

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E
AMBIENTAL

CONTRIBUIÇÕES PARA A ANÁLISE DO
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
COMPACTADOS PARA USO EM BARRAGENS

LARISSA ANDRADE DE AGUIAR

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.DM-184/10

BRASÍLIA / DF: MARÇO / 2010

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL**

**CONTRIBUIÇÕES PARA A ANÁLISE DO
COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS
COMPACTADOS PARA USO EM BARRAGENS**

LARISSA ANDRADE DE AGUIAR

**DISSERTAÇÃO DE MESTRADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE.**

APROVADA POR:

**JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)
(ORIENTADOR)**

**MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)
(EXAMINADOR INTERNO)**

**ORENCIO MONJE VILAR, Dr. (EESC/USP)
(EXAMINADOR EXTERNO)**

DATA: BRASÍLIA/DF, 23 de MARÇO de 2010.

FICHA CATALOGRÁFICA

AGUIAR, LARISSA ANDDRÁDE DE

Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens [Distrito Federal] 2010

xxii, 127 p., 297 mm (ENC/FT/UnB, Mestre, Geotecnia, 2010)

Dissertação de Mestrado - Universidade de Brasília.

Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Barragens

2. Comportamento mecânico

3. Solos compactados

4. Ensaios de laboratório

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

AGUIAR, L.A. (2010). Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-184/10, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 127p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Larissa Andrade de Aguiar

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO: Contribuições para a Análise do Comportamento Mecânico de Solos Compactados para uso em Barragens

GRAU: Mestre

ANO: 2010

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

Larissa Andrade de Aguiar

SHIN CA 09 Lt.13/15 apt. 315 Ed. Porto do Lago, Lago Norte

CEP: 71503-509 - Brasília/DF - Brasil

eng.aguiarla@gmail.com

DEDICATÓRIA

*Aos meus pais, Eduardo e Márcia, por serem base de grande parte do que sou. Às minhas irmãs, Gizelle e Lorena, ao meu irmão Eduardo, por estarem ao meu lado em todos os momentos e serem grande exemplo na
minha vida.*

*Ao meu esposo Fernando, pela companhia, pelo apoio de sempre, por me fazer acreditar que poderia chegar até aqui, pela confiança em mim,
por ser grande motivo de minha felicidade.*

*Os meus sonhos nos deixaram distantes, porém nunca estive tão
perto.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, por estar sempre presente em minha vida. No início não entendi, mas hoje vejo que me mostrou o caminho certo.

Ao meu orientador, professor José Camapum, primeiramente por ter aceitado a me orientar. Pela paciência no período de orientação, pelo apoio em meus momentos de desespero, pela ajuda constante quando estava em dúvida, mesmo quando não era sobre Geotecnia, pelas palavras de incentivo e principalmente por me ensinar a acreditar e confiar em mim. Muito obrigada!

Ao amigo e eterno mestre Renato Cabral Guimarães, sem seu incentivo, não estaria aqui hoje. Por ser um exemplo de dedicação ao seu trabalho e à geotecnia, estar sempre disposto a me ajudar. Pela paciência, por me acalmar nos momentos difíceis. Por me iniciar na geotecnia, pela amizade e principalmente por acreditar sempre em minha capacidade e inteligência, muitas vezes, mais do que eu. Em você vejo mais que um mestre, o convívio me ensinou a admirá-lo.

À FURNAS Centrais Elétricas, na pessoa do engenheiro Rubens Machado Bittencourt e, em especial, ao Laboratório de Mecânica dos Solos, na pessoa do engenheiro Emídio Neto Sousa Lira, pelo apoio dado a este trabalho.

Aos engenheiros de Furnas Carlos Rogério Santana e Marlos José Guimarães, pelo apoio, amizade, sugestões e conselhos.

Aos técnicos do Laboratório de Mecânica dos Solos de Furnas, pelos ensaios realizados neste trabalho, não será possível citar o nome de todos, mas quero agradecer a todos vocês. Deixo também um agradecimento especial aos técnicos: Helmar, Diógenes, José Roberto, Saulo e Luís; não só pelo auxílio na realização dos ensaios, mas também pela amizade e pelas palavras de ânimo, idéias e sugestões.

Aos amigos Janaína Tatto, Hellen, Gregório, Juliana, Andrelisa, Lorena, Bruno Borges e Bruno Carrilho pelo apoio, ajuda com a pesquisa, por todos os momentos juntos, pela nossa amizade fraterna e o desejo de que ela esteja sempre presente, em qualquer lugar em qualquer momento das nossas vidas. E a outros colegas que não citei aqui, mas que gostaria de deixar meu muito obrigada.

Aos professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília cujos ensinamentos foram e são fundamentais para a minha formação como mestre.

Ao CNPq pelo apoio financeiro.

À minha família que compreendeu meus momentos de ausência, que me incentivou e apoiou durante esses quase dois anos. Aos meus pais e irmãos que me deram força nos momentos difíceis, acreditaram no meu potencial e que estão sempre comigo no meu pensamento e em minhas orações.

E principalmente, a meu esposo Fernando, pela amizade incomparável e indiscutível, pelas “consultorias” de assuntos aleatórios, pelo apoio, por acreditar em mim sempre, pela confiança e amor que sempre demonstrou. Se não desisti, você foi o “culpado”. Sei que posso contar com você sempre. Obrigada por estar ao meu lado em mais essa conquista, que também é sua!

CONTRIBUIÇÕES PARA A ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE SOLOS COMPACTADOS PARA USO EM BARRAGENS

RESUMO

As condições topográficas brasileiras e a própria cultura tem conduzido quase sempre à opção pela construção de barragens de terra e terra e enrocamento para fins de geração energia. Sua viabilização técnica e econômica passa pela definição de materiais de construção apropriados. Com base nos materiais disponíveis é definida a seção tipo, sendo freqüente a concepção de modelos constituídos de núcleo e espaldares. Nessas seções enquanto os espaldares objetivam dar estabilidade ao maciço, o núcleo tem por objetivo propiciar a retenção da água. Na seção da barragem o estado de tensões e, portanto, as deformações variam segundo o ponto considerado, sendo relevante a análise do comportamento do solo segundo a trajetória de tensões. Todo esse contexto motivou a realização desta pesquisa, em que é estudado o comportamento mecânico do solo compactado para utilização em barragens tendo como principio fundamental a avaliação desse comportamento quando o solo é submetido a diferentes condições de solicitação até a plastificação. Para o estudo do comportamento mecânico fez-se inicialmente um estudo das técnicas de compactação estática e dinâmica. As discussões e conclusões apresentadas nesta pesquisa, tanto para a metodologia de compactação quanto para a análise de estado limite, são importantes e devem ser consideradas na análise do comportamento mecânico de solos compactados.

CONTRIBUTIONS FOR THE ANALYSIS OF THE MECHANICAL BEHAVIOUR OF COMPACTED SOILS FOR USE IN DAMS

ABSTRACT

Brazilian topographic conditions and the culture itself has been conducted, almost always, to the option to construct earthfill and earth/rockfill dams for power generation purposes. The technical and economic viability goes to the definition of the appropriate construction materials. Through the available materials the default cross-section is defined, in which the impervious core and abutments models are frequently chosen. In this kind of cross-sections the abutments intend to stabilize the fill while the core's function is to retain water. In the dam's cross-section stress state and, therefore, strains varies according the considered point, being relevant the soil behavior analysis according to the stress paths. All this context motivated the realization of this research, where the mechanical behavior of compacted soils for use in dams is studied, having as fundamental principle the evaluation of this behavior when the soil is submitted to different conditions of solicitations until it's yielding. For the mechanical behavior study, a research of the static and dynamic compaction techniques was initially done. The discussions and conclusions shown in this research for both the compaction methodology and the limit state analysis are important and should be considered in the mechanical behavior of compacted soils analysis.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 Esquema do ensaio triaxial	8
Figura 2.2 Tipos de ruptura: a) Ruptura plástica, b) Ruptura frágil, c) Ruptura intermediária.	10
Figura 2.3 Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado- solo não coesivo (DAS, 2007 - modificado).....	11
Figura 2.4 Envoltória de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo (DAS, 2007 - modificado).	13
Figura 2.5 Variação do parâmetro χ com a sucção (BLIGHT, 1965 <i>apud</i> JUCÁ, 1990).	17
Figura 2.6 Representação dos critérios de ruptura: a) Coulomb; b) Mohr (PINTO, 2002 – modificado).	18
Figura 2.7 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (LADD, 1971 <i>apud</i> LINS, 1980).....	19
Figura 2.8 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (LINS, 1980).....	20
Figura 2.9 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (DUNCAN e CHANG, 1970 - modificado).....	21
Figura 2.10 Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (DUNCAN e CHANG, 1970 - modificado).....	23
Figura 2.11 Padrão de comportamento de solos pré-adensados, normalmente adensados, densos e fofos antes e no estado crítico para: a) Índice de vazios versus deformação axial, b) tensão de cisalhamento versus deformação axial.	24
Figura 3.1 Aspecto visual da amostra - Solo Corumbá.....	28
Figura 3.2 Aspecto visual da amostra - Solo Goiânia.....	28
Figura 3.3 Equipamento Utilizado no Ensaio de Mini-MCV.	31
Figura 3.4 Moldagem dos corpos de prova da compactação dinâmica: a) Cravação do cilindro de PVC, b) Desmoldagem dos corpos de prova do cilindro de PVC.....	37
Figura 3.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio de papel filtro: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento.	38
Figura 3.6 Detalhes da montagem do ensaio com papel filtro (GUIMARÃES, 2002).....	38
Figura 3.7 Saturação dos corpos de prova.....	39
Figura 3.8 Pesagem dos corpos de prova após estabilização da pressão.	40

Figura 3.9 Perda de massa dos corpos de prova de solo residual jovem.....	40
Figura 3.10 Moldagem do corpo de prova: a) Anel de adensamento e corpo de prova compactado, b) Cravação do anel no corpo de prova.	41
Figura 3.11 Montagem do Ensaio: a) corpo de prova dentro do anel, b) Prensa de adensamento	41
Figura 3.12 Saturação dos corpos de prova: a) Saturação por percolação ascendente, b) Aplicação de contra-pressão.....	43
Figura 3.13 Célula triaxial tipo k_0 : a) Partes da célula desmontada, b) Célula interna montada, c) Célula completamente montada.	44
Figura 3.14 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial tipo k_0	45
Figura 3.15 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial a diferentes trajetórias.	46
Figura 4.1 Curva de Compactação Dinâmica e Semi-Estática – Solo Corumbá (AQUINO <i>et al.</i> , 2008).	52
Figura 4.2 Curva de Compactação Dinâmica e Semi-Estática – Solo Goiânia (AQUINO <i>et al.</i> , 2008).....	52
Figura 4.3 Amostras preparadas em repouso: a) Compactação dinâmica b) Compactação semi-estática.	53
Figura 4.4 Obtenção dos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais.....	55
Figura 4.5 Equipamentos utilizados nas moldagens dos corpos de prova: a) Cilindro de moldagem e pastilhas metálicas b) Prensa CBR manual.	56
Figura 4.6 Moldagem dos corpos-de-prova: a) Prensa, b) Corpo de prova compactado.....	58
Figura 4.7 Gradiente de Compactação em termos de peso específico aparente seco - Solo Corumbá.....	59
Figura 4.8 Gradiente de Compactação em termos de umidade - Solo Corumbá.....	60
Figura 4.9 Gradiente de Compactação em termos de peso específico aparente seco - Solo Goiânia	60
Figura 4.10 Gradiente de Compactação em termos de umidade - Solo Goiânia	61
Figura 4.11 Trajetórias de tensões efetivas – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.....	64
Figura 4.12 Trajetórias de tensões efetivas – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.	64
Figura 4.13 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.	66

Figura 4.14 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.	66
Figura 4.15 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.	67
Figura 4.16 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.	67
Figura 4.17 Representação gráfica dos dados obtidos com modelo Janbu (1963) - solo Corumbá.	69
Figura 4.18 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.	70
Figura 4.19 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.	71
Figura 4.20 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.	71
Figura 4.21 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.	72
Figura 4.22 Representação gráfica dos dados obtidos com modelo Janbu (1963) - solo Corumbá.	73
Figura 5.1 Curvas Granulométricas Solo Corumbá.	77
Figura 5.2 Curvas Granulométricas Solo Goiânia.	78
Figura 5.3 Carta de Plasticidade.	80
Figura 5.4 Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT	83
Figura 5.5 Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas	84
Figura 5.6 Difratoograma do Solo Corumbá.	86
Figura 5.7 Difratoograma do Solo Goiânia.	86
Figura 5.8 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Corumbá.	88
Figura 5.9 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Corumbá.	88
Figura 5.10 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Goiânia.	89
Figura 5.11 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Goiânia.	89
Figura 5.12 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Corumbá.	91
Figura 5.13 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Goiânia.	91
Figura 5.14 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá.	92
Figura 5.15 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia.	93

Figura 5.16 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Solo Corumbá.	94
Figura 5.17 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Solo Goiânia..	94
Figura 5.18 Curva Tensão-Deformação CD sat – Solo Corumbá.....	95
Figura 5.19 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá.	96
Figura 5.20 Curva Tensão-Deformação CD sat – Solo Goiânia.....	96
Figura 5.21 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia.....	97
Figura 5.22 Curva Tensão-Deformação CU sat – Solo Corumbá.....	97
Figura 5.23 Curva Tensão-Deformação CU sat – Solo Goiânia.....	98
Figura 5.24 Variação Volumétrica por Raiz de σ_1 - CD sat 196 kPa	101
Figura 5.25 Variação Volumétrica por Raiz de σ_1 - CD sat 392 kPa	101
Figura 5.26 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 – CU sat 49 kPa	102
Figura 5.27 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 49 kPa.....	103
Figura 5.28 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 98 kPa.....	103
Figura 5.29 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 196 kPa.....	104
Figura 5.30 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 392 kPa.....	104
Figura 5.31 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Corumbá.....	106
Figura 5.32 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Goiânia.	106
Figura 5.33 Curva de Compressibilidade obtida nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Corumbá.....	107
Figura 5.34 Curva de Compressibilidade obtida nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Goiânia.	107
Figura 5.35 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical – Triaxial tipo k_0 - Solo Corumbá.....	108
Figura 5.36 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Triaxial tipo k_0 - Solo Goiânia.....	109
Figura 5.37 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - $k = 0,3$ sat.	110
Figura 5.38 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - $k = 0,5$ sat.	110
Figura 5.39 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - $k = 0,7$ sat.	111
Figura 5.40 Variação Volumétrica por Raiz de σ_1 – $k = 1,0$ sat.	111

Figura 5.41 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados.	112
Figura 5.42 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,3$ nat.	113
Figura 5.43 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,5$ nat.	113
Figura 5.44 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat.	114
Figura 5.45 Variação Volumétrica por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat.	114
Figura 5.46 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais.	115
Figura 5.47 Curva de Estado Limite – Solo Saturado.	117
Figura 5.48 Curva de Estado Limite – Solo Natural.	118
Figura 5.49 Curvas de Estado Limite.	119

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 Relação das Metodologias de Execução da Metodologia MCT.....	31
Tabela 3.2 Variação de Umidade Entre os Corpos-de-Prova.....	31
Tabela 3.3 Critérios de Parada dos Ensaios de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaçadas.....	32
Tabela 3.4 Valores de CTC (Guimarães, 1971 <i>apud</i> Pessoa, 2004).....	34
Tabela 3.5 Classificação dos Solos Segundo o Potencial Hidrogeniônico (Bigarella <i>et al.</i> 1996, <i>apud</i> Pessoa 2004).....	35
Tabela 3.6 Relação das Metodologias Utilizadas na Difractometria de Raios-X.....	36
Tabela 3.7 Velocidade de Ruptura adotada nos Ensaios Triaxiais Convencionais.....	43
Tabela 4.1 Resultados dos Ensaios de Compactação – Dinâmica e Semi-Estática (AQUINO <i>et al.</i> , 2008).	53
Tabela 4.2 Tensões Determinadas (AQUINO <i>et. al.</i> , 2008).	55
Tabela 4.3 Tensões Determinadas para Moldagem dos Corpos de Prova dos Ensaios Triaxiais.	56
Tabela 4.4 Gradiente nos Ensaios de Compactação do Solo Corumbá.	58
Tabela 4.5 Gradiente nos Ensaios de Compactação do Solo Goiânia.....	59
Tabela 4.6 Resultados dos Ensaios Triaxiais (CU sat) para o Solo Corumbá.	63
Tabela 4.7 Resultados dos Ensaios Triaxiais (CU sat) para o Solo Goiânia.....	63
Tabela 4.8 Módulo Inicial obtido dos Ensaios Triaxiais (CU sat) para o solo Corumbá.....	69
Tabela 4.9 Módulo Inicial obtido dos Ensaios Triaxiais (CU sat) para o solo Goiânia.....	73
Tabela 5.1 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Grãos	76
Tabela 5.2 Ensaios de Caracterização e Classificação das amostras.	77
Tabela 5.3 Resultados dos Ensaios da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.....	81
Tabela 5.4 Comparação da Influência do Cálculo do Pi na Classificação Tradicional.	83
Tabela 5.5 Resultados das Análises Químicas.....	85
Tabela 5.6 Minerais Identificados nos Difractogramas.	87
Tabela 5.7 Resultados dos Ensaios Oedométricos.....	92
Tabela 5.8 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Corumbá.....	98
Tabela 5.9 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Goiânia.....	99
Tabela 5.10 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD e CU sat.	102

Tabela 5.11 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais CD nat.	105
Tabela 5.12 Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo k_0	105
Tabela 5.13 Resultados Obtidos a partir dos Ensaios Triaxiais tipo k_0	107
Tabela 5.14 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados.	112
Tabela 5.15 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais.	115
Tabela 5.16 Pontos de Estado Limite para Amostras Saturadas.	116
Tabela 5.17 Pontos de Estado Limite para Amostras Naturais.	117

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 2.1	Equação do parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CD	10
Equação 2.2	Equação do parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CU	12
Equação 2.3	Equação da tensão Principal maior total no momento da ruptura (σ_1) para ensaio CU	12
Equação 2.4	Equação da tensão Principal maior efetiva no momento da ruptura (σ'_1) para ensaio CU	13
Equação 2.5	Equação da tensão Principal menor efetiva no momento da ruptura (σ'_3) para ensaio CU	13
Equação 2.6	Equação da equivalência entre tensões totais e tensões efetivas	13
Equação 2.7	Equação da poro-pressão em ensaio UU	14
Equação 2.8	Equação do coeficiente de empuxo em repouso	16
Equação 2.9	Equação da correção do k_0 em função da sucção	17
Equação 2.10	Equação da tensão cisalhante em termos de tensões totais	18
Equação 2.11	Equação da hipérbole proposta por Kondner (1963)	21
Equação 2.12	Equação da hipérbole proposta por Duncan e Chang (1970)	21
Equação 2.13	Equação do módulo tangente inicial proposta por Janbu (1963)	22
Equação 3.1	Equação do índice de atividade	30
Equação 3.2	Equação da perda de massa por imersão	34
Equação 3.3	Equação do índice e'	34
Equação 3.4	Equação de calibração do papel filtro para determinação da sucção – $w > 47\%$	44
Equação 3.5	Equação de calibração do papel filtro para determinação da sucção – $w \leq 47\%$	44
Equação 3.6	Equação para o cálculo da velocidade de ruptura máxima	48
Equação 5.1	Equação da energia potencial elástica	105

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A	-	Altura do corpo de prova
ABNT	-	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANEEL	-	Agência Nacional de Energia Elétrica
ASTM	-	<i>Association Society for Testing and Materials</i>
c	-	Coesão
c'	-	Coesão efetiva
CBR	-	<i>Califórnia Bearing Ratio</i>
CC	-	Com controle da tensão aplicada
CD	-	Ensaio triaxial consolidado drenado
CDsat	-	Ensaio triaxial consolidado drenado saturado
CEASA	-	Centrais de Abastecimento de Goiás S/A
cm	-	Centímetro
cm ³	-	Centímetro cúbico
cm/min	-	Centímetro por minuto
cp	-	Corpo de prova
CPT	-	<i>Cone Penetration Test</i>
CSL	-	<i>Critical State Line</i>
CTC	-	Capacidade de troca catiônica
CU	-	Ensaio triaxial consolidado não-drenado
CUsat	-	Ensaio triaxial consolidado não-drenado saturado
DMT	-	<i>Dilatometer Test</i>
DNER	-	Departamento Nacional de Estradas e Rodagem
e	-	Índice de vazios
E _i	-	Módulo tangente inicial
<i>et al.</i>	-	E outros
g	-	Gramas
GO	-	Estado de Goiás
h	-	Hora
I _a	-	Índice de atividade
I _p	-	Índice de plasticidade
k	-	Coefficiente de tensão lateral

k_0	-	Coeficiente de empuxo em repouso
K	-	Módulo numérico do modelo Janbu (1963)
km	-	Quilômetro
kN/cm^2	-	Quilo Newtons por centímetro quadrado
kN/m^2	-	Quilo Newtons por metro quadrado
kN/m^3	-	Quilo Newtons por metro cúbico
kPa	-	Quilo Pascal
LENC	-	Laboratório de Engenharia e Consultoria
m	-	Metro
mca	-	Metro de coluna de água
MCT	-	Miniatura; Compactado; Tropical
M_d	-	Massa de solo seco, da porção desprendida do corpo-de-prova
mm	-	Milímetro
m^3	-	Metro cúbico
MPa	-	Mega Pascal
M_s	-	Massa de solo seco
m_v	-	Coeficiente de variação volumétrica
MW	-	Mega Watt
n	-	Expoente que determina o índice de variação de E_i com σ_3
nat	-	Natural
NBR	-	Norma Brasileira de Regulamentação
Nº	-	Número
Pa	-	Pressão atmosférica
pF	-	Logaritmo da sucção em centímetros de coluna de água
pH	-	Potencial hidrogeniônico
P_i	-	Perda de massa por imersão
PVC	-	Poli cloreto de vinila
sat	-	Saturado
SC	-	Sem controle de tensão aplicada
SPT	-	<i>Standard Penetration Test</i>
Sr	-	Grau de saturação
SUCS	-	Sistema de Classificação Unificada
tan	-	Tangente

TRB	-	<i>Transportation Research Board</i>
u	-	Poropressão
$u_a - u_w$	-	Sucção matricial
u_c	-	Poropressão do corpo-de-prova devido a σ_3
u_d	-	Poropressão do corpo-de-prova devido a σ_d
UHE	-	Usina Hidrelétrica
UnB	-	Universidade de Brasília
UU	-	Ensaio triaxial não-consolidado não-drenado
w	-	Umidade
w_L	-	Limite de liquidez
$w_{\text{ótimo}}$	-	Umidade ótima
w_p	-	Limite de plasticidade
ϵ	-	Deformação axial
ϕ	-	Ângulo de atrito
ϕ'	-	Ângulo de atrito efetivo
ϕ'^b	-	Ângulo de atrito efetivo do solo em relação a variação de sucção quando a tensão total média é mantida constante
γ_d	-	Peso específico seco
$\gamma_{d\text{máx}}$	-	Peso específico seco máximo
γ_s	-	Peso específico dos grãos sólidos
σ	-	Tensão normal
σ_1	-	Tensão principal maior
σ_3	-	Tensão principal menor
σ'_1	-	Tensão principal maior efetiva
σ'_3	-	Tensão principal menor efetiva
σ_d	-	Tensão desviadora
σ'_h	-	Tensão horizontal efetiva
σ'_v	-	Tensão vertical efetiva
σ'_{PA}	-	Tensão de pré-adensamento
τ	-	Tensão cisalhante
χ	-	Parâmetro que depende do tipo de solo e do grau de saturação
”	-	Polegada

% - Porcentagem

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA	1
1.2 PESQUISA ANEEL	2
1.3 OBJETIVOS	2
1.4 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS	4
2.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO	5
2.2.1 Ensaio Triaxiais	7
2.2.1.1 Histórico	7
2.2.1.2 Princípios	8
2.2.1.3 Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (CD)	10
2.2.1.4 Ensaio Triaxial Consolidado Não-Drenado (CU)	12
2.2.1.5 Ensaio Triaxial Não-Consolidado Não-Drenado (UU)	14
2.2.1.6 Vantagens e Limitações.....	14
2.2.2 Ensaio Triaxial tipo k_0	15
2.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA	17
2.3.1 Critérios de Ruptura de Mohr-Coulomb	18
2.3.2 Análise a Trajetórias de Tensões	19
2.4 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO	20
2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS	23
2.5.1 Modelo Cam-Clay	25
3 MATERIAIS E MÉTODOS	27
3.1 SOLOS UTILIZADOS.....	27
3.1.1 Solo Proveniente da UHE Corumbá	27
3.1.2 Solo Goiânia	28
3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	29
3.2.1 Caracterização Geotécnica	29
3.2.2 Metodologia MCT	30
3.2.2.1 Classificação MCT tradicional (Mini-MCV e perda de massa por imersão).....	31
3.2.2.2 Classificação MCT expedita (método das pastilhas).....	33
3.2.3 Caracterização Química	33
3.2.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X	35
3.3 ENSAIOS DE CURVA CARACTERÍSTICA.....	36
3.3.1 Papel Filtro	37
3.3.2 Câmara de Richards	39
3.4 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	40
3.5 ENSAIOS TRIAXIAIS	42
3.5.1 Triaxiais Convencionais	42
3.5.2 Triaxiais Não Convencionais	43
3.5.2.1 Ensaio Triaxial tipo k_0	43
3.5.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões	45
4 METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO	47
4.1 INTRODUÇÃO.....	47
4.1.1 Fatores que Influenciam na Estrutura e no Comportamento Mecânico de Solos Compactados	48

4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	51
4.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	53
4.3.1 Moldagem Dinâmica	54
4.3.2 Moldagem Semi-Estática com Controle da Tensão Aplicada	55
4.3.3 Moldagem Semi-Estática sem Controle da Tensão Aplicada.....	57
4.4 ANÁLISE DO GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA	58
.....	
4.5 ANÁLISE DA VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO	62
4.5.1 Parâmetros de Resistência	62
4.5.2 Comportamento Tensão-Deformação	65
5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	75
5.1 INTRODUÇÃO.....	75
5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	75
5.2.1 Caracterização Geotécnica	75
5.2.2 Caracterização e classificação MCT	81
5.2.3 Caracterização Química	84
5.2.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X.....	85
5.3 CURVA CARACTERÍSTICA	87
5.4 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS	92
5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS	95
5.5.1 Triaxiais Convencionais.....	95
5.5.1.1 Triaxial Consolidado Drenado (CD)	95
5.5.1.2 Triaxial Consolidado Não Drenado (CU).....	97
5.5.1.3 Resumo dos Parâmetros de Resistência Obtidos.....	98
5.5.1.4 Obtenção dos Pontos de Estado Limite	99
5.5.2 Triaxiais Não Convencionais	105
5.5.2.1 Ensaio Triaxial tipo k_0	105
5.5.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões	109
5.5.3 Obtenção das Curvas de Estado Limite	115
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	121
6.1 CONCLUSÕES	121
6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	122
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA

Os solos tropicais são solos que tem sido objeto de pesquisa, em parte, devido as suas peculiaridades em relação aos solos de origem temperada. Estes solos sofrem alterações de suas características devido às condições climáticas nas quais são formados, passando a apresentar estrutura e composição químico-mineralógica diferenciada. Estas características interferem diretamente nos comportamentos mecânico e hidráulico tanto nos solos naturais como nos solos compactados.

Objetivando a compactação do solo nas obras geotécnicas, faz-se necessário o estudo do solo compactado em laboratório. Alguns solos como é o caso dos solos argilosos apresentam grande sensibilidade dos comportamentos hidráulico e mecânico à técnica e condições de compactação. Nesses casos deve-se buscar adotar em laboratório método de compactação semelhante ao de campo.

Nas barragens de terra e terra e enrocamento é necessário buscar um compromisso entre a estabilidade e a perda de água por percolação. O comportamento mecânico dos solos interessa ao projeto de barragens sob dois aspectos básicos: estabilidade e deformabilidade. O ideal é manter a obra dentro do limite elástico do solo, pois isso limita as deformações e geração de pressões neutras na fase de construção e as deformações durante o período de funcionamento. Na seção da barragem o estado de tensões e, portanto, as deformações variam segundo o ponto considerado, sendo relevante a análise do comportamento do solo segundo a trajetória de tensões, muito embora, quase sempre os estudos se limitem as análises de equilíbrio limite.

Outro aspecto relevante quanto aos projetos de barragem de terra e de terra e enrocamento diz respeito à disponibilidade de materiais apropriados para a sua construção. Sua viabilização técnica e econômica passa pela definição de materiais de construção apropriados. Com base nos materiais disponíveis é definida a seção tipo, sendo freqüente a concepção de modelos constituídos de núcleo e espaldares. Nessas seções enquanto os espaldares objetivam dar estabilidade ao maciço, o núcleo tem por objetivo propiciar a retenção da água.

Não raro a viabilidade econômica de uma barragem é garantida pelo uso de solos pouco usuais e apresentando certas características não muito apropriadas, seja quanto ao comportamento mecânico, seja quanto ao comportamento hidráulico.

Quanto ao comportamento mecânico alguns solos residuais jovens utilizados deixam a desejar ou são ainda grandes incógnitas. Já quanto ao comportamento hidráulico, o principal problema se situa nos solos mais arenosos, muitas vezes os únicos existentes em determinados locais.

Desta forma, esta pesquisa propõe o estudo do comportamento mecânico de dois solos compactados para utilização em barragens tendo como princípio fundamental a avaliação de seu comportamento quando submetido a diferentes trajetórias de tensões. Para o estudo do comportamento mecânico fez-se inicialmente um estudo das técnicas de compactação estática e dinâmica.

1.2 PESQUISA ANEEL

O presente trabalho faz parte de um projeto de pesquisa financiado pela ANEEL, no qual são parceiros a Universidade de Brasília e Furnas Centrais Elétricas S.A.. No tema inicialmente proposto por Furnas à ANEEL estava previsto o estudo do comportamento de solos compactados e de misturas com diferentes aditivos envolvendo o uso de materiais existentes nos locais das próprias obras, visando o desenvolvimento tecnológico direcionado para criar solução para regiões com deficiência de material de empréstimo apropriado in natura buscando contribuir para a redução do custo final da obra e do impacto ambiental. Buscava-se ainda desenvolver misturas de solos com os estabilizantes químicos, cal e emulsão, para aplicação em barragens e definir o modelo de comportamento dos solos e sua variação com a incorporação de aditivos químicos. Neste contexto, esta dissertação apresenta parte dos estudos realizados sobre o comportamento do solo natural compactado.

1.3 OBJETIVOS

Esta dissertação insere-se no contexto mais amplo do estudo do comportamento hidráulico e mecânico de solos destinados ao núcleo de barragens de terra e de terra e enrocamento. No âmbito desta dissertação fixou-se como objetivo geral definir um método de compactação em laboratório que fornecesse corpos de prova homogêneos e reprodutíveis e definida a técnica ideal se estudar o comportamento do solo. Para o estudo do comportamento fixou-se os seguintes objetivos específicos:

- Obter a curva de estado limite de um solo na umidade de compactação;
- Obter a curva de estado limite do mesmo solo na condição saturada.

1.4 ESCOPO DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está dividida em seis capítulos, permitindo o desenvolvimento de um texto lógico e de fácil compreensão e cujos assuntos abordados em cada um dos capítulos são brevemente descritos a seguir:

- Capítulo 1: É feita introdução ao assunto, com algumas considerações sobre a importância do tema, e uma breve apresentação da pesquisa ANEEL, da qual este trabalho faz parte, e por fim são apresentados os objetivos e o escopo da dissertação;
- Capítulo 2: Consiste de uma revisão bibliográfica fornecendo suporte à pesquisa, abordando assuntos como: resistência dos solos, ensaios de resistência, critérios de ruptura, modelos para análises de tensão-deformação, estado limite;
- Capítulo 3: Apresenta as características dos dois solos utilizados na pesquisa. É descrita, ainda, a metodologia empregada para o desenvolvimento do trabalho experimental, mostrando os ensaios realizados;
- Capítulo 4: Apresenta uma revisão bibliográfica sobre comportamento de solos compactados e o estudo da metodologia de compactação para a moldagem dos corpos de prova;
- Capítulo 5: São apresentados e analisados os resultados obtidos nos ensaios realizados;
- Capítulo 6: Estão sintetizadas as principais conclusões obtidas durante a pesquisa, bem como sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO DE SOLOS

O conhecimento das tensões atuantes em um maciço de solo, sejam elas advindas do peso próprio ou em decorrência de carregamentos em sua superfície, é de vital importância no entendimento do comportamento de praticamente todas as obras de Engenharia Geotécnica. Há uma necessidade de se conhecer a distribuição de tensões nas várias profundidades abaixo do terreno para a solução de problemas de recalques, empuxo de terra, capacidade de carga no solo, entre outros.

