxidos de ferro e alumínio, que são como já dito, elementos importantes para a agregação do solo, atuando como agentes de ligação entre as partículas minerais e influenciando o tipo de estrutura do solo (FERREIRA et al, 1999; GIAROLA et al, 2002; SCHWERTMANN e TAYLOR, 1989; STOOPS et al, 2010; VITORINO et al, 2003). Os solos residuais de gnaiss, Solos 1, 2 e 3, apresentaram o óxido de ferro goethita, bem como o Solo 1, também apresentou gibbsita na sua composição indicando elevado grau de intemperismo típico dos Latossolos (SCHAEFER et al, 2008). Quanto aos Solos 4 e 5, residuais de granito tem-se fraca estrutura do Solo 4, apesar da presença de gibbsita na fração argila, o que se deve à natureza micácea (rica em illita) e caráter câmbico (SCHAEFER et al, 2008).

Cabe ressaltar ainda a presença de minerais micáceos na fração argila dos Solos 2 e 5, sendo provavelmente biotita no Solo 2 e muscovita no Solo 5 (SCHAEFER et al, 2008).

Ct: Caulinita - $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$
Gb: Gibbsita - $\text{Al}(\text{OH})_3$
Gt: Goethita - $\alpha\text{-FeOOH}$
Mi: Minerais micáceos

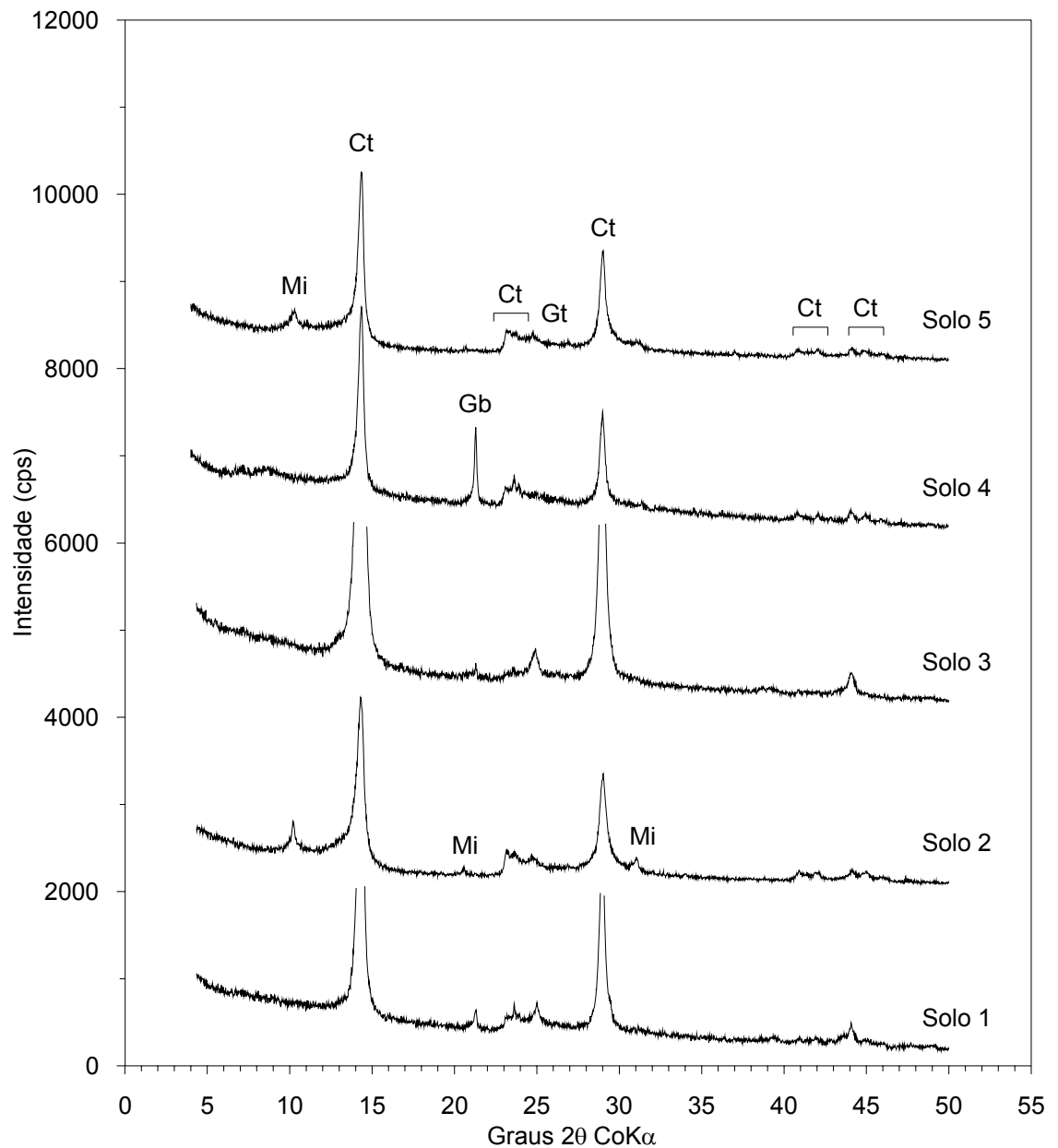


Figura 31. Difractogramas de Raios-X da fração argila dos solos estudados.

4.2. RESULTADOS DOS ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA DE COMPACTAÇÃO

A Tabela 10 sintetiza os resultados dos ensaios de compactação realizados indicando os parâmetros ótimos de compactação e os respectivos teores de umidade utilizados na moldagem dos corpos-de-prova, na energia do Proctor Normal, respeitando-se o desvio máximo de $\pm 0,3\%$ no teor de umidade. Também são relatados os pesos específicos secos obtidos, para cada teor de umidade. A Figura 32 mostra as curvas de compactação dos respectivos solos.

Tabela 10. Parâmetros ótimos de compactação e w e γ_d utilizados na moldagem dos corpos-de-prova

Solo	$w_{ot} - 3\%$	γ_d	w_{ot}	$\gamma_{d\ max}$	$w_{ot} + 2\%$	γ_d
Solo 1 *	27,50	13,62	30,50	14,18	32,50	13,78
Solo 2 *	11,90	17,15	14,90	17,42	16,90	17,15
Solo 3	25,03	14,08	28,03	14,27	30,03	14,08
Solo 4	14,65	15,85	17,65	16,52	19,65	16,19
Solo 5	11,00	16,82	14,00	16,98	16,00	16,77

* Resultados obtidos por Crispim (2007).

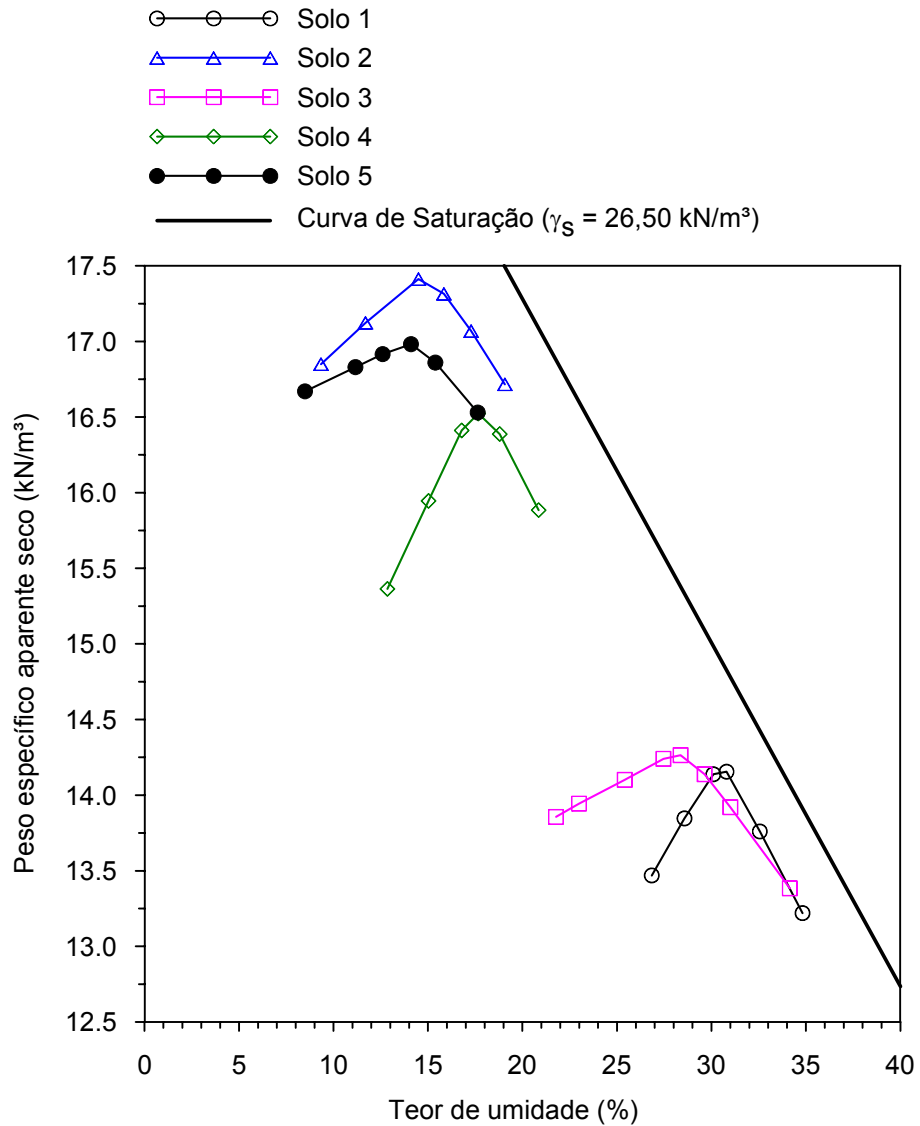


Figura 32. Curvas de compactação dos solos estudados.

4.3. ANÁLISE MICROMORFOLÓGICA

Neste item, apresentam-se os resultados das análises micromorfológicas realizadas a partir de lâminas obtidas dos Solos 1 a 5, que foram extraídas de corpos-de-prova compactados estaticamente e dinamicamente nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$, w_{ot} e $w_{ot} + 2\%$.

As fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 1 são apresentadas na Figura 33. Das observações micromorfológicas realizadas nas amostras do Solo 1, depreende-se que o mesmo apresenta estrutura aglomerática, com plasma argiloso microestruturado compactado. Os grãos são exclusivamente

quartzosos sendo a quase totalidade de não fraturados e a maioria são grãos arredondados.

No teor de umidade $w_{ot} - 3\%$, a compactação estática (Figura 33a) resultou em um material ainda com marcantes traços de microagregação original, porosidade de 11% e vazios ainda com alguma interligação. Por outro lado, a compactação dinâmica (Figura 33b) resultou em um solo com plasma argiloso microestruturado parcialmente soldado (coalescido), que apresenta fissuras com porosidade fissural e orientada com poros de empacotamento dentro da mesma, e fora desta porosidade quase toda perdida (aproximadamente 2%).

Conforme ilustra a Figura 33c, no teor de umidade ótimo, a amostra compactada estaticamente apresentou ainda alguns traços de microagregação original, com formação de vazios isolados e porosidade baixa (3%), sendo do tipo fissural e orientada. Por outro lado, a amostra compactada dinamicamente apresentou poucos traços de microagregação original, com porosidade quase toda perdida (1,5%), sendo esta praticamente devido a fissuras que aparecem marcadamente.

No teor de umidade $w_{ot} + 2\%$, tanto a amostra compactada na modalidade de compactação estática (Figura 33e) quanto na dinâmica (Figura 33f) já não apresentaram traços da microagregação original, sendo a porosidade composta de poros isolados e alguma porosidade fissural e orientada, perpendicularmente ao esforço de compactação, na amostra dinâmica.

Percebe-se então o gradual fechamento e isolamento dos poros do Solo 1 com o aumento do teor de umidade, sendo este efeito mais evidente para a compactação estática. A compactação dinâmica resulta num solo mais compacto, porém provoca fissuras no mesmo.

→ Sentido do esforço de compactação

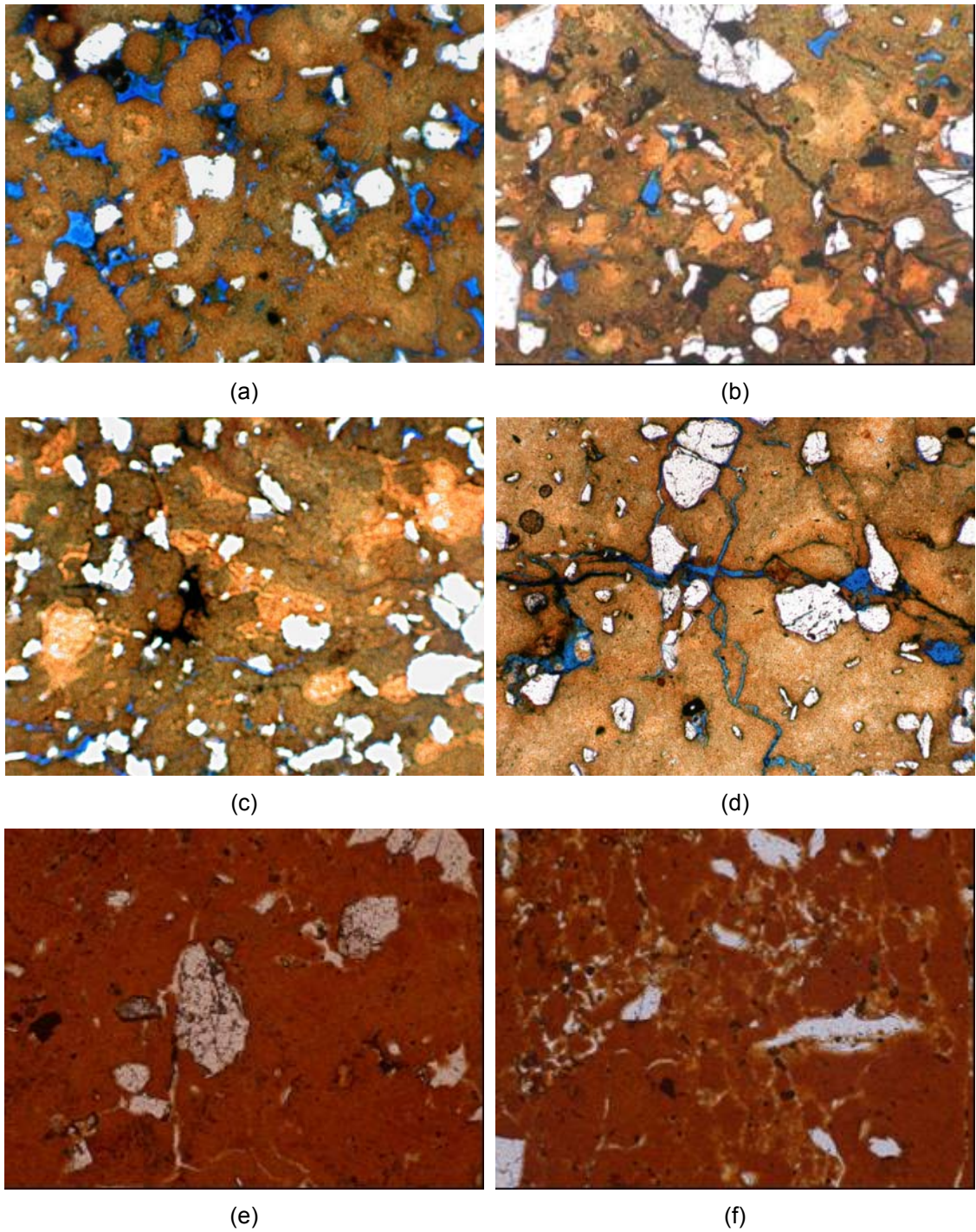


Figura 33. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 1 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).

O Solo 2, cujas fotomicrografias são apresentadas na Figura 34, apresenta, de maneira geral, estrutura grânica compactada ponteadada (*bridge structure*), sendo os grãos constituídos de quartzo fraturado e não-fraturado, com abundantes pseudomorfos de mica e plasma envolvente claro caulinitico.

A amostra compactada estaticamente, no teor de umidade $w_{ot} - 3\%$, Figura 34a, apresentou cerca de 10% de pseudomorfos, 26% de plasma envolvente e porosidade de 22% formada de poros de empacotamento simples. Por outro lado a amostra compactada dinamicamente, representada pela Figura 34b, apresentou estrutura grânica ponteadada com grãos predominantemente fraturados, 8% de pseudomorfos e 30% de plasma difuso envolvente ocupando o espaço poroso, bem como apresenta 18% de porosidade difusa, com poros e vazios pouco conectados.

No teor de umidade ótimo a amostra compactada estaticamente (Figura 34c) apresentou estrutura com pseudomorfos em torno de 10% e plasma difuso envolvente (37%), com porosidade mais ou menos conectada, microporosidade abundante e macroporos de cerca de 15%. Por outro lado a amostra compactada dinamicamente (Figura 34d) apresentou aproximadamente 6% de pseudomorfos e plasma claro envolvente (25%) com porosidade (17%) formada de poros de empacotamento simples.

No ramo úmido da curva de compactação ($w_{ot} + 2\%$), a amostra analisada apresentou estrutura com porosidade formada por poros isolados (macroporos) e, predominantemente, microporos. Não se percebeu diferenças importantes entre as amostras compactadas estática (Figura 34e) e dinamicamente (Figura 34f).

→ Sentido do esforço de compactação

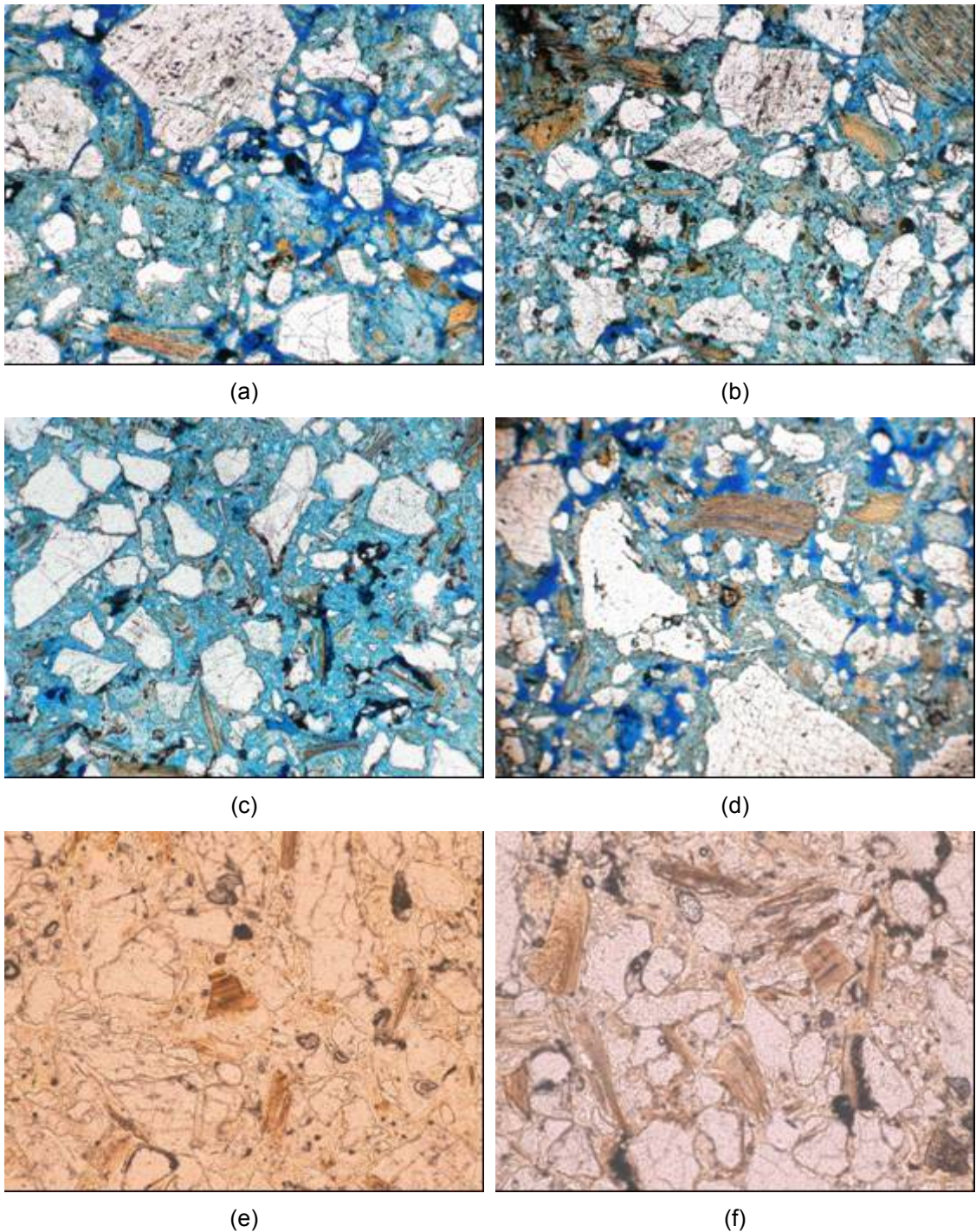


Figura 34. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 2 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).

O Solo 3, como pode ser visto na Figura 35, apresenta estrutura formada por material plasmado em torno de agregados (com dimensões de 0,5 a 1,5mm) e também dos grãos de quartzo. O esqueleto quartzoso, formado por

grãos não fraturados, constitui duas fases, uma de grãos de quartzo pequenos não arestados e outra de grãos maiores arestados e há abundantes concreções.

→ Sentido do esforço de compactação

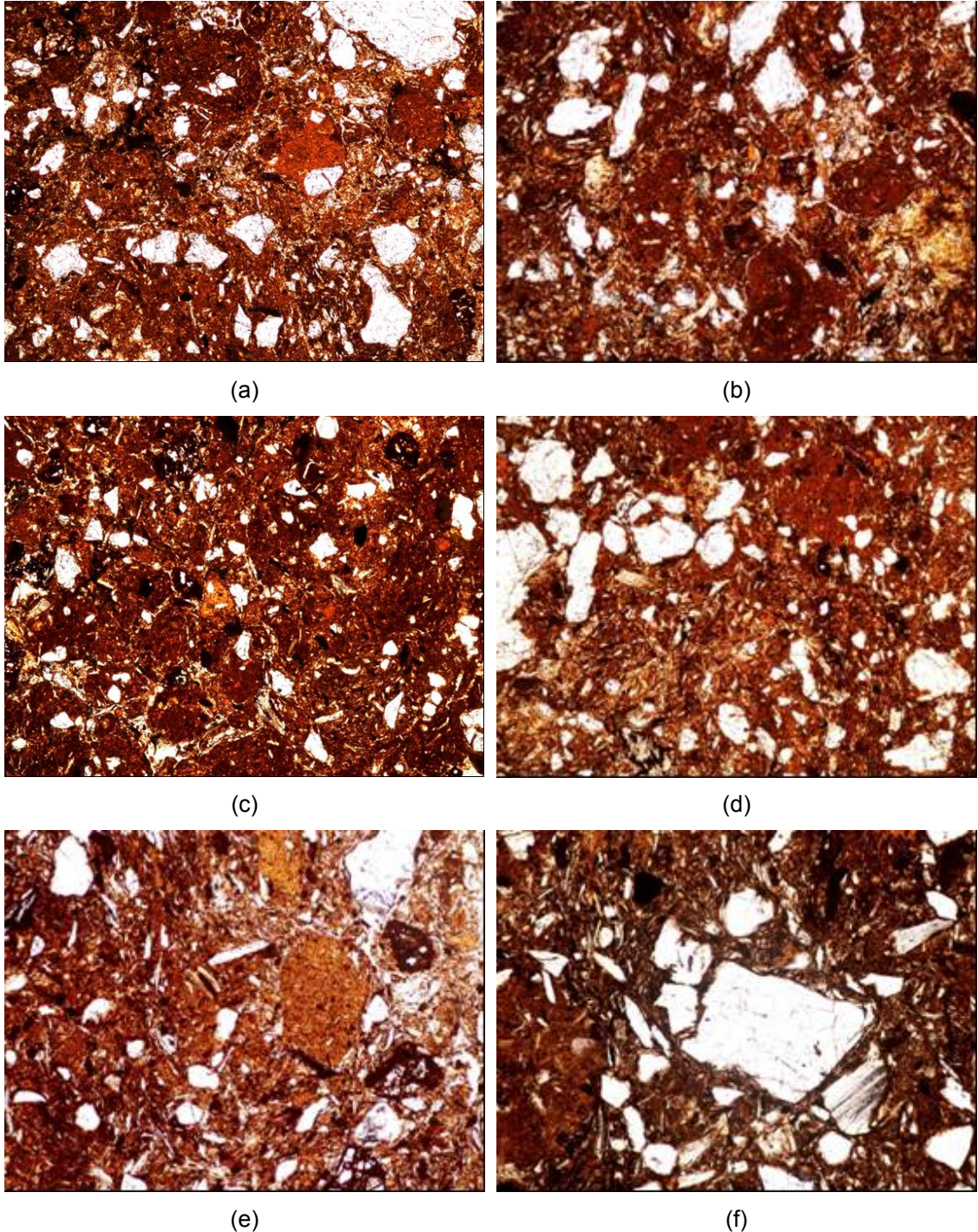


Figura 35. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 3 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).

Nas amostras compactadas na modalidade dinâmica percebeu-se a formação de núcleos estruturados em torno dos agregados e dos grãos de quartzo, formando domínios semicirculares. Os grãos maiores formam núcleos de resistência que permitem a formação de domínios reorientados dos pseudomorfos de caulinita/mica, os quais apresentam graus variáveis de impregnação ferruginosa.

Na modalidade de compactação estática, não houve formação de domínios circulares e as pedofeições (nódulos e concreções) foram mais preservados, bem como a porosidade, havendo porosidade residual inter-agregados.

Quanto ao teor de umidade não foi possível detectar diferenças relevantes entre as diferentes fotomicrografias.

De maneira geral, o Solo 4, mostrado na Figura 36, apresenta estrutura com plasma argiloso e grãos de quartzo abundantes, sendo quase todos fraturados, bem como nódulos e concreções.

Do ponto de vista do teor de umidade não se detectou, na escala analisada, diferenças entre as amostras. Por outro lado, quanto à modalidade de compactação percebeu-se que as amostras compactadas dinamicamente apresentaram estrutura mais fechada, com grãos coalescidos e na compactação estática estrutura mais aberta preservando zonas de agregação intactas como pode ser visto na Figura 36a.

→ Sentido do esforço de compactação

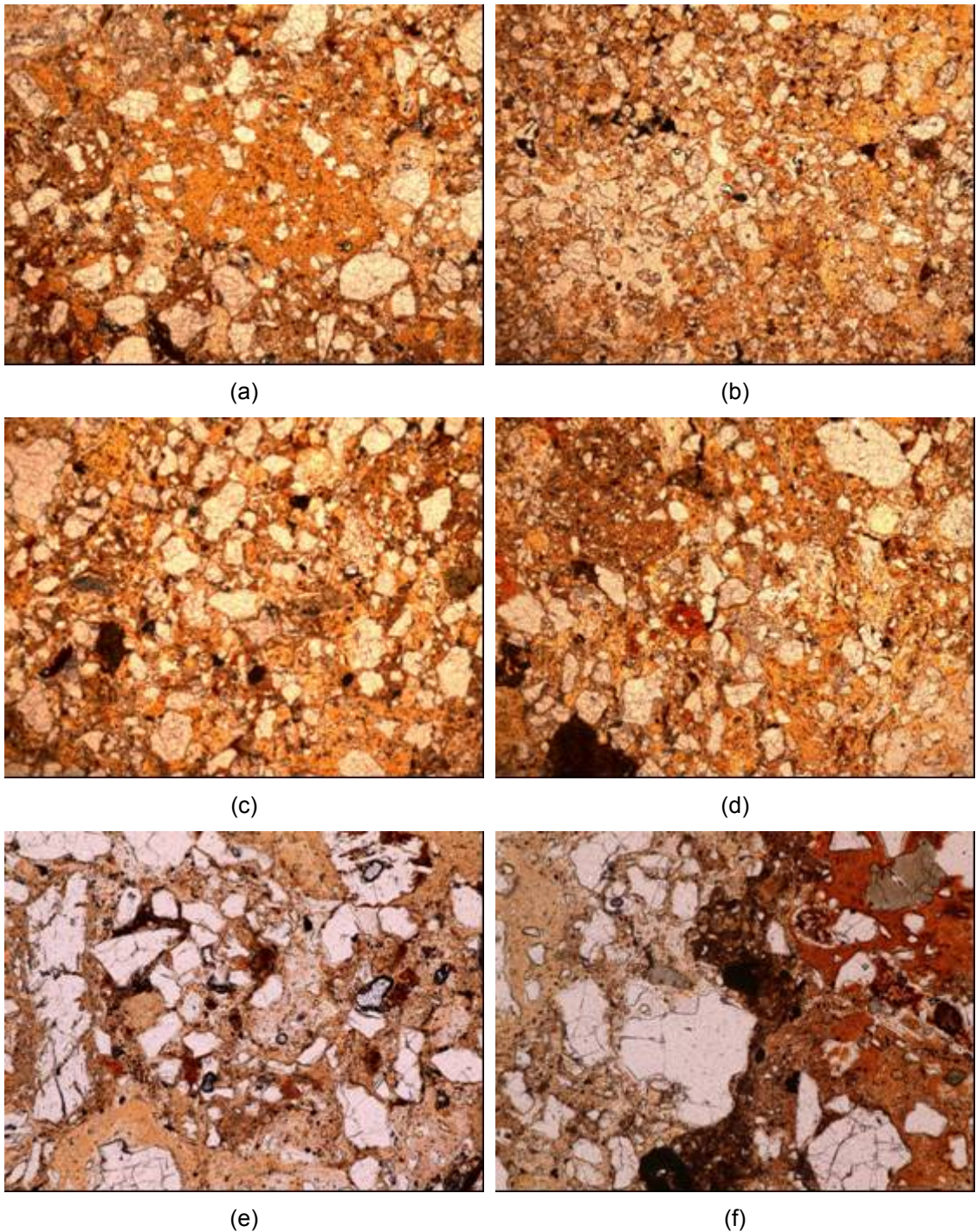


Figura 36. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 4 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).

O Solo 5, cujas fotomicrografias são apresentadas na Figura 37, apresenta, de maneira geral, estrutura grânica compactada, sendo os grãos constituídos de quartzo fraturado e não-fraturado, envolvidos em plasma claro

caulinítico, bem como apresenta impregnações ferruginosas. Não foi possível detectar, na escala analisada, diferenças resultantes da modalidade de compactação ou do teor de umidade empregados.

→ Sentido do esforço de compactação

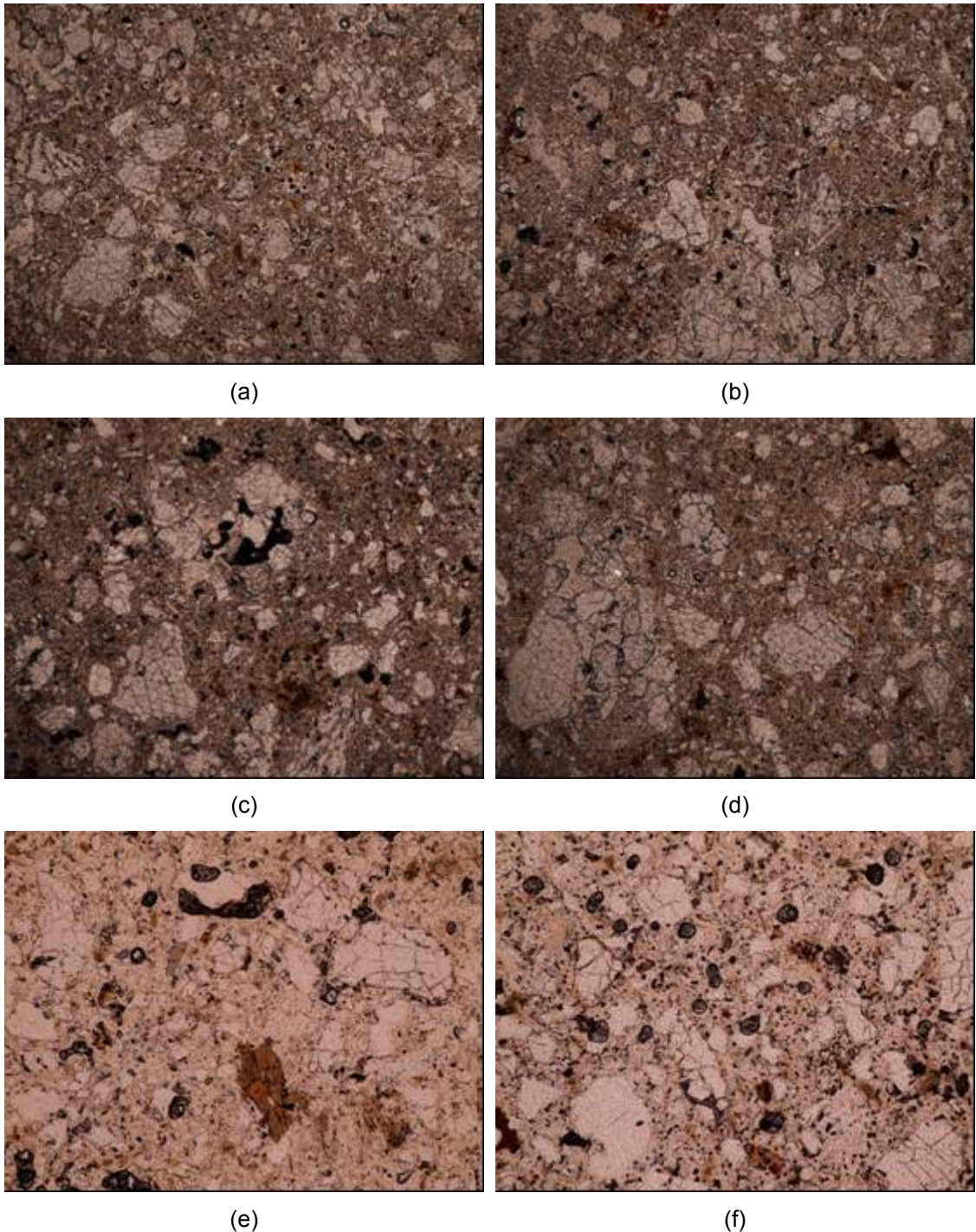


Figura 37. Fotomicrografias realizadas em lâminas do Solo 5 obtidas de corpos-de-prova compactados estaticamente (a, c, e) e dinamicamente (b, d, f), nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ (a, b), w_{ot} (c, d) e $w_{ot} + 2\%$ (e, f) (aumento de 40x).

4.4. ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DO MÉTODO DE COMPACTAÇÃO NA CURVA DE COMPACTAÇÃO DOS SOLOS

A Figura 38 mostra as curvas de compactação e as resistências à compressão não confinada (RCNC) obtidas para os Solos 1 e 2, empregando-se respectivamente as modalidades de compactação estática e dinâmica.

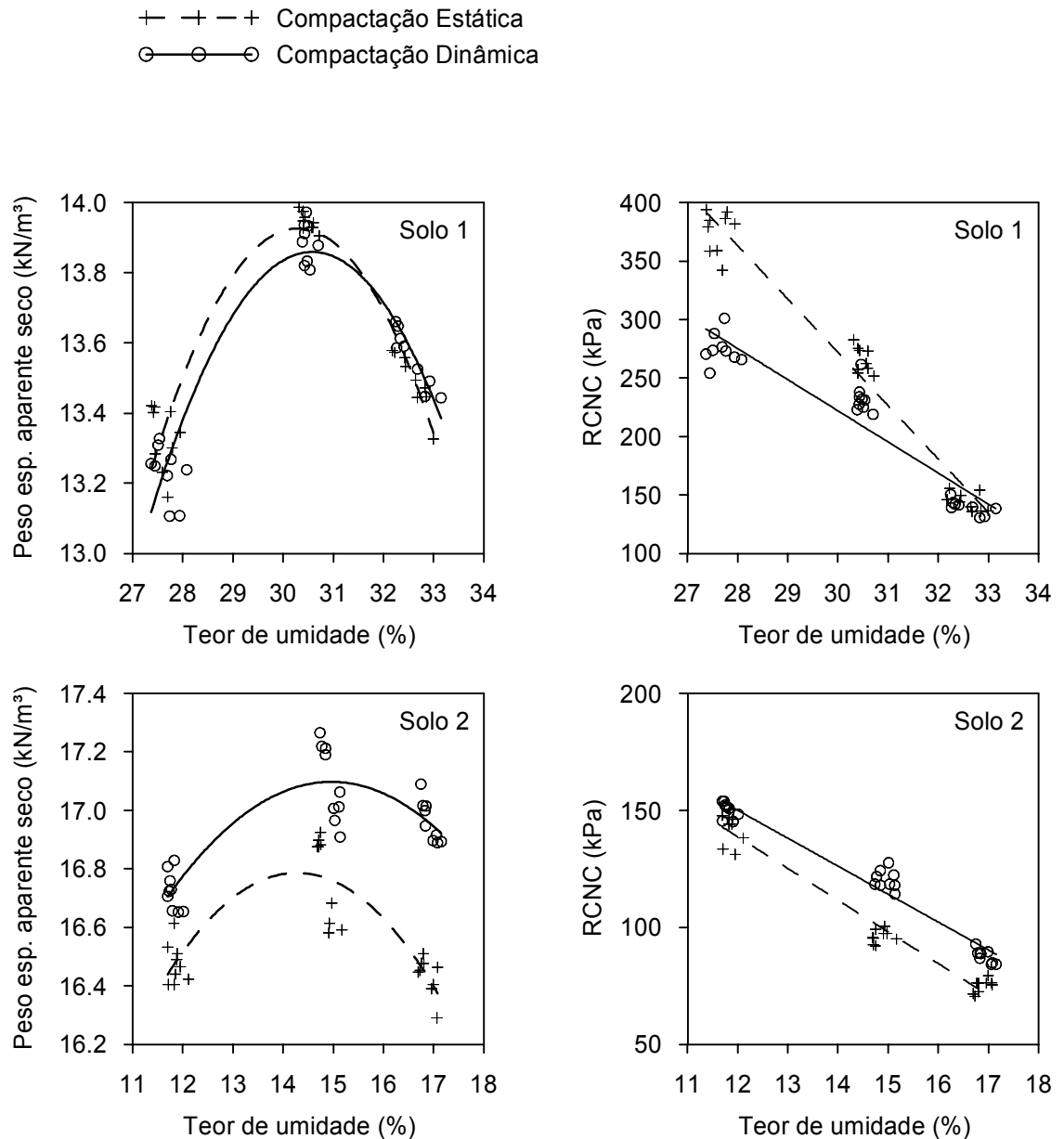


Figura 38. Curvas de compactação e resistências à compressão não confinada para os Solos 1 e 2 (CRISPIM, 2007).