Um carregamento externo aplicado na superfície ou a própria geometria da superfície da massa de solo, contribui para o desenvolvimento de tensões tangenciais ou de cisalhamento. Assim, vai depender da resistência ao cisalhamento do solo uma de suas propriedades, que é a de suportar cargas conservando sua estabilidade. Desse modo, essas tensões tangenciais podem chegar a valores próximos à máxima tensão cisalhante que o solo suporta sem haver ruptura do material.

Segundo Caputo (1988), das características de resistência ao cisalhamento dependem importantes problemas de engenharia de solos e fundações, como a estabilidade de taludes (aterros, cortes e barragens), empuxos de terra sobre paredes de contenção e túneis, capacidade de carga de sapatas e estacas, entre outros.

Diante do fato de que diversas obras geotécnicas estão sujeitas a atuação de tensões cisalhantes, pode-se afirmar que a determinação da resistência ao cisalhamento constitui um dos pontos fundamentais e mais complexos da Mecânica dos Solos. Uma avaliação correta deste conceito é um passo indispensável para qualquer análise da estabilidade das obras geotécnicas.

De acordo com as conceituações da Mecânica dos Solos Clássica a resistência ao cisalhamento dos solos, de uma forma geral, está diretamente ligada aos efeitos do atrito e coesão.

A resistência ao cisalhamento dos solos é influenciada fortemente pela parcela de atrito gerada devido ao contato entre as partículas de solo. O conhecimento da magnitude desta resistência é um ponto básico para se ter pleno domínio dos conceitos da Mecânica dos Solos Clássica (LAMBE E WHITMAN, 1969).

É importante salientar que existem diferenças entre as forças de atrito transmitidas no contato entre partículas para solos argilosos e arenosos. De acordo com Pinto (2002), nos

contatos entre grãos de areia, geralmente as forças transmitidas são suficientemente grandes para expulsar a água da superfície, de tal forma que os contatos ocorrem realmente entre dois minerais. No caso de argilas, o número de partículas é muitíssimo maior, sendo a parcela de força transmitida em cada contato extremamente reduzida, assim as forças de contato são insuficientes para remover as moléculas de água adsorvidas pelas partículas de argila. Sendo assim, são as moléculas de água as responsáveis pela transmissão das forças.

Como já visto anteriormente é devido ao atrito entre as partículas dos solos que se origina a resistência ao cisalhamento. Porém, a atração química entre as partículas pode provocar uma resistência independente da tensão normal que atua no plano, essa parcela de resistência é denominada coesão real.

A parcela de resistência devido à coesão real em solos granulares é em geral muito pequena perante a resistência devido o atrito entre partículas, entretanto existem solos naturalmente cimentados por agentes diversos que apresentam parcelas de coesão com valores significativos.

Segundo Pinto (2002), a coesão real em solos deve ser bem diferenciada da coesão aparente. Esta é uma parcela da resistência ao cisalhamento de solos úmidos, não saturados, devida a tensão entre partículas resultante da pressão capilar da água presente nos poros do solo. Saturando-se o solo, esta parcela da resistência desaparece, daí o nome aparente. Embora seja mais visível em solos granulares principalmente em areias é nos solos argilosos que a coesão aparente adquire maiores valores.

2.2 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

O termo tensão de cisalhamento, como aplicado a solos, não é uma propriedade fundamental de um solo da mesma maneira que, por exemplo, a resistência a compressão é uma propriedade de concreto. Pelo contrário, a tensão de cisalhamento é relacionada às condições que prevalecem *in situ* e pode variar com tempo (HEAD, 1982).

Como a retirada de amostras indeformadas implica, apesar de todos os cuidados e expedientes sofisticados, numa possível deformação da amostra, procura-se, mais modernamente, executar ensaios “*in situ*” capazes de traduzir as reais características de resistências das camadas. Dentre os ensaios “*in situ*” mais empregados no Brasil para determinação de parâmetros de resistência ao cisalhamento e de deformabilidade no campo destacam-se:

- Ensaio de Palheta ou "Vane Test";

- Ensaio de Penetração Estática do Cone (CPT);
- Ensaio Pressiométrico;
- Ensaio Dilatométrico (DMT);
- Ensaio de Penetração Padrão (SPT).

Além desses, no caso de fundações são executadas provas de carga que, traduzirão, especificamente, as resistências do solo frente às características do elemento estrutural na transmissão de carga.

Segundo Schnaid (2000), o ensaio de CPT e “Vane test” têm por objetivo a determinação da resistência ao cisalhamento do solo, o ensaio pressiométrico visa estabelecer uma espécie de curva de tensão x deformação para o solo investigado, o ensaio SPT fornece uma avaliação qualitativa do estado de compactação e de consistência do solo e o ensaio DMT permite a estimativa de parâmetros mecânicos do solo a partir de correlações de natureza semi-empírica.

Os parâmetros c e ϕ , definidores da resistência interna ao cisalhamento dos solos terão que ser determinados, na maioria dos casos, em laboratório nas condições mais desfavoráveis previstas para o período de utilização de cada projeto específico. Os ensaios buscarão representar o rompimento de uma seção em relação a uma outra contígua, medindo as tensões de ruptura capazes de identificar, nas condições do projeto, sua resistência ao corte.

Em laboratório, os ensaios mais comumente utilizados são o de cisalhamento direto e os triaxiais. O ensaio de cisalhamento direto é considerado um dos ensaios pioneiros no estudo das propriedades do solo, tendo sido idealizado por Coulomb, em 1776, permitindo o estudo da resistência ao cisalhamento dos solos em um único plano de ruptura imposto mecanicamente a uma amostra (MARCON, 2005).

Segundo Head (1982), em princípio o ensaio de cisalhamento direto é um ensaio de “ângulo de atrito”, no qual, uma porção de solo é colocada a se deslizar ao longo de uma outra pela ação de uma força cisalhante horizontal continuamente aumentando, enquanto uma carga constante é aplicada ao plano normal do movimento relativo.

O ensaio de cisalhamento direto pode ser executado com drenagem ou sem drenagem da amostra. Para facilitar a drenagem da água dos vazios do solo, são colocadas duas pedras porosas, no topo e na base da amostra.

Apesar de muito prático, o ensaio não permite a determinação de parâmetros de deformabilidade do solo e o controle de condições de drenagem é difícil, pois não tem como impedi-la. Desse modo, não é possível a obtenção dos valores da pressão neutra. Devido a

essas e outras restrições, esse ensaio é menos interessante que o ensaio de compressão triaxial, mas devido a sua simplicidade é muito útil quando se deseja saber apenas a resistência (PINTO 2002).

2.2.1 Ensaios Triaxiais

2.2.1.1 Histórico

Segundo Head (1982), a primeira máquina de compressão de triaxial foi projetada na Inglaterra por C. J. Jenkin e D. B. Smith em meados de 1934. Nesse equipamento a carga axial era aplicada por uma mola e a pressão lateral era desenvolvida em um cilindro de metal. As amostras possuíam diâmetro de 1 polegada.

Em 1940 outro equipamento foi construído no Building Research Station para ensaiar amostras de 1,5 e 2,8 polegadas de diâmetro. Neste equipamento fez-se uso de um braço de alavanca nivelado para aplicar a carga axial, semelhante ao princípio que tinha sido desenvolvido em 1934. A célula de pressão confinante era um cilindro transparente para que a ruptura da amostra pudesse ser observada (HEAD, 1982).

Em 1943 este dispositivo foi substituído por uma máquina operada manualmente com direção hidráulica, utilizando-se o mesmo princípio básico que é utilizado nas máquinas de tensão controlada atualmente. Estas máquinas antigas eram utilizadas quase que somente para ensaios rápidos não drenados, mas por volta de 1948, unidades de controle de alta velocidade foram colocadas no lugar para que os testes de longa duração pudessem ser realizados. Máquinas e células maiores foram desenvolvidas a fim de acomodar amostras de diâmetro maiores, e o modelo das células de vários tamanhos foi aperfeiçoado para proporcionar uma vedação positiva e facilitar o manuseio (HEAD, 1982).

Atualmente as células triaxiais comumente utilizadas possuem paredes de resinas termoplásticas e estão disponíveis para amostras de 35 a 100 mm de diâmetro. Células de aço para altas pressões confinantes e para amostras de diâmetro variando entre 250 e 500 mm também podem ser obtidas. Segundo Head (1982), células muito largas, para amostras de 1 metro de diâmetro, podem ser especialmente construídas onde houver necessidade, por exemplo, para ensaios em rochas utilizadas em enrocamentos.

2.2.1.2 Princípios

O ensaio de compressão triaxial é um dos métodos disponíveis mais confiáveis para determinação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento. É amplamente utilizado para ensaios de pesquisa. Um esquema do ensaio é ilustrado na Figura 2.1.

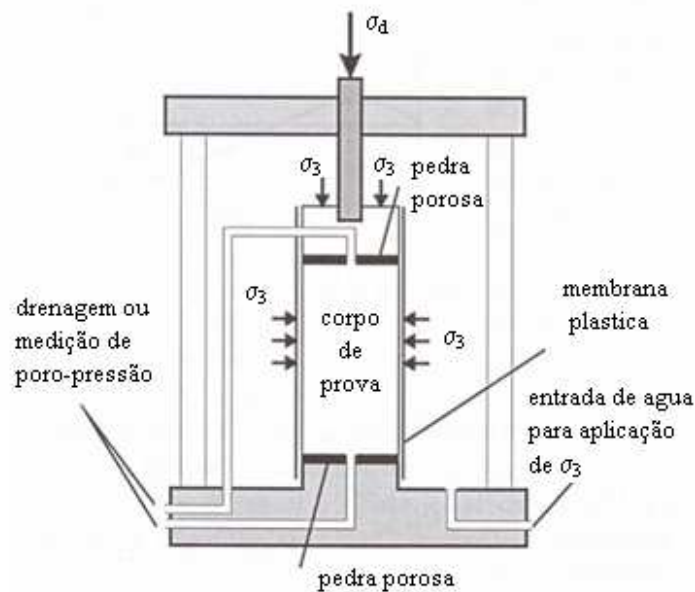


Figura 2.1 Esquema do ensaio triaxial

Nesse ensaio as amostras possuem uma relação altura:diâmetro de 2:1, na prática inglesa, enquanto que a relação 3:1 é permitida na ASTM Standards. Se a relação é muito menor que 2:1, os resultados podem ser influenciados pela restrição das extremidades, a menos que sejam utilizadas “extremidades livres”. Se a relação for maior que 3:1, instabilidade na direção da deformação pode ocorrer e a amostra não rompe na compressão verdadeira (HEAD, 1982).

O corpo de prova cilíndrico é envolvido por uma membrana de borracha e colocado dentro de uma câmara cilíndrica que é normalmente preenchida com água. O corpo de prova está sujeito a um aumento contínuo de carregamento axial até que ocorra ruptura. No ensaio não confinado, o carregamento axial é a única força ou tensão aplicada. No ensaio triaxial, o corpo de prova é primeiramente sujeito a uma pressão confinante ao seu redor, que é mantida constante, enquanto o carregamento axial é aumentado (HEAD, 1982).

A tensão axial é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical (chamada de tensão desviadora). Essa tensão pode ser aplicada de duas formas (DAS, 2007):

- Aplicação de pesos ou pressão hidráulica em incrementos iguais até que o corpo de prova rompa;
- Aplicação da deformação axial a uma taxa constante por meio de uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica. Esse é um ensaio de deformação controlada.

A carga axial aplicada pela haste de carregamento correspondente a uma dada deformação axial é medida por uma célula de carga fixada à haste. As conexões para se medir a drenagem interna ou externa ao corpo de prova ou para se medir a poro-pressão (de acordo com as condições do ensaio) também são fornecidas.

O princípio básico do ensaio consiste em fazer crescer a tensão desviadora ($\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$) até que ocorra a ruptura do corpo de prova, mantendo-se constante a pressão hidrostática (σ_3). A aplicação do acréscimo de tensão axial ($\sigma_1 - \sigma_3$) se faz a uma velocidade de deformação constante. Ao final do ensaio traça-se a curva tensão desviadora versus deformação específica, onde se pode identificar um valor máximo de σ_d . Esse valor somado a σ_3 fornece a tensão principal σ_1 aplicada ao corpo de prova no momento da ruptura.

São realizados de três a quatro ensaios sobre corpos de prova idênticos com pressões hidrostáticas diferentes, determinando as tensões principais na ruptura. Com os pares de tensões principais, traça-se os círculos de Mohr correspondentes a cada um dos estados de tensões dos corpos de prova na ruptura. A literatura mostra que pode-se traçar uma envoltória a estes círculos, que pode ser considerada, em primeira aproximação, como uma reta. Esta reta é chamada de envoltória de ruptura e é caracterizada pelos parâmetros c e ϕ .

A ruptura normalmente implica na condição em que a amostra não pode sustentar qualquer acréscimo de tensão, por exemplo, o ponto que oferece a máxima resistência para a deformação em termos de tensão axial. Segundo Head (1982) três principais tipos de ruptura são identificados:

- Ruptura plástica: onde a amostra sofre abaulamento lateralmente como num molde cilíndrico, sem intensidade (Figura 2.2 a);
- Ruptura frágil: onde a amostra cisalha ao longo de uma ou mais superfícies bem definidas (Figura 2.2 b), e;
- Ruptura de modo intermediário: entre a ruptura plástica e a ruptura frágil (Figura 2.2 c).

O modo de ruptura é um aspecto significativo na descrição das propriedades do solo.

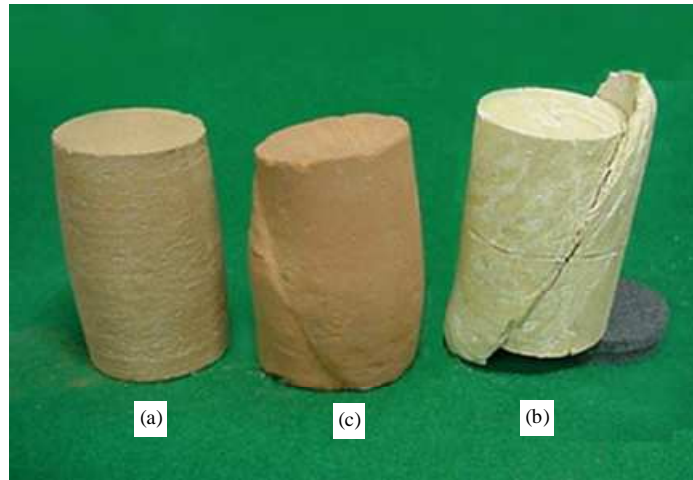


Figura 2.2 Tipos de ruptura: a) Ruptura plástica, b) Ruptura frágil, c) Ruptura intermediária.

São três os tipos-padrão de ensaios triaxiais geralmente realizados (DAS, 2007):

- Ensaio consolidado drenado (ensaio CD);
- Ensaio consolidado não-drenado (ensaio CU), e;
- Ensaio não-consolidado não-drenado (ensaio UU).

2.2.1.3 Ensaio Triaxial Consolidado Drenado (CD)

No ensaio CD, o corpo de prova saturado é submetido primeiro a uma pressão de confinamento em toda sua volta (σ_3), por compressão do fluido da câmara. A medida que a pressão de confinamento é aplicada, a poro-pressão do corpo de prova aumenta. Esse aumento na poro-pressão pode ser expresso como um parâmetro adimensional (Equação 2.1):

$$B = \frac{u_c}{\sigma_3} \quad (2.1)$$

Onde:

B = Parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CD;

u_c = Poro-pressão do corpo de prova devido a σ_3 ;

σ_3 = tensão confinante.

Segundo Das (2007), para os solos moles saturados, B é aproximadamente igual a 1; entretanto, para solos rígidos saturados, a magnitude de B pode ser inferior a 1.

Se a conexão para a drenagem estiver aberta, ocorre a dissipação do excesso de poro-pressão, e, portanto, o adensamento, ocorrerá. Com o tempo, u será igual a 0. Em solo

saturado, a variação no volume do corpo de prova que ocorre durante o adensamento pode ser obtida do volume da água drenada dos poros. Depois a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada muito lentamente. A conexão de drenagem é mantida aberta e a taxa lenta de aplicação da tensão desviadora permite a completa dissipação de qualquer poro-pressão que tenha se desenvolvido.

Como a poro pressão desenvolvida durante o ensaio é completamente dissipada, tem-se a tensão total efetiva de confinamento (σ'_3) igual a σ_3 . Logo, no momento da ruptura, a tensão total efetiva axial (σ'_1) será igual a σ_1 , que serão iguais a σ_3 mais a tensão desviadora.

Vários ensaios em corpos de prova similares podem ser realizados por variações de pressão de confinamento. Com as tensões principais maior e menor na ruptura para cada ensaio, os círculos de Mohr podem ser desenhados e as envoltórias de ruptura (Mohr-Coulomb) podem ser obtidas (Figura 2.3).

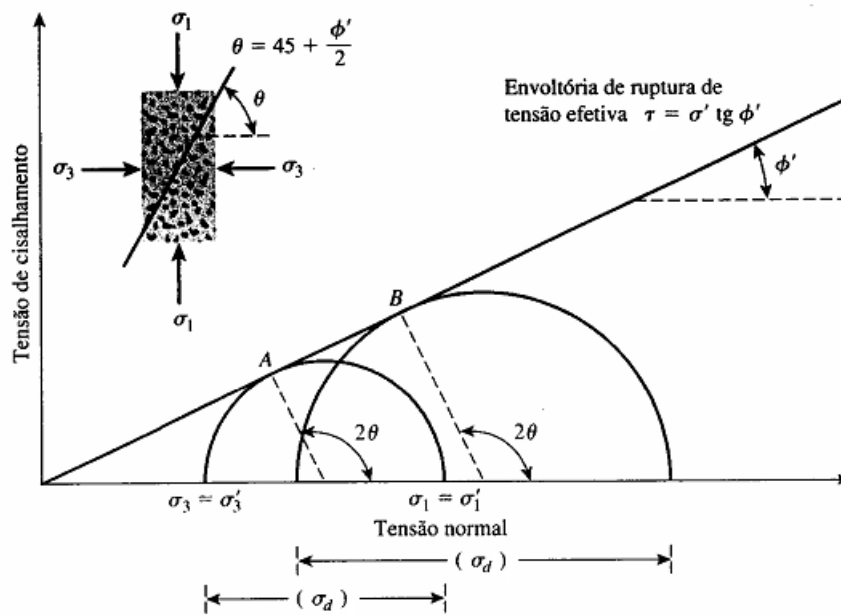


Figura 2.3 Envoltória de ruptura – Ensaio triaxial consolidado drenado- solo não coesivo (DAS, 2007 - modificado).

Segundo Das (2007), um ensaio triaxial consolidado drenado em um solo argiloso pode demorar vários dias para terminar. Essa duração é necessária porque a tensão desviadora deve ser aplicada muito lentamente para assegurar a drenagem plena do corpo de prova.

2.2.1.4 Ensaio Triaxial Consolidado Não-Drenado (CU)

O ensaio consolidado não-drenado é o tipo mais comum de ensaios triaxiais. Nesse ensaio, o corpo de prova saturado é primeiramente adensado por uma pressão de fluido na câmara da mesma forma do ensaio CD. Após a poro-pressão gerada pela aplicação da pressão de confinamento ser dissipada, a tensão desviadora no corpo de prova é aumentada para provocar a ruptura por cisalhamento. Durante essa fase do ensaio, a linha de drenagem do corpo de prova é mantida fechada. Como a drenagem não é permitida, a poro pressão aumentará. Durante o ensaio, medições simultâneas de tensão desviadora e poro-pressão são realizadas. O aumento da poro-pressão pode ser expresso de forma adimensional (Equação 2.2):

$$\bar{A} = \frac{u_d}{\sigma_d} \quad (2.2)$$

Onde:

\bar{A} = Parâmetro de poro-pressão de Skempton para ensaio CU;

u_d = Poro-pressão do corpo de prova devido a σ_d ;

σ_d = Tensão Desviadora.

Diferentemente do ensaio CD, no ensaio CU as tensões principais, efetiva e total, não são as mesmas. Como a poro pressão no momento da ruptura é medida nesse ensaio, as tensões principais podem ser analisadas das seguintes maneiras:

- Tensão Principal maior total no momento da ruptura (σ_1) expressa pela Equação 2.3:

$$\sigma_1 = \sigma_3 + u \quad (2.3)$$

- Tensão Principal maior efetiva no momento da ruptura (σ'_1) expressa pela Equação 2.4:

$$\sigma'_1 = \sigma_1 - u \quad (2.4)$$

- Tensão Principal menor efetiva no momento da ruptura (σ'_3) expressa pela Equação 2.5:

$$\sigma'_3 = \sigma_3 - u \quad (2.5)$$

Onde u em todas as equações é a poro-pressão medida no momento da ruptura.

Ensaio em vários corpos de prova similares com pressões de confinamento variando podem ser realizados para se determinar os parâmetros da resistência ao cisalhamento. A Figura 2.4 mostra os círculos de Mohr da tensão efetiva e total no momento da ruptura, obtidos dos ensaios triaxiais consolidados não drenados.

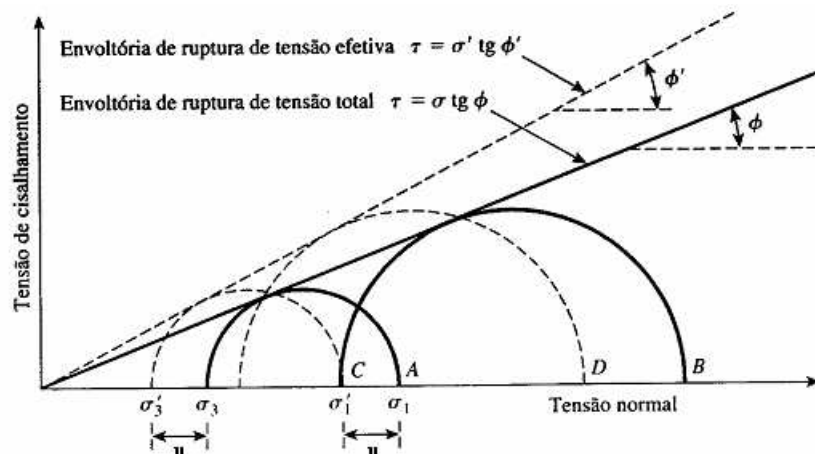


Figura 2.4 Envolvente de ruptura da tensão efetiva e total – Ensaio triaxial consolidado não-drenado – solo não coesivo (DAS, 2007 - modificado).

Verifica-se na Figura 2.4 que A e B são dois círculos de Mohr da tensão total obtidos a partir de dois ensaios, C e D são círculos de Mohr da tensão efetiva correspondentes aos círculos da tensão total A e B, respectivamente.

É importante se destacar que os diâmetros dos círculos A e C são os mesmos; de maneira similar, os diâmetros dos círculos B e D são os mesmos. Desse princípio pode-se escrever que (Equação 2.6):

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.6)$$

2.2.1.5 Ensaio Triaxial Não-Consolidado Não-Drenado (UU)

Em ensaios não-consolidados não-drenados, a drenagem do corpo de prova não é permitida durante a aplicação da pressão confinante (σ_3). O corpo de prova do ensaio é cisalhado até a ruptura pela aplicação da tensão desviadora (σ_d), e a drenagem é impedida. Como a drenagem não é permitida em nenhum estágio, o ensaio pode ser realizado rapidamente. Por causa da aplicação da pressão confinante na câmara, a poro pressão do corpo de prova devido a esta confinante (u_c), aumentará. Também ocorrerá um aumento adicional da poro-pressão devido a aplicação da tensão desviadora (u_d). Portanto a poro-pressão total (u) em um ensaio UU em qualquer estágio da aplicação da tensão desviadora pode ser dada pela Equação 2.7

$$u = u_c + u_d \quad (2.7)$$

Nos ensaios UU a aplicação dos esforços com a válvula de drenagem fechada provoca uma recuperação do índice de vazios que a amostra tinha em seu estado natural. Portanto a amostra apresentaria a resistência ao cisalhamento que teria em campo, sem incorporar qualquer acréscimo das tensões efetivas. Assim a resistência ao cisalhamento poderia ser expressa em termos de tensões totais.

2.2.1.6 Vantagens e Limitações

Enquanto os procedimentos de cisalhamento direto utilizando a caixa cisalhante fornecem um significado relativamente simples da medida da tensão de cisalhamento, sabe-se que eles possuem várias limitações. Por outro lado, os testes de compressão triaxial são satisfatórios para a maioria dos solos onde é possível o preparo de amostras indeformadas. Segundo Head (1982), diversos tipos de solos compactados também podem ser ensaiados. Amostras de solos não coesivos como as areias podem ser difíceis de se preparar e eles são mais convenientemente testados no equipamento de cisalhamento direto. Solos contendo partículas com tamanho de pedregulhos requerem amostras de grandes diâmetros e o mesmo se aplica a solos, tais como argilas rijas fissuradas, que possuem descontinuidade ou alguma outra superfície de fragilidade potencial; e solos não homogêneos.

Algumas das vantagens dos ensaios de compressão triaxial em amostras cilíndricas sobre ensaio de cisalhamento direto são descritas por Head (1982):

- A amostra não é forçada a romper em um plano de superfície pré-determinado, mas a ruptura pode ocorrer em qualquer superfície;
- Conseqüentemente, o ensaio de compressão triaxial pode revelar uma fragilidade em uma superfície, relativa a alguma característica natural da estrutura do solo;
- As amostras podem ser orientadas, se necessário, para favorecer a ocorrência da ruptura ao longo de uma superfície característica, mas sem imposição de restrição;
- As tensões que são aplicadas em um ensaio de compressão triaxial são uma aproximação mais fiel ao que acontece no campo do que as condições impostas a um ensaio de cisalhamento direto;
- As tensões aplicadas são as tensões principais e é possível um maior controle das tensões e taxas de deformação;
- As condições de drenagem durante o ensaio e a variação das condições do ensaio são possíveis. Por exemplo, no ensaio não drenado, a amostra é completamente fechada e lacrada de forma que a drenagem é impedida positivamente para todos os tipos de solo.

Head (1982) também destaca algumas limitações dos ensaios de compressão triaxial:

- Em argilas altamente fissuradas, o tamanho das amostras ensaiadas podem ter uma influência considerável na tensão medida.
- Ensaios em amostras de pequeno diâmetro fornecem altas tensões irreais e ensaios em amostras de 100 mm de diâmetro podem fornecer tensões maiores do que as medidas em campo.

Para obter resultados reais, as amostras devem ser grandes o bastante para permitir que a estrutura do solo, fissuras particulares e outras descontinuidades, sejam representadas adequadamente (SKEMPTON e LA ROCHELLE, 1965 *apud* HEAD, 1982).

2.2.2 Ensaio Triaxial tipo k_0

Em qualquer ponto de um depósito de solo, seja solo natural ou um aterro, a tensão horizontal efetiva (σ'_h) é normalmente diferente da tensão vertical efetiva (σ'_v). A relação entre essas tensões é conhecida como “coeficiente de tensão lateral” (k).

A condição de maior interesse é, normalmente, quando não ocorre deformação lateral no solo, conhecida como condição de “empuxo no repouso”. A relação de tensões k é então referida como sendo “coeficiente de empuxo em repouso” (k_0), definida pela Equação 2.8.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} \quad (2.8)$$

Onde:

k_0 = coeficiente de empuxo em repouso;

σ'_h = tensão horizontal efetiva;

σ'_v = tensão vertical efetiva.

O valor do k_0 para uma amostra de solo pode ser determinado sob condições drenadas e não drenadas. Os ensaios sob condições não drenadas são utilizados para solos parcialmente saturados, geralmente em amostras recompostas de materiais de aterro. Os valores do parâmetro de poro-pressão (\bar{B}), e o coeficiente de compressibilidade (m_v) sob compressão unidimensional, podem ser obtidos deste ensaio. Desde que não haja fluxo de água ou deformação lateral, a equalização da poro-pressão no interior das amostras ocorre mais rapidamente do que em ensaios de compressão triaxial não drenados convencionais. Amostras maiores podem, portanto, serem utilizadas sem a necessidade de estender o ensaio por um longo período.

Os ensaios drenados podem ser realizados em amostras saturadas e parcialmente saturadas para obter o valor do k_0 durante a consolidação. Uma contrapressão pode ser aplicada na amostra, se necessário. O valor de m_v pode, também, ser determinado. Ensaios drenados em amostras com baixa permeabilidade são, necessariamente, lentos e alguma forma de controle automatizado é desejável. Entretanto, ensaios em solos mais permeáveis como siltes e areias fornecem resultados que são difíceis de se obter por outros meios com uma precisão razoável, e podem usualmente serem realizados por operação manual.

Um método indireto do ensaio aplicável a argilas normalmente adensadas é descrito por Poulos e Davis (1972) *apud* Head (1986).

Segundo Camapum de Carvalho (1985) no estado saturado, quando os ensaios k_0 são realizados em condições drenadas, as tensões principais (maior e menor) geradas podem ser consideradas como efetivas. No entanto, para o estado não saturado, apesar dos ensaios serem realizados em condições drenadas, estas tensões não podem ser consideradas como efetivas.

Diante disto, o autor propõe a correção de k_0 utilizando-se a Equação 2.9, para acrescentar aos resultados do k_0 nat o efeito da sucção.

$$k_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = \frac{\sigma_h + (u_a - u_w)x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'}}{\sigma_v + (u_a - u_w)x \frac{\tan \phi^b}{\tan \phi'}} \quad (2.9)$$

O gráfico apresentado na Figura 2.5 proposto por Blight (1965) *apud* Jucá (1990), permite verificar a variação do parâmetro χ , que expressa a relação entre a $\tan \phi^b$ e a $\tan \phi'$, com a sucção. Pode-se, então, calcular essa relação por meio de resultados de ensaios ou obtê-la por meio da Figura 2.5.

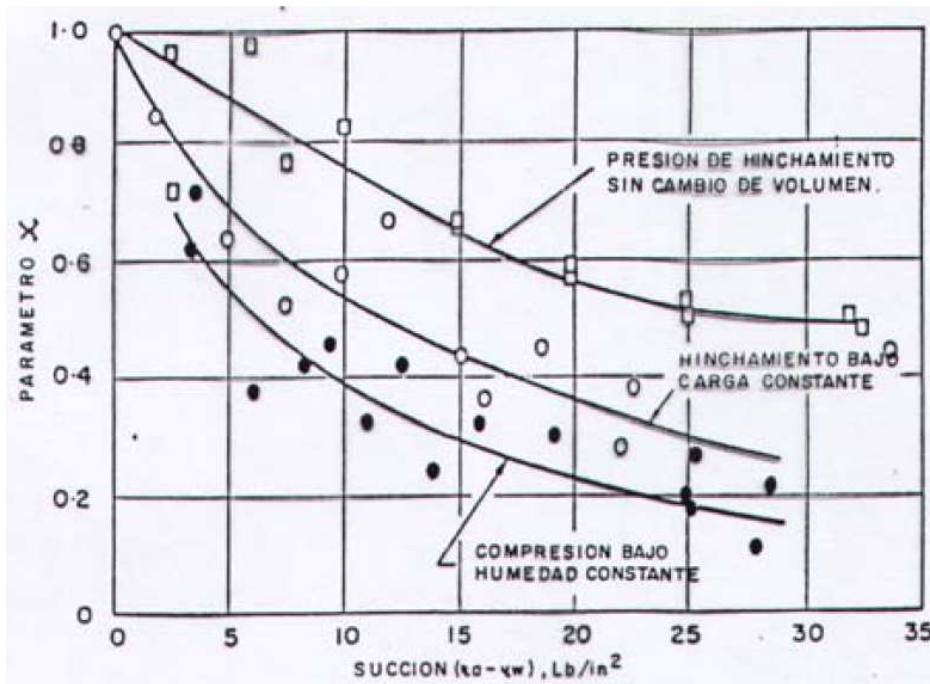


Figura 2.5 Variação do parâmetro χ com a sucção (BLIGHT, 1965 *apud* JUCÁ, 1990).

2.3 CRITÉRIOS DE RUPTURA

Critérios de ruptura são formulações que procuram refletir as condições em que ocorrem a ruptura dos materiais. Existem critérios que estabelecem máximas tensões de compressão, de tração ou de cisalhamento. Outros se referem às máximas deformações. Outros, ainda, consideram a energia de deformação. Um critério é satisfatório na medida em que reflete o comportamento do material em consideração (PINTO, 2002).

2.3.1 Critérios de Ruptura de Mohr-Coulomb

Segundo Pinto (2002), dentre os diversos critérios de ruptura existentes na Mecânica dos Solos, os que melhor representam o comportamento dos solos são os critérios de ruptura propostos por Mohr (Figura 2.6 b) e por Coulomb (Figura 2.6 a).