Observando a Figura 38 nota-se o comportamento diferenciado do Solo 1 em resposta às modalidades de compactação estática e dinâmica. No

ramo seco da curva de compactação, houve aumento desproporcional na diferenças entre os resultados de RCNC.

As Tabelas 11 e 12, mostram as estatísticas básicas média (x), desvio padrão (s) e coeficiente de variação (CV), referentes a estes dados mostrados nas curvas da Figura 38. Utilizando o CV , pode-se avaliar a qualidade dos resultados obtidos, uma vez que o mesmo relaciona os desvios padrão dos valores obtidos com as respectivas médias. os desvios encontrados são pequenos ficando em torno de 0,5% para o γ_d e chegando 5% para a RCNC.

Tabela 11. Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 1 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica (CRISPIM, 2007)

Parâmetros avaliados	Estatísticas		W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%
			Compactação estática			Compactação dinâmica		
γ_d	x	kN/m ³	13,33	13,94	13,49	13,23	13,89	13,56
	s	kN/m ³	0,09	0,03	0,08	7,79E-02	5,71E-02	8,22E-02
	CV	%	0,69	0,18	0,60	0,59	0,41	0,61
RCNC	x	kPa	375,30	265,41	144,23	274,54	232,38	139,73
	s	kPa	17,82	10,90	7,66	13,44	12,44	6,03
	CV	%	4,75	4,11	5,31	4,90	5,36	4,32

Tabela 12. Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 2 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica (CRISPIM, 2007)

Parâmetros avaliados	Estatísticas		W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%
			Compactação estática			Compactação dinâmica		
γ_d	(x)	kN/m ³	16,48	16,77	16,44	16,72	17,09	16,96
	s	kN/m ³	0,07	0,15	0,07	0,07	0,13	0,07
	CV	%	0,42	0,88	0,40	0,39	0,76	0,42
RCNC	(x)	kPa	142,46	96,16	74,90	150,35	120,35	87,73
	s	kPa	6,67	2,81	2,76	3,29	4,02	2,93
	CV	%	4,69	2,92	3,69	2,19	3,34	3,33

Com relação às variações ocorridas no parâmetro RCNC, observa-se a existência de comportamentos diferenciados nos Solos 1 e 2. Para o Solo 1 o

uso da compactação estática levou a aumento na resistência mecânica, já para o Solo 2 levou à queda da mesma. A Figura 39 mostra que as diferenças relativas entre médias, tomando como referência a compactação dinâmica, são expressivas, chegando a 37% para o Solo 1 e 20% para o Solo 2.

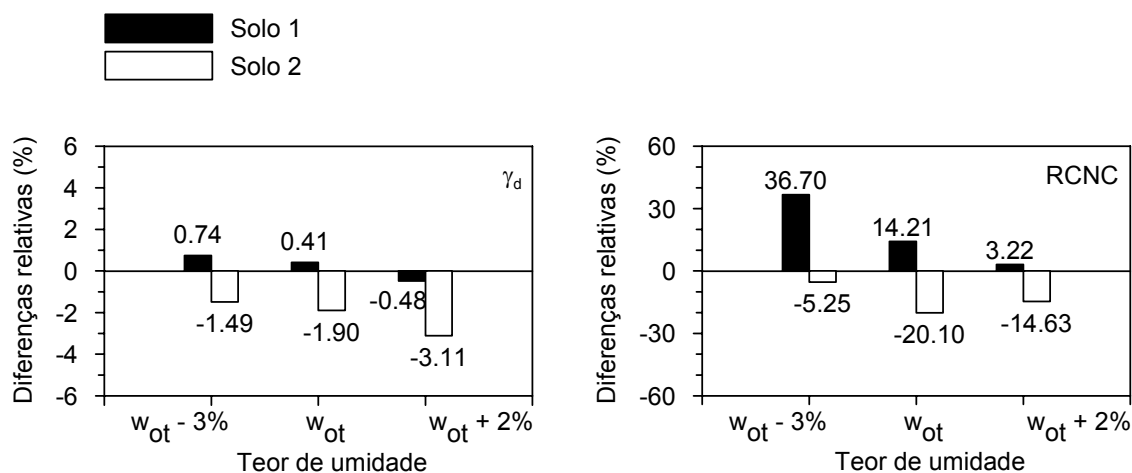


Figura 39. Diferenças relativas entre médias obtidas, nas modalidades de compactação estática e dinâmica, para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 1 e 2, tomando a modalidade dinâmica com referência.

Os valores apresentados na Figura 39 e o resultado da aplicação do teste estatístico (teste t) aos dados obtidos, mostrado na Tabela 13, indicam que existem diferenças estatisticamente significativas entre as modalidades de compactação estática e dinâmica, tanto para o parâmetro γ_d quanto RCNC, a exceção do Solo 1 no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

Tabela 13. Resultados da análise de variância aplicada aos resultados obtidos para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 1 e 2, empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica

Parâmetros avaliados	$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 1			
γ_d	*	*	ns
RCNC	*	*	ns
Solo 2			
γ_d	*	*	*
RCNC	*	*	*

* indica a ocorrência de diferenças significativas 5% e (ns) indica que não existem diferenças estatisticamente significativas, a 5% de probabilidade.

Conforme discutido por Crispim (2007) esses fatos podem estar relacionados às particularidades pedológico-geotécnicas dos Solos 1 e 2. O Solo 1, geotecnicamente é classificado como residual maduro e pedologicamente como Latossolo Vermelho-Amarelo, o que evidencia a ocorrência de processos pedogenéticos avançados na sua formação, bem como apresenta estrutura em grânulos bem individualizados e aspecto bastante poroso, podendo apresentar potencial de colapso para tensões mais elevadas, como destaca Azevedo (1999). Outro aspecto de interesse é que, no Solo 1 podem predominar ligações interpartículas de caráter tal que, sob a ação de forças externas, especialmente as de natureza dinâmica, são afetadas ou destruídas, levando a situações de ocorrência de menores resistências mecânicas. Certamente, essas considerações, se não aplicáveis em sua totalidade ao presente caso, em que se observa maior eficiência da compactação estática no ganho de resistência mecânica do Solo 1, podem fornecer subsídios para a adequada compreensão do fato de que a compactação dinâmica produziu maior distúrbio nas ligações interpartículas, ao nível de agregados de partículas, do que a estática e, conseqüentemente, gerou queda na RCNC do material em análise.

O Solo 2 é classificado geotecnicamente como residual jovem (saprolito). É de se esperar que a influência da compactação dinâmica seja mais significativa neste solo, mais arenoso, haja vista a influência maior da vibração na acomodação gradativa das partículas e, conseqüentemente, na eficiência do processo de compactação, como enfatizam Hilf (1992), Guedes de Melo (1985) e Rico e Del Castillo (1976).

As curvas de compactação e de RCNC obtidas para os Solos 3, 4 e 5, empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica, são apresentadas na Figura 40 e as Tabelas 14, 15 e 16, mostram as estatísticas básicas referentes a estes dados. A qualidade dos resultados obtidos pode ser avaliada a partir das Tabelas, onde se pode verificar que os desvios dos valores em relação à respectiva média, medido pelo CV, são pequenos ficando em torno de 0,5% para o γ_d e 5% para a RCNC.

Da análise da Figura observa-se que, para os Solos 3 e 4, a compactação estática resultou em maiores RCNC relativamente à compactação dinâmica. Para o Solo 3 essa diferença varia entre 10 e 17%, como indica a Figura 41, e para o Solo 4 varia entre 9 e 20%, sendo portanto, expressivas a exceção do Solo 4 no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$, em que essa diferença não chega a 5%.

+ + - + Compactação estática
 ○ ○ ○ Compactação dinâmica

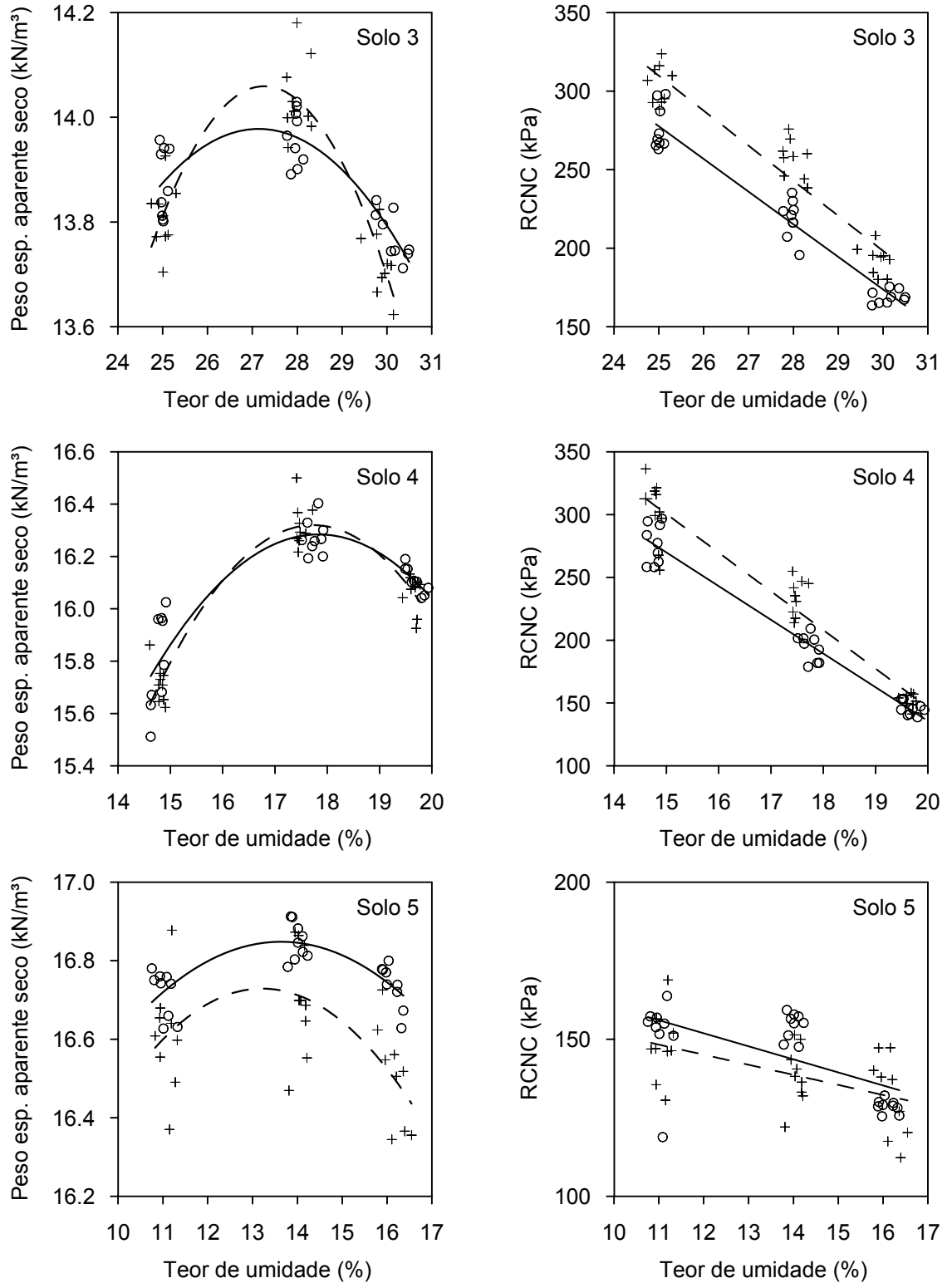


Figura 40. Curvas de compactação e resistências à compressão não confinada para os Solos 3, 4 e 5.

Tabela 14. Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 3 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.

Parâmetros avaliados	Estatísticas	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%
		Compactação estática			Compactação dinâmica		
γ_d	(x) kN/m ³	13,81	14,04	13,72	13,88	13,96	13,77
	s kN/m ³	0,06	0,07	0,06	0,07	0,05	0,05
	CV %	0,46	0,53	0,44	0,47	0,38	0,33
RCNC	(x) kPa	304,41	256,86	192,19	276,34	218,82	168,94
	s kPa	12,45	12,13	9,17	13,98	11,92	4,17
	CV %	4,09	4,72	4,77	5,06	5,45	2,47

Tabela 15. Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 4 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.

Parâmetros avaliados	Estatísticas	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%
		Compactação estática			Compactação dinâmica		
γ_d	(x) kN/m ³	15,71	16,32	16,06	15,80	16,27	16,11
	s kN/m ³	0,07	0,08	0,07	0,18	0,07	0,05
	CV %	0,46	0,51	0,44	1,16	0,40	0,30
RCNC	(x) kPa	301,61	234,33	151,68	276,96	193,94	145,48
	s kPa	25,93	14,19	5,32	15,56	10,73	5,24
	CV %	8,60	6,05	3,51	5,62	5,53	3,60

Tabela 16. Indicadores estatísticos básicos para os resultados obtidos para o Solo 5 empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.

Parâmetros avaliados	Estatísticas	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%	W _{ot} - 3%	W _{ot}	W _{ot} + 2%
		Compactação estática			Compactação dinâmica		
γ_d	(x) kN/m ³	16,61	16,70	16,51	16,72	16,85	16,74
	s kN/m ³	0,14	0,14	0,13	0,06	0,05	0,06
	CV %	0,84	0,83	0,79	0,36	0,28	0,33
RCNC	(x) kPa	147,76	138,57	131,89	151,55	154,27	128,63
	s kPa	11,13	9,17	13,01	12,82	4,23	2,07
	CV %	7,53	6,62	9,87	8,46	2,74	1,61

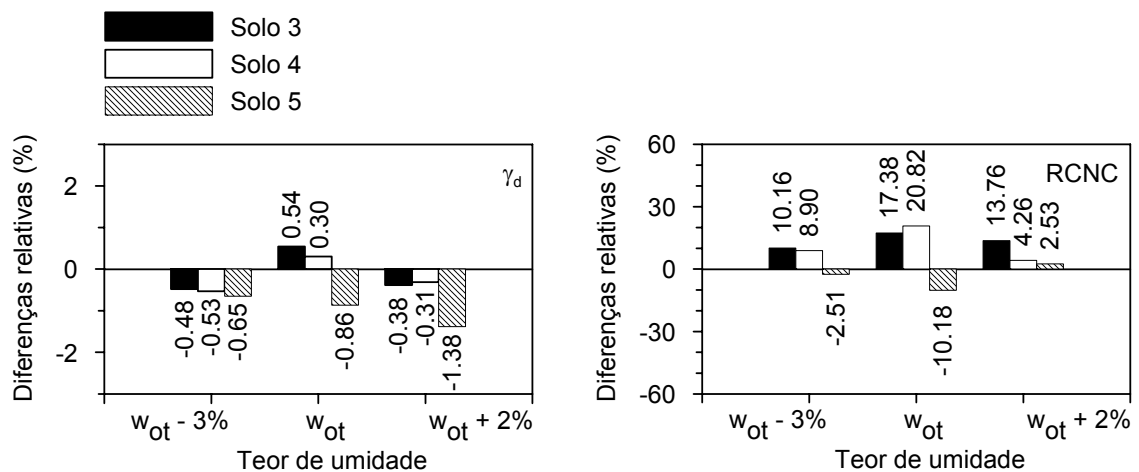


Figura 41. Diferenças relativas entre médias obtidas, nas modalidades de compactação estática e dinâmica, para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 3, 4 e 5, tomando a modalidade dinâmica com referência.

O Solo 5 apresenta comportamento inverso, sendo a RCNC obtida com a compactação estática cerca de 10% menor que a RCNC obtida dinamicamente, no teor de umidade ótimo. No entanto nos ramos seco e úmido da curva de compactação as diferenças encontradas não superam 3% podendo-se considerar as resistências iguais.

Aplicando-se um teste estatístico (teste t) para avaliar melhor os resultados encontrados obtiveram-se os resultados apresentados na 0.

Tabela 17. Resultados da análise estatística (teste t) aplicada aos resultados obtidos para os parâmetros γ_d e RCNC dos Solos 3, 4 e 5, empregando-se as modalidades de compactação estática e dinâmica.

Parâmetros avaliados	$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 3			
γ_d	*	*	ns
RCNC	*	*	*
Solo 4			
γ_d	ns	ns	ns
RCNC	*	*	*
Solo 5			
γ_d	*	*	*
RCNC	ns	*	ns

* indica a ocorrência de diferenças significativas a 5% de probabilidade e (ns) indica que não existem diferenças estatisticamente significativas a 5% de probabilidade.

Confirma-se o que foi dito anteriormente, existem diferenças estatisticamente significativas, ao nível de 5% de probabilidade, entre as RCNC obtidas para os Solos 3 e 4, compactados nas modalidades estática e dinâmica. E quanto ao Solo 5 existe diferença significativa apenas no teor de umidade ótimo.

Quanto ao parâmetro γ_d , embora os resultados do teste estatístico indiquem que existem diferenças significativas, do ponto de vista da prática de engenharia as diferenças podem ser desconsideradas, pois, como pode ser visto na Figura 41, via de regra, são menores que 1%.

Considerando o que foi discutido para o Solo 1 e as análises das fotomicrografias apresentadas no Item 4.3, pode-se atribuir o comportamento quanto às resistências dos Solos 1, 3 e 4 frente à compactação estática parcialmente ao fato deste processo preservar a estrutura original dos solos. Como pode ser verificado na análise mineralógica e na descrição dos solos, os Solos 1, 3 e 4 possuem em sua composição óxidos de ferro e alumínio, elementos importantes na agregação dos solos, com já ressaltado no Item 4.1. O Solo 1 possui estrutura granular fortemente desenvolvida, contendo óxidos de ferro e alumínio (STOOPS et al, 2010). O Solo 3, embora saprolítico, está numa zona de transição e apresenta estrutura incipiente (contém óxidos de ferro) evidenciada pela pedogênese moderada e plasma argiloso. Já o Solo 4 apresenta estrutura fraca a moderada (contém óxidos de alumínio).

Também pode ser visto nas fotomicrografias que o grau de agregação diminui do Solo 1 para o Solo 4, sendo que as diferenças entre as resistências nas compactações estática e dinâmica também diminuem no mesmo sentido. Por outro lado, os Solos 2 e 5, tipicamente arenosos, respondem melhor ao processo de compactação dinâmico, como explicado anteriormente ao se referir ao Solo 2.

Os Solos 2 e 5 apresentaram, ainda, comportamento diferenciados frente ao aumento no teor de umidade. Percebe-se das Figuras 38 e 40 que, independente da modalidade de compactação, o Solo 2 se mostrou mais sensível ao aumento no teor umidade com queda relativamente maior na

RCNC que o Solo 5. Isto pode ser atribuído à mineralogia de ambos, ou seja, o Solo 2 contém micas do tipo da biotita (ou vermiculita) que são facilmente hidratáveis e apresentam expansão de volume, podendo contribuir para a perda de resistência do solo. Por outro lado o Solo 5 contém muscovita (ou illita) que é pouco expansiva, resultando em perda de resistência mínima.

Focando o teor de umidade ótimo e com base nos resultados encontrados, nas análises estatísticas e no que foi discutido, pode-se agrupar os solos segundo a Tabela 18.

Tabela 18. Síntese dos resultados encontrados, para γ_d e RCNC, no teor de umidade ótimo

Solo	Modalidade de compactação	
	Estática	Dinâmica
		γ_d
Solos estruturados (Solos 1, 3 e 4)	γ_d	> (Diferenças < 1%)
Solos tipicamente arenosos (Solos 2 e 5)	γ_d	< (Diferenças < 1%)
		RCNC
Solos estruturados (Solos 1, 3 e 4)	RCNC	> (Diferenças entre 14-21%)
Solos tipicamente arenosos (Solos 2 e 5)	RCNC	< (Diferenças entre 10-20%)

4.5. RESULTADO DOS ENSAIOS TRIAXIAIS

As envoltórias de ruptura $s' \times t$, obtidas a partir dos ensaios triaxiais, para os Solos 1 a 5, para cada combinação de modalidade de compactação, teor de umidade e inclinação do corpo-de-prova estão agrupadas nas Figuras de 42 a 46, sendo os resultados de c' e ϕ' obtidos apresentados na Tabela 19.

A partir dos resultados obtidos foram aplicados testes estatísticos, de identidade de modelos, a fim de melhor avaliar possíveis diferenças entre as curvas encontradas, sendo que os resultados dos testes estão apresentados nas Tabelas 20 e 21. A Tabela 20 mostra o resultado dos testes estatísticos na

avaliação da hipótese de igualdade entre as três envoltórias geradas para as inclinações de 0°, 45° e 90°, dentro de cada combinação de modalidade de compactação e teor de umidade. Já a Tabela 21 mostra os resultados da avaliação da hipótese de igualdade entre cada envoltória estática e a respectiva envoltória dinâmica, dentro de cada combinação de teor de umidade e inclinação do corpo-de-prova.

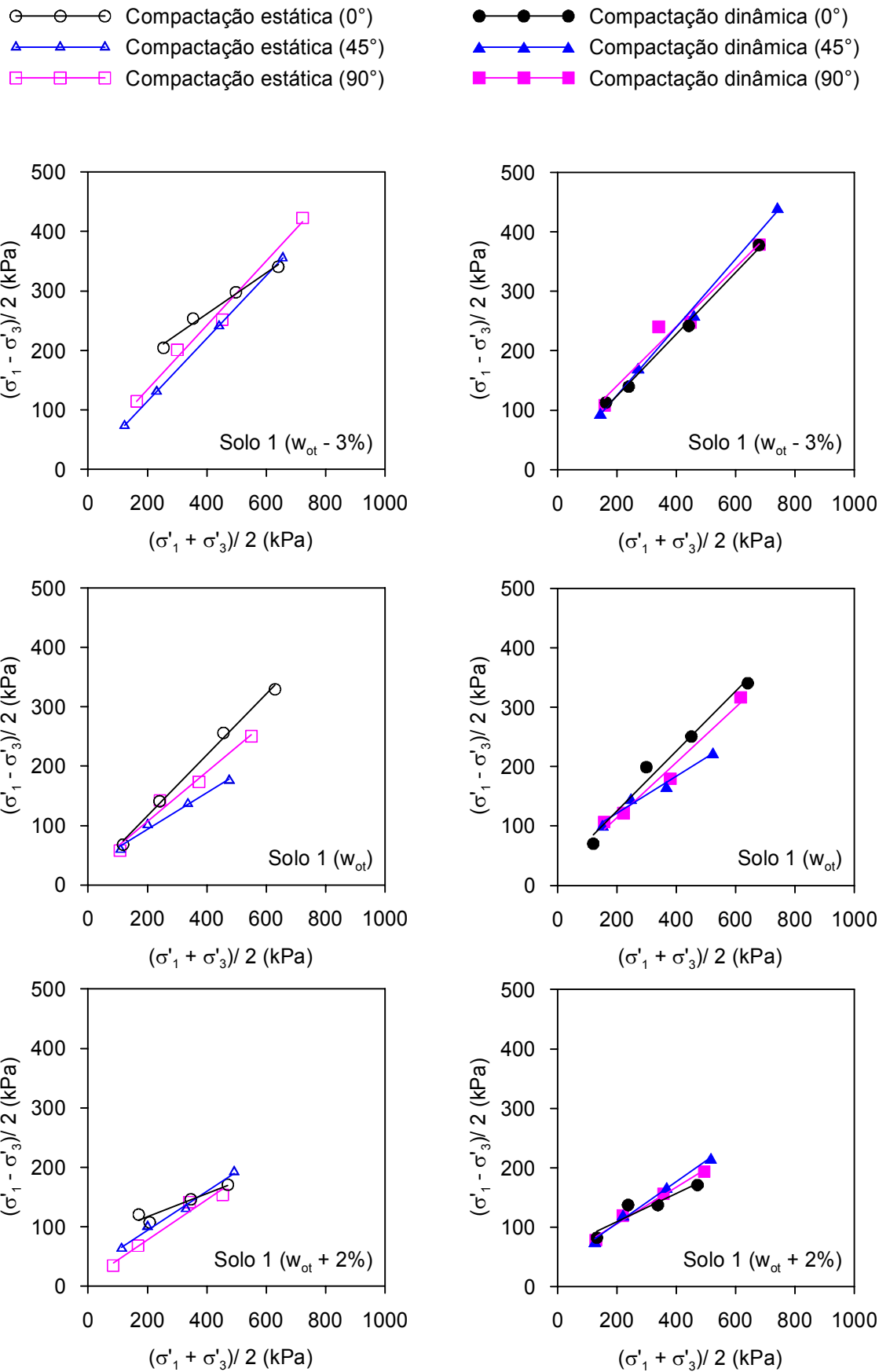


Figura 42. Envolvórias de ruptura obtidas para Solo 1.

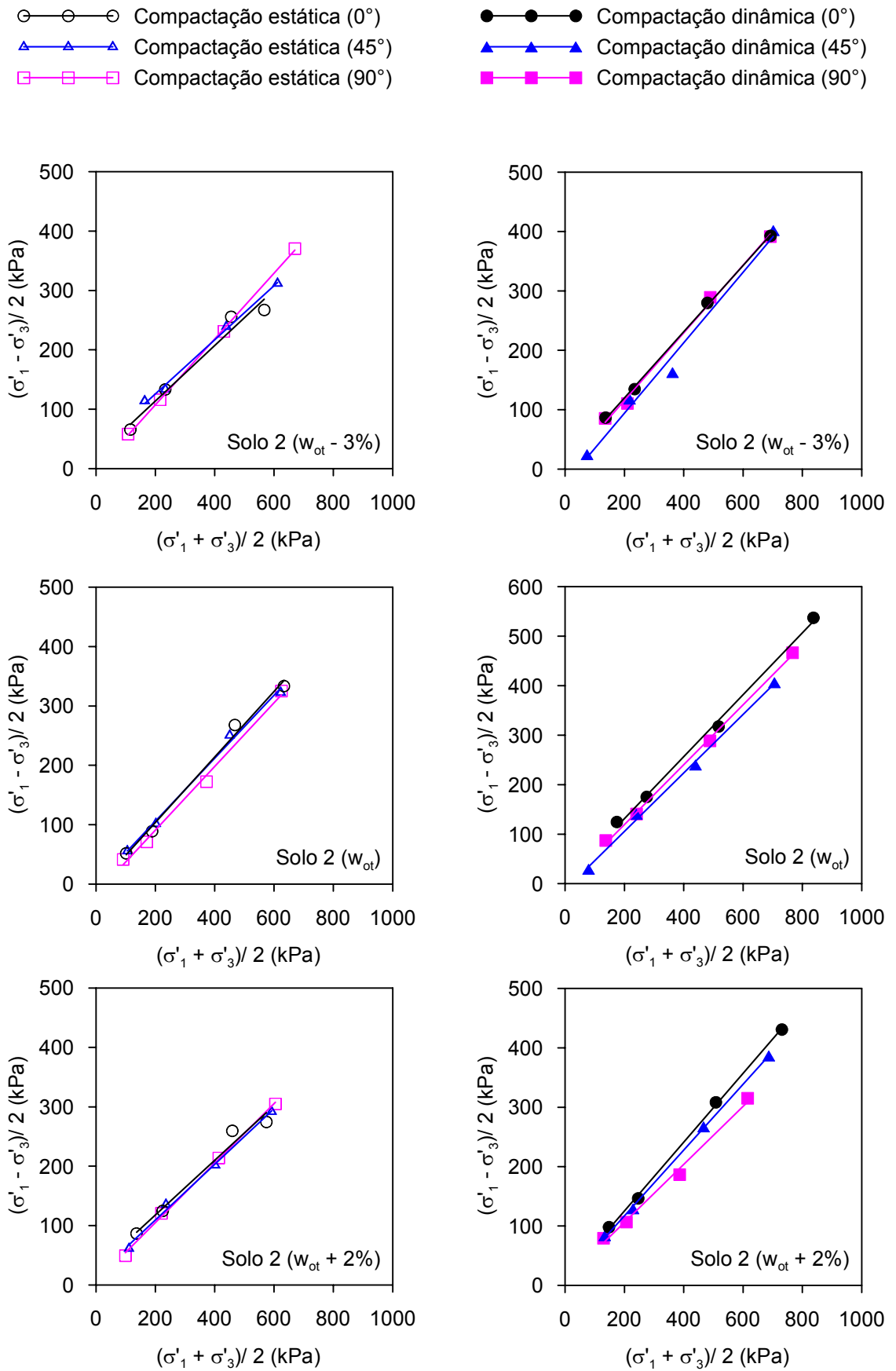


Figura 43. Envolvórias de ruptura obtidas para Solo 2.

- Compactação estática (0°)
- ▲—▲—▲ Compactação estática (45°)
- Compactação estática (90°)

- Compactação dinâmica (0°)
- ▲—▲—▲ Compactação dinâmica (45°)
- Compactação dinâmica (90°)

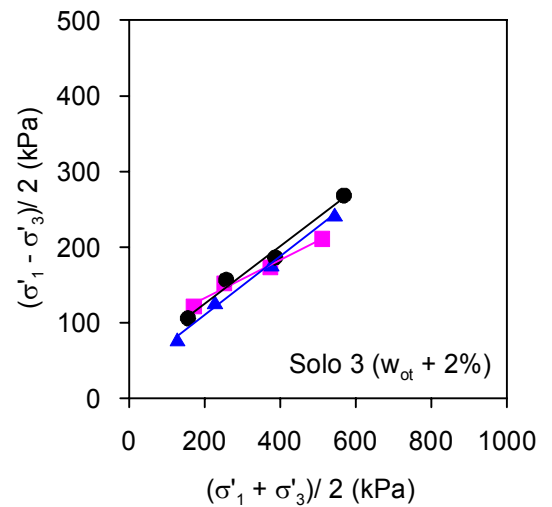
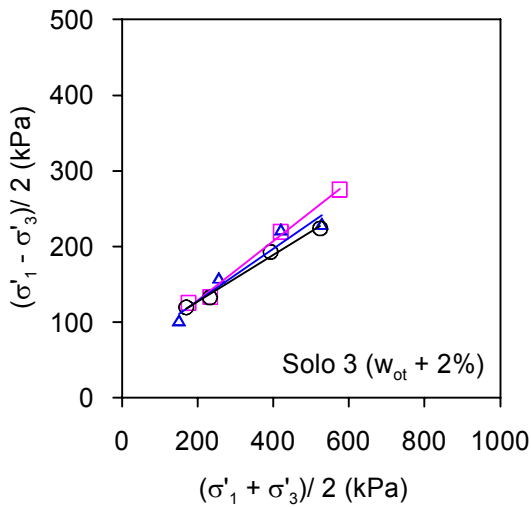
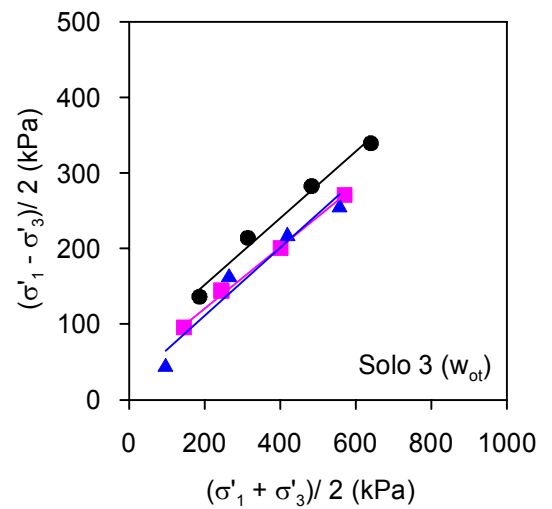
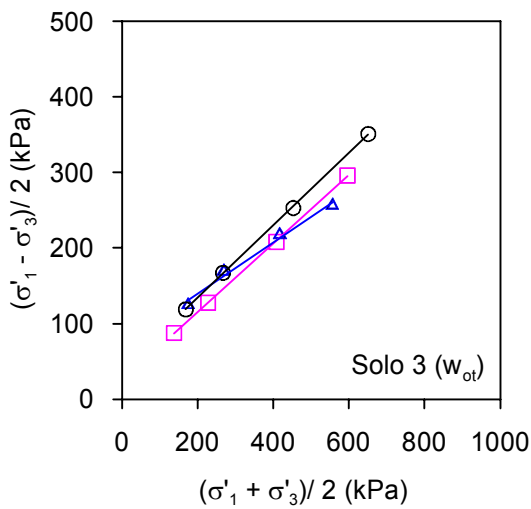
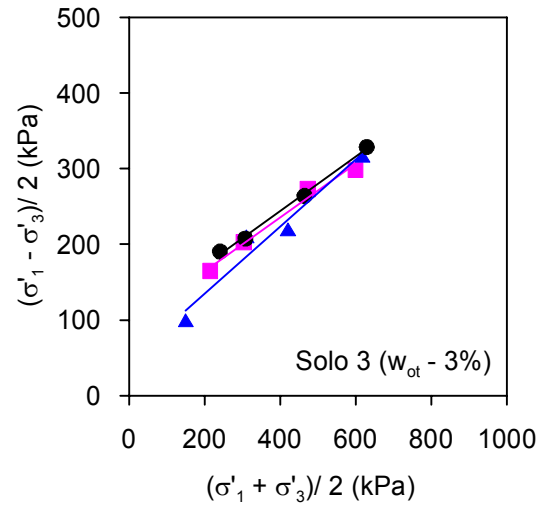
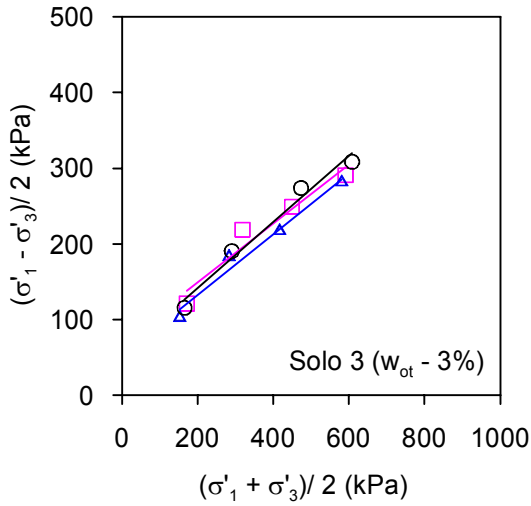


Figura 44. Envolvórias de ruptura obtidas para Solo 3.