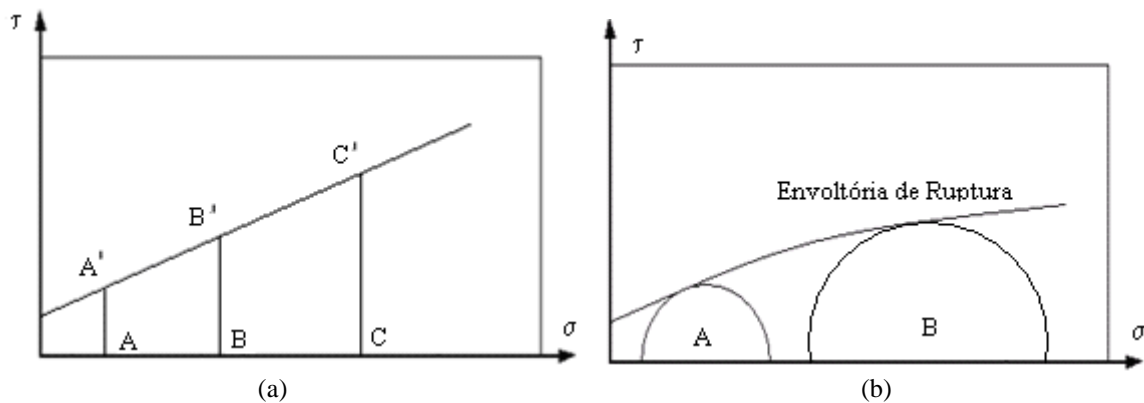


Figura 2.6 Representação dos critérios de ruptura: a) Coulomb; b) Mohr (PINTO, 2002 – modificado).

O critério de ruptura de Coulomb define que não há ruptura se a tensão cisalhante não ultrapassar o valor dado pela expressão de resistência ao cisalhamento (Equação 2.10).

$$\tau = c + \sigma \times \operatorname{tg} \phi \quad (2.10)$$

Onde:

τ = tensão cisalhante;

c = coesão real;

σ = tensão normal;

u = poro pressão;

ϕ = ângulo de atrito interno.

Por outro lado o critério de ruptura de Mohr define que não há ruptura enquanto o círculo de Mohr representativo do estado de tensões do solo se encontrar no interior de uma curva, que é a envoltória dos círculos relativos a estados de ruptura, observados experimentalmente para o material.

Envoltórias curvas são de difícil explicação. Por esta razão, as envoltórias de Mohr são frequentemente substituídas por retas que melhor se ajustam a envoltória.

Verifica-se na Figura 2.6 que ao se transformar a curva do critério de ruptura de Mohr em uma reta, tem-se que o critério de Mohr fica análogo ao critério de Coulomb. Daí a conceituação técnica critério de Mohr-Coulomb.

2.3.2 Análise a Trajetórias de Tensões

A representação gráfica dos diferentes estados de tensões a que pode estar submetido um elemento no interior de uma massa de solo, pode ser feita simplificada quando se utiliza o conceito de “caminho de tensões” (HENKEL, 1960 e LAMBE, 1967 *apud* LINS, 1980).

Define-se genericamente o caminho de tensões como a linha que une diferentes pontos num gráfico de tensões. Os caminhos de tensões mais utilizados na Mecânica dos Solos, devido a Lambe (1967) *apud* Lins (1980), são os correspondentes ao lugar geométrico dos pontos de máximas tensões cisalhantes sofridas por um elemento de solo quando submetido a diferentes estados de tensões.

A Figura 2.7 apresenta diversos caminhos de tensões efetivas típicas em ensaios triaxiais de compressão consolidados não drenados em argilas com diferentes histórias de tensões (LADD, 1971 *apud* LINS, 1980).

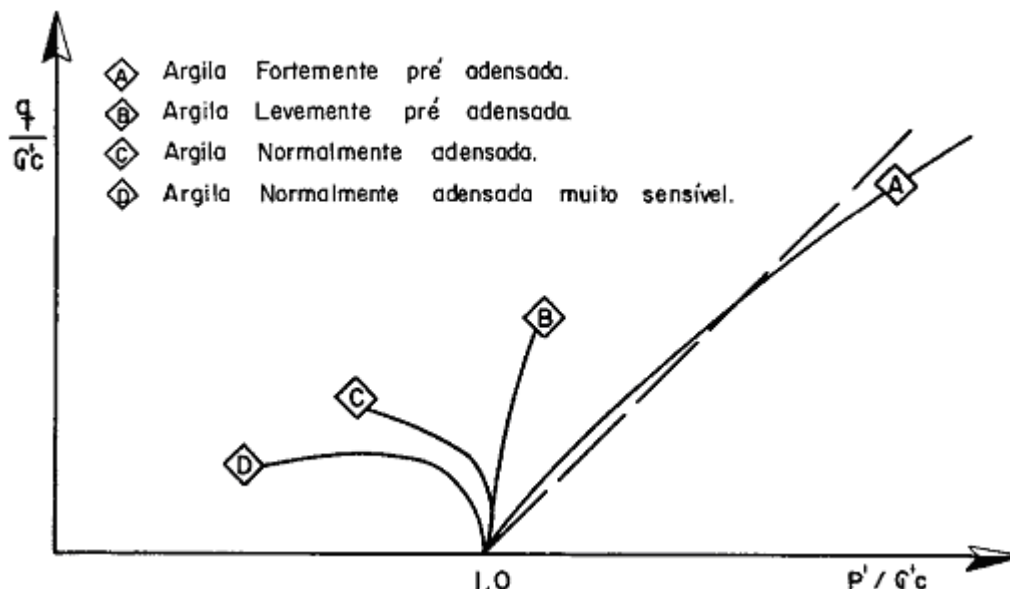


Figura 2.7 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (LADD, 1971 *apud* LINS, 1980).

Pelo método do caminho de tensões pode-se também obter os parâmetros c' e ϕ' do solo, como indicado na Figura 2.8.

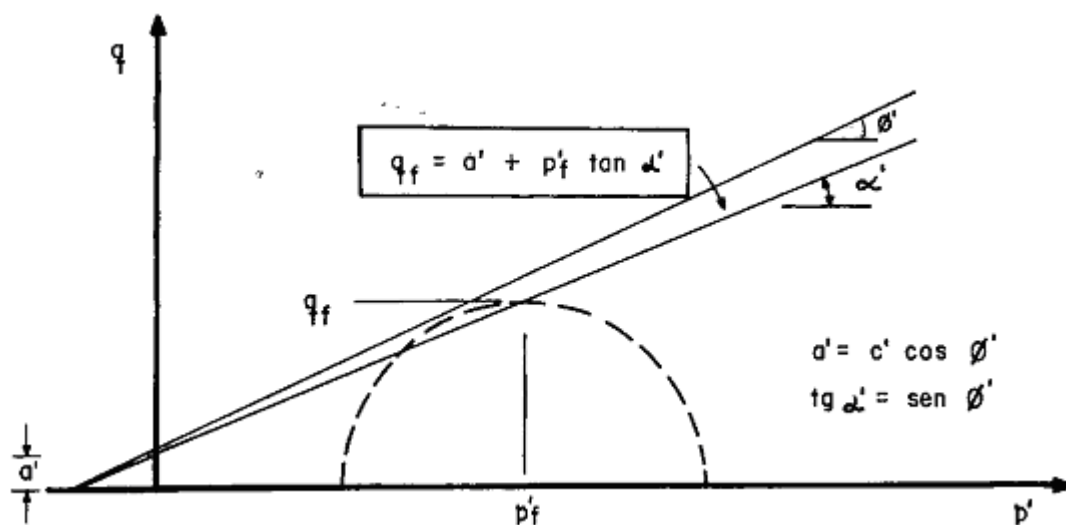


Figura 2.8 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (LINS, 1980).

2.4 ANÁLISE TENSÃO-DEFORMAÇÃO

O comportamento tensão-deformação de qualquer tipo de solo depende de diferentes fatores, incluindo densidade, umidade, estrutura, condições de drenagem, condições de deformação (deformação plana, triaxial), duração do carregamento, história de tensões, pressão confinante e tensão cisalhante.

Os modelos constitutivos têm a função de reproduzir, interpretar e prever o comportamento tensão x deformação de um determinado material. Dependendo do material, este comportamento pode ser distinto (elástico linear, não linear e elastoplástico, elástico não linear, elástico perfeitamente plástico, rígido plástico).

O modelo hiperbólico é classificado na categoria de elástico e não linear. A grande vantagem deste modelo está na sua generalidade. O modelo pode ser usado para representar curvas σ x ϵ de solos que podem variar desde argilas, areias até pedregulhos. Pode ainda ser usado para análises em termos drenado ou não drenado.

O modelo hiperbólico leva em conta características do comportamento dos solos como não-linearidade e influência da tensão de confinamento. Por outro lado, características como dilatância e influência da tensão principal intermediária não são consideradas. Essa última limitação faz com que o modelo apresente o mesmo comportamento em trajetórias de compressão, tração ou estado de deformação plana.

Kondner (1963) mostrou que as curvas tensão-deformação não lineares de argila e areia podem ser aproximadas por uma hipérbole, com uma certa precisão. A Equação 2.11 representa a equação proposta pelo autor.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon}{a + b\varepsilon} \quad (2.11)$$

Onde:

σ_1 e σ_3 = maior e menor tensão principal;

ε = deformação axial;

a e b = constantes cujos valores podem ser determinado experimentalmente.

Ambas as constantes (a e b) tem seu significado físico visualizado facilmente. Na Figura 2.9 a, verifica-se que a é o inverso do módulo tangente inicial, E_i , e b é o inverso do valor assintótico da diferença de tensão que a curva tensão-deformação se aproxima no infinito, $(\sigma_1 - \sigma_3)_{ult}$.

Kondner (1963) mostrou que os valores dos coeficientes a e b podem ser determinados mais facilmente se os dados de tensão-deformação forem plotados em eixos transformados (Figura 2.9 b), quando a Equação 2.11 é reescrita. Duncan e Chang (1970) reescreveram a equação da hipérbole e obtiveram a Equação 2.12.

$$\frac{\varepsilon}{(\sigma_1 - \sigma_3)} = a + b\varepsilon \quad (2.12)$$

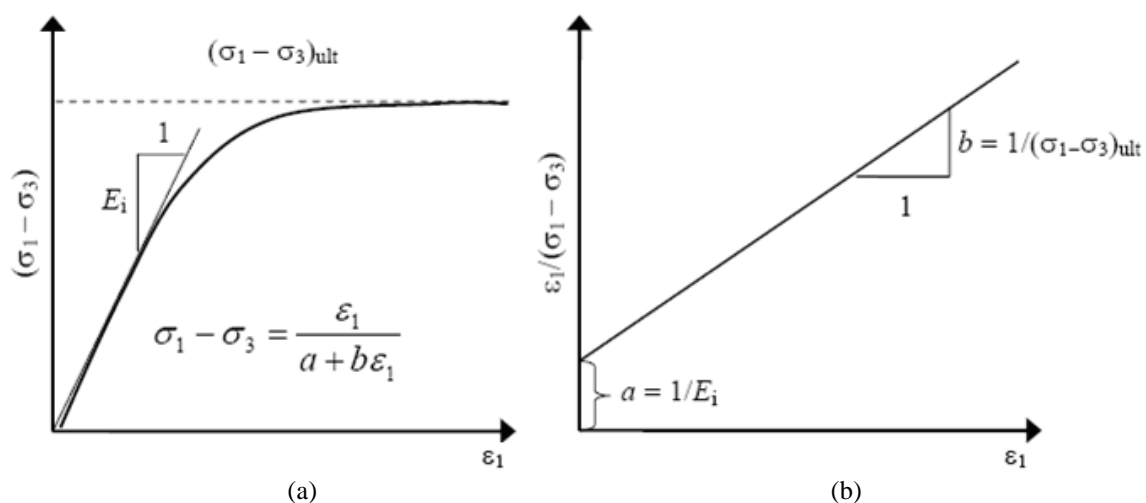


Figura 2.9 Representação hiperbólica de uma curva tensão-deformação (DUNCAN e CHANG, 1970 - modificado).

Plotando os dados tensão-deformação na forma mostrada na Figura 2.9 b, é fácil determinar os valores dos parâmetros a e b correspondentes ao melhor ajuste entre a hipérbole (reta na Figura 2.9 b) e os dados do ensaio.

A representação hiperbólica das curvas tensão-deformação desenvolvidas por Kondner tem sido aprovada por ser um meio útil e conveniente de representação da não linearidade do comportamento tensão-deformação dos solos.

Segundo Duncan e Chang (1970) foi constatado que o módulo tangente inicial e a resistência a compressão dos solos alteram com a tensão confinante empregada nos ensaios, exceto para ensaios UU em solos saturados. De acordo com resultados experimentais obtidos por Janbu (1963), a variação de E_i com a tensão confinante pode ser expressa pela Equação 2.13.

$$E_i = K.Pa \left(\frac{\sigma_3}{Pa} \right)^n \quad (2.13)$$

Onde:

E_i = módulo tangente inicial;

σ_3 = tensão principal menor;

Pa = pressão atmosférica expressa na mesma unidade que E_i e σ_3 ;

K = módulo numérico;

n = expoente que determina o índice de variação de E_i com σ_3 .

A função da pressão atmosférica é possibilitar a transformação de unidades, já que os valores de K e n independem da unidade adotada. Os valores de K e n podem ser determinados plotando os valores de E_i/Pa por σ_3/Pa em escala log-log e interpolando uma reta aos pontos (Figura 2.10).

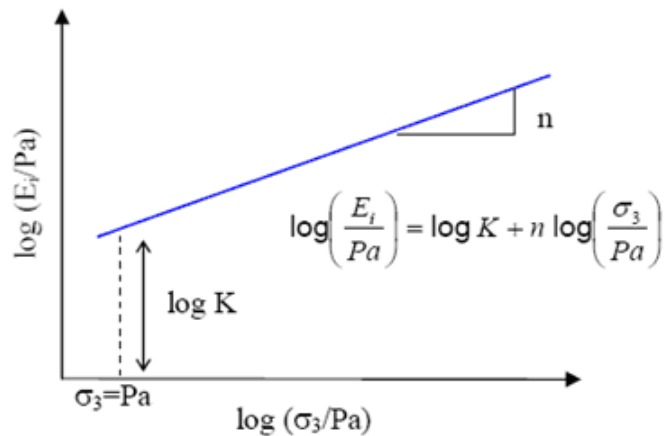


Figura 2.10 Variação do módulo tangente inicial com a tensão confinante (DUNCAN e CHANG, 1970 - modificado)

2.5 MODELOS CONSTITUTIVOS ELASTOPLÁSTICOS

O comportamento de um material elástico pode ser descrito por generalizações da Lei de Hooke: as tensões são unicamente determinadas pelas deformações; isto é, existe uma relação de proporcionalidade entre tensão e deformação. Desta forma, uma relação pode ser linear ou não linear, mas a característica básica é que a aplicação e a mudança de um carregamento deixa o material na mesma condição inicial e nenhuma energia é dissipada.

Para muitos materiais a resposta tensão-deformação não pode ser concentrada em uma única relação; muitos estados de deformação podem corresponder a um único estado de tensão e vice-versa. Por exemplo, o primeiro carregamento de um fio de cobre temperado em uma tensão comum pode seguir uma trajetória tensão-deformação curva que não retorna a condição inicial quando do descarregamento, mas o fio permanece com uma deformação permanente mesmo após esse descarregamento. Se o fio é recarregado com cargas menores do que a máxima aplicada anteriormente, então uma resposta elástica é observada, isto é, há uma relação de proporcionalidade entre tensão e deformação. Assim que esta carga máxima é excedida, a descrição de resposta elástica não possui mais aplicação e o descarregamento de altas tensões deixa o fio com uma deformação permanente adicional (WOOD, 1990).

Em princípio, o recarregamento do fio de cobre até e acima da máxima carga aplicada anteriormente pode ser modelado com uma descrição não linear - elástica do comportamento. Desta maneira, o exemplo de comportamento pode ser descrito usando um modelo elastoplástico.

A dificuldade de se definir um limite preciso entre a zona de deformações elásticas e plásticas é um fato importante para o estudo do comportamento dos solos. Para os solos, a

definição dos pontos de plastificação não ocorre de maneira tão imediata quanto para os metais, envolvendo grande subjetividade na sua determinação (REIS, 2004). Devido a estas dificuldades, diferentes procedimentos têm sido adotados na definição de superfícies de plastificação para solos.

A partir da teoria da plasticidade aplicada à mecânica dos solos saturados, Roscoe *et al.* (1958) desenvolveu a teoria dos estados críticos, que tece uma condição de estado último no qual, mesmo para um contínuo processo de cisalhamento, não há qualquer mudança de volume ou das tensões efetivas (WOOD, 1990).

Em termos de comportamento mecânico (resistência e deformabilidade), o padrão de resposta do solo anterior ao estado crítico depende do nível de adensamento e do grau de compactidade do solo. Para solos pré-adensados e densos, o estado crítico é precedido por aumento de volume (dilatância) e diminuição da resistência pós-pico. Por outro lado, para solos normalmente adensados e fofos, esta condição limite é precedida por uma redução de volume e aumento gradual da resistência (ORTIGÃO, 1993). A Figura 2.11 ilustra esses dois aspectos do comportamento mecânico.

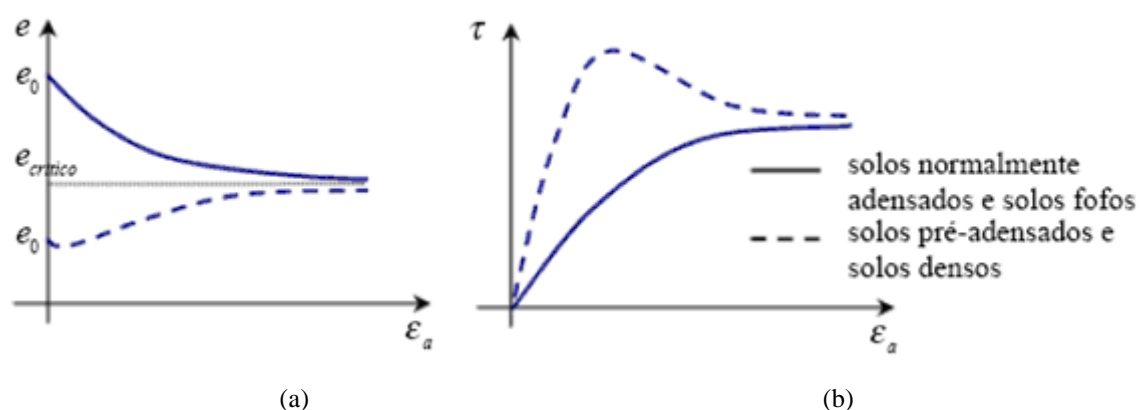


Figura 2.11 Padrão de comportamento de solos pré-adensados, normalmente adensados, densos e fofos antes e no estado crítico para: a) Índice de vazios versus deformação axial, b) tensão de cisalhamento versus deformação axial.

O conceito de estado crítico pode ser interpretado, também, em um espaço tridimensional constituído dos invariantes de tensão p' e q' e do índice de vazios. Neste espaço foi definida uma superfície denominada superfície limite de estado, que delimita o domínio elástico do solo, e uma curva denominada linha de estados críticos (CSL – *Critical State Line*), que representa o lugar geométrico dos pontos de ruptura.

Nos últimos anos, a teoria dos estados críticos vem sendo aplicada na interpretação do comportamento mecânico de solos não saturados. Vários autores têm obtido sucesso no uso

dessa teoria e diversos modelos têm sido propostos (Alonso et al., 1987, 1990; Axelsson et al., 1989; Toll, 1990; Maâtouk et al., 1995; Wheeler & Sivakumar, 1995; Adams & Wulfsohn, 1998; Wang et al., 2002, entre outros).

2.5.1 Modelo Cam-Clay

O modelo Cam-Clay foi desenvolvido com base nos fundamentos das relações elastoplásticas e da teoria dos estados críticos. É o modelo mais difundido na atualidade para a caracterização do comportamento tensão-deformação de solos sujeitos a estados axissimétricos de tensão. Inicialmente proposto por Roscoe *et al.* (1963) para solos saturados normalmente adensados a levemente pré-adensados, o modelo Cam-Clay sofreu alterações por Roscoe & Burland (1968) na forma da superfície de plastificação, na expressão do trabalho plástico e, conseqüentemente, na lei de fluxo, passando a ser denominado Cam-Clay modificado (WOOD, 1990). A Figura 2.4 apresenta as principais diferenças entre os modelos.

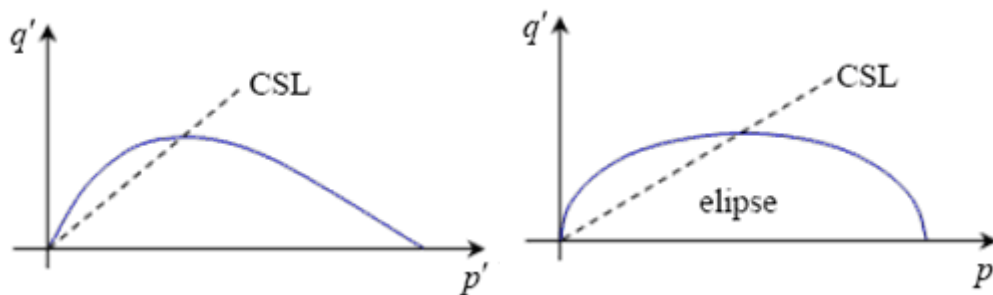


Figura 2.12 Superfícies de plastificação: a) Modelo Cam-Clay original, b) Modelo Cam-Clay modificado (PINHEIRO, 2004).

No modelo Cam-Clay, a lei de fluxo é associada, logo, a função potencial plástica é idêntica à função de plastificação. As relações tensão-deformação envolvem quatro parâmetros característicos do material: λ , κ , M e G' . Segundo Pinheiro (2004), o critério de ruptura é baseado na teoria dos estados críticos e afirma que o solo rompe quando a razão q' / p' atinge um valor constante igual à inclinação da linha de estados críticos.

Desde a sua concepção inicial, o modelo Cam-Clay vem sofrendo diversas adaptações. As mais recentes referem-se à inclusão da sucção matricial nas formulações, objetivando descrever o comportamento mecânico de solos não saturados.

Camapum de Carvalho (1985) estudou o comportamento mecânico de um solo calcáreo compactado, na França. O autor realizou ensaios de cisalhamento direto e triaxiais

segundo diferentes trajetórias de tensões e concluiu que o comportamento mecânico deste solo pode ser modelado por uma curva de estado limite, segundo a teoria de Cambridge.

Leroueil (1997) estudando solos naturais estruturados afirma que os conceitos de estados críticos e estado limite, inicialmente desenvolvidos pela Universidade de Cambridge, são ferramentas poderosas para o entendimento e a análise do comportamento desses solos, saturados ou não. Entretanto, o autor afirma que outros fatores além do índice de vazios e o histórico de tensões devem ser considerados para se ter um bom entendimento. Dentre esses fatores ele destaca a anisotropia, a estrutura e a saturação parcial.

Reis (2004) estudou o comportamento tensão-deformação de um solo residual de gnaisse jovem, pertencente a um perfil típico da cidade de Viçosa, Minas Gerais. O autor realizou ensaios de compressão triaxial realizados em corpos de prova não saturados e saturados, estes sujeitos a diferentes direções de cisalhamento, e distintas trajetórias de tensão. Ele concluiu que curva de plastificação do solo pode ser representada razoavelmente bem pela curva adotada nos modelos derivados da mecânica dos solos dos estados críticos (Cam-Clay modificado).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo serão descritas as principais informações dos solos utilizados e será apresentada de forma sucinta a metodologia utilizada nos ensaios de caracterização geotécnica, metodologia MCT, ensaios químicos e mineralógicos e de forma mais detalhada a metodologia utilizada para obtenção das curvas características e para a execução dos ensaios oedométricos e triaxiais. Os ensaios foram realizados com dois solos distintos (uma argila laterítica e uma areia siltosa).

3.1 SOLOS UTILIZADOS

Na seleção dos solos que foram utilizados na pesquisa teve-se a preocupação de utilizar dois solos de comportamento distintos, uma areia siltosa com baixo grau de intemperização proveniente da Usina Hidrelétrica (UHE) de Corumbá e uma argila arenosa altamente intemperizada, característica da região de Goiânia.

3.1.1 Solo Proveniente da UHE Corumbá

A amostra aqui denominada como solo Corumbá foi coletada na área de empréstimo “A” da Usina Hidrelétrica de Corumbá (UHE Corumbá) e corresponde ao material que estava subjacente ao solo coluvionar. A Usina Hidrelétrica de Corumbá é localizada no rio Corumbá, distante a 35 km da cidade de Caldas Novas (GO) e cerca de 200 km de Goiânia (GO). A Usina é composta por uma barragem de enrocamento com núcleo de impermeabilização em solo e pelas estruturas de concreto do vertedouro, da tomada d’água e da casa de força, localizado na margem direita. Possui uma potência instalada de 375 MW, com uma altura de 90 m e extensão da crista de 540 m. O volume total do aterro compactado totaliza 3.904.572 m³, deste total são 576.000 m³ de solo no núcleo (Memória Geotécnica, 1997).

O solo proveniente da UHE Corumbá é uma areia siltosa não laterítica (Figura 3.1) de média plasticidade apresentando como mineral principal a illita e conseqüentemente alta atividade ($I_a = 2,18$). Este solo é composto de residuais de micaxisto e apresenta 100% do material passado na peneira de 1” (25,4 mm) e 91,9% do material passado na peneira N° 10 (2,0 mm).



Figura 3.1 Aspecto visual da amostra - Solo Corumbá.

3.1.2 Solo Goiânia

A amostra denominada como solo Goiânia foi coletada na área da Central de Abastecimento de Goiás S.A (CEASA) a uma profundidade que variou de 0,5 a 2,5 m e consiste de um material fino, de cor avermelhada, intemperizado, com característica típica de solos lateríticos.

O solo Goiânia é uma argila arenosa laterítica de média plasticidade apresentando como mineral principal a gibsita e conseqüentemente baixa atividade ($I_a = 0,52$). Este solo, devido ao processo de intemperismo que sofreu apresenta grande diferença da granulometria com e sem defloculante, no entanto independente do processo granulométrico adotado (com ou sem defloculante) apresenta 100% do material passado na peneira N° 4 (4,76 mm) e 99,1% do material passado na peneira N° 10 (2,0 mm). A Figura 3.2 apresenta o aspecto visual da amostra.



Figura 3.2 Aspecto visual da amostra - Solo Goiânia.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Com o objetivo de conhecer as propriedades e classificar os solos, objeto da pesquisa, foram realizados ensaios de caracterização, metodologia MCT, ensaios químicos e difração de Raios-X.

3.2.1 Caracterização Geotécnica

Os ensaios de caracterização foram realizados no Laboratório de Solos do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS, localizado na cidade de Aparecida de Goiânia, GO. A metodologia empregada nos ensaios seguiu as especificações constantes nas normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), apresentadas a seguir. Antes da realização de cada ensaio, as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986 a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e destorroamento.

a) Umidade (w , %)

Realizado de acordo com a norma da ABNT, NBR 6457 (ABNT, 1986 a), calculando-se a média de três determinações por ponto.

b) Peso específico dos sólidos (γ_s , kN/m³)

Determinado pela média de três ensaios de acordo com a NBR 6508 e NBR 6458 (ABNT, 1984 a e 1984 b). O ensaio, quando pertinente, foi realizado em diferentes diâmetros: material passado na peneira N° 10, material entre as peneiras N° 10 e N° 4 e material retido na peneira N° 4.

O peso específico dos sólidos consiste na relação entre o peso das partículas sólidas e o seu volume, podendo este ser variável para cada solo, pois depende dos minerais constituintes e da porcentagem de ocorrência de cada um deles no solo.

c) Limite de liquidez pelo método de Casagrande (w_L , %)

Determinado graficamente, obtendo-se a reta interpolada por 5 pontos, de acordo com a norma de ensaio NBR 6459 (ABNT, 1984 c).

d) Limite de plasticidade (w_p , %)

Obtido executando-se 5 determinações, de acordo com a norma de ensaio NBR 7180 (ABNT, 1984 d).

e) Índice de plasticidade (I_p , %)

Obtido pela diferença entre w_L e w_p .

f) Índice de atividade (I_a)

Obtido a partir da equação 3.1 (Barata, 1974).

$$I_a = \frac{I_p(\text{da fração menor que } 0,42 \text{ mm})}{\% < 2 \mu\text{m}(\text{na fração menor que } 0,42 \text{ mm})} \quad (3.1)$$

g) Granulometria

Determinada segundo os procedimentos da norma de ensaio NBR 7181 (ABNT, 1984 e). De acordo com Camapum de Carvalho *et al.* (1996) a realização de ensaios de granulometria com e sem o uso de defloculante em solos tropicais pode gerar diferenças muitas vezes substanciais. Assim, quando se realiza o ensaio de granulometria com o uso de defloculante, pode-se não obter a granulometria real do solo.

Devido a estas características optou-se pela realização de duas análises granulométricas por amostra de solo: uma com o uso de defloculante (hexametáfosfato de sódio) e outra apenas com água destilada, objetivando a análise da estabilidade estrutural das microconcreções.

3.2.2 Metodologia MCT

Com o objetivo de conhecer as propriedades dos solos objetos desta pesquisa foram realizados ensaios da metodologia MCT tradicional (Mini-MCV e Mini-CBR e associados) e expedita (método das pastilhas) para a classificação e comportamento mecânico. A Tabela 3.1 apresenta as metodologias utilizadas na execução dos ensaios.

Tabela 3.1 Relação das Metodologias de Execução da Metodologia MCT.

Ensaio	Metodologia
Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão	DNER – ME 256/94
Solos Compactados em Equipamento Miniatura – Mini-MCV	DNER – ME 258/94
Método da Pastilha para Identificação Expedita do Grupo MCT	LENC 1997

Para realização dos ensaios do método da pastilha (identificação expedita MCT) além da metodologia apresentada na Tabela 4.1 foi utilizado o procedimento indicado por Nogami e Villibor (1994), nomeado Método de Identificação Expedita (4º aproximação).

3.2.2.1 Classificação MCT tradicional (Mini-MCV e perda de massa por imersão)

A preparação das amostras foi efetuada de acordo com a norma DNER ME 258 (DNER, 1994 a), sendo que a amostra foi seca ao ar. A variação na faixa de umidade depende do tipo de solo, sendo descrito na Tabela 3.2 as faixas utilizadas. As amostras após a adição de água, correspondente à cinco pontos, foram colocadas em repouso em sacos plásticos por um período mínimo de 24 horas.

Tabela 3.2 Variação de Umidade Entre os Corpos-de-Prova.

Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Varição (%)	5	3

Os ensaios foram realizados com os equipamentos descritos na norma DNER ME 258 (DNER, 1994 a), para efetuar a compactação foram necessários cinco moldes, funil, assentador, espátula, meia-cana, molde padrão e dois discos de polietileno (Figura 3.3).



Figura 3.3 Equipamento Utilizado no Ensaio de Mini-MCV.

A compactação iniciou-se pela amostra preparada com maior teor de umidade, sendo que em todos os corpos de prova foi utilizada uma quantidade pré-fixada de 200 g de solo. A compactação foi realizada posicionando o soquete do tipo leve sobre o solo do molde e executando o primeiro golpe, efetuando logo em seguida a leitura do extensômetro. Executou-se golpes sucessivos e efetuou-se leituras no extensômetro correspondente a seguinte série de golpes: 2, 3, 4, 6, 12, 16..., 4n. O processo foi interrompido quando a diferença de leituras obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes foi menor que 2 mm, houve intensa exudação de água e o número de golpes atingiu 256. A Tabela 3.3 apresenta os critérios de parada utilizados nas amostras ensaiadas.

Tabela 3.3 Critérios de Parada dos Ensaio de Compactação Mini-MCV das Amostras Ensaaiadas.

Critério de parada	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Diferença de leituras obtida após 4n golpes e a obtida após n golpes foi menor que 2 mm	2°, 3°, 4° e 5° pontos	2°, 3°, 4° e 5° pontos
Houve intensa exudação de água	-	-
Número de golpes atingiu 256	1° ponto	1° ponto

Após a compactação foi executado o ensaio de perda de massa por imersão (DNER, 1994 b).

Determinou-se o valor de Pi para cada teor de umidade utilizando a Equação 3.2 descrita a seguir. Quando a porção desprendida tiver forma de um cilindro, a sua massa seca em estufa deve ser multiplicada por 0,5; fato que não ocorreu em nenhuma das amostras ensaiadas.

$$P_i = \frac{(10 \times M_d \times A)}{M_s} \quad (3.2)$$

Onde:

Pi = Perda de massa por imersão expressa em porcentagem;

M_d = Massa de solo seco, da porção desprendida do corpo-de-prova em gramas;

A = Altura do corpo de prova em milímetros;

M_s = Massa de solo seco do corpo-de-prova em gramas.