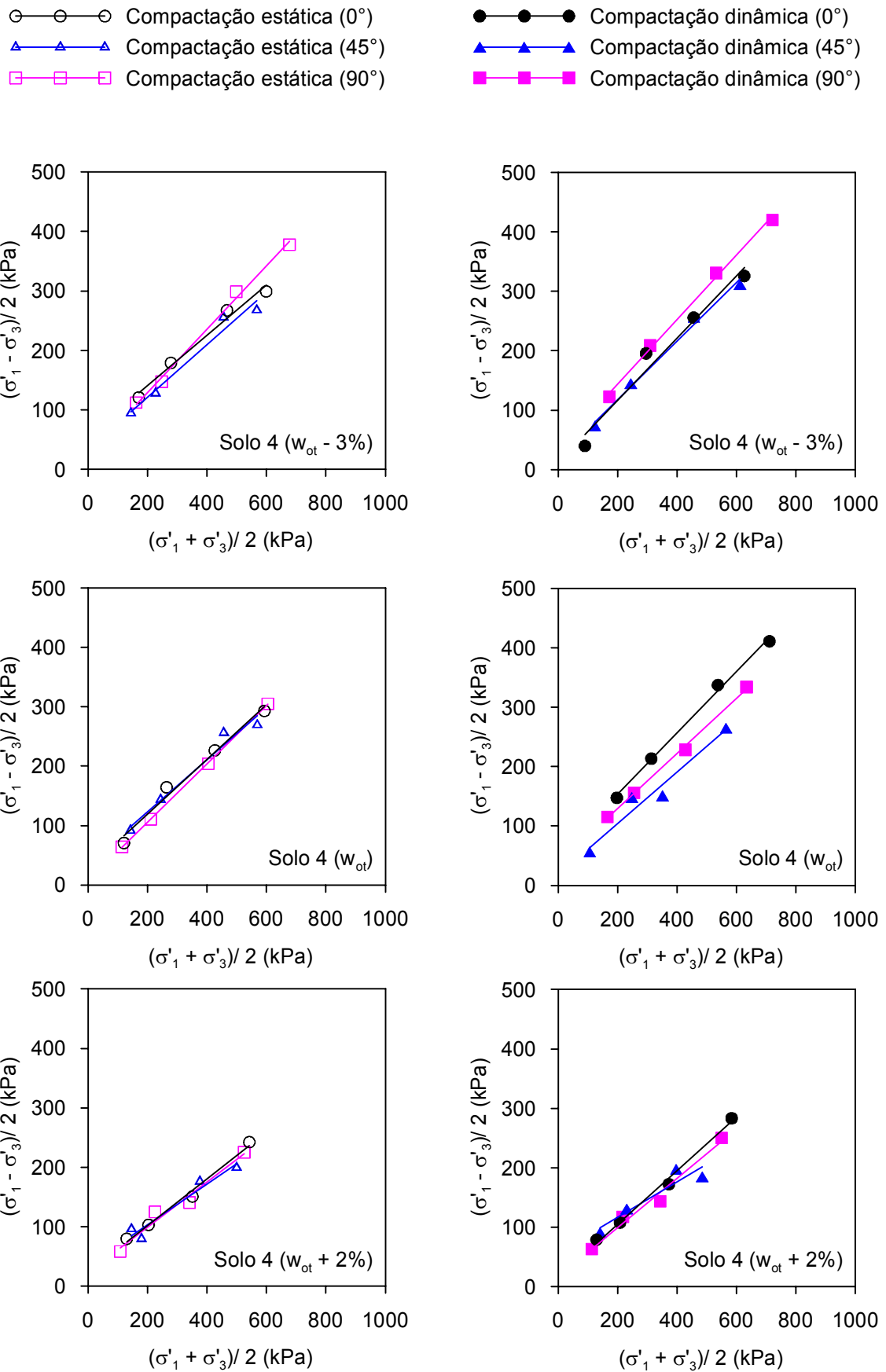


Figura 45. Envolvórias de ruptura obtidas para Solo 4.

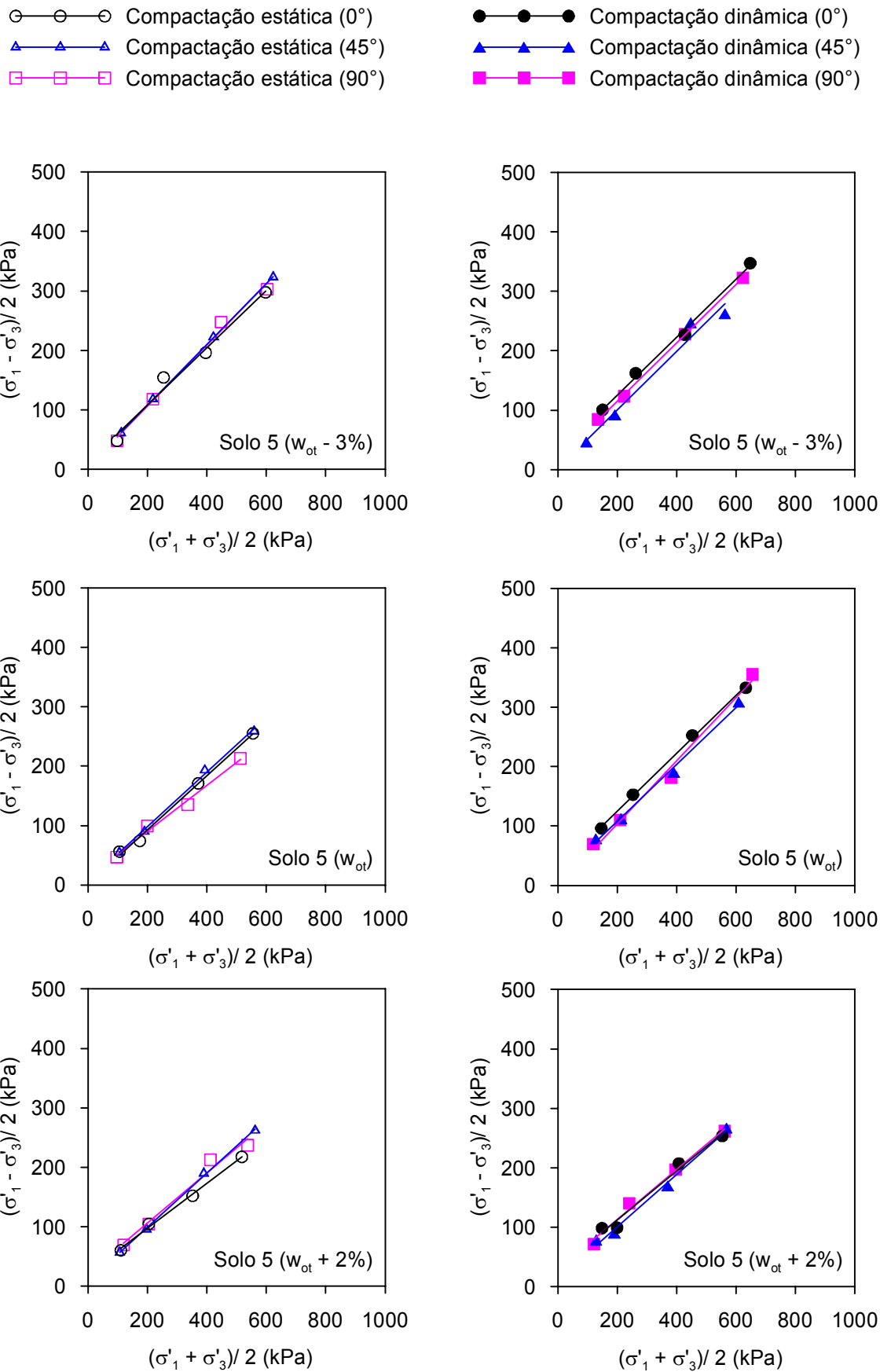


Figura 46. Envolvórias de ruptura obtidas para Solo 5.

Tabela 19. Resultados para c' e ϕ' obtidos a partir de ensaios triaxiais realizados para os Solos de 1 a 5, empregando as modalidades de compactação estática e dinâmica.

	Compactação Estática						Compactação Dinâmica					
	$w_{ot} - 3\%$		w_{ot}		$w_{ot} + 2\%$		$w_{ot} - 3\%$		w_{ot}		$w_{ot} + 2\%$	
	c	ϕ'	c	ϕ'	c	ϕ'	c	ϕ'	c	ϕ'	c	ϕ'
Inclinação do corpo-de-prova: 0°												
Solo 1	132	21	16	34	80	11	25	35	29	34	64	14
Solo 2	23	30	0	37	30	30	11	39	9	46	12	41
Solo 3	61	28	44	31	69	19	108	22	73	28	54	23
Solo 4	63	27	31	30	26	24	15	35	60	35	18	29
Solo 5	14	32	2	29	24	23	33	32	33	32	33	26
Inclinação do corpo-de-prova: 45°												
Solo 1	10	36	34	19	30	20	13	40	63	19	39	22
Solo 2	40	29	0	36	18	30	0	38	0	40	8	38
Solo 3	58	25	76	21	63	21	52	28	24	29	35	24
Solo 4	37	28	41	28	38	21	23	32	20	28	61	18
Solo 5	7	34	7	30	10	29	1	33	14	31	15	28
Inclinação do corpo-de-prova: 90°												
Solo 1	32	37	26	26	12	21	49	33	26	30	47	19
Solo 2	0	38	0	33	5	33	2	40	0	44	10	32
Solo 3	78	24	28	29	56	24	101	22	44	25	85	15
Solo 4	29	36	9	32	26	24	45	37	42	30	19	26
Solo 5	5	34	15	24	24	27	19	32	0	36	32	27

Tabela 20. Resultado de teste estatístico de identidade de modelos, avaliando a hipótese de igualdade entre as envoltórias referentes às inclinações de 0°, 45° e 90°, obtidas nos ensaios triaxiais.

	Teor de umidade					
	Compactação estática			Compactação dinâmica		
	$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$	$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 1	*	*	ns	ns	ns	ns
Solo 2	ns	ns	ns	ns	**	*
Solo 3	ns	*	ns	ns	**	*
Solo 4	ns	ns	ns	**	**	ns
Solo 5	ns	ns	ns	ns	ns	ns

* indica a ocorrência de diferenças significativas a 5% de probabilidade;

** indica a ocorrência de diferenças significativas a 5% de probabilidade, mas apenas quanto ao intercepto;

ns indica que não existem diferenças estatisticamente significativas a 5% de probabilidade.

Tabela 21. Resultado de teste estatístico de identidade de modelos, avaliando a hipótese de igualdade entre cada envoltória estática e a respectiva envoltória dinâmica, obtidas nos ensaios triaxiais, nas inclinações de 0°, 45° e 90°

	Inclinação do corpo- de-prova	Teor de umidade		
		$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 1	0°	*	ns	ns
	45°	**	**	**
	90°	ns	ns	**
Solo 2	0°	ns	**	ns
	45°	ns	ns	*
	90°	ns	ns	ns
Solo 3	0°	ns	ns	ns
	45°	ns	ns	ns
	90°	ns	*	*
Solo 4	0°	ns	**	ns
	45°	ns	ns	ns
	90°	**	**	ns
Solo 5	0°	ns	**	**
	45°	ns	ns	ns
	90°	ns	ns	ns

* indica a ocorrência de diferenças significativas a 5% de probabilidade;

** indica a ocorrência de diferenças significativas a 5% de probabilidade, mas apenas quanto ao intercepto;

ns indica que não existem diferenças estatisticamente significativas a 5% de probabilidade.

Da Tabela 21, tem-se que, na maior parte dos casos e independente do tipo de solo, não houve influência da modalidade de compactação na envoltória de ruptura dos solos estudados, destacando-se que quando houve diferenças estas foram devido apenas ao intercepto coesivo efetivo. Nestes casos, para avaliação de qual modalidade resultou em maior resistência ao cisalhamento basta comparar os interceptos c' apresentados na Tabela 19. Desta comparação tem-se então que, via de regra, a compactação dinâmica resultou em resistências mecânicas maiores.

A partir dos resultados da Tabela 20, pode-se avaliar a influência da modalidade compactação no comportamento anisotrópico dos solos, em termos de resistência ao cisalhamento. Observou-se que houve influência da

anisotropia para os Solos 1 e 3 quando compactados estaticamente, afetando tanto o ângulo de atrito efetivo (ϕ') quanto o intercepto coesivo efetivo (c'), bem como para os Solos 2, 3 e 4 quando compactados dinamicamente, afetando, neste caso, apenas o intercepto coesivo efetivo (c').

Em linhas gerais, pode-se dizer então que, a influência da modalidade de compactação na resistência ao cisalhamento dos solos estudados, quando ocorreu, ficou restrita ao intercepto coesivo efetivo (c') e foi independente do tipo de solo. Por outro lado, a influência da anisotropia afetou tanto o ângulo de atrito efetivo (ϕ') quanto o intercepto coesivo efetivo (c'), na modalidade de compactação estática, sendo que ficou restrita ao intercepto coesivo efetivo (c') na modalidade de compactação dinâmica, como pode ser visto na Tabela 22, que sintetiza os resultados encontrados.

Tabela 22. Influência da modalidade de compactação e da anisotropia na resistência ao cisalhamento dos solos estudados

Modalidade de compactação		
Quando ocorreu	Independente do tipo de solo	
	Afetou apenas c' (*)	
Anisotropia		
	Correlação fraca com o tipo de solo	
Quando ocorreu	Compactação estática	Afetou c' e ϕ'
	Compactação dinâmica	Afetou apenas c'

* Resistência estática menor que resistência dinâmica

Com base nos resultados dos ensaios triaxiais, determinaram-se os módulos de deformabilidade para cada combinação de solo, teor de umidade, modalidade de compactação, inclinação do corpo-de-prova e tensão confinante. A partir de cada uma das 72 curvas tensão-deformação obtidas para cada solo, foram determinados os módulos E_0 (módulo tangente inicial), E_{25} (módulo secante a 25% da tensão de ruptura) e E_{50} (módulo secante a 50% da tensão de ruptura). Os módulos obtidos estão apresentados nas Figuras 47 a 56 e nas Tabelas A1, A2 e A3 (Anexo I). As Figuras buscam comparar os módulos obtidos para os solos quando compactados estaticamente com os módulos obtidos quando compactados dinamicamente.

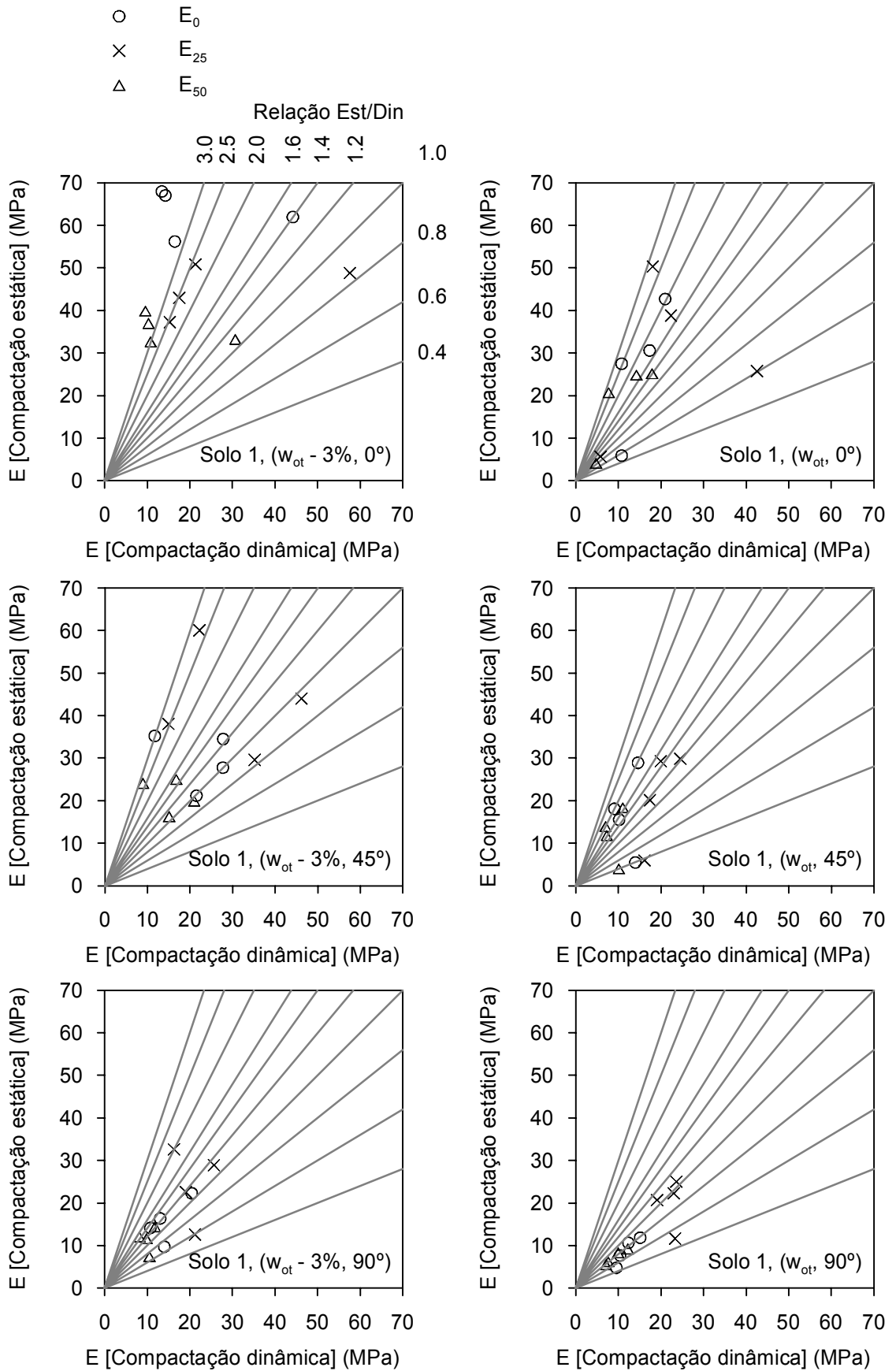


Figura 47. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 1, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot} .

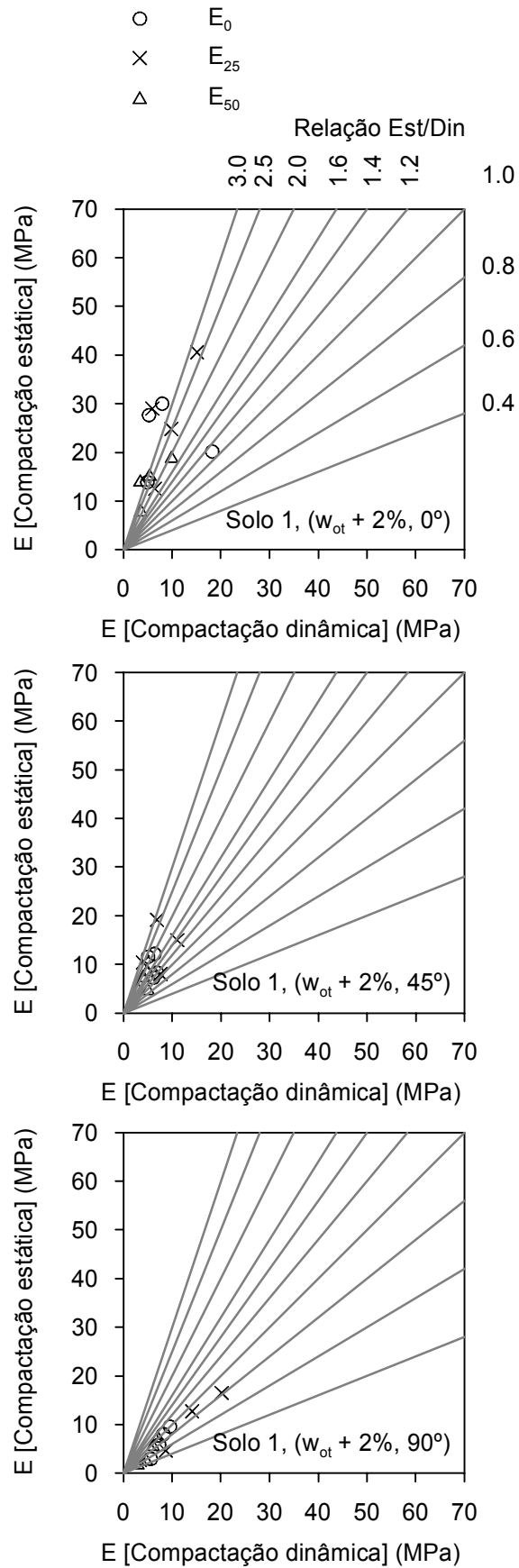


Figura 48. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 1, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

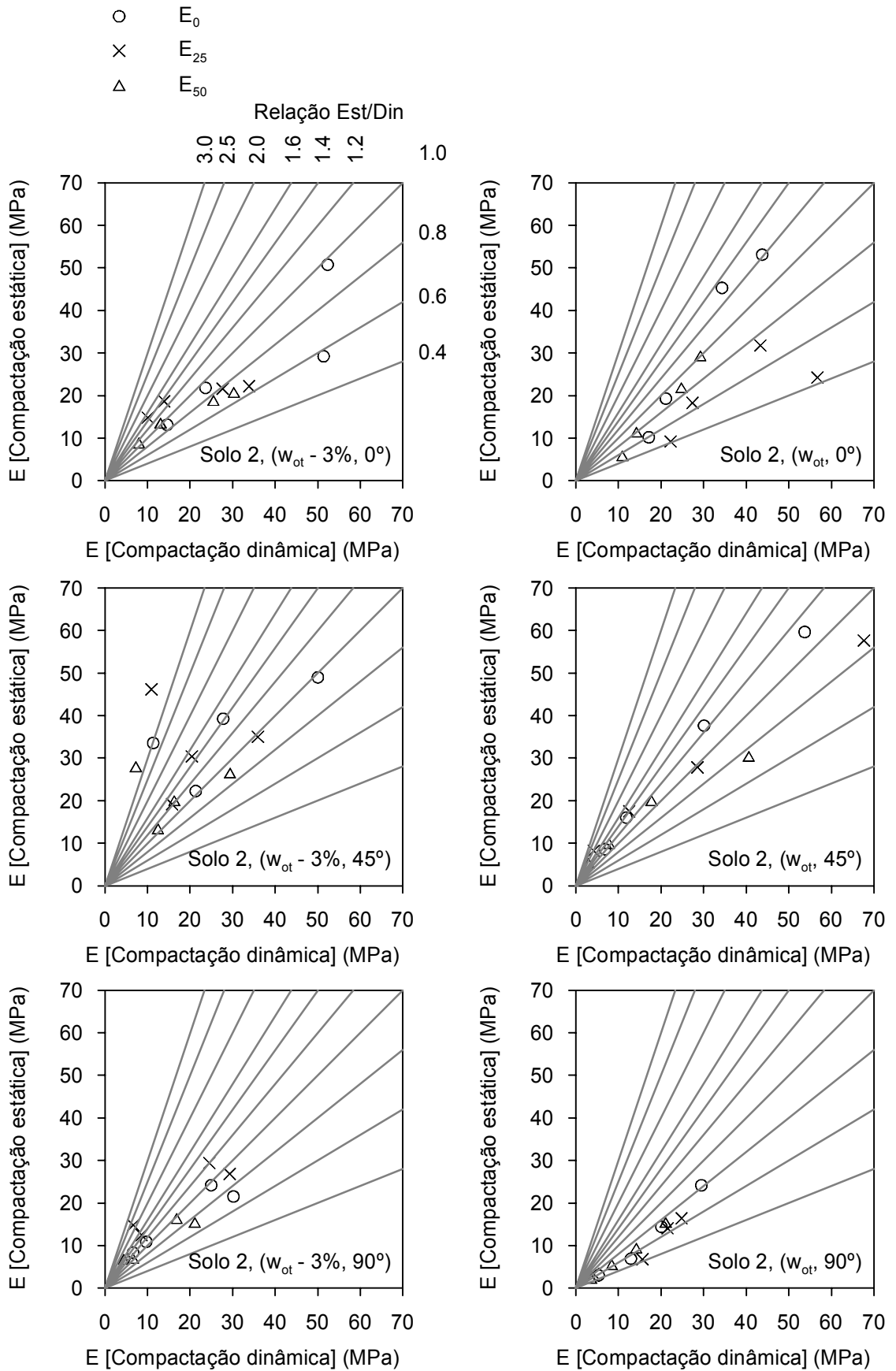


Figura 49. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 2, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot} .

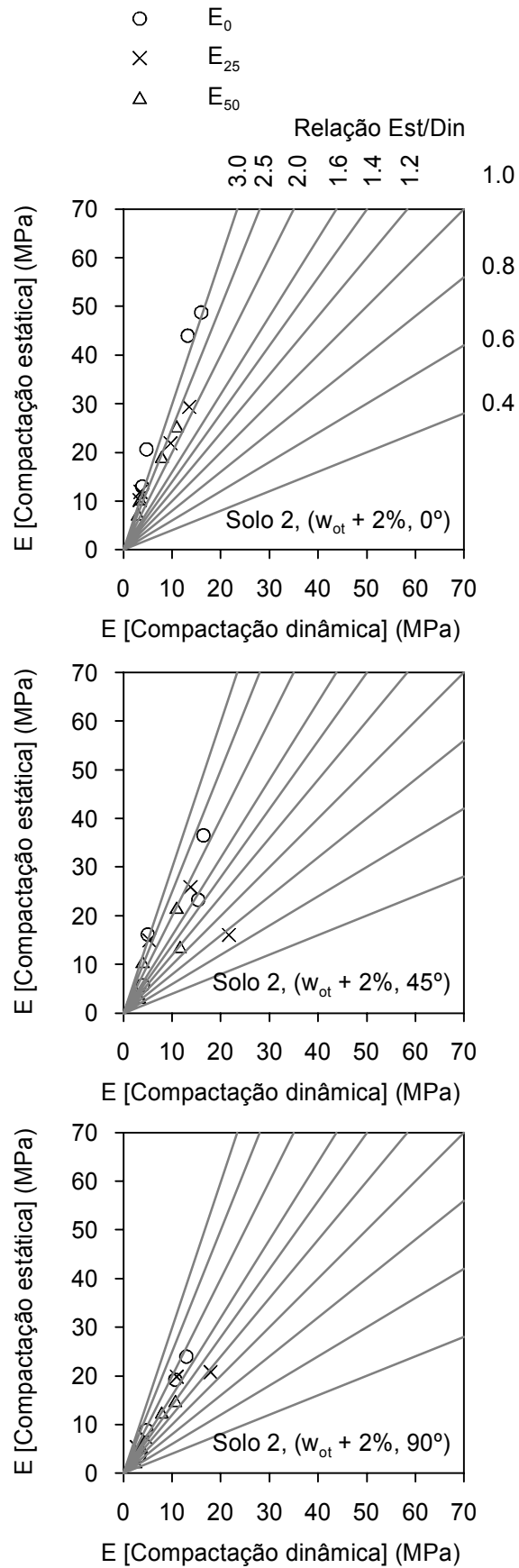


Figura 50. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 2, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

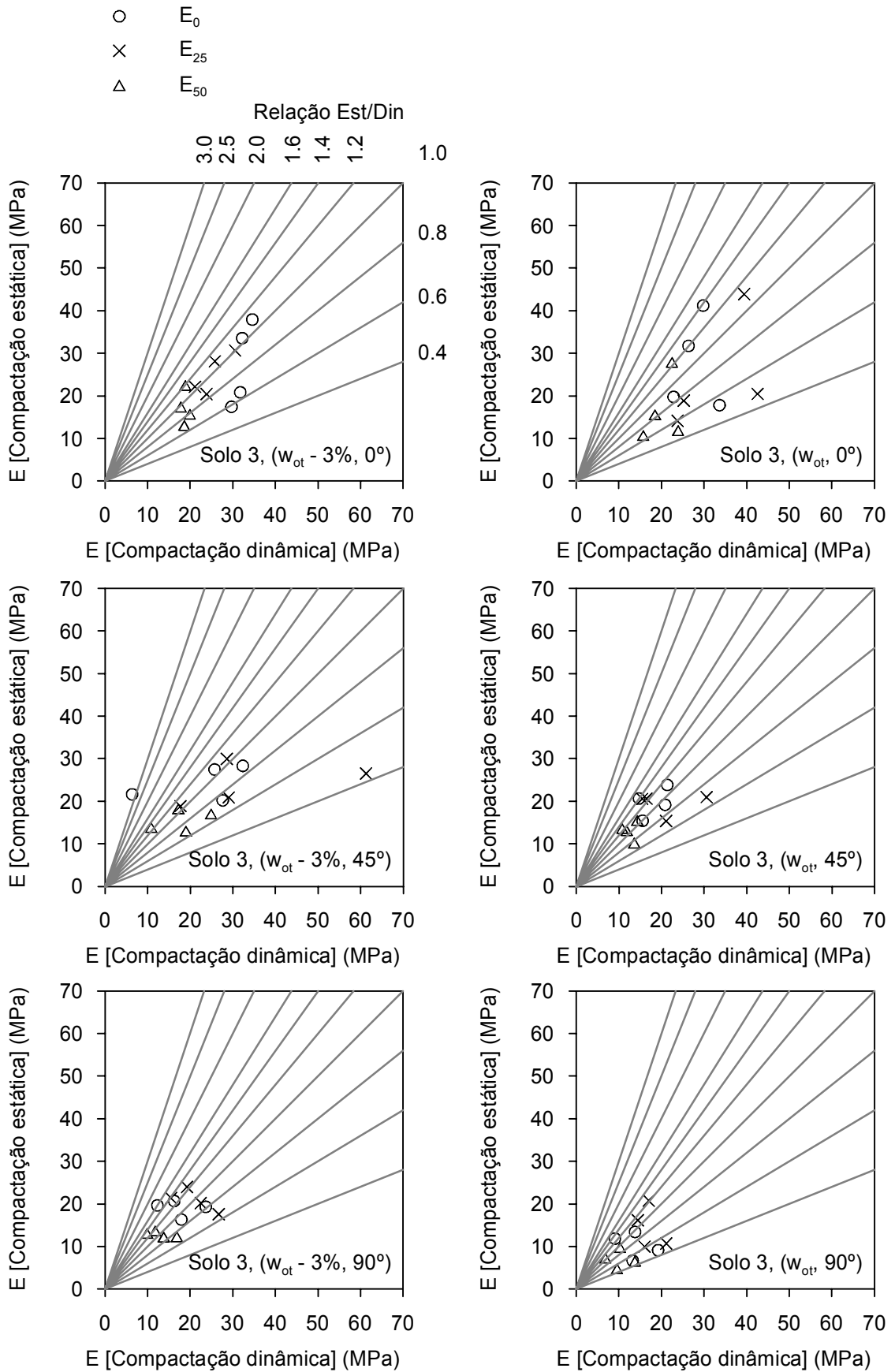


Figura 51. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 3, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} = 3\%$ e w_{ot} .

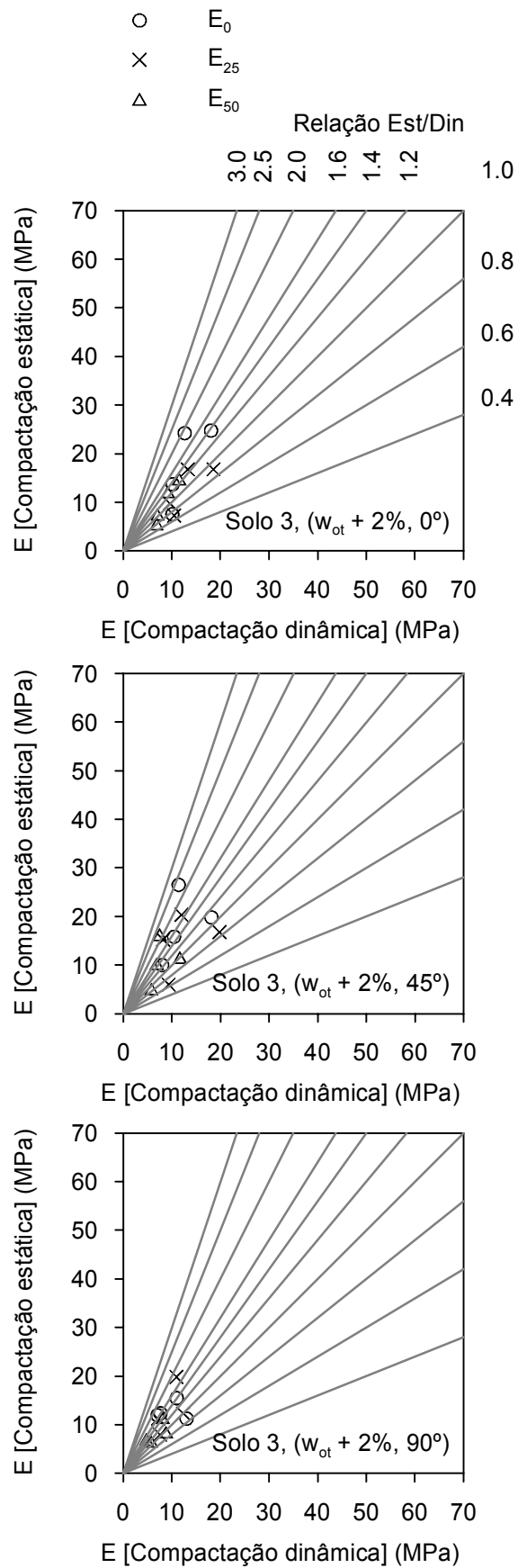


Figura 52. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 3, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

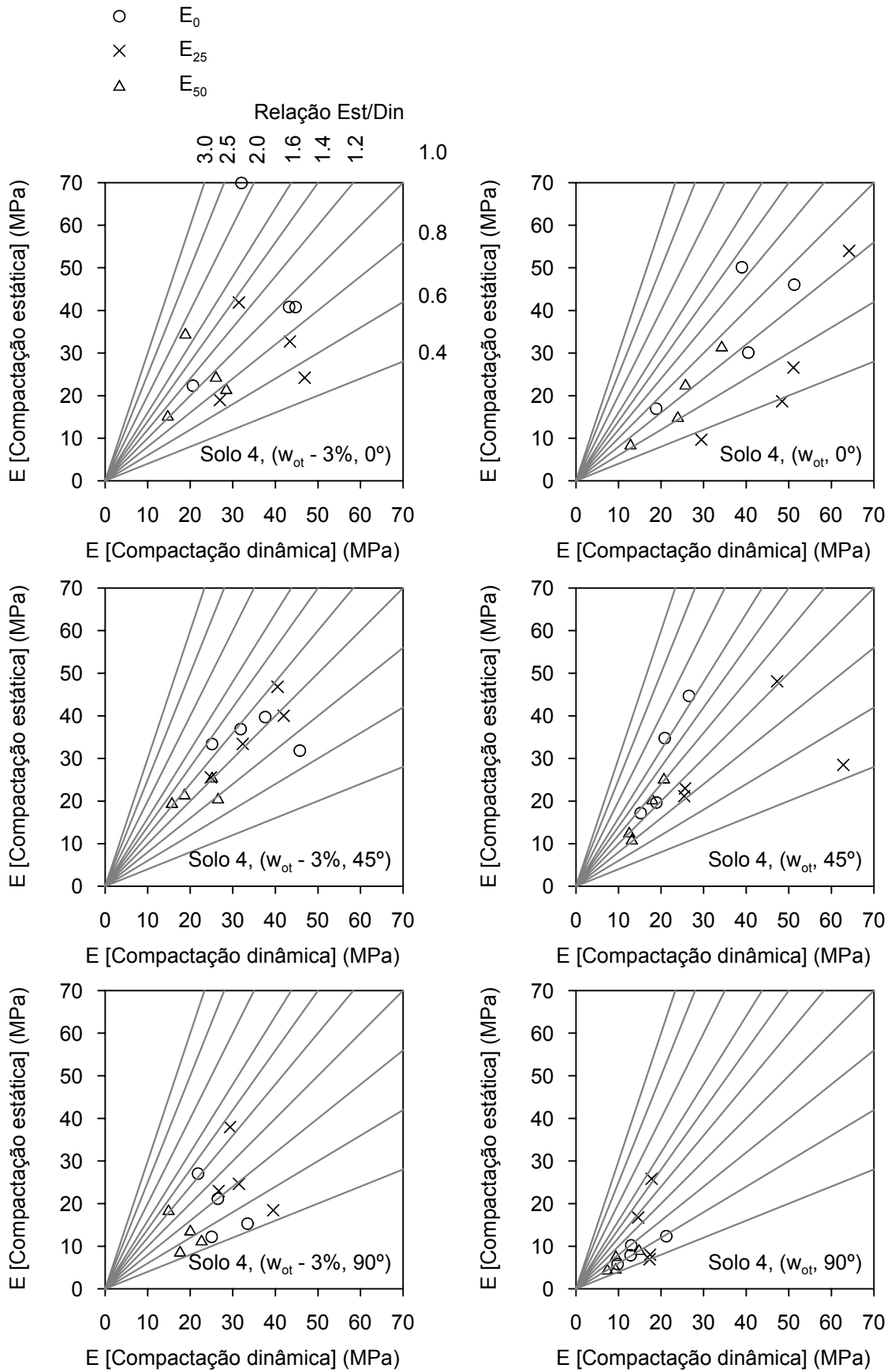


Figura 53. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 4, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade w_{ot} - 3% e w_{ot} .