O valor do coeficiente Pi para fins classificatórios foi obtido por interpolação gráfica, traçando-se a curva de variação de porcentagens de Pi em função do Mini-MCV. O valor do Pi é correspondente ao valor de Mini-MCV igual a 10 ou a 15, conforme se trate o solo de

baixa ou elevada massa específica aparente, fixado de acordo com o seguinte: a baixa massa específica aparente ocorre quando a altura final do corpo de prova obtido para o Mini-MCV igual a 10 for superior a 48 mm. A massa específica aparente é elevada quando a altura do corpo-de-prova for inferior a 48 mm para o mesmo valor de Mini-MCV (Fortes, 2005).

Visando relacionar a umidade com os valores de MCV e perda de massa por imersão foram traçados gráficos relacionando estes índices. Segundo Fortes (2005) essa curva é utilizada para o controle de compactação e classificação MCT. Estas curvas foram utilizadas na classificação do solo de Goiânia, nesta amostra o P_i utilizado no cálculo do e' foi determinado utilizando a umidade ótima obtida na curva de compactação correspondente a 12 golpes, pois o ponto correspondente ao Mini-MCV = 15 correspondia a um ponto distante da umidade ótima, portanto não representa o material em campo.

Obtido o valor de P_i e d' pode-se calcular o índice e' com a Equação 3.3. Utilizando os coeficientes c' e o índice e' pode-se efetuar a classificação do solo ensaiado.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{P_i}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (3.3)$$

3.2.2.2 Classificação MCT expedita (método das pastilhas)

Nogami e Cozzolino (1985), *apud* Fortes (2005), propuseram inicialmente um procedimento expedito para atender a necessidade de identificação expedita de solos tropicais. Fortes (1990) em sua dissertação de mestrado apresentou uma proposta para o procedimento do ensaio e identificação dos grupos MCT, que corresponde a uma série de determinações rápidas e simples, baseadas em índices empíricos e determinações qualitativas.

Nogami e Villibor (1994) apresentaram simplificações no método, conseguindo obter a identificação dos grupos MCT através de um gráfico relacionando o valor da contração diametral com a penetração, denominada de 4ª aproximação. O ensaio de identificação expedita MCT foi executado utilizando este procedimento e o procedimento proposto pela LENC (LENC 1997).

3.2.3 Caracterização Química

O conhecimento da composição química dos solos representa uma importante contribuição para entender o comportamento dos solos durante o processo de estabilização,

portanto com o objetivo de conhecer a composição química dos solos objeto desta pesquisa foram realizadas a análise química dos mesmos. As análises químicas foram realizada pelo Laboratório de Análise de Solos SOLOQUÍMICA, sendo determinados os teores de cálcio (Ca), magnésio (Mg), potássio (K), sódio (Na), alumínio (Al), fósforo (P), carbono orgânico (C), matéria orgânica (MO), pH em água, pH em KCl, capacidade de troca catiônica (valor T ou CTC), soma dos cátions trocáveis (valor S), saturação de alumínio (%Al) e saturação de bases (%V).

A caracterização química dos solos é prática comum na agronomia, portanto os ensaios foram realizados segundo normas da EMBRAPA (1997). Os solos foram previamente secos ao ar e passados na peneira N°10 (2,0 mm), este processo é denominado na agronomia como TFSA (terra fina seca ao ar).

a) Capacidade de Troca Catiônica (CTC)

A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) é definida como a quantidade de cátions necessária para neutralizar as cargas negativas, ou seja, é a capacidade que os solos possuem para reter cátions. A CTC depende do pH e da quantidade de cargas negativas presentes e é expressa em miliequivalentes por 100 gramas ou 100 ml de material.

Segundo Kiehl (1979) *apud* Jacintho (2005), a CTC está relacionada à percentagem de argila dos solos, visto que os minerais de argila, principais constituintes da fração argila do solo, são os colóides inorgânicos responsáveis pela adsorção de cátions; portanto, para maiores porcentagens da fração argila, maiores teores de minerais de argila e maiores CTC. A Tabela 3.4 apresenta valores da capacidade de troca de cátions de alguns argilominerais.

Tabela 3.4 Valores de CTC (Guimarães, 1971 *apud* Pessoa, 2004).

Componentes do solo	CTC (mE/100 g)
Caulinita	3-15
Clorita	11-40
Haloisita-2H ₂ O	5-10
Haloisita-4H ₂ O	40-50
Ilita	10-40
Matéria orgânica	200-400
Montmorilonita	80-150
Vermiculita	100-150

b) pH do Solo

O potencial hidrogeniônico (pH) dos solos é de grande importância na estabilização de solos, pois este fator influencia na agregação das partículas e conseqüentemente na sua estabilização. O método utilizado foi o potenciômetro com eletrodo combinado, imerso em suspensão solo-líquido, sendo realizadas determinações do pH do solo em solução com água destilada e solução KCl 1N.

Segundo Costa (1973) *apud* Jacintho (2005), o pH da maioria dos solos varia de 4,0 a 8,5, sendo a principal causa de acidez do solo a perda de bases arrastadas por águas de infiltração. A Tabela 3.5 apresenta a classificação do solo quanto ao pH.

Tabela 3.5 Classificação dos Solos Segundo o Potencial Hidrogeniônico (Bigarella *et al.* 1996, *apud* Pessoa 2004).

Classificação	Ácido	Moderadamente ácido	Praticamente neutro	Neutro	Alcalino
pH	pH < 5,5	5,5 < pH < 6,4	6,5 < pH < 6,9	pH = 7,0	pH > 7,0

Com os valores de pH em água e em KCl é possível a determinação do ΔpH ($\Delta\text{pH} = \text{pH}_{\text{KCl}} - \text{pH}_{\text{H}_2\text{O}}$). Segundo Kiehl (1979) *apud* Jacintho (2005), um valor de ΔpH negativo indica que ocorre na amostra predominância de argilas silicatadas e a quantidade de alumínio trocável é elevada, enquanto um ΔpH positivo está relacionado com predomínio de óxidos de ferro e alumínio e conseqüentemente baixa quantidade de alumínio trocável.

3.2.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X

A técnica de difratometria de raios-X consiste em determinar as distâncias mantidas pelos íons ou átomos formadores dos cristais (distâncias interplanares), através do conhecimento do ângulo formado pelo feixe de raios-X incidente e o plano atômico que o difrata e, do comprimento de onda desses raios. Esta técnica foi utilizada com o objetivo de identificar os minerais constituintes dos solos objeto desta pesquisa.

O limite de detecção do método, nas condições usuais de trabalho, é de 5%, ou seja, constituintes que ocorram na amostra abaixo deste limite provavelmente não são captados. As análises apresentadas neste trabalho foram realizadas utilizando os procedimentos do Laboratório de Mecânica das Rochas do Departamento de Apoio e Controle Técnico de FURNAS Centrais Elétricas S.A. apresentados na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 Relação das Metodologias Utilizadas na Difractometria de Raios-X.

Descrição	Metodologia
Operação do Difratorômetro de Raios-X	Procedimento 4.15.03
Preparação de Amostras para Difractometria de Raios-X	Procedimento 4.15.04
Análise por Difração de Raios-X	Procedimento 4.15.11

As amostras foram secas ao ar e passadas na peneira N° 40 (0,42 mm), após foram submetidas a uma moagem prévia em moinho orbital até sua total moagem (100% passante na peneira 325 mesh) para obter um material representativo de granulação bem fina.

Para análise pelo método do pó não-orientado (amostra integral), parte da amostra foi colocada em um suporte plástico com o auxílio de espátula metálica e levada ao difratômetro de raios-X.

Para análise pelo método orientado procedeu-se à separação da fração argila destas amostras, por sedimentação em coluna, seguida por montagem em vidro de 3 lâminas orientadas para cada material, ou seja, apenas com deslizamento de uma lâmina sobre a que contém a “lama” para orientação.

Nestas lâminas fez-se uma análise ao natural, uma após glicolagem e outra após calcinação. A glicolagem ocorreu em dessecador, colocado sobre chapa aquecida a 50°C, por 12 horas, para garantir a completa saturação da atmosfera interna com etileno-glicol e assim, promover a expansão da esmectita, caso exista. Após a retirada das amostras do dessecador, as mesmas foram levadas imediatamente ao difratômetro de raios-X para análise. A calcinação da “fração argila” foi efetuada a 550°C e serve para indicar a presença de minerais que passam por colapso de sua estrutura nestas condições (caulinita, gibbsita, etc.).

3.3 ENSAIOS DE CURVA CARACTERÍSTICA

Para o estudo do solo na condição não saturada, foi realizada a determinação da curva característica por meio de dois métodos: (a) Câmara de pressão de Richards, para níveis baixos de sucção; e (b) a técnica do papel filtro para níveis elevados de sucção. A utilização conjunta desses métodos permitiu a obtenção de uma curva característica com uma ampla faixa de sucção e umidade, o que não seria alcançado utilizando-se somente uma das técnicas.

Os estudos foram realizados com amostra compactados na condição ótima obtida no ensaio de compactação tipo Proctor, sendo estes dados apresentados no Capítulo 4. Os ensaios

utilizando a câmara de pressão de Richards e a técnica do papel filtro foram realizados no Laboratório de Solos de Furnas Centrais Elétricas S.A.

3.3.1 Papel Filtro

Para a determinação da curva característica pela técnica do papel filtro, foram moldados 10 corpos de prova. Após a moldagem dinâmica, os corpos de prova foram retirados do molde cilíndrico e foram cravados gabaritos de PVC com 2 cm de altura e 5 cm de diâmetro aproximadamente (Figura 3.4 a). Para facilitar a execução do ensaio de papel filtro, os corpos de prova foram retirados dos gabaritos de PVC (Figura 3.4 b).



Figura 3.4 Moldagem dos corpos de prova da compactação dinâmica: a) Cravação do cilindro de PVC, b) Desmoldagem dos corpos de prova do cilindro de PVC.

O papel filtro utilizado foi o Whatman Nº 42. A ASTM D 5298 (2003) prescreve que o papel filtro deve ser seco em estufa por no mínimo 16 horas antes do uso e guardado em um dessecador até o momento de utilização. Segundo Marinho (1995) existem discussões sobre este procedimento, visto que ele pode alterar as características de absorção do papel filtro. Marinho (1995) aconselha a utilização do papel filtro diretamente da caixa. Nestes ensaios, foi utilizado o procedimento descrito por Marinho (1995).

Para a obtenção da curva característica, os 10 corpos de prova foram moldados com um teor de umidade conhecido e a partir dele, alguns corpos de prova foram secos ao ar (Figura 3.5 a) e outros umedecidos por gotejamento (Figura 3.5 b).



Figura 3.5 Preparação dos corpos de prova para ensaio de papel filtro: a) Secagem ao ar, b) Umedecimento por gotejamento.

Quando os corpos de prova atingiram as condições desejadas, colocou-se um disco de PVC perfurado sobre cada amostra e sobre este disco foi colocado um papel filtro para medir a sucção total. Como na literatura não há uma padronização da espessura desta placa de PVC, optou-se por utilizar placas semelhantes às utilizadas por Guimarães (2002), que apresentavam espessura de 8 mm. Na outra face da amostra foram colocados três papéis filtro, sendo um deles em contato direto com o solo, para medir a sucção matricial (Figura 3.6).

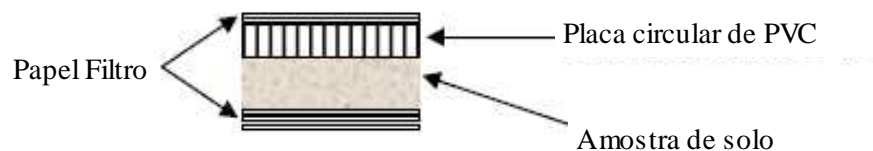


Figura 3.6 Detalhes da montagem do ensaio com papel filtro (GUIMARÃES, 2002).

Cada corpo de prova foi pesado antes da colocação dos papéis filtro. Após a pesagem e colocação dos papéis filtro, cada corpo de prova foi envolto com duas camadas de filme plástico e uma camada de papel alumínio, posteriormente identificado e colocado em uma caixa de isopor que permaneceu lacrada por um tempo de equilíbrio mínimo de 15 dias.

Após o equilíbrio, os papéis filtro foram removidos com o uso de uma pinça e pesados em balança com sensibilidade de leitura de 0,0005 g.

Posteriormente, o papel filtro foi seco em estufa e foi obtida a umidade. Com a umidade do papel e as curvas de calibração, obteve-se a sucção utilizando-se as Equações 3.4 (para umidades do papel filtro maiores que 47%) e 3.5 (para umidades do papel filtro menores ou iguais a 47%) propostas por Chandler *et al.* (1992) *apud* Pereira e Marinho (1998) para o papel filtro utilizado.

$$Sucção(kPa) = 10^{(6,05-2,48\log w)} \quad (3.4)$$

$$Sucção(kPa) = 10^{(4,84-0,0622\log w)} \quad (3.5)$$

Onde:

w = umidade do papel filtro.

Com os dez corpos de prova realizou-se o ensaio de densidade pelo método da balança hidrostática e cada corpo de prova foi dividido em três partes para a determinação da umidade.

3.3.2 Câmara de Richards

Para a determinação da curva característica pela câmara de Richards, foram moldados três corpos de prova. Os corpos de prova foram colocados no equipamento com a pedra porosa já saturada, foram saturados e posteriormente a câmara foi fechada para a imposição da pressão (Figura 3.7).



Figura 3.7 Saturação dos corpos de prova.

Os valores de pressão aplicados foram de 5, 10, 20, 50, 75, 100, 200, 400, 600, 800 e 1100 kPa. A cada pressão aplicada foi acompanhada a estabilização da sucção imposta ao corpo de prova pela saída de água da Câmara, ou seja, considerou-se a estabilização das pressões no momento em que não foi verificada presença de água nas saídas do equipamento. Ao ser alcançado o equilíbrio, abriu-se a câmara de Richards e cada corpo de prova foi pesado (Figura 3.8). O processo se repetiu até a estabilização da última pressão aplicada.



Figura 3.8 Pesagem dos corpos de prova após estabilização da pressão.

Com a variação de umidade para cada pressão imposta obteve-se a curva característica.

Observou-se durante a realização do ensaio utilizando a amostra de solo residual jovem que este apresentou grande expansão durante a saturação inicial sendo que na pesagem referente à primeira estabilização de pressão, os corpos de prova perderam uma quantidade considerável de massa (Figura 3.9). Devido a este fato, foi necessária a retirada deste material da pedra porosa e obtenção de seu peso seco, para posterior correção do peso seco inicial do corpo de prova, visto que este é utilizado no cálculo do ensaio.



Figura 3.9 Perda de massa dos corpos de prova de solo residual jovem.

3.4 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

Os ensaios de adensamento foram realizados segundo as prescrições da NBR 12007 (ABNT, 1990). Foram moldados dois corpos de prova para cada amostra de forma semi-estática, em uma única camada de 40 mm de altura, nas condições de peso específico seco máximo e umidade apresentados no Capítulo 4. Após a moldagem, foi efetuada a cravação do

molde de adensamento (100 mm de diâmetro e 30 mm de altura) no corpo de prova compactado (Figura 3.10). Após a cravação do anel, colocou-se o corpo de prova na célula de adensamento para aplicação dos carregamentos (Figura 3.11).



Figura 3.10 Moldagem do corpo de prova: a) Anel de adensamento e corpo de prova compactado, b) Cravação do anel no corpo de prova.



Figura 3.11 Montagem do Ensaio: a) corpo de prova dentro do anel, b) Prensa de adensamento

O ensaio iniciou-se com a aplicação de um carregamento de 12,5 kPa durante 24 horas, para garantir o perfeito contato entre a prensa e o capacete no topo da amostra. Posteriormente, dos dois corpos de prova moldados, um foi inundado e em seguida as amostras foram submetidas a carregamentos de 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa. No descarregamento mediu-se os deslocamentos para as tensões de 800, 400, 200, 50, 25 e 12,5 kPa.

3.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

3.5.1 Triaxiais Convencionais

O principal objetivo da realização dos ensaios triaxiais é a determinação dos parâmetros de resistência dos solos (coesão e ângulo de atrito) e do módulo de deformabilidade, para as condições de umidade natural e saturada.

Todos os ensaios foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos de FURNAS Centrais Elétricas SA. seguindo os procedimentos para realização de ensaios triaxiais do próprio laboratório. Esses procedimentos são baseados nas normas da *American Society for Testing and Materials*.

As velocidades adotadas nos ensaios foram determinadas com base nas deformações por meio da Equação 3.6, utilizando a relação de t_f/t_{100} recomendada por Head (1986). Onde, para ensaios com dreno de papel, tem-se para a condição não drenada a relação igual a 1,77 x t_{100} e para a condição drenada uma relação igual a 14 x t_{100} .

$$v_f = \frac{\varepsilon_f \cdot H_0}{100 \cdot t_f} \quad (3.6)$$

Onde:

v_f = Velocidade de deslocamento;

ε_f = Deformação específica na ruptura,

H_0 = Altura inicial do corpo de prova,

t_f = Tempo para atingir a ruptura.

Os corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais foram moldados de forma semi-estática nas condições apresentadas no Capítulo 4.

Foram realizados ensaios triaxiais consolidados não drenados saturados (CU sat) com medida de poro-pressão e triaxiais consolidados drenados naturais e saturados (CD nat e CD sat). A saturação dos corpos de prova foi realizada por percolação ascendente (Figura 3.12 a) por no mínimo 24 horas e posteriormente por contra-pressão (Figura 3.12 b), aplicada em estágios até que se obtivesse valor de \bar{B} de no mínimo 98%. A pressão interna utilizada nesse processo foi padronizada para todos os ensaios em 300 kPa.



Figura 3.12 Saturação dos corpos de prova: a) Saturação por percolação ascendente, b) Aplicação de contra-pressão.

As tensões confinantes dos ensaios foram de 50, 100, 200 e 400 kPa. As velocidades de ruptura adotadas para cada amostra estão apresentadas na Tabela 3.7.

Tabela 3.7 Velocidade de Ruptura adotada nos Ensaios Triaxiais Convencionais.

Tipo de Ensaio	Velocidade (mm/min)	
	Solo Goiânia	Solo Corumbá
CU sat	0,083	0,083
CD sat	0,009	0,015
CD nat	0,009	0,009

3.5.2 Triaxiais Não Convencionais

Esses ensaios foram realizados para auxiliar na obtenção da envoltória de estado limite dos solos em estudo. Para a realização desses ensaios, assim como nos ensaios triaxiais convencionais, as amostras foram moldadas de forma semi-estática nas condições apresentadas no Capítulo 4.

3.5.2.1 Ensaio Triaxial tipo k_0

O ensaio triaxial tipo k_0 consiste em aplicar um estado de tensões crescentes no solo, mas que mantenha as deformações radiais nulas. Ele é realizado aplicando-se um acréscimo de tensões verticais, seguido de um acréscimo de tensões de célula, que impeçam as deformações radiais do corpo de prova. O objetivo deste ensaio é a determinação da relação

entre a tensão principal menor e a tensão principal maior, ambas efetivas, para a condição no repouso (k_0).

Como nos ensaios triaxiais convencionais, os ensaios de compressão triaxial tipo k_0 foram realizados segundo os procedimentos de ensaios do Laboratório de Mecânica dos Solos de FURNAS Centrais Elétricas SA na condição natural. Uma célula triaxial especial (Figura 3.13) foi utilizada com o objetivo de impedir que ocorressem deformações laterais do corpo de prova com o acréscimo das tensões axial e confinante.



Figura 3.13 Célula triaxial tipo k_0 : a) Partes da célula desmontada, b) Célula interna montada, c) Célula completamente montada.

A Figura 3.14 a demonstra o painel utilizado para a aplicação dos carregamentos e controle de deformações. Destaca-se nessa Figura os pontos:

- Ponto 1: indica o anel de carga, onde são realizadas as leituras de σ_d e o deflectômetro, onde se controla a deformação axial;
- Ponto 2: tem-se um nível de mercúrio (Figura 3.14 b), onde é possível controlar as deformações radiais, não deixando que essas ocorram;
- Ponto 3: Célula triaxial tipo k_0 ;
- Ponto 4: Manômetro para leitura da pressão confinante aplicada (σ_3);
- Ponto 5: Variômetro, para realização das leituras de variação de volume externa;
- Ponto 6: Manivela que permite a aplicação de incrementos de σ_d de forma controlada;

- Ponto 7: Manivela que permite a aplicação de incrementos de σ_3 de forma controlada;

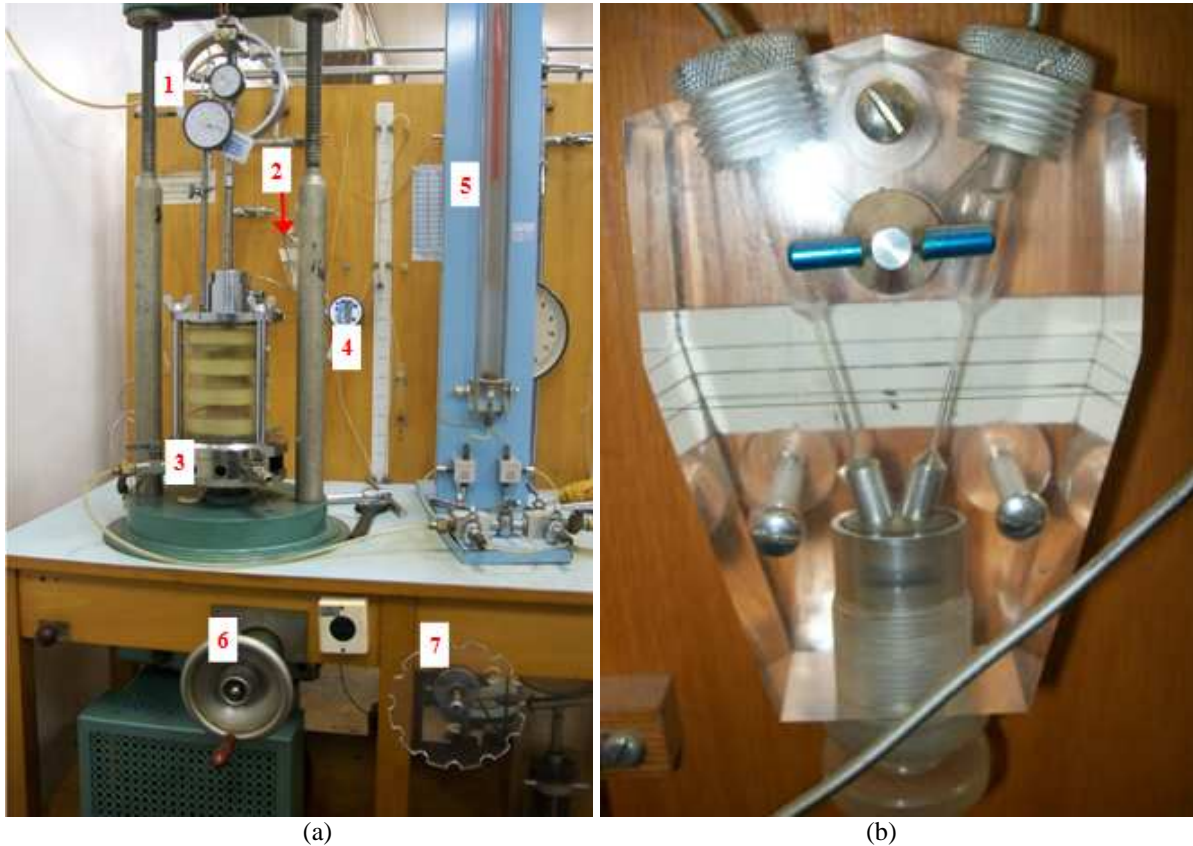


Figura 3.14 Pannel utilizado para a realização do ensaio triaxial tipo k_0 .

Os incrementos de σ_3 foram de 20 kPa e obedeceram a um intervalo de 10 min, permitindo, assim, que o ensaio fosse drenado. O valor máximo de σ_3 aplicado foi de 400 kPa e após o último incremento, o ensaio foi levado para ruptura a uma velocidade de 0,083 mm/min até atingir 20% de deformação axial.

3.5.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões

Os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias foram realizados somente para a amostra do solo Goiânia. Nesses ensaios foram utilizadas amostras naturais e saturadas, por contra pressão. Foram definidas trajetórias de tensões diferentes das convencionais de forma que auxiliassem na determinação da envoltória de estado limite.

Os ensaios foram realizados no mesmo pannel utilizado para a realização do ensaio tipo k_0 , sem utilização do nível de mercúrio (Figura 3.15). Foram definidas as trajetórias com k igual a 0,3; 0,5; 0,7 e 1,0.



Figura 3.15 Painel utilizado para a realização do ensaio triaxial a diferentes trajetórias.

A saturação dos corpos de prova foi realizada por percolação ascendente por 48 horas e posteriormente por contra-pressão, aplicada em estágios até que se obtivesse valor de \bar{B} de no mínimo 95%. A pressão interna utilizada nesse processo foi padronizada para todos os ensaios em 250 kPa.

Os incrementos de σ_3 foram de 20 kPa para os ensaios com k igual a 0,3 e de 40 kPa para os demais, e obedeceram a um período de estabilização de 10 min, permitindo, assim, que o ensaio fosse drenado. O valor máximo de σ_3 aplicado foi definido em função da mudança de comportamento do material, ou seja, início das deformações plásticas. Quando não ocorreu mudança, respeitou-se o limite do equipamento, 1250 kPa para os ensaios saturados e 880 kPa para os ensaios naturais. Os incrementos de σ_1 respeitaram o valor de k em cada trajetória. Após o último incremento, o ensaio foi levado para ruptura a uma velocidade de 0,083 mm/min até atingir 20% de deformação axial.

4 METODOLOGIA DE COMPACTAÇÃO

4.1 INTRODUÇÃO

A compactação do solo é um processo de ajuste artificial de suas propriedades e comportamento por meios mecânicos, visando promover adaptações em suas características físicas e estruturais, para que possa atuar satisfatoriamente em condições e/ou locais distintos do de origem. Os ajustes e adaptações estão voltados para os comportamentos mecânico e/ou hidráulico sendo necessário ter em mente não se tratar de melhoria de comportamento, mas sim de ajuste e adaptação do comportamento às necessidades do caso real. Não raro, o comportamento do solo no estado natural em que se encontra é melhor do que aquele induzido pela compactação esse é um caso comum nos solos saprolíticos usados em barragens de terra. Na jazida o comportamento hidráulico e mecânico é quase sempre superior ao obtido da compactação na barragem.

A compactação, ao alterar as características físicas e estruturais do solo alteram também as propriedades e comportamentos tais como: absorção e perda de água, sucção, resistência, permeabilidade, deformabilidade (módulo, compressibilidade e expansibilidade). A importância do processo de compactação está, portanto, situada na adaptação das propriedades e do comportamento do solo às necessidades do projeto. Nessa adaptação por meio da compactação faz-se necessária especial atenção às peculiaridades tridimensionais de atuação do solo na obra, principalmente no que tange à deformabilidade e fluxo, sendo que este último pode ter reflexos importantes na resistência e na própria deformabilidade.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987), a compactação de corpos-de-prova em laboratório é frequentemente necessária quando se deseja estudar as características mecânicas ou hidráulicas de um material, que esteja sendo utilizado na concepção e construção de uma obra geotécnica.

Para simulação em laboratório da compactação do solo em campo geralmente se mira apenas na obtenção da massa específica aparente seca para uma determinada umidade e energia de compactação. Destaca-se de pronto, que para muitos solos, principalmente os siltosos e argilosos, mas não apenas, faz-se ainda necessário atentar para outros aspectos relativos ao solo compactado, tais como quebra de grãos e estrutura; e para aspectos relativos à própria técnica de compactação, sua eficiência e representatividade no modo de transferência da energia de compactação ao solo.

Quase sempre os estudos se iniciam por meio da coleta e preparação de amostra incluindo-se nesta fase a secagem, destorroamento e peneiramento do solo. Aqui surge, geralmente, o primeiro problema, pois em muitos casos esse tratamento dispensado ao solo além de não representar as condições de campo ainda provoca a alteração do seu estado físico-químico, afetando assim, a própria compactação e o comportamento do solo (Aquino *et al.*, 2009; Pessoa *et al.*, 2005 e Roseno e Camapum de Carvalho, 2007). Mas concluída essa etapa, geralmente se efetua a compactação Proctor do solo na energia apropriada para o projeto, não sendo rara a necessidade de se definir também essa energia ideal. Por meio desse ensaio determina-se a curva de compactação e nela o ponto de máximo peso específico aparente seco ($\gamma_{dm\acute{a}ximo}$) que por sua vez corresponde à umidade ótima – $w_{\acute{o}tima}$. Essas informações oriundas da curva de compactação servem de referência para os estudos de laboratório e de campo. Mas as curvas de compactação oferecem outras informações. Assim por exemplo, a inclinação do ramo seco da curva de compactação pode indicar dentre outros a sensibilidade do solo às variações de umidade, sensibilidade esta que pode se situar no campo físico (alteração textural) ou físico-químico (alteração da sucção), ambos fundamentais para o comportamento do solo.

Destaca-se que o peso específico aparente seco máximo e a umidade ótima são meras referências devendo-se respeitar ainda a similaridade entre a forma de aplicação da energia de compactação bem como as condições de solicitação hidráulica e mecânica em laboratório e no campo quando se estuda o comportamento do solo.

Atualmente, existem muitos métodos para simular no laboratório as condições de compactação em campo. Historicamente, o primeiro desses métodos é creditado a Ralph Proctor e é conhecido como ensaio Proctor (compactação dinâmica). Além do ensaio Proctor outros métodos foram propostos para a simulação do processo de campo em laboratório, dentre eles destacam-se a compactação semi-estática, a compactação por pisoteamento e a compactação por vibração. A escolha do método deve ainda levar em conta as próprias características do solo.

4.1.1 Fatores que Influenciam na Estrutura e no Comportamento Mecânico de Solos Compactados

A estrutura dos solos compactados depende dentre outros do próprio solo e das condições, energia e tipo de compactação. O conhecimento das características iniciais do solo é fundamental para a própria definição da técnica de compactação apropriada. Assim, por

exemplo, na construção rodoviária, o uso da vibração em um solo granular é geralmente a técnica mais indicada. No entanto, se esse material granular é constituído por concreções lateríticas ou cimentadas por carbonato de cálcio ela pode passar de solução para problema, muito embora, aqueles que se miram apenas no grau de compactação continuem a utilizá-la. Nesse caso específico, a técnica geralmente não seria apropriada por provocar a quebra das concreções, porém, o seu uso nestes solos durante a construção de uma barragem de terra com finalidade de represamento da água pode ser apropriada, pois essa quebra dos agregados induzida pela compactação contribuirá para a redução da permeabilidade.

Ainda dando destaque à importância das propriedades dos solos para a definição da sua estrutura e comportamento oriundos da compactação vale situar o solo no contexto do perfil de intemperismo. Os solos tropicais finos profundamente intemperizados, solos lateríticos, apresentam suas partículas de argila formando microagregados tamanho silte e areia fina e como tal tendem a se comportarem não seguindo assim a teoria preconizada por Lambe quanto a estrutura dos solos finos compactados. Já os solos tropicais pouco intemperizados, solos saprolíticos, por apresentarem baixo nível de agregação tendem a seguir a referida teoria quando compactados. Foi dito que tendem, porque ainda nesses a fração de minerais de argila podem se encontrar no estado de pacotes comportando-se quase que como se concreções fossem.

Essas colocações iniciais deixam claro a importância das propriedades do solo na definição da estrutura dos solos compactados e por consequência de seu comportamento.

O conhecimento da estrutura de um solo compactado permite a interpretação qualitativa e o entendimento do seu comportamento mecânico e hidráulico, determinado a partir de ensaios de laboratório e/ou de campo. A estrutura de um solo compactado está diretamente ligada aos fatores que afetam o ensaio de compactação.

Segundo Badillo e Rodríguez (1976) dentre os fatores que influenciam a compactação obtida em um caso específico, dois são os mais importantes: umidade inicial e energia de compactação. Os autores destacam que além dos fatores citados anteriormente, existem outros que em alguns casos, podem ter importância prática e não podem ser subestimados. Estes fatores são:

- A quantidade de água no solo antes da compactação;
- A energia empregada em tal processo;
- Tipo de solo;
- Reutilização e secagem prévia do solo;

- Tipo de compactação.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (1987) o comportamento dos solos compactados depende dos seguintes fatores:

- Variação da energia de compactação;
- Modificação da umidade antes e depois da compactação;
- Tempo de armazenamento entre a compactação e a realização dos ensaios mecânicos.

Para Mitchell (1993) *apud* Martínez (2003), a estrutura é um dos fatores de maior importância na determinação do comportamento de um solo compactado. Para a autora, de todos os fatores citados acima, os que são mais relevantes no processo de formação de um determinado tipo de estrutura são: teor de umidade, forma de aplicação da energia de compactação (tipo de compactação) e tipo de solo. Mais que o simples tipo de solo é necessário que se leve em conta o seu estado e que este seja em laboratório o mais próximo possível do campo.

Outro aspecto que se mostra relevante na formação da estrutura de um solo compactado é o processo de compactação. Seed *et al.* (1960) *apud* Camapum de Carvalho *et al.* (1987) observaram que o surgimento de estruturas dispersas é favorecida na ordem ascendente pela compactação semi-estática, pela compactação com vibração e pela compactação do tipo “pisoteamento”. Os mesmos autores ressaltam ainda que o comportamento do solo é influenciado pelo método de compactação somente para umidades superiores à umidade ótima.

Logo, todo o exposto só é válido para os solos de regiões temperadas ou tropicais, ainda pouco intemperizados nos quais as partículas de argila encontram-se relativamente independentes umas das outras. Para os solos profundamente intemperizados, como é o caso de uma das amostras estudadas (solo Goiânia), como as partículas se encontram agregadas formando grãos relativamente equidimensionais, esse efeito da compactação na estrutura do solo não aparece dando lugar a estruturas semelhantes àsquelas dos solos granulares. Neste caso, a influência da compactação geralmente se restringe a deformações e mesmo quebras dos agregados em maior ou menor grau segundo suas resistências, umidade e tipo e nível da energia de compactação aplicada.

Diante deste conceito será analisada neste Capítulo a influência de alguns destes fatores nas propriedades mecânicas dos solos compactados, com o objetivo de definir a melhor metodologia para compactação dos corpos de prova utilizados nos ensaios triaxiais e oedométricos. Para isso, foram moldados corpos de prova utilizando três metodologias

diferentes e avaliada a variabilidade dos parâmetros de resistência e do comportamento mecânico das amostras por meio de ensaios triaxiais consolidados não drenados saturados (CU sat). Camapum de Carvalho *et al.* (1987) concluíram, a partir da análise de resultados de ensaios de compressão simples, que para o solo rico em carbonato de cálcio que estudaram, a técnica de compactação em laboratório que melhor representava as condições de campo era a semi-estática.

4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

Os resultados dos ensaios de compactação apresentados neste item constituíram a base para os processos de moldagem dos corpos de prova compactados, submetidos aos ensaios de resistência e oedométrico. Tais resultados foram obtidos por Aquino *et al.* (2008), sendo este trabalho o resultado final de uma pesquisa de Iniciação Científica desenvolvida dentro de uma parceria entre a Universidade Estadual de Goiás e Furnas Centrais Elétricas S.A. e orientada pelo Professor Renato Cabral Guimarães. Os autores realizaram ensaios de compactação utilizando a metodologia dinâmica (tipo Proctor) e semi-estática com controle da tensão aplicada. Para fixar a energia de compactação semi-estática, os autores moldaram inicialmente corpos de prova nas condições ótimas da energia dinâmica Proctor normal, tomando-se a tensão máxima aplicada para cada solo, como correspondente à energia de compactação semi-estática.

Cabe ressaltar que os autores utilizaram a fração de material passado na peneira N° 10 (2,0 mm) para ambas as metodologias de compactação. Utilizaram cilindro de 6" (152,4 mm) de diâmetro e os corpos de prova com altura final de 115 mm foram compactados em 5 camadas na energia Proctor normal (12 golpes/camada). Na compactação semi-estática foi utilizado molde metálico de 2" (50,8 mm) de diâmetro, sendo a altura desses corpos de prova de 20 mm. Camapum de Carvalho *et al.* (1987) discute em detalhes os dois métodos de compactação.

As curvas de compactação obtidas são apresentadas nas Figuras 4.1 e 4.2. A Tabela 4.1 apresenta os valores de peso específico aparente seco máximo e umidade ótima obtidos pelos autores para os dois solos por meio das metodologias dinâmica e semi-estática, utilizando a energia normal de compactação. Destaca-se que apesar da energia dinâmica de compactação ter sido a mesma para os dois solos, semi-estaticamente elas foram muito distintas sendo necessária a aplicação de um tensão de 2664 kN/m² para o solo Corumbá e 990 kN/m² para o solo Goiânia.

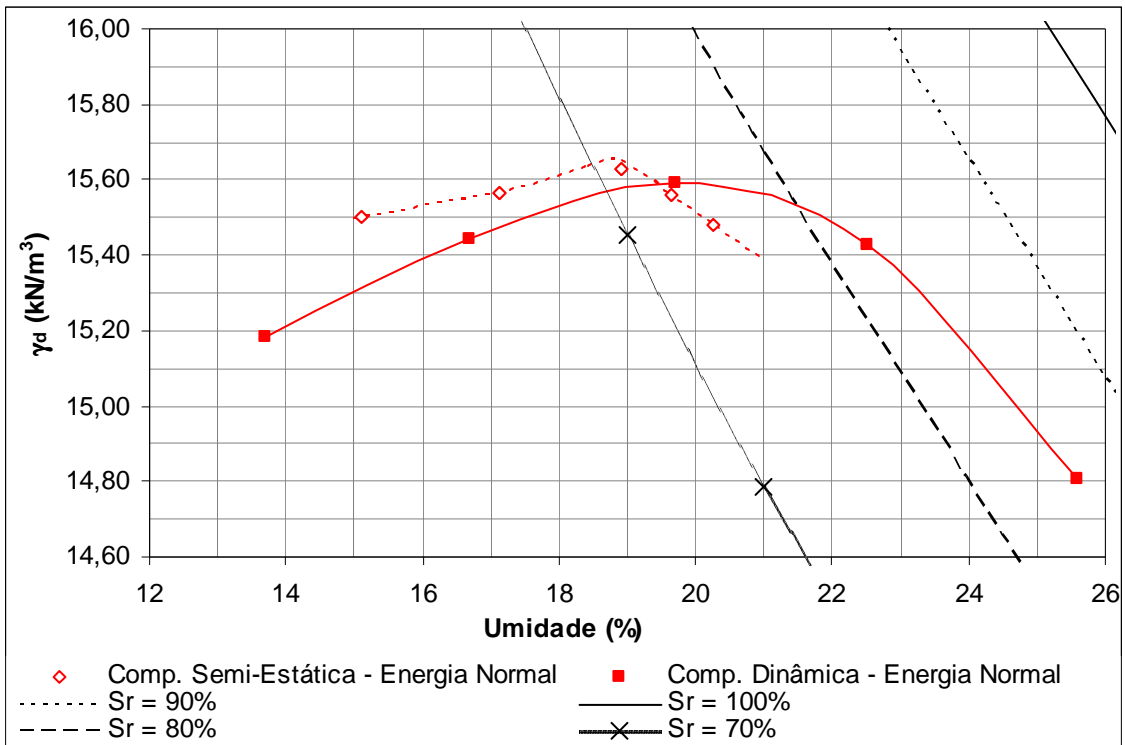


Figura 4.1 Curva de Compactação Dinâmica e Semi-Estática – Solo Corumbá (AQUINO *et al.*, 2008).

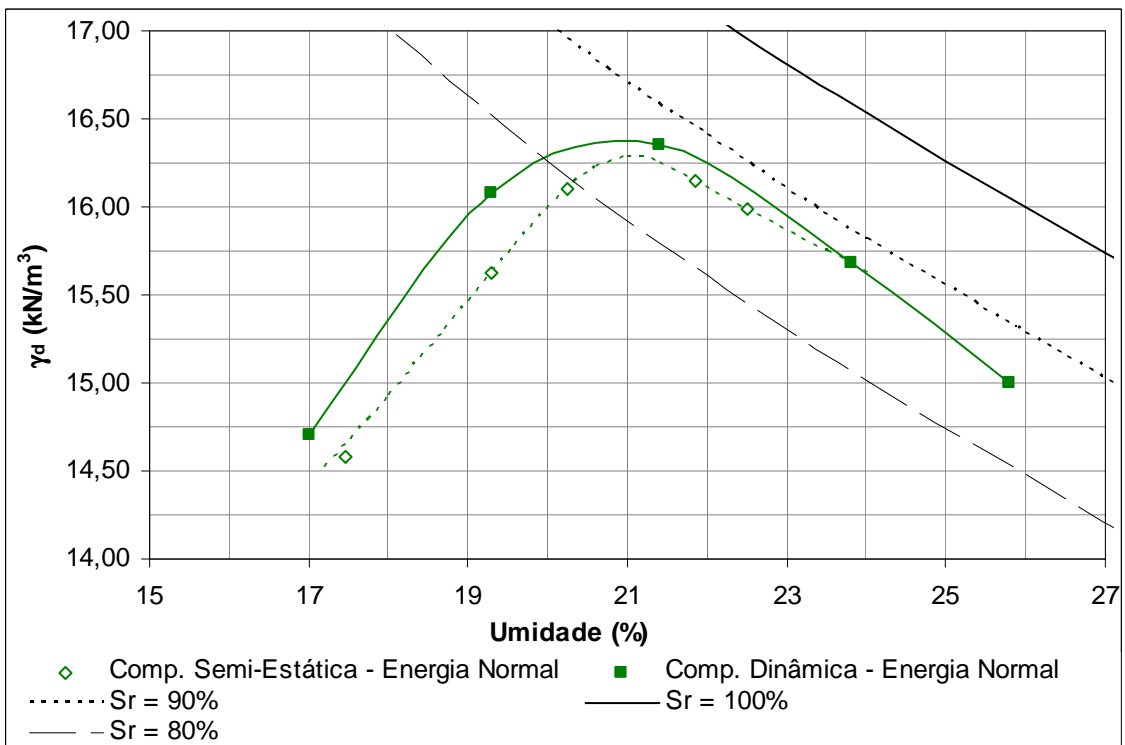


Figura 4.2 Curva de Compactação Dinâmica e Semi-Estática – Solo Goiânia (AQUINO *et al.*, 2008).

Tabela 4.1 Resultados dos Ensaios de Compactação – Dinâmica e Semi-Estática (AQUINO *et al.*, 2008).

Amostra	Metodologia	γ_{dmax} (kN/m ³)	w _{ótimo} (%)	Sr (%)
Solo Corumbá	Dinâmica	15,59	19,7	74,1
	Semi-Estática	15,65	18,9	71,8
Solo Goiânia	Dinâmica	16,38	21,0	85,5
	Semi-Estática	16,28	21,0	84,1

Legenda:

S_r: Grau de saturação

w_{ótimo}: Teor de umidade ótimo

γ_{dmax} : Peso Específico Seco Máximo

4.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

Utilizando-se os resultados apresentados no item 4.2 foram moldados corpos de prova de solos compactados utilizando-se as metodologias dinâmica (Proctor) seguindo as especificações constantes na NBR 7182 (ABNT, 1986 b), semi-estática com controle da tensão aplicada segundo a metodologia proposta por Aquino *et al.* (2008) e semi-estática controlando-se a altura dos corpos de prova em lugar do controle da tensão aplicada, segundo os procedimentos de ensaios do Laboratório de Solos de Furnas.

Antes da realização das moldagens, as amostras foram preparadas conforme prescrições da NBR 6457 (ABNT, 1986 a), ou seja, foram realizadas as operações de secagem e destorroamento. Após a preparação foi acrescentada água as amostras e as mesmas deixadas em repouso por cerca de 24 horas antes da compactação (Figura 4.3). Cabe destacar, que Roseno e Camapum de Carvalho (2007) mostraram, ao estudar a granulometria de um perfil de alteração, que estes procedimentos de preparação de amostra especificados pela norma NBR 6457 são suscetíveis de afetarem a textura do solo.



Figura 4.3 Amostras preparadas em repouso: a) Compactação dinâmica b) Compactação semi-estática.

4.3.1 Moldagem Dinâmica

Utilizando-se os resultados apresentados na Tabela 4.1 referente a compactação dinâmica, seriam, inicialmente, moldados corpos de prova utilizando-se a energia normal de compactação, sem reuso do material, em cilindros de 6” de diâmetro (volume de 2085 cm³). Entretanto, com o intuito de reduzir a quantidade de material utilizado, devido a quantidade limitada de material disponível e a dificuldade de se realizar uma nova coleta, optou-se pela realização dos ensaios de compactação dinâmica em cilindros de 4” de diâmetro (volume de 991,73 cm³) em 3 camadas, cada uma submetida a 26 golpes de um soquete com peso de 2500 g e 30,5 cm de altura de queda.

Durante a realização dos ensaios de compactação dinâmica observou-se que utilizando a energia normal de compactação aplicada ao cilindro de 4” não se obtinham os valores de peso específico seco obtidos por Aquino *et al.* (2008) nas respectivas umidades. Esta variação está relacionada a diferença de energia efetiva aplicada em cada tipo de cilindro, pois além de alterar o atrito lateral solo-molde, a energia depende de uma série de fatores (número de golpes em cada camada, número de camadas, peso do soquete, altura de queda do soquete e volume do molde) e mesmo tentando aproximar a energia para os dois cilindros, as mesmas foram um pouco diferentes (cilindro de 6” 585 kN/m² e cilindro de 4” 561 kN/m²). Mesmo que as energias calculadas tivessem sido exatamente iguais, os resultados da compactação provavelmente teriam sido ligeiramente diferentes devido aos vários fatores já listados.

Devido a esse fato, foi realizada uma alteração na energia de compactação aplicada por meio de tentativas, buscando uma quantidade de golpes por camadas que garantisse a densidade seca necessária e a repetibilidade de resultados. Para o solo Corumbá foi adotada a compactação em três camadas aplicando 16 golpes por camada com o soquete pequeno. Já para o solo Goiânia foi adotada a compactação em três camadas aplicando-se 28 golpes por camada com o soquete pequeno.

Após a moldagem dinâmica os corpos de prova foram sacados do molde e lapidados nas dimensões necessárias para a realização dos ensaios triaxiais, ou seja, foram torneados até atingirem aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, com o topo do corpo de prova paralelo ao topo da amostra compactada (Figura 4.4).



Figura 4.4 Obtenção dos corpos de prova submetidos aos ensaios triaxiais.

4.3.2 Moldagem Semi-Estática com Controle da Tensão Aplicada

Utilizando-se os resultados apresentados na Tabela 4.1 referente a compactação semi-estática, seriam, inicialmente, moldados corpos de prova para os ensaios triaxiais utilizando-se de uma energia de compactação que possibilitasse a obtenção de corpos de prova com peso específico aparente seco semelhante ao obtido para a energia dinâmica Proctor Normal, determinada por Aquino *et al.* (2008) e indicadas na Tabela 4.2.

Tabela 4.2 Tensões Determinadas (AQUINO *et. al.*, 2008).

Amostra	Energia	γ_{dmax} (kN/m^3)	$w_{ótimo}$ (%)	Tensão (kN/m^2)
Solo Corumbá	Normal	15,59	19,7	2664
Solo Goiânia	Normal	16,38	21,0	990

Legenda:

$w_{ótimo}$: Teor de umidade ótimo

γ_{dmax} : Peso Específico Aparente Seco Máximo

Segundo Aquino *et al.* (2008) diversos fatores interferem no processo de compactação semi-estático, como por exemplo: lubrificante utilizado, tipo do material das paredes do cilindro e tipo de solo. Estes fatores aliados, durante um processo de compactação por camadas, podem gerar gradiente de compactação, ou seja, uma camada pode absorver mais ou menos energia do que outra, sendo possível, no entanto, conforme apresentado por Camapum de Carvalho *et al.* (1987) definir as condições apropriadas de compactação para evitar tais gradientes.

Durante as moldagens dos corpos de prova para os ensaios triaxiais utilizando a tensão determinada pelos autores, não se conseguiu obter os valores de peso específico aparente seco máximo desejado. Esse fato aliado a alteração do cilindro de compactação, demonstrou a

necessidade de se realizar um novo estudo de energia (Tabela 4.3) para corpos de prova compactados em 5 camadas e definir a melhor forma de minimizar essas alterações.

Tabela 4.3 Tensões Determinadas para Moldagem dos Corpos de Prova dos Ensaio Triaxiais.

Amostra	Energia	γ_d (kN/m ³)	w (%)	Tensão (kN/m ²)
Solo Corumbá	Normal	15,65	18,9	2269
Solo Goiânia	Normal	16,28	21,0	1698

Legenda:

w: Teor de umidade

γ_d : Peso Específico Aparente Seco

Em suas análises Aquino *et al.* (2008) observaram que os corpos de prova moldados em cinco camadas apresentam um gradiente de compactação decrescente da base para o topo, ou seja, o peso específico aparente seco das camadas inferiores é maior que o das camadas superiores. Tentando minimizar esse efeito optou-se, neste estudo, pela compactação também em cinco camadas, realizando a compactação partindo do meio para o topo e do meio para a base. Para a realização desta compactação fez-se uso de pastilhas metálicas que preenchiam o cilindro permitindo a compactação primeiramente da camada do meio seguindo para as bordas.

Os corpos de prova foram moldados em um cilindro de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com volume de aproximadamente 196,35 cm³ (Figura 4.5 a). A compactação foi realizada em 5 camadas de aproximadamente 2 cm de altura, sendo aplicada a cada camada a tensão correspondente ao solo utilizado mostrada na Tabela 4.3.

Utilizou-se uma prensa manual de CBR para a moldagem dos corpos de prova (Figura 4.5 b). A velocidade de compactação foi de aproximadamente 2 cm/min visando dar mais agilidade ao processo de moldagem.



Figura 4.5 Equipamentos utilizados nas moldagens dos corpos de prova: a) Cilindro de moldagem e pastilhas metálicas b) Prensa CBR manual.

4.3.3 Moldagem Semi-Estática sem Controle da Tensão Aplicada

Para moldagem semi-estática dos corpos de prova sem controle da tensão aplicada, optou-se por utilizar os dados referentes à compactação dinâmica apresentados na Tabela 4.1, seguindo os procedimentos de ensaios do Laboratório de Solos de Furnas.

Os corpos de prova foram moldados em um cilindro de aproximadamente 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura com volume de aproximadamente 196,35 cm³ (Figura 4.6). A compactação foi realizada em 10 camadas de aproximadamente 1 cm de altura sem controle da tensão aplicada, sendo controlada apenas a altura acumulada das camadas.

Este método ofereceria, em princípio, a vantagem de minimizar os gradientes ao longo dos corpos de prova, pois a compactação das camadas superiores se dariam, não fosse pela interferência do atrito lateral e da própria relação e distribuição de tensões, na medida em que as inferiores reagissem contra a própria compactação, tendendo assim a um resultado final de equilíbrio.

Para melhor entendimento, vale a pena apresentar alguns exemplos extremos. No primeiro, supondo que o solo que se pretende compactar seja colocado sobre uma primeira camada constituída de um material muito pouco deformável, por exemplo, aço, verificar-se-á que neste caso quase toda a deformação ocorrerá na camada de solo que à de aço se sobrepõe. Substituindo-se a camada de aço por uma de espuma de baixa densidade, tem-se agora a deformação da espuma sem que seja possível compactar o solo que a ela se sobrepõe. Neste caso o solo começará a ser compactado na medida em que a espuma for resistindo ao esforço de compactação aplicado.

Supondo ainda um terceiro caso com a camada inferior constituída por material com k_0 superior a 1 e coeficiente de atrito com o material do molde elevado. Neste caso, o atrito lateral dificultaria o equilíbrio de energia no interior da primeira camada e entre ela e a superior. Este último exemplo se aproxima do caso específico do processo de compactação adotado para os solos estudados, estando o nível de gradiente obtido relacionado ao atrito lateral e ao próprio k_0 do solo.



Figura 4.6 Moldagem dos corpos-de-prova: a) Prensa, b) Corpo de prova compactado.

4.4 ANÁLISE DO GRADIENTE DE COMPACTAÇÃO DOS CORPOS DE PROVA

Para esta análise foram moldados três corpos de prova segundo cada metodologia de compactação apresentada e obtidos os pesos específicos aparentes secos do topo, meio e base, por meio da técnica da balança hidrostática.

As Tabelas 4.4 e 4.5 apresentam os valores de peso específico aparente seco máximo das porções topo, meio e base e dos corpos de prova inteiros com as respectivas umidades.

Tabela 4.4 Gradiente nos Ensaios de Compactação do Solo Corumbá.

Tipo de Compactação	Nº	Topo		Meio		Base		Média		Cp Total	
		w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w	γ_d	w ⁽¹⁾	γ_d ⁽¹⁾
		(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)	(%)	(kN/m ³)
Dinâmica	1	20,0	15,36	19,8	15,67	19,6	15,80	19,8	15,61	19,8	15,60
	2	20,0	15,34	19,8	15,73	19,6	15,71	19,8	15,59	19,8	15,60
	3	20,1	15,48	19,7	15,81	19,7	15,75	19,8	15,68	19,8	15,61
Semi-Estática (CC)	1	19,0	15,48	18,5	15,66	18,4	15,79	18,6	15,64	18,6	16,10
	2	19,8	15,43	19,1	15,65	18,8	15,80	19,2	15,63	19,2	15,90
	3	18,9	15,53	18,6	15,68	18,4	15,80	18,6	15,67	18,6	16,04
Semi-Estática (SC)	1	19,6	13,98	19,7	14,87	19,7	15,20	19,7	14,68	19,5	15,60
	2	19,4	14,00	19,7	14,72	19,6	15,15	19,6	14,62	19,7	15,54
	3	19,1	14,23	19,2	14,66	19,1	14,97	19,1	14,62	19,2	15,66

Legenda:

w: Teor de umidade

CC: com controle da tensão aplicada

(1): valores obtidos após moldagem

γ_d : Peso Específico Aparente Seco

SC: sem controle da tensão aplicada

Tabela 4.5 Gradiente nos Ensaios de Compactação do Solo Goiânia.

Tipo de Compactação	Nº	Topo		Meio		Base		Média		Cp Total	
		w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	w ⁽¹⁾ (%)	γ_d ⁽¹⁾ (kN/m ³)
Dinâmica	1	20,1	16,34	20,2	16,26	20,1	16,45	20,1	16,35	21,3	16,27
	2	20,1	15,99	20,3	16,13	20,2	16,53	20,2	16,22	20,9	16,26
	3	20,1	15,83	20,0	16,12	19,9	16,24	20,0	16,06	20,9	16,27
Semi-Estática (CC)	1	20,7	16,02	20,6	16,08	20,5	16,19	20,6	16,10	20,6	16,18
	2	20,8	16,01	20,7	16,04	20,5	16,18	20,6	16,08	20,6	16,21
	3	20,6	16,14	20,7	15,94	20,5	16,09	20,7	16,06	20,7	16,20
Semi-Estática (SC)	1	20,8	15,20	20,8	16,30	20,5	16,90	20,7	16,13	20,8	16,33
	2	20,7	15,44	20,8	16,59	20,5	16,68	20,7	16,24	20,8	16,48
	3	20,4	15,61	20,3	16,58	20,0	16,82	20,2	16,34	20,7	16,49

Legenda:

w: Teor de umidade

γ_d : Peso Específico Aparente Seco

CC: com controle da tensão aplicada

SC: sem controle da tensão aplicada

(1): valores obtidos após moldagem

As Figuras 4.7 a 4.10 apresentam as variações de peso específico aparente seco e umidade nas porções de topo, meio e base dos corpos de prova obtidos nos diferentes tipos de compactação.

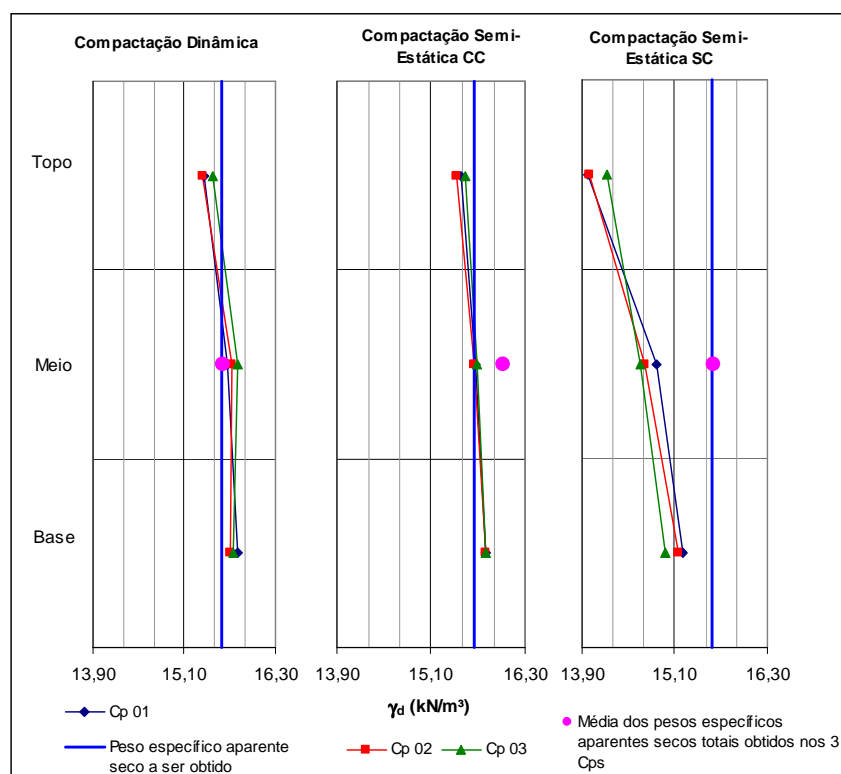


Figura 4.7 Gradiente de Compactação em termos de peso específico aparente seco - Solo Corumbá

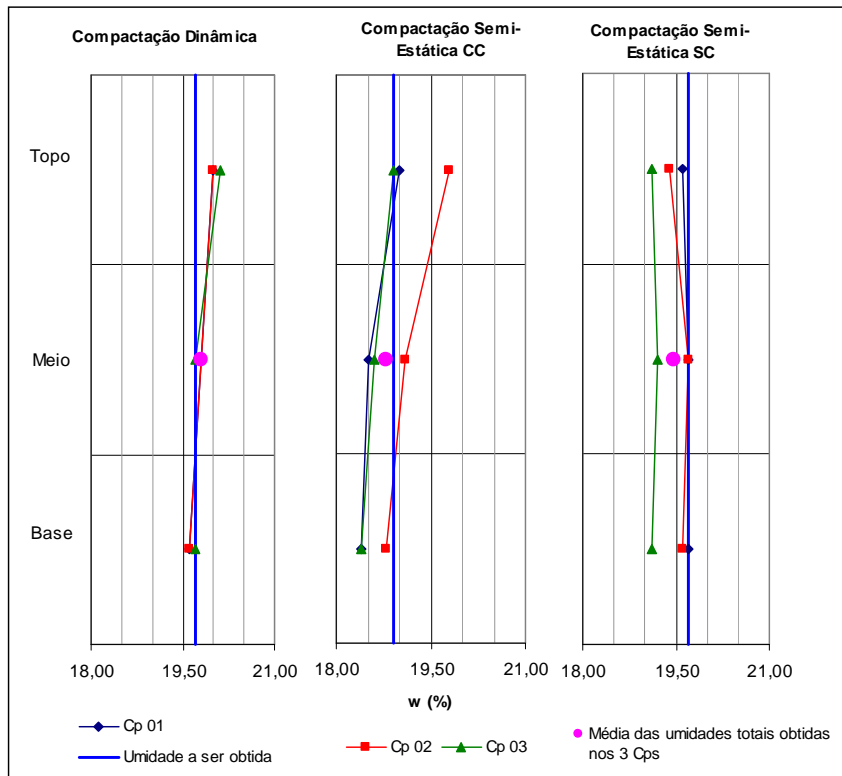


Figura 4.8 Gradiente de Compactação em termos de umidade - Solo Corumbá

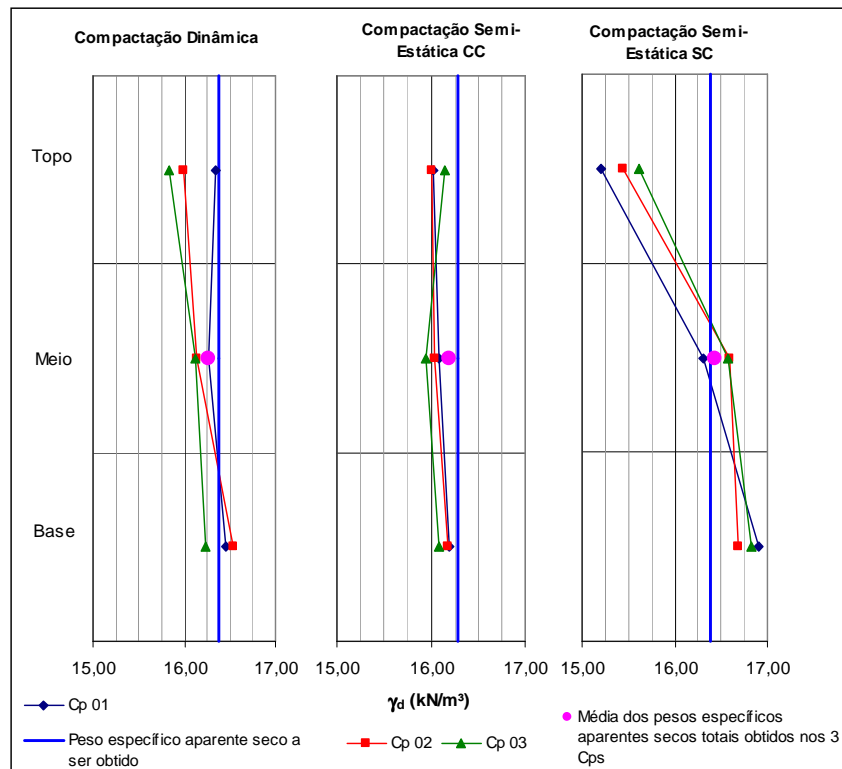


Figura 4.9 Gradiente de Compactação em termos de peso específico aparente seco - Solo Goiânia

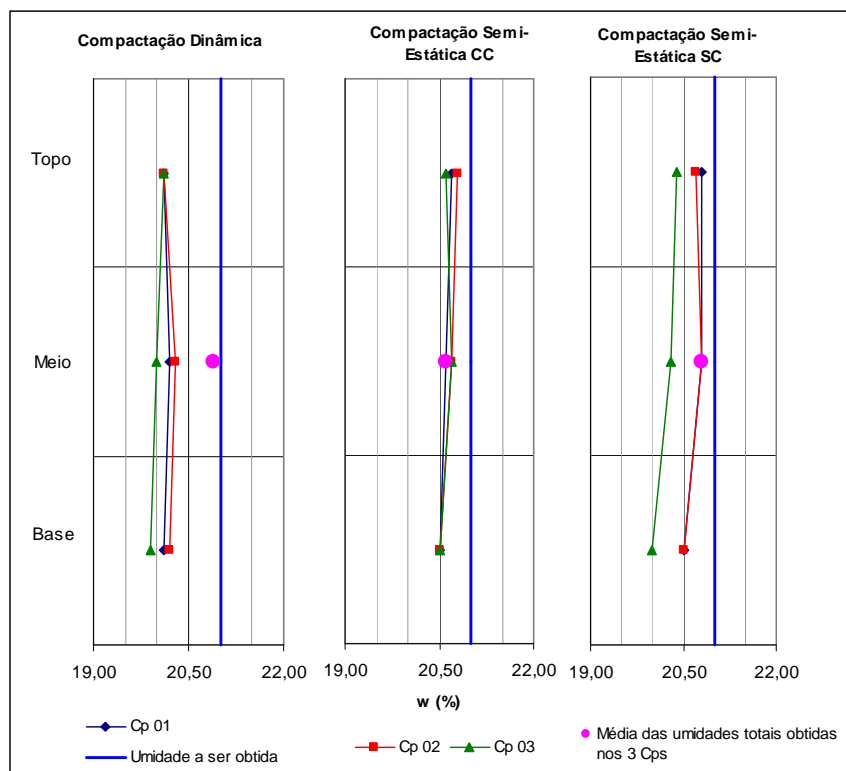


Figura 4.10 Gradiente de Compactação em termos de umidade - Solo Goiânia

Verifica-se, para o solo Corumbá (Figuras 4.7 e 4.8), que há um pequeno gradiente de peso específico aparente seco (aumento do γ_d de forma descendente, do topo para a base), tanto para a compactação dinâmica quanto para a semi-estática CC (com controle da tensão aplicada). Já para a compactação semi-estática SC (sem controle da tensão aplicada) é possível visualizar um gradiente mais acentuado.

Observa-se que para a compactação dinâmica tem-se a média próxima do valor desejado, tanto em termos de γ_d quanto de umidade. Na compactação semi-estática CC a média apresenta um γ_d maior que o desejado, no entanto, nas porções topo, meio e base tem-se um valor próximo. Este fato está relacionado ao nível de alteração do solo. No solo Corumbá, pouco intemperizado, a maior liberdade estrutural das partículas individualizadas de argila, faz com que este solo sofra expansão estrutural ao ser desconfinado, o que consequentemente diminui o seu peso específico aparente seco.