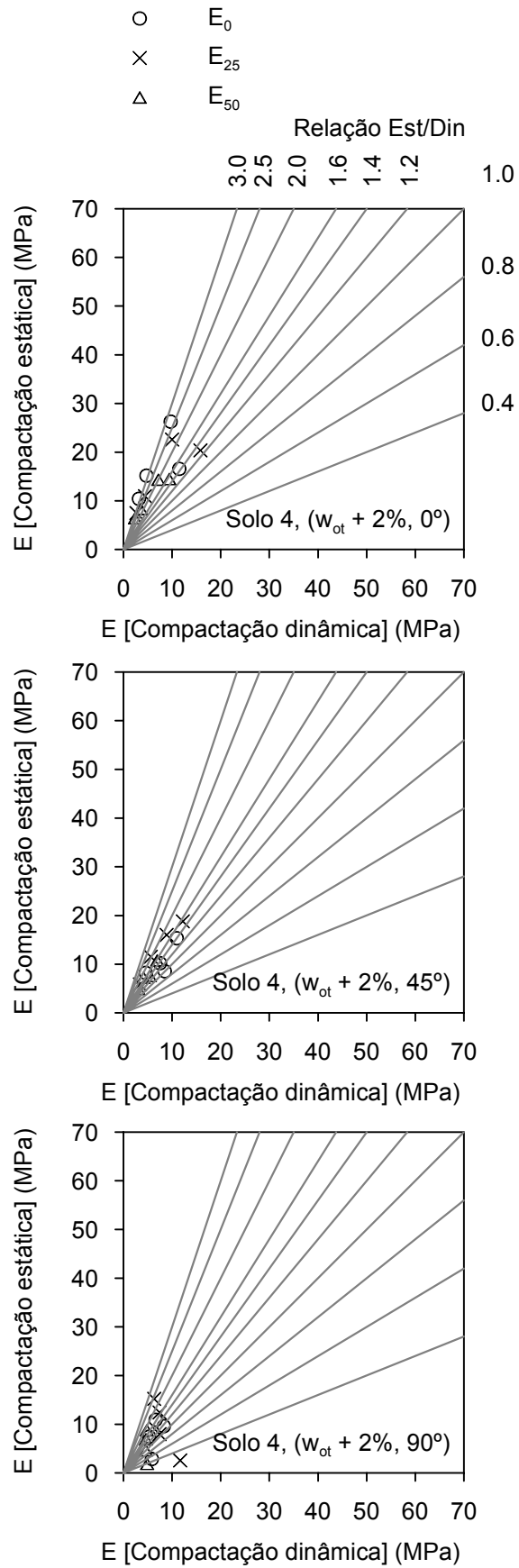


Figura 54. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 4, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

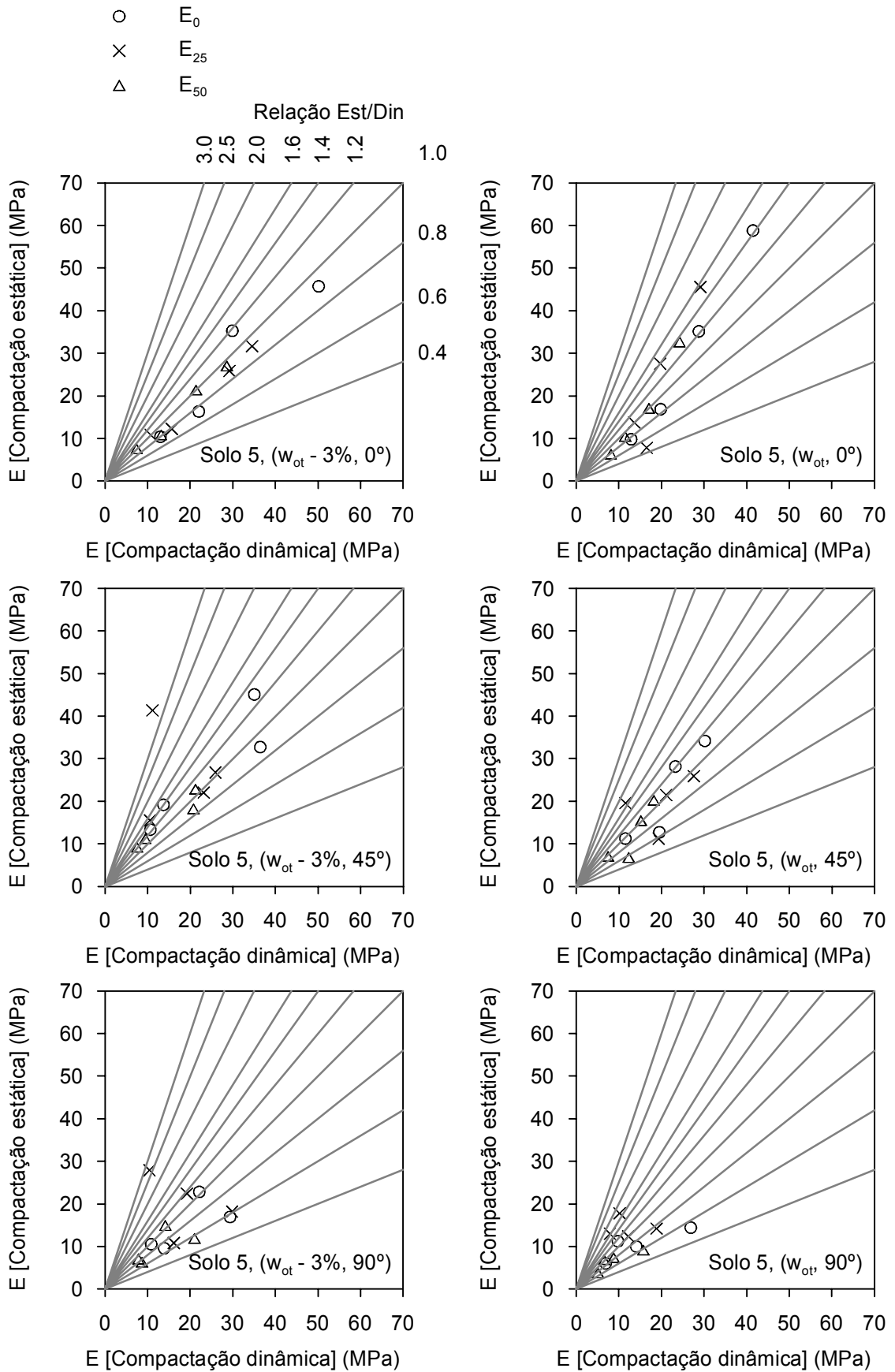


Figura 55. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 5, compactado nas modalidades estática e dinâmica, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot} .

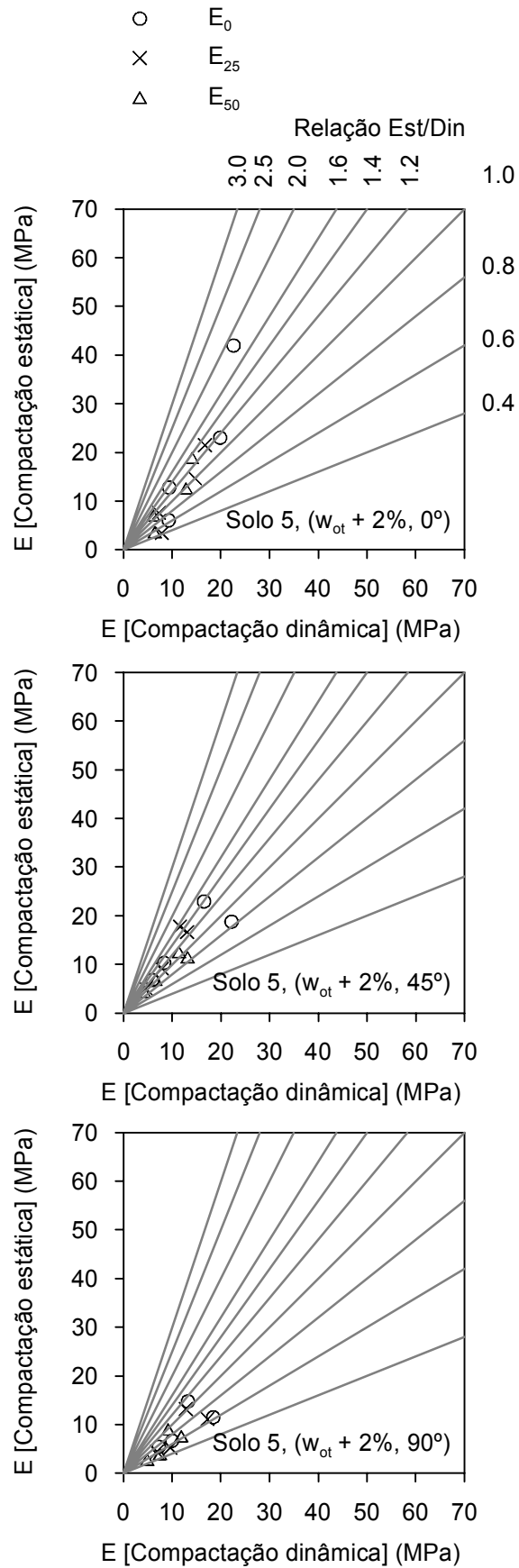


Figura 56. Módulos de deformabilidade obtidos para o Solo 5, compactado nas modalidades estática e dinâmica, no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

Para a análise comparativa entre as modalidades de compactação estática e dinâmica, utilizaram-se linhas de tendência aplicadas aos dados mostrados nas Figuras 47 a 56. Os coeficientes de inclinação das retas obtidas são mostrados na Tabela 23, sendo que a partir dos mesmos foi realizada uma análise qualitativa da relação entre os módulos obtidos estaticamente e dinamicamente, considerando os módulos estáticos maiores, iguais e menores que os módulos dinâmicos, respectivamente, para coeficientes de inclinação maiores, iguais e menores do que 1.

Tabela 23. Coeficientes de inclinação de linhas de tendência obtidas a partir dos módulos mostrados nas Figuras 47 a 56

Solo	Inclinação do corpo-de-prova	Coeficiente de inclinação das retas		
		$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 1	0°	1,58	1,33	2,28
	45°	1,22	1,21	1,62
	90°	1,11	0,85	0,84
Solo 2	0°	0,79	0,80	2,76
	45°	1,18	0,97	1,51
	90°	0,94	0,69	1,52
Solo 3	0°	0,92	0,83	1,18
	45°	0,71	0,96	1,27
	90°	0,97	0,74	1,27
Solo 4	0°	0,97	0,75	1,83
	45°	1,00	0,87	1,51
	90°	0,73	0,73	1,07
Solo 5	0°	0,93	1,25	1,28
	45°	1,13	0,99	1,11
	90°	0,80	0,78	0,74

Com base no exposto para o Solo 1, observou-se a tendência de que sejam maiores os módulos obtidos com a compactação estática, chegando a superarem em 3 vezes ou mais os módulos dinâmicos. A exceção foram os módulos encontrados para os corpos-de-prova inclinados de 90°, que foram semelhantes ($w_{ot} - 3\%$) ou menores (w_{ot} e $w_{ot} + 2\%$).

Quanto aos módulos de deformabilidade obtidos para os Solos 2, 3 e 4, observou-se que os módulos obtidos com a compactação estática foram menores ou semelhantes aos obtidos com a compactação dinâmica, respectivamente, nos teores de umidade $w_{ot} - 3\%$ e w_{ot} . Por outro lado no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$ os valores obtidos foram maiores, sendo que neste caso, também superaram em até 3 vezes os módulos dinâmicos. Em relação aos módulos obtidos para o Solo 5, na compactação estática, eles foram semelhantes ou pouco maiores que os módulos dinâmicos, para os corpos-de-prova inclinados de 0° e 45° , sendo menores para os corpos-de-prova inclinados de 90° .

Na Tabela 24 encontram-se resumidas as observações apresentadas a respeito da análise comparativa entre os módulos estáticos e dinâmicos.

Tabela 24. Resumo da análise comparativa entre os módulos obtidos com a modalidade de compactação estática e dinâmica para os solos estudados

Solo	Inclinação do corpo-de-prova	Teor de umidade		
		$w_{ot} - 3\%$	w_{ot}	$w_{ot} + 2\%$
Solo 1	0° e 45°	Est > Din		
	90°	Est \leq Din		
Solos 2, 3 e 4	0° , 45° e 90°	Est \leq Din		Est > Din
Solo 5	0° e 45°	Est \geq Din		
	90°	Est < Din		

Em linhas gerais, verificou-se a ocorrência de redução no valor dos módulos, ou seja, a deformabilidade aumentou com o aumento do teor de umidade, sendo mais expressiva para os solos com maior teor de argila e com o aumento da inclinação do corpo-de-prova. Quanto ao comportamento relativo à modalidade de compactação, verificou-se que os Solos 2, 3 e 4 se mostraram mais deformáveis quando compactados estaticamente, exceto no ramo úmido em que se observou comportamento inverso. Por outro lado, os Solos 1 e 5, se mostraram mais deformáveis quando compactados dinamicamente nas inclinações de 0° e 45° , observando-se comportamento contrário na inclinação de 90° .

Finalizando, nos casos em que houve diferenças significativas entre resistências mecânicas e em termos dos parâmetros ótimos de compactação, tem-se que os Solos 2, 3 e 4 apresentaram comportamento semelhante frente à modalidade de compactação apresentando-se, relativamente, mais resistentes e menos deformáveis, quando compactados dinamicamente. Por outro lado, os Solos 1 e 5 apresentaram-se mais resistentes, porém mais deformáveis, quando compactados dinamicamente.

5. CONCLUSÕES

Esta pesquisa teve por objetivo analisar a influência dos métodos estático e dinâmico de compactação de laboratório na curva de compactação, resistência mecânica e deformabilidade de cinco solos do Estado de Minas Gerais. Com base nos resultados obtidos, chegou-se às seguintes conclusões:

- quanto à resistência à compressão não confinada, em termos dos parâmetros ótimos de compactação, verificou-se que:
 - ◆ os resultados obtidos para os solos estruturados (Solos 1, 3 e 4) compactados estaticamente foram maiores do que quando compactados dinamicamente, sendo que as diferenças entre médias oscilaram entre 14% e 21%; e
 - ◆ os solos tipicamente arenosos (Solos 2 e 5) responderam melhor ao processo de compactação dinâmica, com diferenças entre médias oscilando entre 10% e 20%.
- no que tange aos parâmetro de resistência ao cisalhamento, observou-se que:
 - ◆ na maior parte dos casos não houve influência, estatisticamente significativa da modalidade de compactação ou da anisotropia;

- ◆ quanto à influência da modalidade de compactação, quando ocorreu, foi independente do tipo de solo e afetou apenas o intercepto coesivo efetivo (c'), sendo que neste caso a resistência mecânica obtida com a compactação estática foi menor do que com a compactação dinâmica;
- ◆ quanto à influência da anisotropia, quando ocorreu, observou-se fraca relação com o tipo de solo, bem como afetou os parâmetros ângulo de atrito efetivo (ϕ') e intercepto coesivo efetivo (c'), na compactação estática, e apenas o intercepto coesivo efetivo (c'), na compactação dinâmica.
- no que se refere à deformabilidade, teve-se que:
 - ◆ independente da modalidade de compactação e do tipo de solo, os módulos foram maiores nos planos que cortam as camadas de compactação (0° e 45°) do que no plano paralelo às mesmas (90°);
 - ◆ os Solos 2, 3 e 4 foram mais deformáveis (módulos menores) nas inclinações de 0° e 90° , quando compactados estaticamente; exceto no ramo úmido em que ocorreu o contrário; e
 - ◆ os Solos 1 e 5 foram mais deformáveis nas inclinações de 0° e 45° , quando compactados dinamicamente.
- no tocante à incorporação das análises micromorfológica e mineralógica ao presente trabalho, estas forneceram subsídios de grande interesse para a análise dos mecanismos de estruturação dos solos, sendo que:
 - ◆ através das análises micromorfológicas, foi possível identificar fissuras causadas pelo método de compactação dinâmico, na compactação do Solo 1 e, também, pedofeições e agregações

dos solos e o grau de destruição das mesmas, considerando-se cada modalidade de compactação;

- ◆ a incorporação da análise mineralógica forneceu subsídios à interpretação do comportamento mecânico dos solos frente às variações no teor de umidade e às modalidades de compactação.

6. RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHO FUTUROS

Recomendações para trabalhos futuros são, como segue:

- incorporar a classificação MCT dos solos estudados;
- estudar, em escala micromorfológica, os solos compactados após a ruptura, para fins de avaliação da ocorrência de mudanças microestruturais que venham consubstanciar os resultados obtidos nos ensaios de compactação e de resistência mecânica;
- analisar a influência da modalidade de compactação e anisotropia na condutividade hidráulica dos solos analisados;
- incorporar aspectos de anisotropia nos estudos micromorfológicos; e
- desenvolver modelos estatísticos que representem as curvas de compactação, considerando-se as situações de compactação de laboratório e de campo.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12770: Solo coesivo – determinação da resistência à compressão não confinada**, Rio de Janeiro, RJ, 1992, 4p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459: Solo - determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, RJ, 1984a, 6 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502: Solos e rochas**. Rio de Janeiro, RJ, 1995, 18p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, RJ, 1984b, 8 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180: Solo - determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, RJ, 1984c, 3 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: Solo - análise granulométrica**. Rio de Janeiro, RJ, 1984d, 13 p.
- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182: Solo - ensaio de compactação**. Rio de Janeiro, RJ, 1986, 10 p.

- AZEVEDO, M. A. A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa-MG**. Viçosa, Imprensa Universitária, Universidade Federal de Viçosa, 1999, 129 p. (Dissertação de Mestrado).
- BASHEER, I.A. Empirical modeling of the compaction curve of cohesive soils. **Canadian Geotechnical Journal**, 2001, 38: 29-45.
- BISHOP, A. W.; HENKEL, D. J. **The measurement of soil properties in the triaxial test**. London: Edward Arnold, 1962, 227p.
- BLOTZ, L. R.; BENSON, C. H.; BOUTWELL, G. P. Estimating optimum water content and maximum dry unit weight for compacted clays. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, 1998, 124: 907-912.
- CASTRO, S. S. de. Micromorfologia de solos: bases para descrição de lâminas delgadas. 2ª Ed. CAMPINAS/ GOIÂNIA: UNICAMP/ UFG, 2008, 135p. Disponível em <http://www.labogef.iesa.ufg.br/labogef/home>. Acessado em 08 de novembro de 2010.
- CHEN, P. Y. **Table of key lines in X-ray powder diffraction patterns of minerals in clays and associated rocks**. Bloomington, IN, USA: Indiana Geological Survey Occasional Paper 21, 1977, 67p.
- CHESWORTH, W. (Ed.). **Encyclopedia of soil science**. Springer, 2008, 902p
- CRISPIM, F. A. **Compactação de solos: influência de métodos e de parâmetros de compactação na estrutura dos solos**. Viçosa, MG: Universidade Federal de Viçosa, 2007, xix, 77p. (Dissertação de mestrado).
- CURI, N. (Coord.) et al. **Vocabulário de ciência do solo**. Campinas, SP: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 1993, 90p.
- DAS, B. M. **Advanced soil mechanics**. 2nd ed. Washington, DC, USA: Taylor & Francis, 1997, 457p.
- DAS, B. M. **Principles of geotechnical engineering**. 5th ed. Ontario, Canada: Thompson, 2001, 589p.