Na compactação semi-estática SC, o gradiente formado pode ser explicado pela transferência de energia das camadas superiores para as inferiores, pois a cada camada é aplicada uma força maior para se obter a altura desejada do corpo de prova até aquela camada. Com isso, após a moldagem, consegue-se obter o γ_d médio desejado. No entanto, nas porções topo, meio e base tem-se para certos solos, como foi o caso do solo Corumbá, valores muito distintos entre as camadas.

Para o solo Goiânia (Figuras 4.9 e 4.10), verifica-se também a formação de gradiente de compactação. Na compactação dinâmica tem-se a média próxima do valor a ser obtido em termos de γ_d , mas para a umidade há uma diferença nas porções topo. Camapum de Carvalho (1981) mostrou que o gradiente de peso específico induz o surgimento de gradiente de umidade, pois a maior porosidade favorece a maior concentração de umidade. Como o comportamento dos solos não saturados depende diretamente da sucção, faz-se necessário que após a compactação se aguarde o seu equilíbrio antes de se estudar o comportamento do solo.

Na compactação semi-estática CC a média apresenta um γ_d próximo ao desejado, bem como nas porções topo, meio e base. Em relação à umidade, tem-se um valor maior no topo, e no meio um valor próximo à média. Esse comportamento pode ser atribuído a dois fatos, ao fluxo de umidade das camadas menos porosas para as mais porosas e à exudação de água na base do corpo de prova. Na compactação semi-estática SC, o gradiente formado é explicado da mesma forma que no solo Corumbá, e as diferenças na umidade se deve aos dois aspectos levantados, fluxo e exudação de água.

4.5 ANÁLISE DA VARIABILIDADE DOS PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA E DO COMPORTAMENTO MECÂNICO

Para esta análise foram moldados quatro corpos de prova em cada metodologia de compactação apresentada e realizados ensaios triaxiais consolidados não drenados saturados (CU sat). Optou-se por estudar o comportamento do solo saturado de modo a evitar eventuais influências de diferenças de sucção nas análises de comportamento.

4.5.1 Parâmetros de Resistência

As Tabelas 4.6 e 4.7 apresentam os valores de coesão e ângulo de atrito, ambos efetivos, para as três metodologias de compactação. Os parâmetros de resistência foram obtidos por análises realizadas a partir das trajetórias de tensões efetivas.

Tabela 4.6 Resultados dos Ensaio Triaxiais (CU sat) para o Solo Corumbá.

Metodologia de Moldagem	Parâmetros Efetivos	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dinâmica	17	29
Semi-estática CC	17	30
Semi-estática SC	17	34
Média	17	31
Desvio Padrão	0	3
Coeficiente de Variação (%)	0	9

Legenda:

c': Coesão efetiva

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

CC: com controle da tensão aplicada

SC: sem controle da tensão aplicada

Tabela 4.7 Resultados dos Ensaio Triaxiais (CU sat) para o Solo Goiânia.

Metodologia de Moldagem	Parâmetros Efetivos	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
Dinâmica	43	32
Semi-estática CC	46	32
Semi-estática SC	46	30
Média	45	31
Desvio Padrão	2	1
Coeficiente de Variação (%)	4	4

Legenda:

c': Coesão efetiva

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

CC: com controle da tensão aplicada

SC: sem controle da tensão aplicada

Para o solo Corumbá, verifica-se que não há variação nos valores de coesão efetiva obtidos e que ocorre certa variação no ângulo de atrito efetivo entre as diferentes técnicas de moldagens utilizadas.

Para o solo Goiânia, pode ser observado pequenas variações nos valores de coesão e ângulo de atrito efetivos.

As Figuras 4.11 e 4.12 apresentam a comparação das trajetórias de tensões efetivas obtidas para as três metodologias de compactação estudadas.

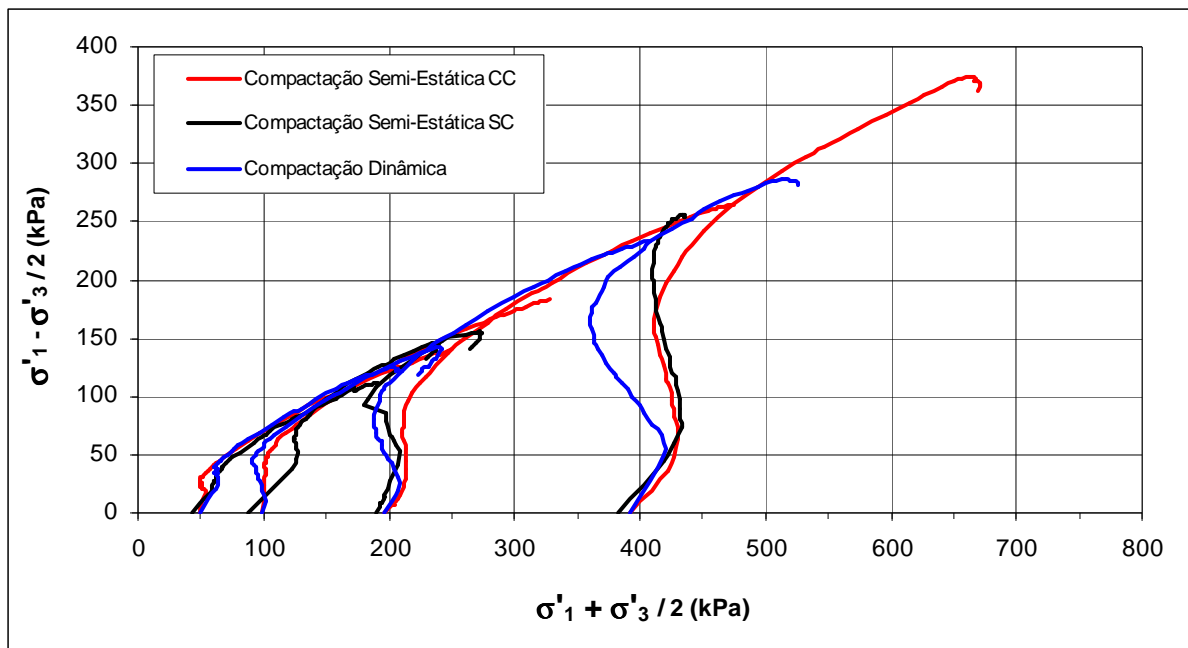


Figura 4.11 Trajetórias de tensões efetivas – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.

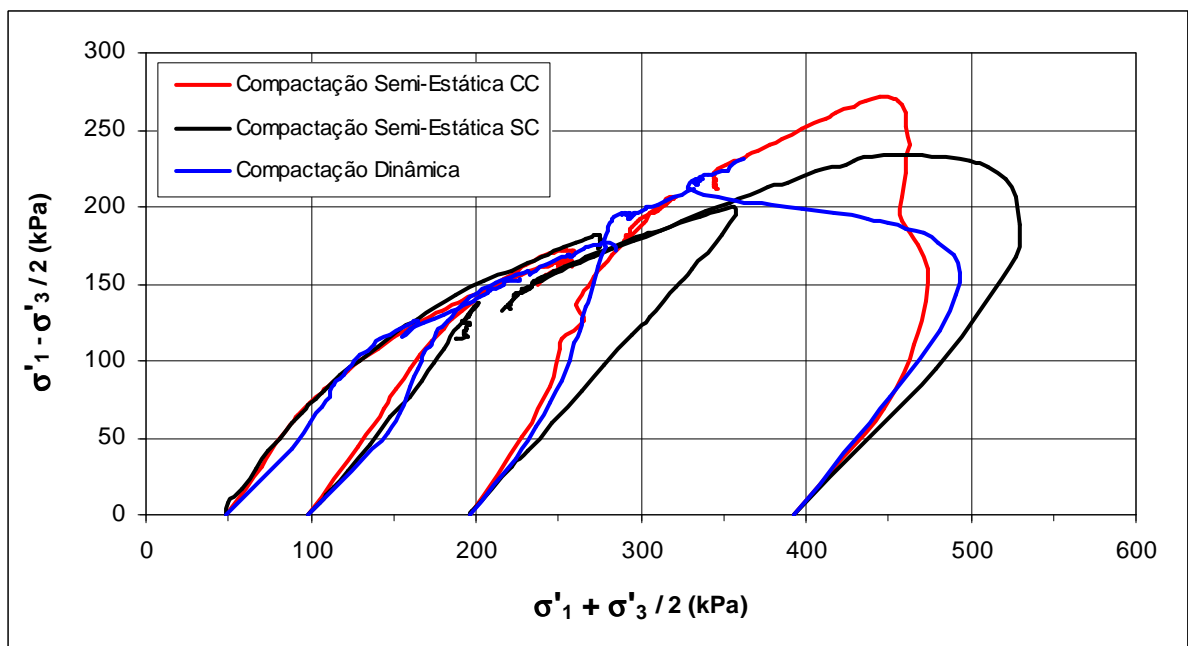


Figura 4.12 Trajetórias de tensões efetivas – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.

Observa-se nas Figuras 4.11 e 4.12 que as trajetórias de tensões apresentam comportamento refletindo nas variações registradas para os parâmetros de resistência, o que confirma os valores apresentados nas Tabelas 4.6 e 4.7.

A Figura 4.11 coloca em evidência ser a metodologia SC a que oferece menor regularidade de comportamento para o solo Corumbá. Neste solo, na medida em que se aumenta a tensão confinante se gera mais pressões neutras no solo compactado

dinamicamente, apontando assim, para uma estrutura, mais deformável, na qual sobressai um menor efeito de pseudo pré-adensamento. O tipo de energia de compactação é, portanto, importante para o comportamento deste solo, por provavelmente interferir em sua estrutura.

Para o solo Goiânia (Figura 4.12) o comportamento pode ser considerado semelhante entre as compactações dinâmica e CC, distinguindo-se, no entanto, da compactação SC para a qual gerou-se menos pressão neutra. A maior semelhança de comportamento verificada para esse solo se deve ao seu maior grau de alteração. Neste solo as agregações entre as partículas de argila fazem com que a metodologia de compactação interfira menos na estrutura do solo, e portanto, em seu comportamento.

4.5.2 Comportamento Tensão-Deformação

As Figuras 4.13 a 4.16 e 4.18 a 4.21 apresentam as curvas tensão-deformação para as três metodologias de compactação, para o solo Corumbá e para o solo Goiânia, respectivamente. O módulo inicial (E_i) foi calculado a partir do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) e os valores são apresentados nas Tabelas 4.8 (solo Corumbá) e 4.9 (solo Goiânia). Realizou-se também uma análise utilizando o modelo de Janbu (1963) sendo os resultados apresentados em forma gráfica nas Figuras 4.17 (solo Corumbá) e 4.22 (solo Goiânia).

Para o cálculo de E_i utilizando o modelo de Duncan & Chang (1970) foram realizadas as seguintes considerações:

- Para as curvas que apresentaram pico, foram utilizados para interpolação os pares de tensão e deformação até a carga máxima;
- Para as curvas que apresentaram estabilização ou que eram ascendentes, foram utilizados todos os pontos para a interpolação;
- Para todas as curvas foram desprezados os pontos iniciais correspondentes aos ajustes do equipamento.

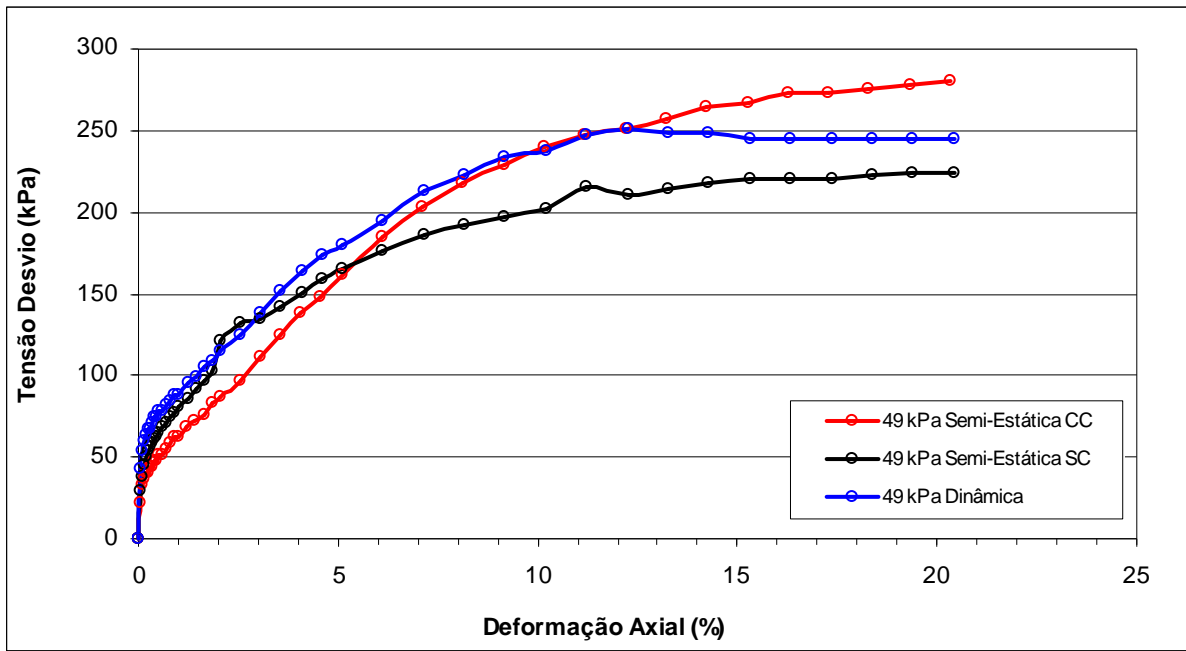


Figura 4.13 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.

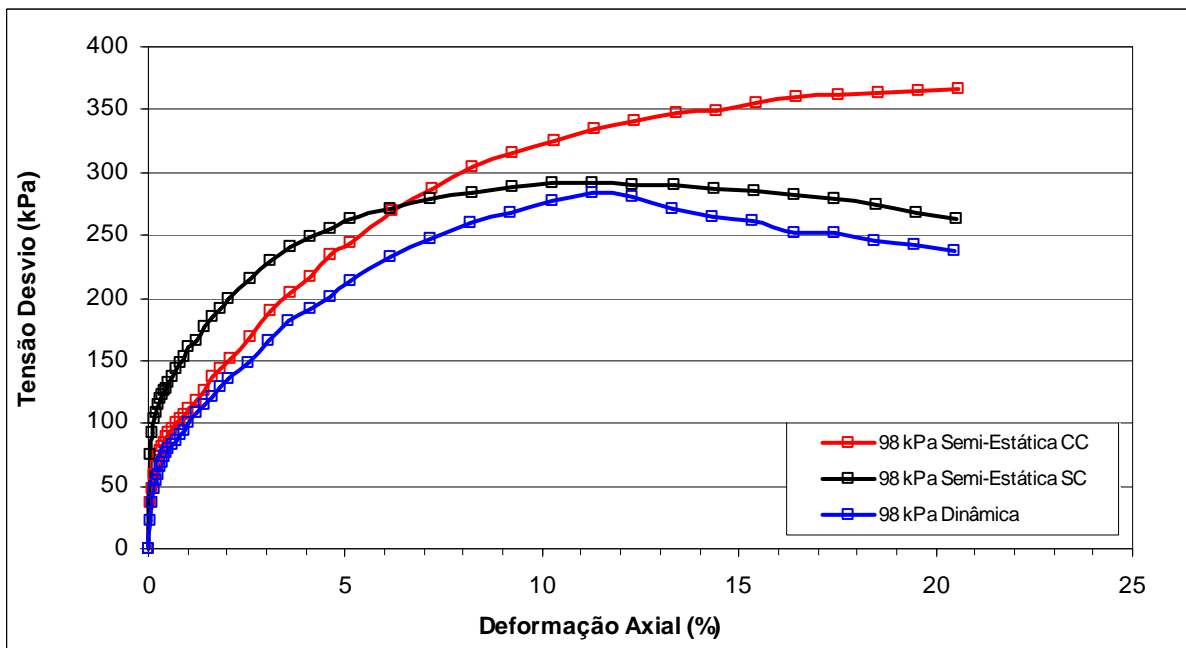


Figura 4.14 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.

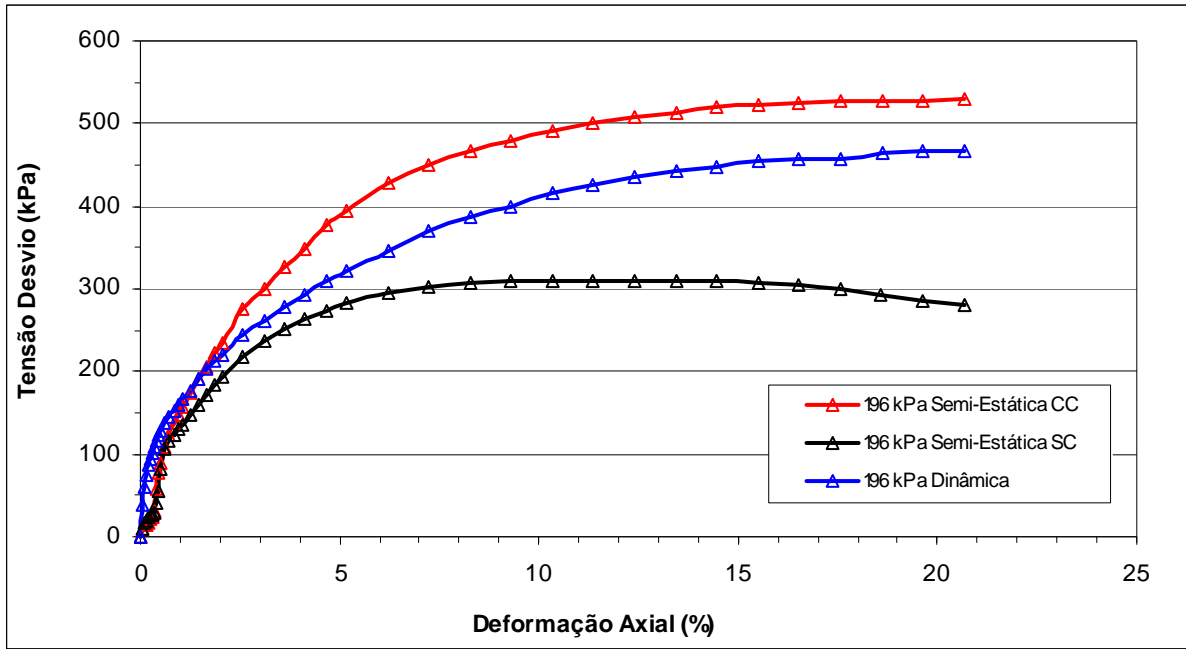


Figura 4.15 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.

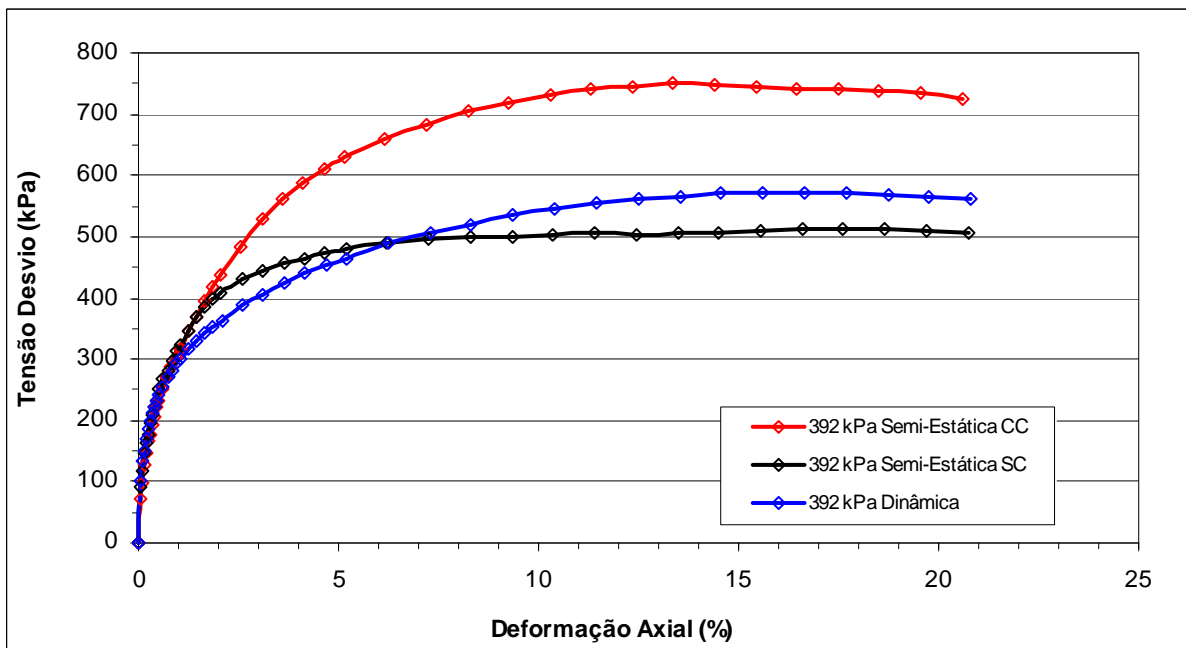


Figura 4.16 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Corumbá.

Comparando-se os resultados apresentados nas Figuras 4.13 a 4.16 verifica-se que:

- A forma da curva tende a mudar com o aumento da tensão confinante. Observa-se que na Figura 4.13 obtida para a menor tensão confinante (49 kPa) que as curvas tendem a apresentar duas mudanças de comportamento uma para pequenos níveis de deformação (entre aproximadamente 0,3% e 0,5%, dependendo do tipo de compactação) e outra para deformações mais elevadas (entre aproximadamente 6% e 12%, dependendo do tipo de

compactação). Já na Figura 4.16 obtida para a maior tensão (392 kPa) verifica-se a tendência ao desaparecimento desses pontos. Tal mudança de comportamento reflete diferenças estruturais do solo conforme discutido por Camapum de Carvalho *et al.* (1987) ao analisar os resultados de ensaios de compressão simples realizados sobre amostras compactadas segundo diferentes técnicas;

- As mudanças de comportamento colocadas em evidência de modo claro para a menor tensão confinante tendem a ser menos marcante para o solo compactado pela técnica SC. Observa-se o que para a tensão confinante de 98 kPa a mudança de comportamento já inexistente para o solo compactado SC;

- Observa-se graficamente que os níveis de tensões para os quais muda o comportamento no trecho inicial das curvas variam com o tipo de compactação embora os módulos iniciais sejam aparentemente próximos entre si.

Estruturalmente o comportamento referente à dupla mudança de tendência da curva tensão x deformação é obtida para estruturas mais orientadas (Camapum de Carvalho *et al.* 1987). Na compactação, sendo o esforço predominantemente vertical, as partículas tendem a se orientarem horizontalmente. Com o aumento da tensão de confinamento isotrópica, aparentemente esta estrutura tende a mudar perdendo a predominância da orientação e tendendo a uma estrutura mais flokulada, ou pseudo flokulada, pois efetivamente não se trata de floclação em sentido estrito. Os resultados oriundos do solo compactado SC, apontam para maiores gradientes de peso específico aparente seco no interior dos corpos de prova, fazendo com que as porções menos compactadas e, portanto, menos orientadas respondam pelo comportamento típico de solos floclados.

Finalmente cabe destacar que o tipo de comportamento verificado para o solo Corumbá reflete o seu baixo grau de alteração, comportando-se as partículas de modo relativamente independentes o que permite sua orientação durante a compactação. A orientação das partículas induz o solo a um comportamento anisotrópico.

O módulo inicial (E_i) calculado a partir do modelo hiperbólico de Duncan & Chang (1970) apresentados na Tabela 4.8 para o solo Corumbá apontam para valores na grande maioria iguais entre as diferentes técnicas de compactação para cada nível de tensão confinante aplicada, sendo encontrado um coeficiente de variação alto somente para a tensão confinante de 392 kPa. No entanto, nesta tensão apenas o valor de E_i referente a compactação semi-estática SC é destoante das demais, o que não promove uma variação significativa do comportamento apresentado pelo modelo Janbu (1963), como pode ser visto na Figura 4.17. Nesta Figura observa-se, também, uma boa semelhança entre o comportamento apresentado

pelas metodologias de compactação sendo, no entanto, que a relativamente elevada dispersão para cada série de dados impede uma comparação mais precisa entre as diferentes técnicas de compactação adotadas.

A proximidade entre os módulos iniciais obtidos para as diferentes técnicas de compactação para cada nível de pressão de consolidação, reflete o fato de que estes correspondem à recompressão do solo, sendo que, conforme mostrado nos gráficos é esse limite de recompressão que muda de técnica para técnica de compactação.

Tabela 4.8 Módulo Inicial obtido dos Ensaio Triaxiais (CU sat) para o solo Corumbá.

Metodologia de Moldagem	Módulo tangente inicial - E_i (MPa)				Parâmetros Modelo Janbu (1963)	
	49 kPa	98 kPa	196 kPa	392 kPa	k	n
Dinâmica	10	14	20	50	152,4	0,7451
Semi-estática CC	10	17	20	50	159,6	0,7229
Semi-estática SC	10	14	20	83	161,1	0,9662
Média	10	15	20	61	157,7	0,8114
Desvio Padrão	0	2	0	19	4,6	0,1
Coefficiente de Variação (%)	0	12	0	31	3	17

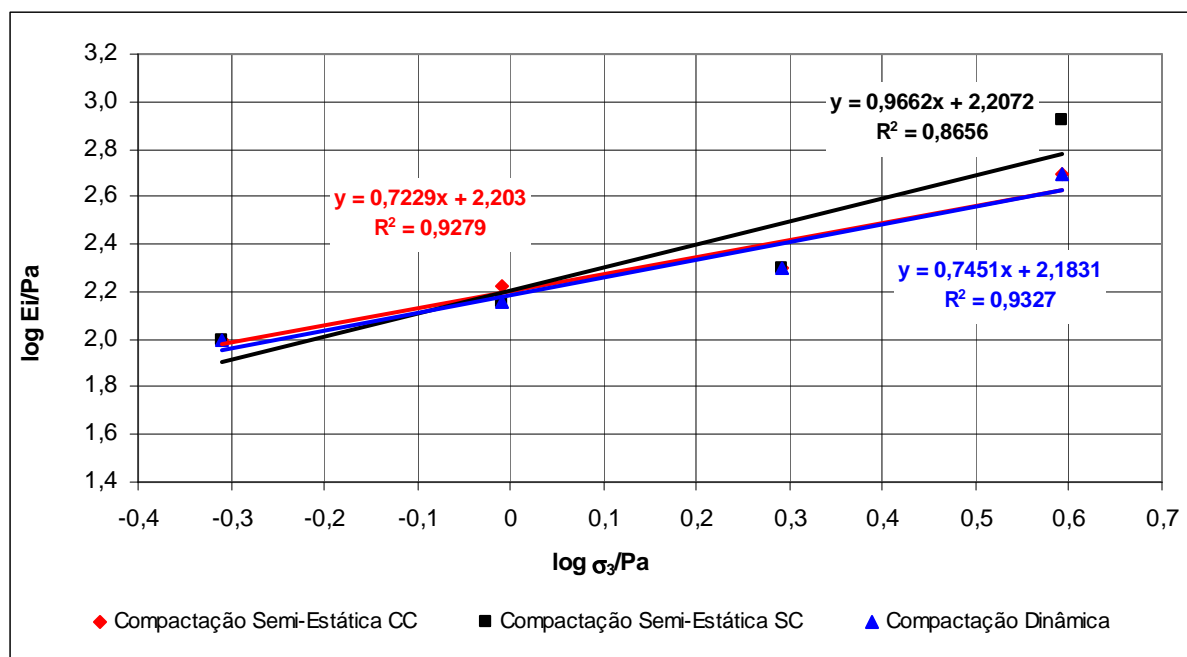


Figura 4.17 Representação gráfica dos dados obtidos com modelo Janbu (1963) - solo Corumbá.

As Figuras 4.18 a 4.21 obtidas para o solo Goiânia mostram comportamento bastante distinto daquele registrado para o solo Corumbá. No solo Goiânia, profundamente intemperizado, não aparece nas curvas tensão x deformação indicativos de orientação de

partículas conforme descrito para o solo Corumbá. No solo Goiânia as partículas se encontram agregadas impedindo a ocorrência de orientação das mesmas.

Analisando-se as diferenças entre as tensões de pico e as residuais para cada técnica de compactação nos diferentes níveis de tensão, constata-se mais uma vez, que o método de compactação SC por apresentar maior gradiente de compactação é também a técnica que apresenta maior diferença entre as tensões de pico e residuais. Aparentemente a técnica de compactação dinâmica foi a que gerou para o solo Goiânia uma matriz mais homogênea, o que não significa necessariamente ser a metodologia mais apropriada para a compactação do solo, pois tal avaliação deve contemplar outros critérios como o que se refere à correspondência no nível de quebra dos agregados entre a compactação de laboratório e de campo. Para essa técnica se observam as menores diferenças entre as tensões de pico e as residuais.

Os gráficos de tensão x deformação para o solo Goiânia são condizentes com os gráficos de trajetórias de tensão (Figura 4.12), pois na técnica SC se gerou menos pressões neutras e na técnica dinâmica se gerou mais.

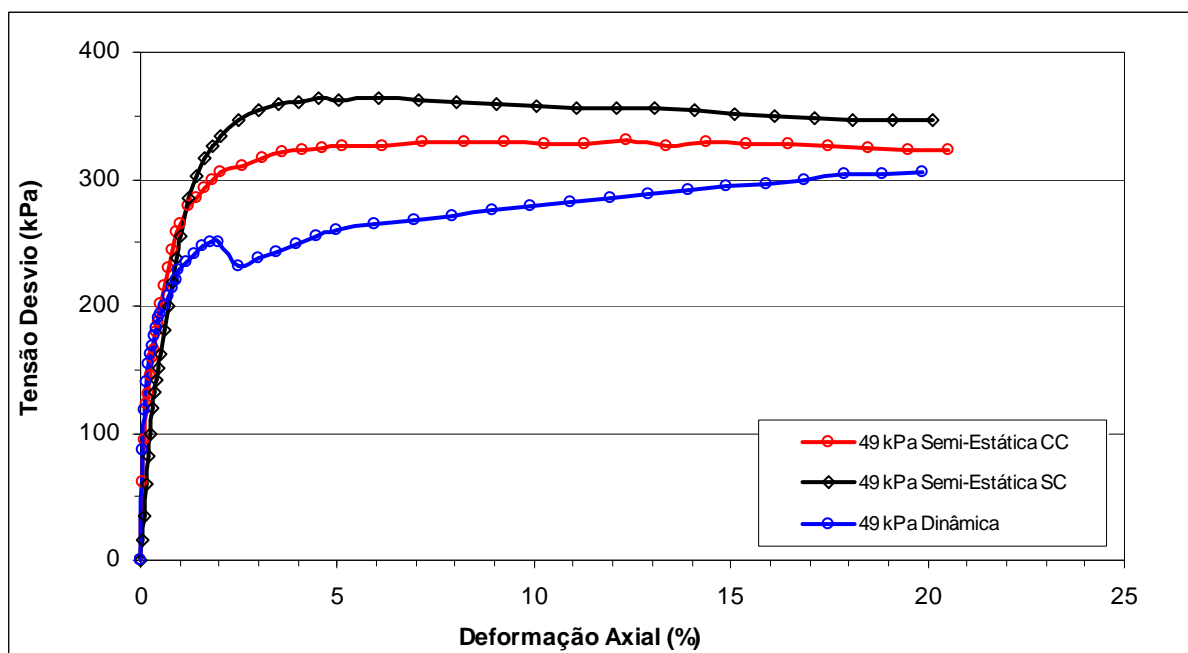


Figura 4.18 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.