- DNER - DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM.
DNER - ME 129/94: Solos – compactação utilizando amostras não trabalhadas. Rio de Janeiro, RJ, 1994, 7p.
- DNIT - DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de pavimentação.** Rio de Janeiro, RJ: Diretoria de Planejamento e Pesquisa, Coordenação Geral de Estudos e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR - Publicação 719, 2006, 274p.
- DRAPER, N. R.; SMITH, H. **Applied regression analysis.** 3rd ed. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1998, 706p.
- EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA.
Manual de métodos de análise de solo. Rio de Janeiro, RJ: EMBRAPA – CNPS, 1997, 212p. (Documentos, 1)
- EMBRAPA - EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA.
Sistema brasileiro de classificação de solos. Rio de Janeiro, RJ: EMBRAPA-SPI, 1999, 412p.
- FERNANDES FILHO, E. I.; VIANA, J. H. M. Quantiporo: um novo programa para tratamento e quantificação de imagens digitais para aplicações em ciência do solo. **In: Congresso Brasileiro de Ciência do Solo**, 28, Londrina, 2001, resumos. Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, 2001, p. 224.
- FERREIRA, M. M.; FERNANDES, B.; CURI, N. Mineralogia da fração argila e estrutura de latossolos da região sudeste do Brasil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, 1999, 23:507-514. Disponível em <<http://sbcs.solos.ufv.br/solos/revistas/v23n3a03.pdf>>. Acessado em 17 de dezembro de 2010.
- FITZPATRICK, E. A. **Pedology: a systematic approach to soil science.** London: Oliver & Boyd, 1971, 306p.

- FITZPATRICK, E. A. **Soil microscopy and micromorfology**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1993, 304p.
- FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H. **Soil mechanics for unsaturated soils**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1993, 517p.
- GIAROLA, N. F. B.; SILVA, A. P.; IMHOFF, S. Relações entre propriedades físicas e características de solos da região sul do Brasil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, 2002, 26:885-893. Disponível em <<http://sbcs.solos.ufv.br/solos/revistas/v26n4a05.pdf>>. Acessado em 17 de dezembro de 2010.
- GOOGLE. **Software Google Earth**. Versão 4,2 (beta). Disponível em <<http://earth.google.com/intl/pt/>> Acesso em: 11 de março de 2009.
- GUEDES DE MELO, F. **Compactação de aterros de barragens de terra**. Lisboa, Portugal: Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC, 1985, 117p.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing – volume 1: soil classification and compaction tests**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1992, vol. 1, pp. 388p.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing – volume 2: permeability, shear strength and compressibility tests**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1982, vol. 2, pp. 335-742.
- HEAD, K. H. **Manual of soil laboratory testing – volume 3: effective stress tests**. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1986, vol. 3, pp. 743-1233.
- HILF, J. W. Compacted fill. In: **Foundation engineering handbook**. Editado por Hsai-Yang Fang. 2nd ed. New York, NY: Chapman & Hall, 1991, pp 249-316.
- KER, J. C. Latossolos do Brasil: uma revisão. Belo Horizonte, MG: **Geonomos**, 1997, 5: 17-40.

- KORFIATIS, G. P.; MANIKOPOULOS, C. N. Correlation of maximum dry density and grain size. **Journal of Geotechnical Engineering, ASCE**, 1982, 108: 1171- 1176.
- LI, H.; SEGO, D. C. Equation for complete compaction curve of fine-grained soils and its applications. In: **Construction and controlling compaction of earth fills**. Editado por D.W. Shanklin, K.R. Rademacher, e J.R. Talbot. American Society for Testing and Materials, Special Technical Publication - STP, 2000, 1384, pp. 113-125.
- MALTONI, K. L. **Estudo de compactação e/ou adensamento em subsuperfície de latossolos sob diferentes usos**. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa: Imprensa Universitária, 1994, 139 p. (Tese de Doutorado).
- MARANHA DAS NEVES, E. **The influence of negative pore-water pressures on the strength characteristics of compacted soils**. Memória n° 386, LNEC. Traduzido por F. Amuchoistegui e D. G. Fredlund. 1971, 50p. Disponível em <[http://www.soilvision.com/subdomains/unsaturatedsoil.com/Docs/Research Papers.htm](http://www.soilvision.com/subdomains/unsaturatedsoil.com/Docs/Research%20Papers.htm)> Acesso em 15 de outubro de 2010.
- MITCHELL, J. K; SOGA, K. **Fundamentals of soil behavior**. 3rd ed. Hoboken, NJ, USA: John Wiley, 2005, 592p.
- MONTGOMERY, D. C.; RUNGER, G. C. **Estatística aplicada e probabilidade para engenheiros**. Tradução: Verônica Calado. 2^a ed. Rio de Janeiro, RJ: LTC, 2003, 463 p.
- NAJJAR, Y. M.; BASHEER, I. A.; NAOUSS, W. A. On the identification of compaction characteristics by neuronets. **Computers and Geotechnics**, 1996, 18: 167-187.
- ODOT - STATE OF OHIO DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. **Manual of procedures for earthwork construction**. Vol. I, 1998, 85p.
- PANDIAN, N. S.; NAGARAJ, T. S.; MANOJ, M. Re-examination of compaction characteristics of fine-grained soils. **Geotechnique**, 1997, 47: 363–366.

- PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica de solos**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2000, 247p.
- QUEIROZ DE CARVALHO, J. B. **Fundamentos da mecânica dos solos**. 1ª ed. Campina Grande, PB: Ed. Marconi, 1997, 310p.
- RESENDE, M. et al. **Pedologia: base para distinção de ambientes**. 4ª ed. Viçosa, MG: NEPUT, 2002, 338p.
- RICO, A.; DEL CASTILLO, H. **Consideraciones sobre compactación de suelos em obras de infraestrutura de transporte**. Documento Técnico n. 7. Sanfandila, Qro, México: Instituto Mexicano del Transporte - IMT, 1992, 131p. Disponível em <<http://www.imt.mx>>
- RICO, A.; DEL CASTILLO, H. **La ingeniería de suelos en las vías terrestres**. México: Editorial Limusa, 2006, vol. 1, 460p.
- ROMERO, E.; SIMMS, P. H. Microstructure investigation in unsaturated soils: a review with special attention to contribution of mercury intrusion porosimetry and environmental scanning electron microscopy. **Geotechnical and Geological Engineering**, 2008, 26: 705-727.
- SCHAEFER, C. E. G. R.; FABRIS, J. D.; KER, J. C. Minerals in the clay fraction of Brazilian Latosols (Oxisols): a review. **Clay Minerals**, 2008, 43:137-154.
- SCHAEFER, C. E. R. Brazilian latosols and their B horizon microstructure as long-term biotic constructs. **Australian Journal of Soil Research**, 2001, 39:909-926.
- SCHWERTMANN, U.; TAYLOR, R. M. Iron oxides. In: **Minerals in Soil Enviroments**. Editado por J. B. Dixon e S. B. Weed. Soil Science of America, 1989, Cap. 8, pp. 379-438.
- SOUTO SILVEIRA, E. B.; SILVEIRA, A. **Notas sobre a dosagem dos componentes na estabilização granulométrica**. São Carlos, EESC-USP, Publicação n° 102, 1964, 16p.

- SRIDHARAN, A.; NAGARAJ, H. B. Plastic limit and compaction characteristics of fine grained soils. **Ground Improvement**, 2005, 9: 17–22.
- STEEL, R. G. D.; TORRIE, J. H.; DICKEY, D. A. **Principles and procedures of statistics a biometrical approach**. 3rd ed. New York, NY, USA: McGraw-Hill Companies, 1997, 666 p.
- STOOPS, G.; MARCELINO, V.; MEES, F. **Interpretation of micromorphological features of soils and regoliths** (Editores). Elsevier Science, 2010, 400p.
- TEIXEIRA, W. et al. **Decifrando a Terra**. São Paulo, SP: Oficina de Textos, 2000. 2^a reimpressão, 2003, 568p.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B.; MESRI, G. **Soil mechanics in engineering practice**. 3rd ed. New York, NY, USA: John Wiley & Sons, 1996, 549p.
- TRINDADE, T. P. **Caracterização tecnológica de solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em estradas e em obras geotécnicas de caráter ambiental**. Viçosa, Universidade Federal de Viçosa: Imprensa Universitária, 2006, 254 p. (Tese de Doutorado).
- VIANA, J. H. M.; FERNANDES FILHO, E. I.; SCHAEFER, C. E. G. R. Efeitos de ciclos de umedecimentos e secagem na reorganização da estrutura microgranular de latossolos. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, 2004, 28:1-9.
- VITORINO, A. C. T. ET AL. Mineralogia, química e estabilidade de agregados do tamanho de silte de solos da Região Sudeste do Brasil. **Pesquisa Agropecuária Brasileira**, Brasília, 2003, 38:133-141. Disponível em <<http://www.scielo.br/pdf/pab/v38n1/a18v38n1.pdf>>. Acessado em 17 de dezembro de 2010.

WILSON, S. D. (1970). Suggested method of test for moisture – density relations of soils using Harvard compaction apparatus. In: **Special procedures for testing soil and rock for engineering purposes, ASTM STP 479**. 5th ed. Philadelphia: American Society for Testing and Materials, pp. 101-103.

ANEXO I

A1. MÓDULOS DE DEFORMABILIDADE

Tabela A1. Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade $w_{ot} - 3\%$

$w_{ot} - 3\%$		Solo 1		Solo 2		Solo 3		Solo 4		Solo 5	
		Inclinação do corpo-de-prova: 0°									
Módulo	σ_3	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din
E_0	50	44176	61933	14628	13145	29696	17441	20629	22343	13041	10411
	100	14240	66995	23638	21818	34607	37914	44739	40794	22041	16350
	200	16452	56187	51379	29230	32218	33537	43229	40813	29916	35271
	300	13404	67948	52316	50741	31775	20822	32030	69919	50173	45694
E_{25}	50	57572	48785	10065	14813	23840	20394	26965	18954	10776	10793
	100	15290	37253	13941	18652	21125	22131	46876	24194	15671	12250
	200	21309	50833	27660	21611	25817	28097	43419	32708	29220	25857
	300	17518	42966	33866	22217	30545	30678	31430	41855	34525	31641
E_{50}	50	30705	33174	8006	8888	18607	13029	14708	15400	7446	7618
	100	10776	32596	13101	13522	17789	17406	28460	21667	13163	10865
	200	10318	36969	25485	18861	18857	22478	26052	24531	21381	21375
	300	9525	39852	30318	20736	19911	15723	18858	34680	28597	27019
Inclinação do corpo-de-prova: 45°											
E_0	50	27787	34475	11337	33551	6332	21629	25109	33380	10639	13351
	100	27707	27775	21341	22256	32340	28313	31835	36903	13711	19177
	200	21501	21179	27779	39266	27610	20211	45739	31842	36440	32724
	300	11697	35188	50028	49002	25694	27456	37608	39713	35029	45097
E_{25}	50	22234	60031	10907	46187	17715	18856	24831	25563	11097	41370
	100	46167	44001	15762	19164	61267	26515	41967	40027	10544	15535
	200	35177	29588	20412	30377	29031	20889	32320	33419	23142	22038
	300	14931	38026	35920	34998	28604	29962	40514	46830	25906	26770
E_{50}	50	16799	25013	7271	27992	10865	13828	15682	19663	7546	9193
	100	20985	19925	12444	13415	24862	17067	18652	21681	9463	11230
	200	15076	16273	16330	20043	18946	12997	26519	20720	20731	18253
	300	8958	24083	29389	26525	17163	18217	25119	25645	21243	22812
Inclinação do corpo-de-prova: 90°											
E_0	50	20441	22286	6603	8353	23672	19329	21832	27037	10861	10569
	100	10727	14148	9723	10920	16258	20701	25030	12198	13913	9570
	200	13011	16383	24962	24191	17938	16332	26480	21157	22154	22833
	300	13989	9727	30196	21531	12307	19653	33455	15298	29378	16959
E_{25}	50	25663	28905	6644	14812	26710	17595	29361	37958	10425	27913
	100	16257	32588	8608	12461	19273	23983	26694	22981	16154	10838
	200	19075	22564	24543	29401	22509	20197	31445	24642	19239	22404
	300	21192	12607	29311	26852	15518	21387	39497	18446	29863	18227
E_{50}	50	11791	14453	4458	6771	16905	12317	14900	18592	7818	7105
	100	8128	12070	6631	7015	11839	13652	17613	8852	8709	6358
	200	9863	11604	16830	16362	13787	12241	20032	13800	14207	14936
	300	10488	7400	21104	15423	9881	13070	22645	11477	21024	11914

* E_0 , E_{25} , E_{50} e σ_3 em kPa.

Tabela A2. Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade w_{ot} .

w_{ot}		Solo 1		Solo 2		Solo 3		Solo 4		Solo 5	
		Inclinação do corpo-de-prova: 0°									
Módulo	σ_3	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din
E_0	50	10776	5890	17120	10201	33647	17821	18854	16934	12903	9805
	100	10776	27481	21112	19294	22862	19754	40491	30090	19835	16855
	200	17333	30586	34314	45294	26365	31728	38994	50128	28789	35129
	300	20988	42684	43742	53103	29796	41183	51281	46045	41504	58802
E_{25}	50	5838	5657	22229	9216	42574	20464	29462	9667	16555	7807
	100	18085	50312	27371	18268	23776	14151	48455	18662	13628	13732
	200	22365	38769	56700	24250	25243	18861	51080	26591	19723	27555
	300	42557	25737	43324	31750	39444	43856	64198	53974	29169	45546
E_{50}	50	4765	4114	10920	5888	23901	11869	12809	8657	8137	6316
	100	7741	20717	14242	11417	15734	10704	23956	15098	11476	10444
	200	14232	24843	24806	21825	18479	15601	25735	22700	17058	17084
	300	17919	25147	29197	29360	22465	27845	34239	31665	24272	32700
Inclinação do corpo-de-prova: 45°											
E_0	50	10150	15541	6832	8612	15556	15433	15203	17168	11512	11239
	100	13957	5497	11826	16044	14688	20666	18896	19662	19493	12727
	200	9023	18098	30087	37637	20824	19174	20859	34780	23241	28173
	300	14568	28900	53743	59654	21336	23840	26542	44695	30151	34182
E_{25}	50	17373	20135	4176	8219	21052	15346	25637	22970	11515	19554
	100	16112	5966	12534	17536	16490	20608	25436	21154	19323	11232
	200	19920	29288	28523	27836	15450	20552	62819	28481	21109	21468
	300	24503	29858	67663	57627	30577	20962	47272	48104	27562	25890
E_{50}	50	7251	11786	2983	5323	13622	10231	13116	11070	7457	7110
	100	10088	4016	7756	9971	10778	13601	12503	12730	12316	6807
	200	6946	13912	17748	20042	11795	13092	17948	20507	15198	15457
	300	10989	18374	40598	30444	14349	15528	20682	25414	18158	20227
Inclinação do corpo-de-prova: 90°											
E_0	50	9522	4793	5327	3014	9077	11869	9794	5794	6916	6051
	100	10400	7706	12900	6923	13260	6699	12839	7875	9786	11255
	200	12359	10655	20072	14411	13815	13429	12983	10193	14100	10013
	300	15128	11855	29458	24170	19215	9136	21223	12351	26900	14437
E_{25}	50	19083	20692	4145	3397	14473	16183	17437	8003	7909	13012
	100	23334	11665	15628	6787	16044	9962	17293	6925	12230	12416
	200	23028	22266	21530	14068	17013	20791	14612	16728	10182	17780
	300	23622	25007	24816	16427	21154	10718	17759	25827	18884	14196
E_{50}	50	7077	5571	3539	2343	6823	7283	7377	4639	5081	3808
	100	7631	6215	8422	5559	9563	4812	9319	4818	6591	6946
	200	9924	8310	14142	9379	10295	9807	9380	7790	8798	7384
	300	12221	9228	21110	15461	13815	6516	14839	9263	15779	9179

* E_0 , E_{25} , E_{50} e σ_3 em kPa.

Tabela A3. Módulos de deformabilidade obtidos para os solos estudados, compactados no teor de umidade $w_{ot} + 2\%$.

$w_{ot} + 2\%$		Solo 1		Solo 2		Solo 3		Solo 4		Solo 5	
		Inclinação do corpo-de-prova: 0°									
Módulo	σ_3	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din	Est	Din
E_0	50	4907	13884	3877	12993	10114	7554	3188	10417	9292	6052
	100	5245	27650	4746	20632	10171	13729	4730	15172	9409	12798
	200	7960	30012	13205	43970	12654	24221	9703	26265	19866	23023
	300	18238	20185	15999	48745	18069	24763	11472	16568	22614	41958
E_{25}	50	6478	12550	3328	10172	10491	7277	2675	7488	7888	3438
	100	5934	29011	3508	11907	9648	9737	4423	10957	7280	7576
	200	9817	24801	9698	21883	13309	16771	9995	22590	14701	14692
	300	15120	40548	13515	29360	18582	16786	15829	20372	16761	21459
E_{50}	50	3546	8158	2959	7340	6882	5572	2378	6440	6437	3616
	100	3486	14268	3457	10344	7075	7521	3575	8328	6160	7071
	200	5329	15461	7880	19098	9196	12127	7176	14351	12892	12593
	300	9936	19148	10981	25356	11540	14772	9433	14487	14103	18921
Inclinação do corpo-de-prova: 45°											
E_0	50	6107	7291	3985	5706	7993	10008	4583	8223	5903	6789
	100	6871	8319	4996	16149	10443	15837	7511	10197	8330	10327
	200	5046	11573	15360	23271	11375	26505	8490	8556	16508	22925
	300	6334	12163	16451	36500	18117	19808	10961	15326	22163	18774
E_{25}	50	3942	10421	3244	3933	9334	5990	3389	5857	4541	5112
	100	7585	8029	5316	14955	8184	15244	5634	11527	7885	9143
	200	6831	19157	21667	16041	11919	20324	8878	16003	11576	17766
	300	10991	14979	13805	25879	19788	16778	12206	18792	13055	16636
E_{50}	50	2796	5265	3244	3197	5770	5092	3043	4905	4238	4382
	100	4979	4963	3938	10539	6875	10244	4117	7253	6595	6837
	200	4078	7663	11632	13635	7457	16259	5449	7581	11383	12507
	300	4818	8902	10949	21645	11640	11535	6926	10774	13134	11510
Inclinação do corpo-de-prova: 90°											
E_0	50	5625	2962	3240	3603	7661	12367	5844	2851	7263	5444
	100	7354	5886	4743	8840	7071	11960	5260	7425	10000	6674
	200	8234	8030	10645	19224	13044	11264	8289	9593	13242	14779
	300	9561	9577	12929	23972	11014	15468	6622	10915	18429	11497
E_{25}	50	3346	2698	2723	5407	7572	7955	11665	2545	6863	4434
	100	8706	4626	4444	7489	7184	11262	7417	7974	9637	5274
	200	14098	12735	10980	19838	12335	12320	7436	12410	12794	13201
	300	20174	16504	17899	20789	10977	19851	6321	15202	17270	11136
E_{50}	50	2890	2079	2421	2366	5711	6570	4888	1857	4918	2838
	100	4643	2847	3591	5343	4753	6975	4591	4639	7461	3925
	200	6042	5878	7883	12470	8789	8448	4640	6919	9212	9032
	300	6994	7602	10666	14919	8155	11402	4816	8750	11897	7598

* E_0 , E_{25} , E_{50} e σ_3 em kPa.