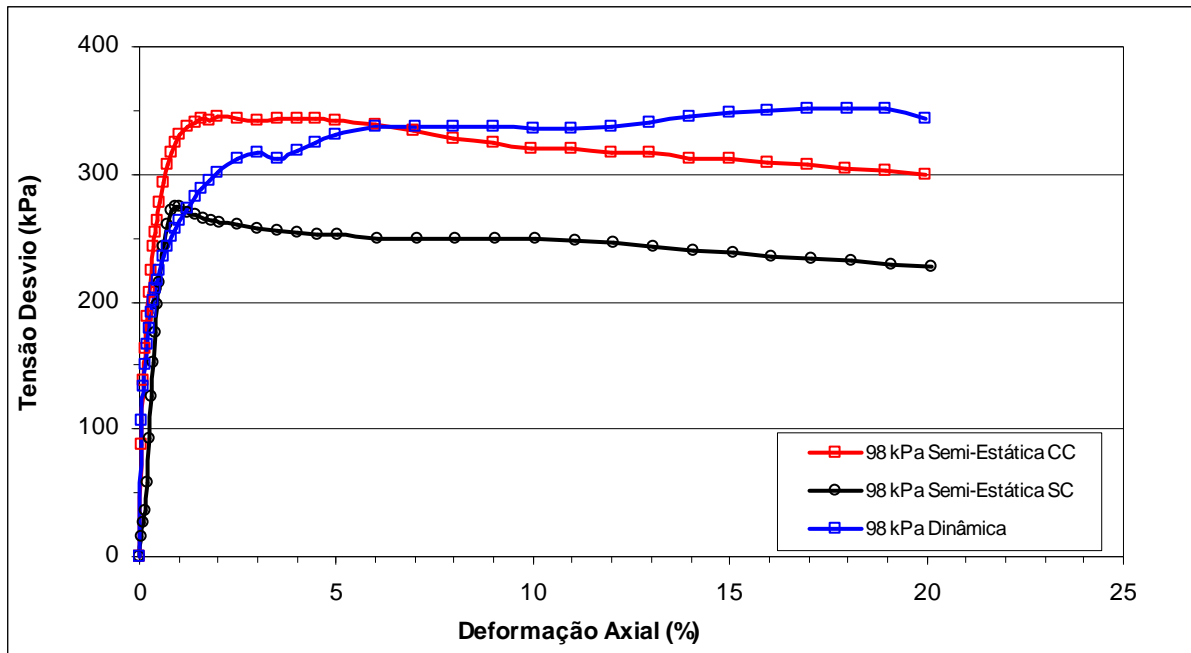


Figura 4.19 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.

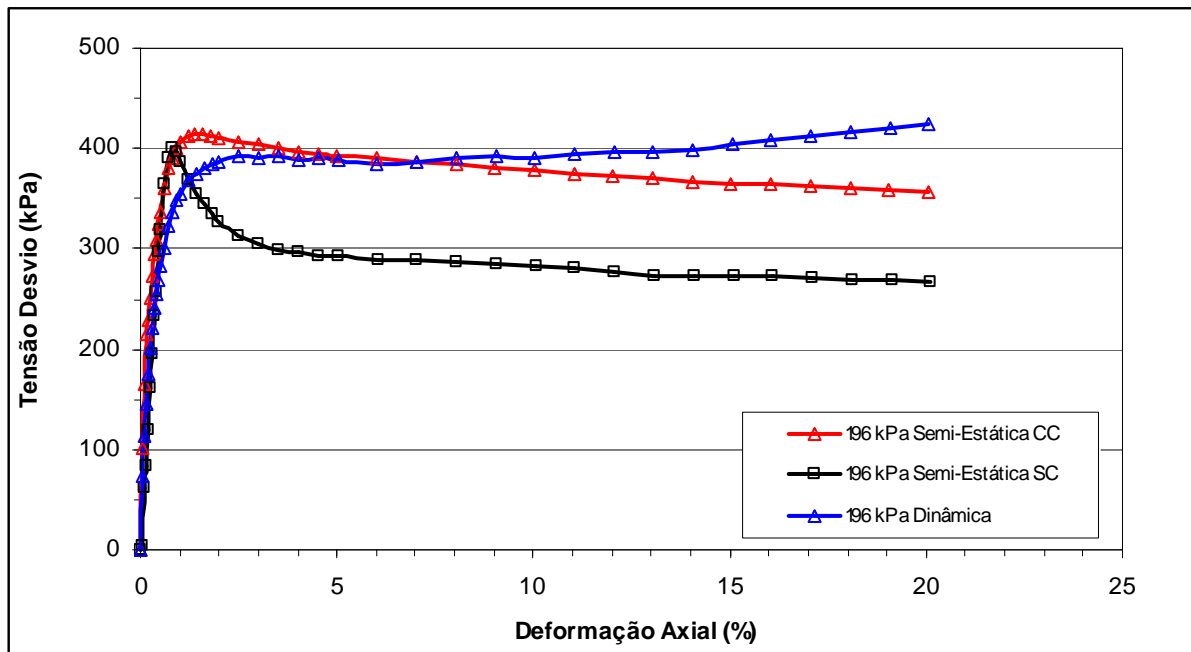


Figura 4.20 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.

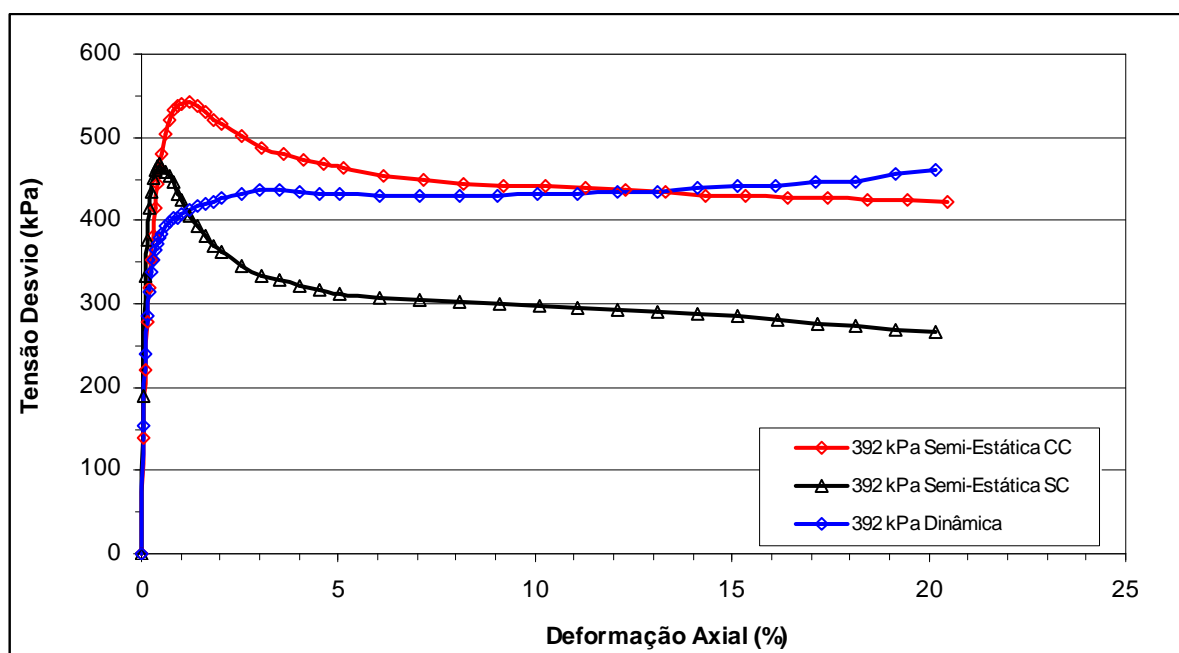


Figura 4.21 Curva tensão-deformação – Comparações das metodologias de compactação - solo Goiânia.

Os resultados apresentados na Tabela 4.8 mostram variações significativas dos valores de E_i entre as três metodologias de compactação para as tensões confinantes de 49, 98 e 392 kPa. Para as duas primeiras, os valores que mais se destoam da média são os referentes a metodologia de compactação semi estática CC, sendo estes valores superiores aos demais. No entanto, para a tensão confinante de 392 kPa, o valor que mais se destoa da média é o referente a metodologia de compactação semi estática SC, sendo este valor superior aos demais. No entanto, a Figura 4.21 não demonstra uma inclinação maior no trecho inicial para a curva referente a esta metodologia de compactação, podendo esta dispersão estar ligada ao modelo hiperbólico usado, que neste caso pode não ter se ajustado bem a curva em questão.

Quando a análise é realizada pelos parâmetros obtidos do modelo Janbu (1963), verifica-se também uma variação dos parâmetros k e n , como pode se observar na Tabela 4.9. A Figura 4.22 demonstra um comportamentos mais semelhantes entre as retas de interpolação da compactação dinâmica e semi estática SC. Destaca-se também que a reta de interpolação referente a compactação semi-estática CC somente se distancia das demais no início, devido a variabilidade dos módulos tangentes iniciais das tensões confinantes de 49 e 98 kPa, fazendo com que o valor do parâmetro n indicasse uma não-linearidade entre o módulo tangente inicial e a tensão confinante.

É importante destacar que a linearidade apresentada para as metodologias de compactação semi-estática SC e dinâmica pode ser devido às baixas tensões confinantes

utilizadas nesta pesquisa, o que não permite uma extrapolação desta tendência para tensões confinantes maiores.

Tabela 4.9 Módulo Inicial obtido dos Ensaio Triaxiais (CU sat) para o solo Goiânia.

Metodologia de Moldagem	Módulo tangente inicial - E_i (MPa)				Parâmetros Modelo Janbu (1963)	
	49 kPa	98 kPa	196 kPa	392 kPa	k	n
Dinâmica	50	111	200	333	1032,3	0,9059
Semi-estática CC	100	167	200	333	1527,2	0,5474
Semi-estática SC	50	125	200	500	1117,1	1,0644
Média	67	134	200	389	1225,5	0,8392
Desvio Padrão	29	29	0	96	264,7	0,3
Coeficiente de Variação (%)	43	22	0	25	22	32

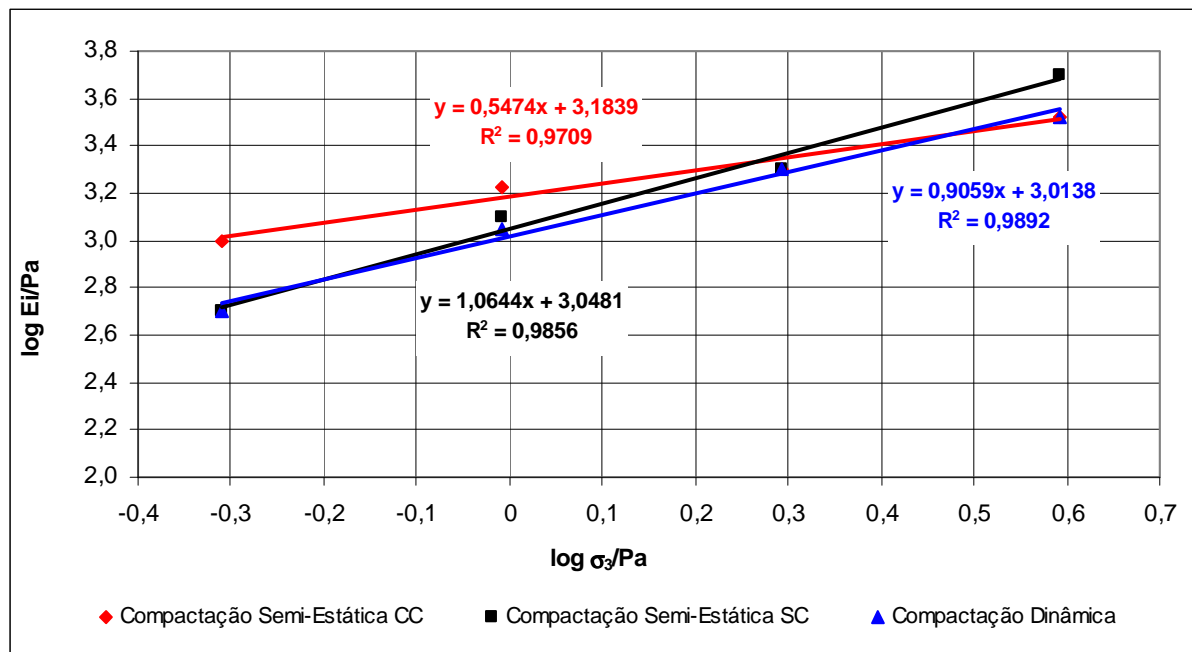


Figura 4.22 Representação gráfica dos dados obtidos com modelo Janbu (1963) - solo Corumbá.

Observando os resultados apresentados, pode-se verificar que em termos de parâmetros de resistência (c' e ϕ') o tipo de compactação interfere pouco nos valores obtidos. No entanto, em termos de módulo tangente inicial, os valores obtidos tanto para E_i quanto para os parâmetros do modelo Janbu (1963) demonstram uma variação significativa, na compactação semi-estática CC do solo Goiânia. Quando se analisa o gradiente de compactação, verifica-se que a compactação semi-estática SC apresenta maior gradiente que as demais compactações para as duas amostras estudadas interferindo no comportamento mecânico destes solos.

Apesar dos problemas levantados para a metodologia de compactação semi-estática SC, por ser ela mais rápida e de fácil execução optou-se por adotá-la como padrão.

5 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

5.1 INTRODUÇÃO

Este capítulo apresenta e analisa inicialmente os resultados dos ensaios de caracterização física, química e mineralógica fazendo-se a classificação dos solos. Em seguida, apresenta e analisa as curvas características obtidas para os solos estudados e posteriormente os resultados dos ensaios de adensamento. Finalmente são apresentados e analisados os resultados dos ensaios triaxiais.

5.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Neste item são apresentados e analisados os resultados das caracterizações e as classificações realizadas com a utilização dos dados obtidos. Os ensaios foram realizados para os solos em estudo e foram aplicadas as metodologias descritas no Capítulo 3.

Cabe destacar que os ensaios de caracterização apresentados nesta dissertação são referentes à pesquisa ANEEL da qual este trabalho faz parte, sendo também utilizados na tese de doutorado intitulada “Estudo do Comportamento Hidráulico de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens”, desenvolvida pela aluna do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília, Elza Conrado Jacintho.

5.2.1 Caracterização Geotécnica

Com objetivo de verificar a variação do peso específico dos grãos com a variação do tamanho das partículas, foram realizados ensaios de peso específico dos grãos para diferentes frações granulométricas. A Tabela 5.1 apresenta os resultados obtidos neste ensaio, onde se pode verificar que a dimensão dos grãos, passado ou retido na peneira N° 4, tem pouca influência no peso específico dos grãos dos solos ensaiados, indicando que a mineralogia dos grãos não apresenta grande variação e se apresenta corresponde a minerais de peso específico semelhantes ou ainda que compõem em cada fração granulométrica pesos específicos médios semelhantes.

Tabela 5.1 Resultados dos Ensaios de Peso Específico dos Grãos

Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia
γ_s (kN/m ³) – Passado na # 10	27,00	27,78
γ_s (kN/m ³) – Passado na # 4 e retido na # 10	27,03	27,70
γ_s (kN/m ³) – Passado na # 3” e retido na # 4	26,98	-
γ_s (kN/m ³)	27,00	27,78

Embora os valores de peso específico das amostras se mostrem proporcionais a porcentagem de argila das mesmas (Tabela 5.2), ou seja, quanto maior a porcentagem de argila maior o peso específico dos grãos, essa associação direta não pode ser feita, pois na realidade o peso específico dos grãos está associado a composição química mineralógica do solo e não de modo simplista à textura. Assim, no solo Corumbá a presença de ilita (γ_s entre 27,08 a 30,41 kN/m³) e no solo Goiânia a presença de hematita ($\gamma_s = 51,0$ kN/m³) é que provavelmente estão contribuindo para a definição do valor deste parâmetro.

Texturalmente, analisando-se a Tabela 5.2 e a Figura 5.1, pode-se verificar que a amostra do solo Corumbá ensaiada com e sem o uso de defloculante, pode ser classificada como granular, pois mais de 50% do material ficou retido na peneira de 0,074 mm. Comparando as curvas granulométricas com e sem defloculante observa-se que o solo Corumbá (Figura 5.1) apresenta a fração argila agregada na fração silte. Sendo esse solo pouco intemperizado, acredita-se que a diferença no teor de argila obtida entre os dois métodos de ensaio seja oriunda de pacotes de argila remanescentes do processo de intemperização dos minerais primários.

Os resultados das análises granulométricas realizadas com e sem o uso de defloculante para o solo Goiânia (Tabela 5.2 e Figura e 5.2), mostram uma considerável alteração das classificações granulométricas quando considerados os resultados oriundos dos dois métodos. Nesse solo a fração argila apresenta-se agregada na frações silte e principalmente areia. Verifica-se que esse solo, profundamente intemperizado encontra-se em estado agregado.

Tabela 5.2 Ensaios de Caracterização e Classificação das amostras.

Amostra		Solo Goiânia	Solo Corumbá
Peso específico dos grãos (kN/m ³)		27,78	27,00
Com defloculante	Pedregulho (%)	0,9	8,1
	Areia (%)	37,2	46,7
	Silte (%)	23,6	37,4
	Argila (%)	38,3	7,8
Sem defloculante	Pedregulho (%)	0,9	8,1
	Areia (%)	70,6	47,7
	Silte (%)	28,5	44,2
	Argila (%)	0,0	0,0
Limite de liquidez (%)		45	42
Limite de Plasticidade (%)		25	25
Índice de plasticidade (%)		20	17
Índice de atividade ⁽¹⁾		0,52	2,18
Classificação SUCS		CL	SC
Classificação TRB		A-7-6	A-7-6

OBS: (1) considerando % menor que 0,02 mm com defloculante.

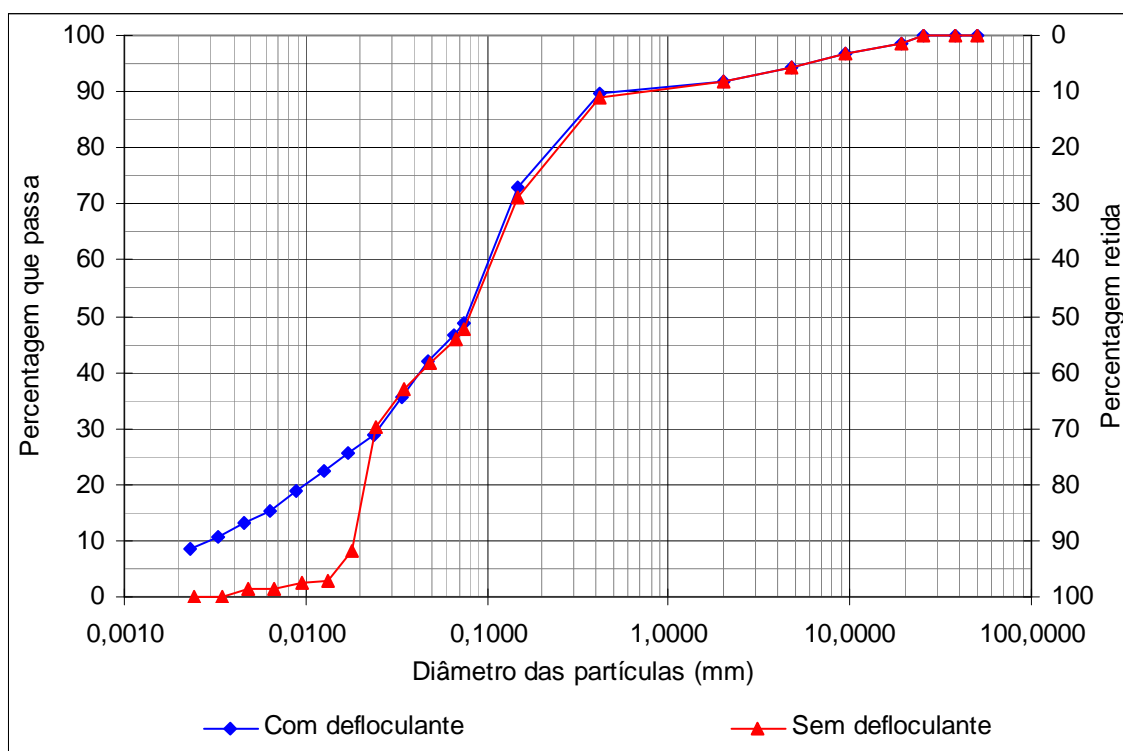


Figura 5.1 Curvas Granulométricas Solo Corumbá.

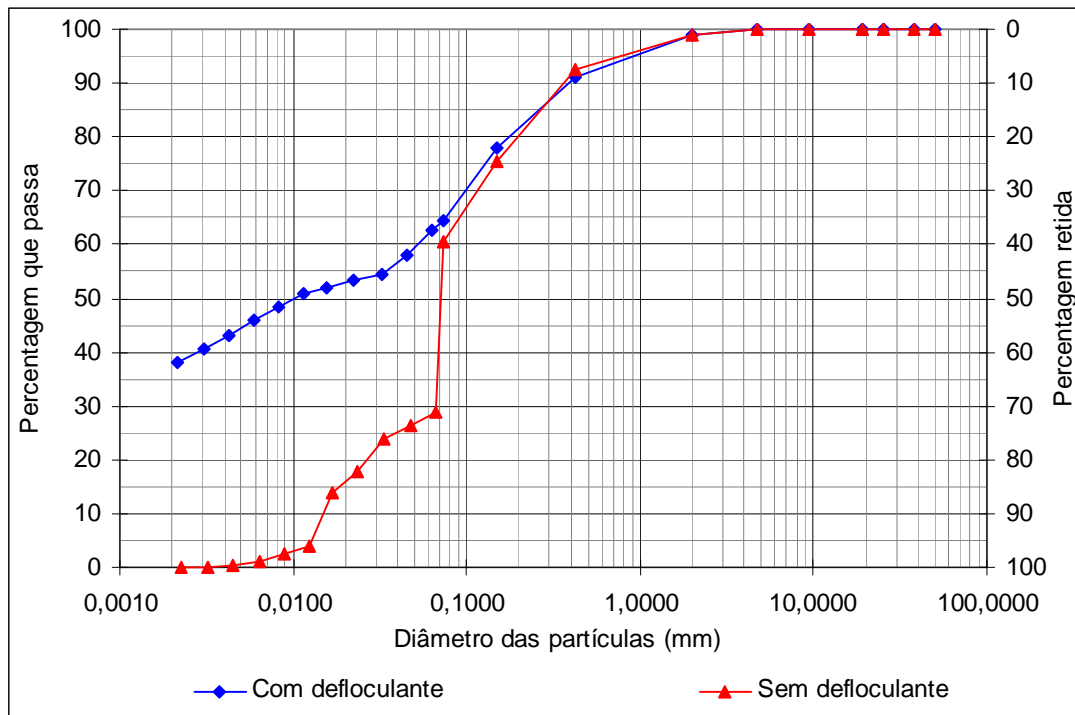


Figura 5.2 Curvas Granulométricas Solo Goiânia.

Guimarães (2002), estudando um perfil de solo do Distrito Federal concluiu que a granulometria está associada ao processo de alteração, sendo que as maiores diferenças entre as curvas granulométricas obtidas nos ensaios realizados com e sem defloculante ocorrem para os solos com maior concentração de hidróxidos de alumínio (gibbsite), ou seja, a agregação é tanto maior quanto maior é o grau de intemperização do solo. Verificou-se esta característica nas amostras estudadas, pois a amostra que apresenta maior agregação (solo Goiânia) é a que apresenta a gibbsite como mineral principal.

Para os projetos de barragem de terra ou de terra e enrocamento, o estado mais ou menos agregado do solo reflete diretamente no desempenho da obra. Os solos agregados são, devido à presença de macroporos, para o mesmo índice de vazios, mais permeáveis e apresentam maior isotropia de comportamento hidráulico e mecânico que os solos não agregados, pouco intemperizados. Estes últimos, tendo as partículas mais independentes umas das outras, apresentam porosidade melhor distribuída ou uniforme e com isso menor permeabilidade média para o mesmo índice de vazios. Porém, devido a facilidade de orientação das partículas durante a compactação tornam-se mais suscetíveis de apresentarem comportamento hidráulico e mecânico anisotrópico. Tem-se, portanto, que a análise granulométrica deve ir além da simples análise textural, deve adentrar nos reflexos das peculiaridades do solo em seu comportamento hidráulico e mecânico.

A Figura 5.3 apresenta a carta de plasticidade onde se pode verificar que somente o solo Corumbá apresentou-se como ativo ($I_a = 2,18$), pois apesar da pequena porcentagem de argila (7,8%) o mesmo apresentou considerável índice de plasticidade (17%), a amostra do solo Goiânia apresentou índice de atividade baixo ($I_a < 0,8$). Sória (1986) analisou dados de solos tropicais e de outros países e concluiu que são aceitáveis as seguintes asserções: atividade $> 0,8$ implica solos não lateríticos sendo solos lateríticos, aqueles que apresentam atividade menor que 0,8. As duas asserções são válidas para as amostras estudadas, pois a amostra classificada como laterítica (Item 5.2.2) foi a amostra que apresentou $I_a < 0,8$. Também no que tange à plasticidade, a análise não deve se limitar a classificação quanto aos valores em absoluto. Deve-se atentar para a origem da plasticidade. É sabido que os solos profundamente intemperizados, como o é caso do solo Goiânia, são ricos em óxi-hidróxidos de ferro e estes fazem com que a plasticidade aumente (CARDOSO, 2002). Isso muda o entendimento clássico do significado da plasticidade para o comportamento do solo, pois a plasticidade não o torna no caso mais coesivo, menos permeável, ao contrário, ela contribui para a formação de agregados invertendo a expectativa de comportamento.

Quanto à mineralogia Sória (1986) concluiu que são aceitáveis as seguintes asserções: atividade $> 0,8$ implica solos com teores apreciáveis de argilominerais ativos e solos que não tem teores apreciáveis de argilominerais ativos apresentam atividade menor que 0,8. Comparando os valores de atividade com os minerais identificados na difração de raios-x (Tabela 5.6 – item 5.1.4) verifica-se que estas asserções são válidas para as amostras estudadas. A alta atividade do solo Corumbá deve estar ligada à presença de ilita na fração silte da amostra e a baixa atividade do solo Goiânia deve estar ligada a presença de argilominerais 1:1 (caulinita), gibsite e quartzo neste solo.

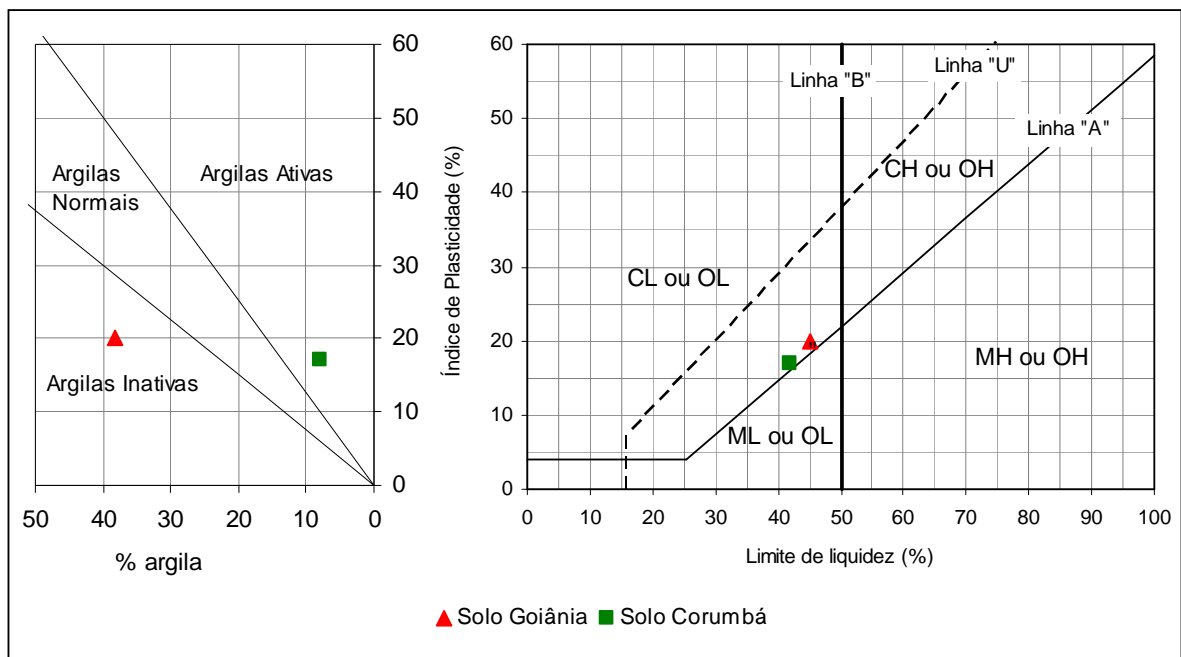


Figura 5.3 Carta de Plasticidade.

Para as amostras estudadas, verificou-se que a classificação utilizando-se as granulometrias com ou sem defloculante não influenciaram no resultado, pois não há variação significativa na granulometria com e sem defloculante no material retido na peneira #200 (0,074 mm). Desta forma o uso do defloculante não interferiu nas classificações, por ser utilizado na parte fina do material (material inferior a 2 mm), apesar de interferir nas porcentagens de cada fração das amostras.

Analisando as classificações apresentadas na Tabela 5.2 verifica-se que:

a) o solo Corumbá é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como areia argilosa e solos argilosos respectivamente. Apesar dos dois sistemas apresentarem classificações semelhantes (solos argilosos), esta classificação não reflete a granulometria do material, com predomínio de areia e silte, e características tátil-visuais que determinam um comportamento siltoso. Outro ponto importante para destacar nesta análise é que pelo sistema TRB este solo tem a mesma classificação do solo Goiânia, apesar da grande diferença de propriedades entre os dois materiais.

b) o solo Goiânia é classificado pelos sistemas SUCS e TRB como solos argilosos, apresentando uma classificação coerente com a granulometria com defloculante e análise tátil-visual, mas incoerente com a análise granulométrica sem o uso de defloculante.

5.2.2 Caracterização e classificação MCT

A Tabela 5.3 apresenta os índices e coeficientes obtidos segundo as classificações MCT Tradicional e Expedita, obtidos utilizando os ensaios de compactação Mini-MCV, perda de massa por imersão e método das pastilhas, além do Grupo MCT ao qual cada amostra foi classificada.

Tabela 5.3 Resultados dos Ensaio da Metodologia MCT: Classificação Tradicional e Expedita.

	Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Tradicional	c'	0,60	1,80
	d'	7,5	74,4
	Pi (%)	259	34
	e'	1,74	0,85
	Grupo MCT	NS'	LG'
	Classificação	Solos Siltosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos
Expedita	Consistência	Pouco Plástica	Muito Plástica
	Contração (mm)	0,72	1,48
	c'	1,11	1,74
	Penetração (mm)	6,67	0,04
	Grupo MCT	NS'/NA'	LG'
	Classificação	Solos Siltosos Não Lateríticos / Solos Arenosos Não Lateríticos	Solos Argilosos Lateríticos

Das duas amostras ensaiadas verificou-se que o solo Goiânia apresenta comportamento laterítico e o solo Corumbá apresenta comportamento não laterítico. O comportamento laterítico começa a se manifestar quando $d' > 20$ e $Pi < 100$ ($e' = 1,15$).

A definição do comportamento laterítico e não laterítico está ligado ao resultado do ensaio perda de massa por imersão (Pi), sendo que os solos saprolíticos (não lateríticos) apresentam, geralmente, valores de Pi nitidamente superiores aos solos de comportamento laterítico (Nogami & Villibor, 1995). Verifica-se na Tabela 5.3 que a amostra classificada como não laterítica apresenta valor de Pi muito superior à outra amostra. O Pi pode ser utilizado também na análise da erodibilidade do material, quanto maior Pi maior a erodibilidade do solo, fato que foi constatado ter relação com as amostras ensaiadas.

Segundo Nogami & Villibor (1995) as argilas lateríticas e as areias finas argilosas possuem geralmente valores de d' acima de 20, podendo ultrapassar 100 no caso das areias

finas argilosas, enquanto que as argilas não lateríticas e as areias puras apresentam estes valores baixos. Este comportamento é coerente com as amostras ensaiadas.

O coeficiente c' correlaciona-se aproximadamente com a textura da amostra, sendo que valor de c' elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, valores entre 1,0 e 1,5, caracterizam vários tipos granulométricos, compreendendo areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas etc. e valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos (Nogami & Villibor, 1995). Analisados os resultados obtidos (Tabela 5.3) e as características das amostras ensaiadas, observou-se uma excelente relação entre o coeficiente c' e a textura (análise com defloculante).

De acordo com Fortes (1990) a diferenciação entre solos lateríticos e não lateríticos pelo método expedito é função da contração e penetração, sendo que os solos de comportamento lateríticos apresentam alta contração ($> 0,22$ mm) e baixa penetração ($< 2,0$ mm), já os solos de comportamento não laterítico podem contrair ao secar, mas ao reabsorverem água expandem e apresentam alta penetração. A contração também está relacionada com o tipo de material existente, pois as argilas, geralmente, apresentam uma elevada contração e areias baixa contração. Analisados os resultados obtidos (Tabela 5.3) e as características de contração e penetração, observou-se uma excelente relação com o comportamento esperado.

Os altos valores de contração e penetração do solo Corumbá relacionam-se bem com o alto valor de atividade encontrado para a amostra, pois segundo Skempton (1953), *apud* Fortes (1990), quanto maior a atividade maior a potencialidade à mudança de volume.

A Tabela 5.4 apresenta a classificação MCT tradicional considerando o P_i calculado utilizando o Mini-MCV ou a umidade ótima. Na classificação apresentada na Tabela 5.3 para o solo Corumbá foi utilizado o P_i calculado pelo Mini-MCV e a umidade ótima da curva de compactação de 12 golpes (solo Goiânia).

Verifica-se que não houve diferença na classificação obtida utilizando-se as duas metodologias nas amostras estudadas, pois a diferença entre os P_i 's foram baixas. No entanto, amostras que apresentam maiores variações podem implicar na alteração da classificação.

Tabela 5.4 Comparação da Influência do Cálculo do Pi na Classificação Tradicional.

Amostra	Solo Corumbá	Solo Goiânia
c'	0,60	1,80
d'	7,5	74,4
Pi Mini-MCV(%)	259	0
e'	1,74	0,65
Grupo MCT	NS'	LG'
Pi w_{ot} (%)	268	34
e'	1,75	0,85
Grupo MCT	NS'	LG'

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam respectivamente a carta de classificação utilizada para determinar o grupo MCT pelo método tradicional da metodologia MCT e na metodologia MCT expedita, sendo apresentado a localização de cada amostra na carta, obtida utilizando os valores dos coeficientes apresentados na Tabela 5.3.

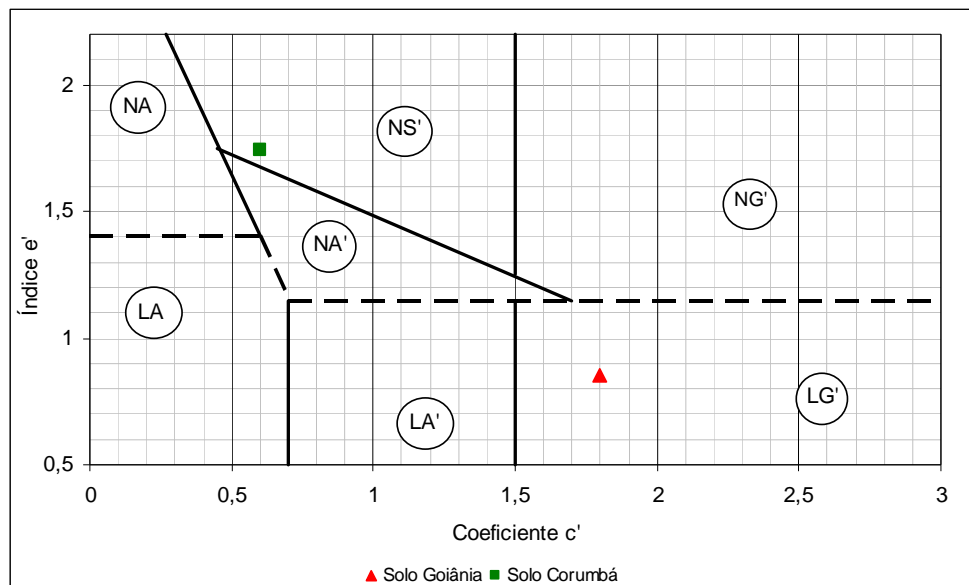


Figura 5.4 Carta de Classificação Utilizada pelo Método Tradicional da Metodologia MCT

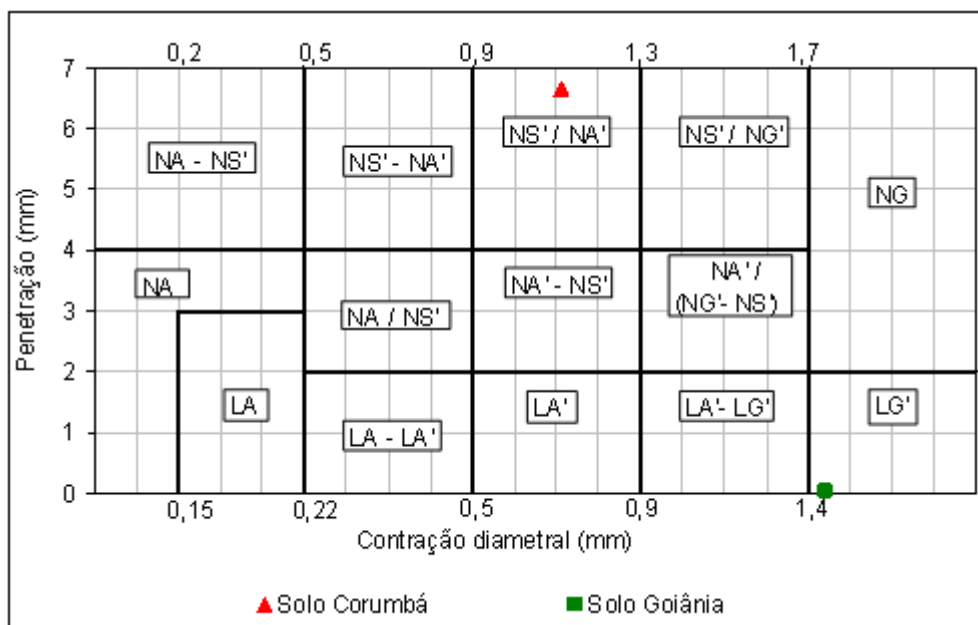


Figura 5.5 Carta de Classificação Utilizada pelo Método das Pastilhas

A classificação expedita (método das pastilhas) confirmou os resultados obtidos na classificação MCT tradicional para as amostras estudadas.

5.2.3 Caracterização Química

Os resultados da análise química dos solos estão apresentados na Tabela 5.5.

O solo Corumbá apresentou pH menor que 5,5, caracterizando-se, portanto, como ácido, o solo Goiânia caracterizou-se como moderadamente ácido. Geralmente os solos mais intemperizados são os mais ácidos o que apontaria para uma incoerência nos resultados se as duas amostras fossem oriundas de um mesmo perfil de alteração. Mas não só por este não ser o caso como também provavelmente devido ao fato do solo Goiânia ter passado por processo de calagem por tratar-se de solo superficial em área de pastagem os resultados não podem ser considerados comparativamente incoerentes. A maior concentração de cálcio neste solo é um indicativo da calagem, porém, o elevado teor de agregados nele presentes aponta para o fato de que a elevação do pH não gerou a passagem pelo ponto de carga zero do solo propiciando a sua desagregação. Rezende *et al.* (2003) verificou na estabilização de solos lateríticos que quando a adição de cal provocava um aumento do pH, afastando o solo do ponto isoelétrico, ela gerava floculação (agregação) e quando aumento do pH provocava a aproximação e passagem pelo ponto isoelétrico gerava dispersão (desagregação). A maior acidez contribuiu para a estabilidade dos agregados e pacotes de argila presentes respectivamente nos Goiânia e Corumbá.

Tabela 5.5 Resultados das Análises Químicas.

Descrição	Solo Corumbá	Solo Goiânia
pH em água	4,9	6,9
pH em KCl	3,8	6,1
Δ pH	-1,1	-0,8
Ca + Mg ⁽¹⁾	0,4	2,7
Cálcio ⁽¹⁾	0,3	2,2
Magnésio ⁽¹⁾	0,1	0,5
Potássio ⁽¹⁾	0,03	0,08
Sódio ⁽¹⁾	0,02	0,03
Soma dos cátions trocáveis ⁽¹⁾	0,45	2,81
Alumínio ⁽¹⁾	0,7	0
Acidez total (H+Al) ⁽¹⁾	2,2	3
CTC ⁽¹⁾	2,65	5,81
Saturação de alumínio (%)	61	0
Saturação de bases (%)	17	48
Carbono orgânico (g/kg)	3,6	4,1
Matéria orgânica (g/kg)	6,2	7,1
Fósforo (mg/dm ³)	2,4	2

OBS: (1) unidades em $\text{cmol}_c/\text{dm}^3 = \text{mE}/100\text{ml}$.

Na análise do Δ pH (diferença entre pH em KCl e o pH em água) verificou-se que ambas as amostras apresentaram valor negativo o que indica o predomínio de argilas silicatadas, no entanto, na classificação MCT o solo Corumbá foi classificado como NS' (não laterítico siltoso), o que é coerente, e o solo Goiânia como laterítico, o que é incoerente. A provável calagem pode estar mascarando o valor de Δ pH do solo Goiânia.

O solo Goiânia apresentou maior CTC e maior porcentagem de argila que o solo Corumbá devido ao maior teor de argila nele presente, embora a ilita presente no solo Corumbá seja geralmente responsável por maiores valores de CTC.

5.2.4 Caracterização Mineralógica – Difração de Raios-X

A difração de raios-X foi realizada segundo quatro análises: amostra integral, fração argila ao natural, fração argila glicolada e fração argila calcinada. A Tabela 5.6 apresenta os principais minerais prováveis identificados nas análises e as Figuras 5.6 e 5.7 apresentam os difratogramas das amostras ensaiadas.

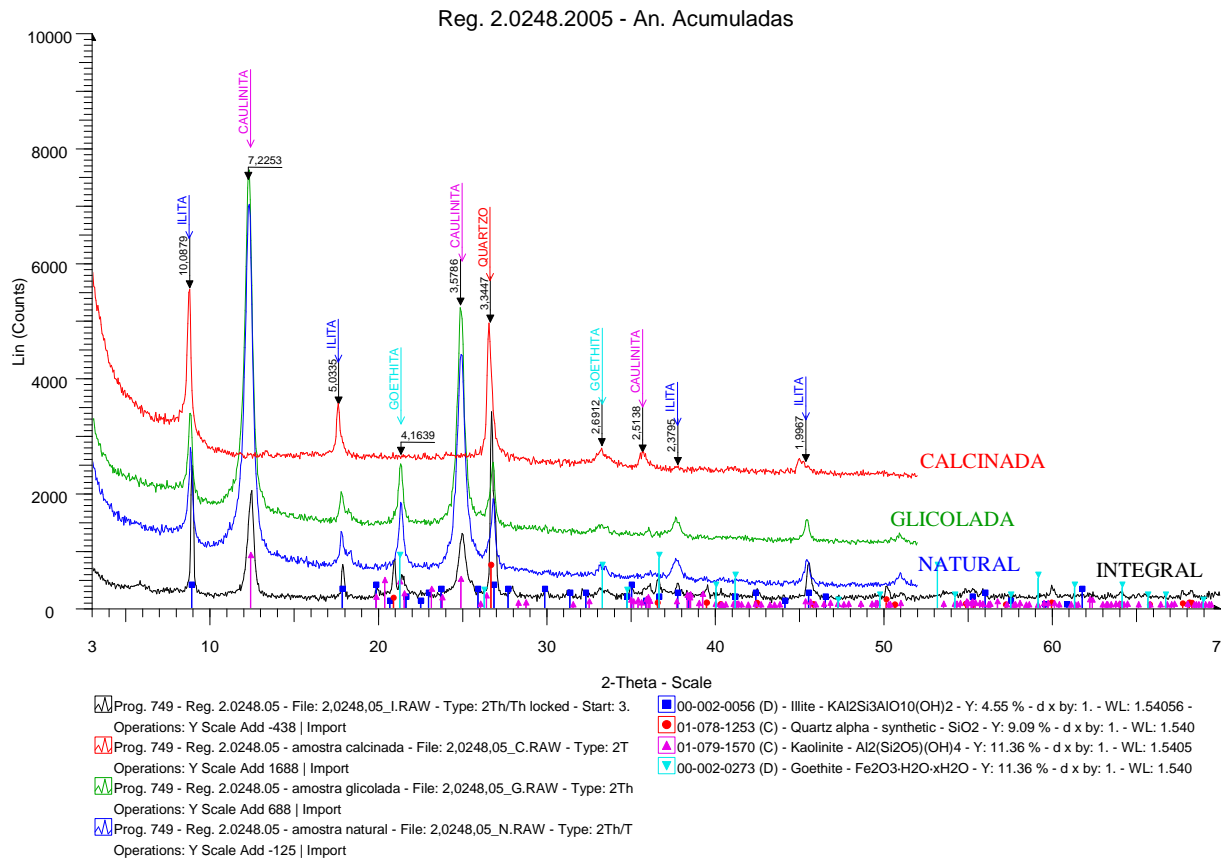


Figura 5.6 Difratoograma do Solo Corumbá.

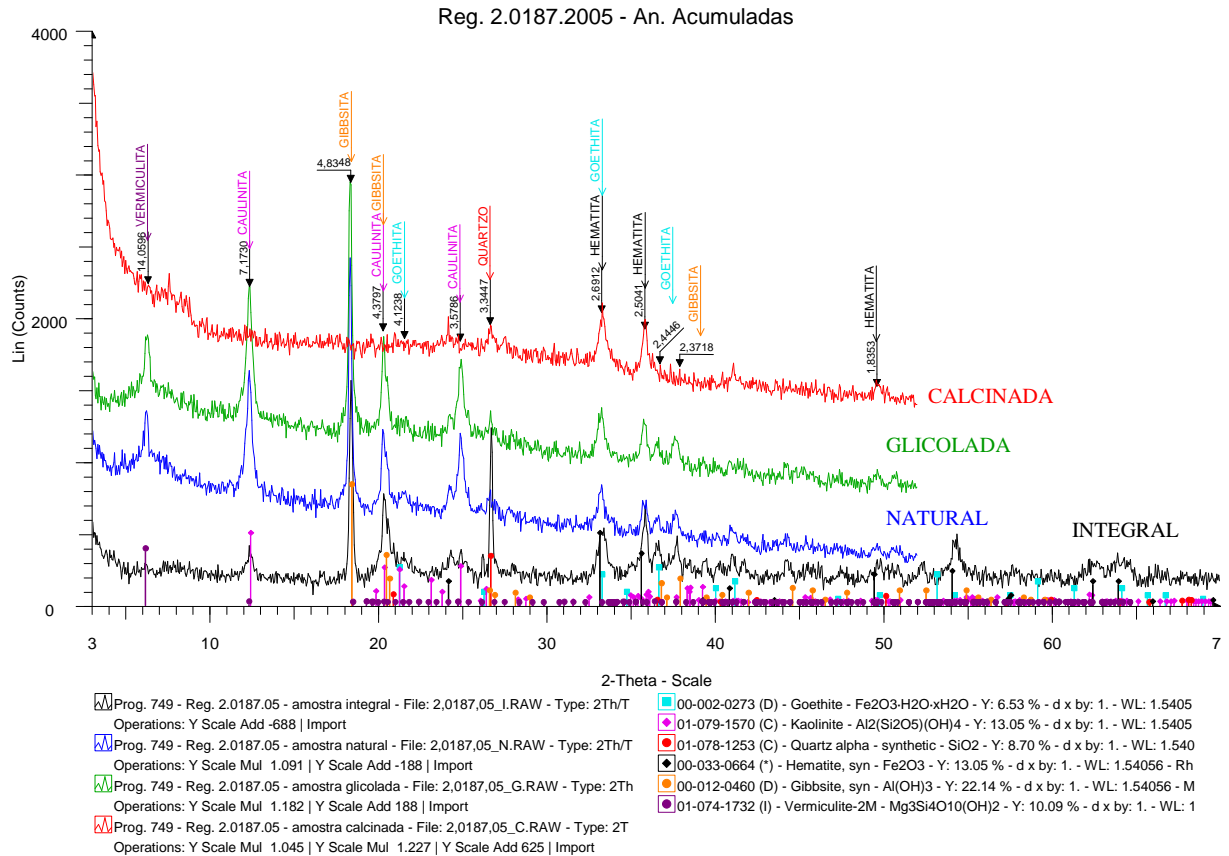


Figura 5.7 Difratoograma do Solo Goiânia.

Tabela 5.6 Minerais Identificados nos Difratoogramas.

Descrição	Solo Corumbá	Solo Goiânia
Minerais Principais	ilita	gibbsite
Minerais Subordinados	quartzo, caulinita e goethita	quartzo, caulinita, e hematita
Minerais Traço	gibbsite	vermiculita e goethita

O solo Goiânia apresenta predominância de quartzo, óxido-hidróxido de ferro e alumínio e caulinita, enquanto que o solo Corumbá apresenta a predominância do argilominerais ilita.

O solo Corumbá (Figura 5.6) apresenta predominância (minerais principais) de ilita e a presença deste mineral têm grande influência nas propriedades e comportamento deste material, visto que o mesmo apresenta, apesar da considerável porcentagem de areia (46,7%) alta atividade ($I_a = 2,18$). São encontrados como minerais subordinados o quartzo, a caulinita e oxi-hidróxidos de ferro (goethita). A presença de quartzo é coerente com a grande porcentagem de areia que marca a textura do solo e a da caulinita e goethita estão ligados a atuação do intemperismo que o solo sofreu.

O solo Goiânia (Figura 5.7) apresenta, devido à profunda intemperização pela qual passou, predominância (minerais principais) de hidróxidos de alumínio (gibbsite). A grande intemperização deste solo é reforçada pela presença de caulinita e óxidos de ferro (hematita) como minerais subordinados.

Dos solos em estudo, o mais intemperizado é o solo Goiânia, pois apresenta a gibbsite como mineral principal e o menos intemperizado é o solo Corumbá, pois apresenta a ilita como mineral principal. Os minerais principais e subordinados identificados são coerentes com a identificação MCT.

Cardoso *et al.* (2003), estudando solos do Distrito Federal, concluiu que os solos finos da região têm como seus principais minerais a caulinita, a gibbsite e a ilita, sendo que nos solos siltosos a ilita é o mineral principal e nos solos argilosos a gibbsite e a caulinita são predominantes.

5.3 CURVA CARACTERÍSTICA

Neste item são apresentadas as curvas características, obtidas nos ensaios realizados pelas técnicas do Papel Filtro e Câmara de Richards, para as duas amostras de solo estudadas nas condições de moldagem apresentadas no Capítulo 3.

As Figuras 5.8 a 5.11 apresentam as curvas características de retenção de água referentes à sucção matricial em função da umidade e do grau de saturação, respectivamente. Destaca-se, porém, que para o traçado das curvas características em função do grau de saturação com os resultados obtidos com a Câmara de Richards, utilizou-se os índices de vazios retirados da curva de expansibilidade / retração (índice de vazios x umidade) obtida por meio dos resultados dos ensaios de balança hidrostática realizados nos corpos de prova submetidos à técnica do Papel Filtro, visto que a técnica em questão não permite o acompanhamento preciso das variações de índice de vazios durante a realização do ensaio.

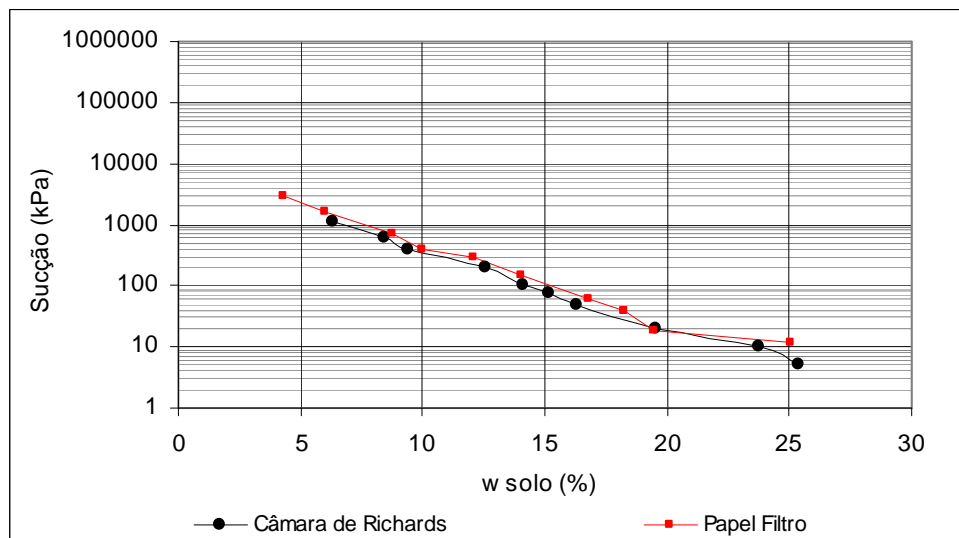


Figura 5.8 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Corumbá.

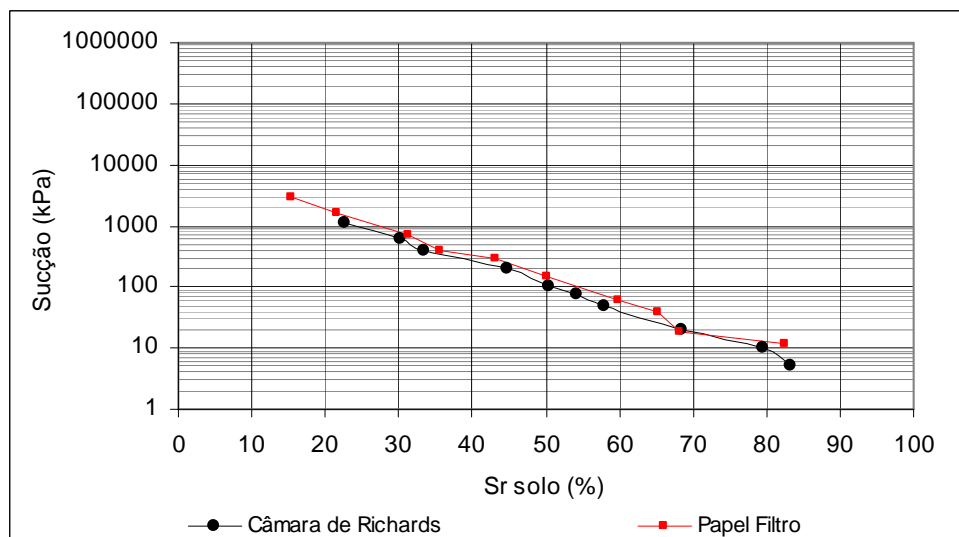


Figura 5.9 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Corumbá.

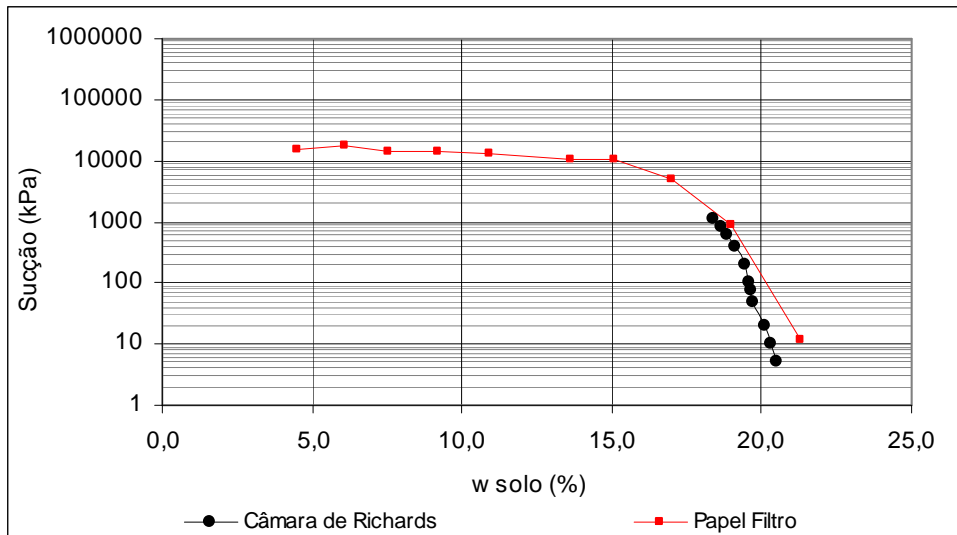


Figura 5.10 Curvas Características - sucção x umidade – Solo Goiânia.

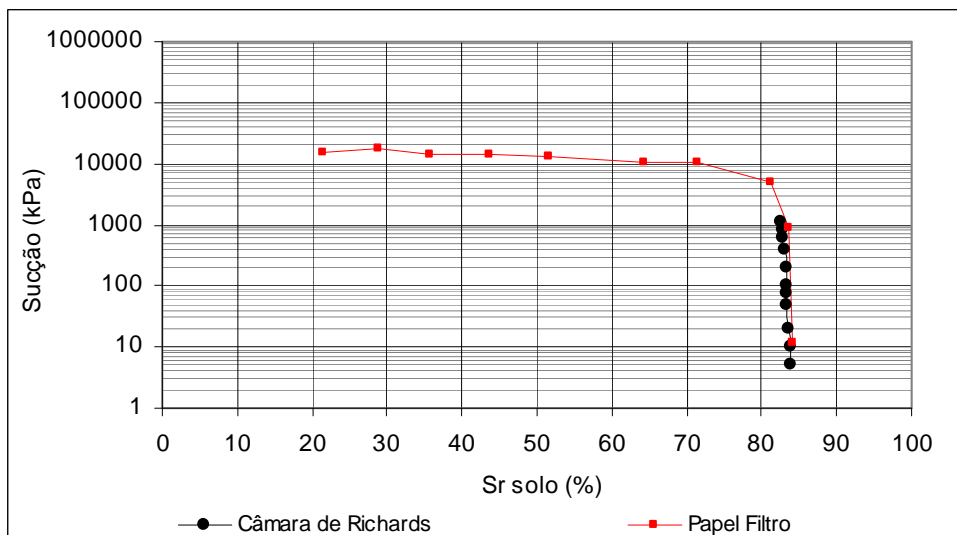


Figura 5.11 Curvas Características - sucção x grau de saturação – Solo Goiânia.

Verifica-se nas Figuras 5.8 a 5.11 para ambas as amostras estudadas uma boa relação entre as curvas características obtidas pela técnica do Papel Filtro e Câmara de Richards tanto em termos de umidade quanto em termos de grau de saturação, mostrando terem sido válidas as considerações feitas a respeito da obtenção do índice de vazios para o traçado da curva (sucção x S_r) com os resultados da Câmara de Richards.

Destaca-se ainda que para o solo Goiânia (Figuras 5.10 e 5.11), onde se tem uma ampla faixa de sucção medida, a curva obtida com a Câmara de Richards apresenta boa continuidade com a curva obtida pela técnica do Papel Filtro. Além disso, verifica-se que a primeira técnica fornece para altos valores de grau de saturação uma quantidade de pontos na curva bem superior a do Papel Filtro.

Esses resultados demonstram que quando é necessário medir uma ampla faixa de sucção, como é o caso de amostras argilosas compactadas, a obtenção das curvas características utilizando conjuntamente os dois métodos se mostra como uma boa alternativa embora ainda deixem a desejar para valores muito pequenos de sucção. Já para amostras onde a faixa de sucção a se obter é baixa, como em solos arenosos ou siltosos, ambas as técnicas se mostram satisfatórias por serem simples e de fácil execução. Cabe destacar, porém, que apesar da facilidade, o ensaio com a Câmara de Richards estará sempre restrito as limitações dos equipamentos disponíveis, que quase sempre tem como limite, tanto a Câmara quanto a pedra porosa, ficando este ensaio sempre condicionado a medidas de baixos valores de sucção. Camapum de Carvalho (1985) usou membrana de celulose para superar a limitação da pedra porosa.

Segundo Camapum de Carvalho & Leroueil (2004), um solo ao ser solicitado tem o seu índice de vazios reduzido, mudando assim a curva característica. Para tensões externas, ou mesmo devido ao peso próprio, solos saturados submetidos a um aumento de sucção ou um solo seco submetido a uma redução de sucção podem, respectivamente, apresentar uma redução ou um aumento do índice de vazios. No entanto, para um índice de vazios específico tem-se uma curva característica única representativa do material, a não ser que outros fatores, como a distribuição de poros, intervenham. Diante do exposto, os mesmos autores propuseram um modelo de transformação da curva característica, utilizando o índice de vazios. Os autores demonstraram que transformando-se a sucção em pF (onde pF é o logaritmo da sucção matricial em centímetros de coluna de água) pelo índice de vazios do solo e traçando-se a curva $e.pF \times S_r$, curvas de um mesmo material originalmente distintas em função dos índices de vazios diferentes, assumiam uma única tendência. Este modelo facilita a análise do comportamento dos solos não saturados porque gera para o solo uma função de validade generalizada para uma mesma distribuição de poros.

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam as curvas características transformadas obtidas para as amostra estudadas, conforme a proposta de Camapum de Carvalho & Leroueil (2004).

Destaca-se que as curvas apresentadas abaixo são, neste caso, uma junção das curvas obtidas pelas técnicas do Papel Filtro e Câmara de Richards.

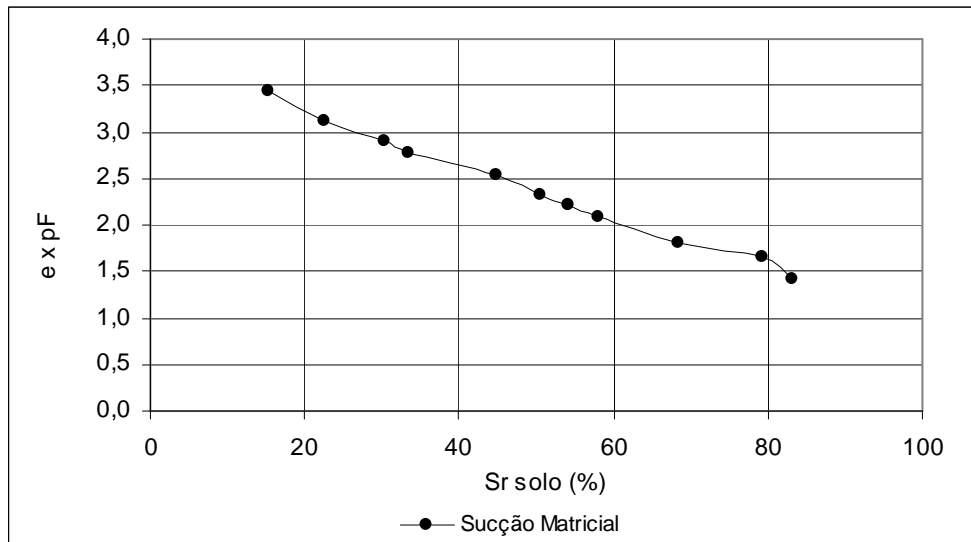


Figura 5.12 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Corumbá.

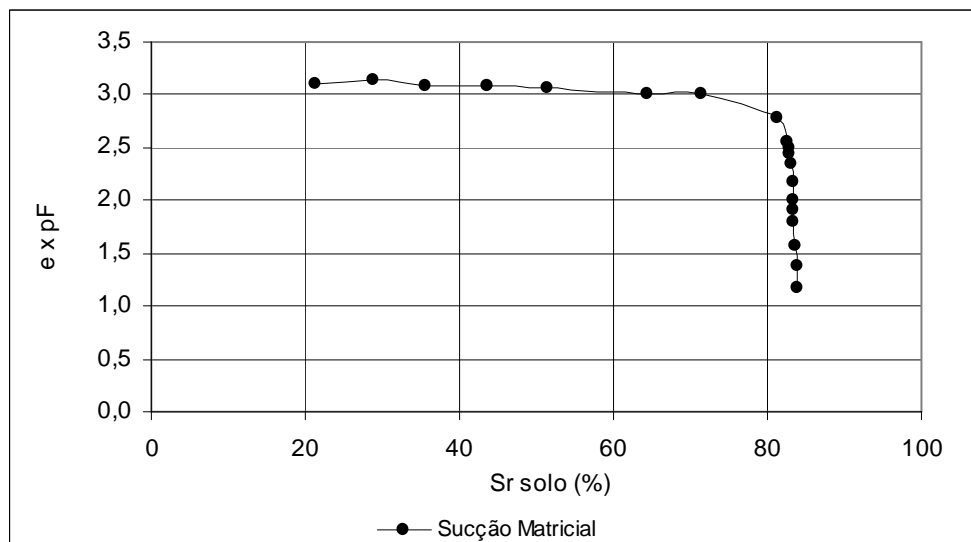


Figura 5.13 Curva Característica de Sucção Transformada – Solo Goiânia.

O modelo de transformação da curva característica de sucção, sugerido por Camapum de Carvalho & Leroueil (2004), mostra-se do ponto de vista prático, de grande relevância, tendo em vista que a partir de uma única curva característica de sucção é possível determinar a sucção do solo para índices de vazios diferentes, sem a necessidade de realização de medidas ou acompanhamentos das variações de sucção no solo para novas condições de índice de vazios. A técnica é particularmente útil na análise dos resultados de ensaios para estudo do comportamento mecânico realizados sobre solos não saturados sem controle de sucção.

5.4 ENSAIOS OEDOMÉTRICOS

A Tabela 5.7 apresenta, para os solos estudados, os parâmetros obtidos nos ensaios oedométricos, e as Figuras 5.14 e 5.15 as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios realizados com e sem inundação das amostras.

Destaca-se nas Figuras 5.14 e 5.15 que não foi possível identificar o trecho representativo da reta virgem, portanto, não foi possível calcular a tensão de pré-adensamento pelos métodos clássicos descritos na literatura.

Tabela 5.7 Resultados dos Ensaio Oedométricos.

Amostra	Tipo do Ensaio	$e_{inicial}$	e_{final}	$W_{inicial}$ (%)	W_{final} (%)
Solo Corumbá	Inundado	0,738	0,511	26,5	24,3
	Sem inundação	0,737	0,503	20,1	18,8
Solo Goiânia	Inundado	0,690	0,552	24,0	21,2
	Sem inundação	0,696	0,599	21,0	19,3

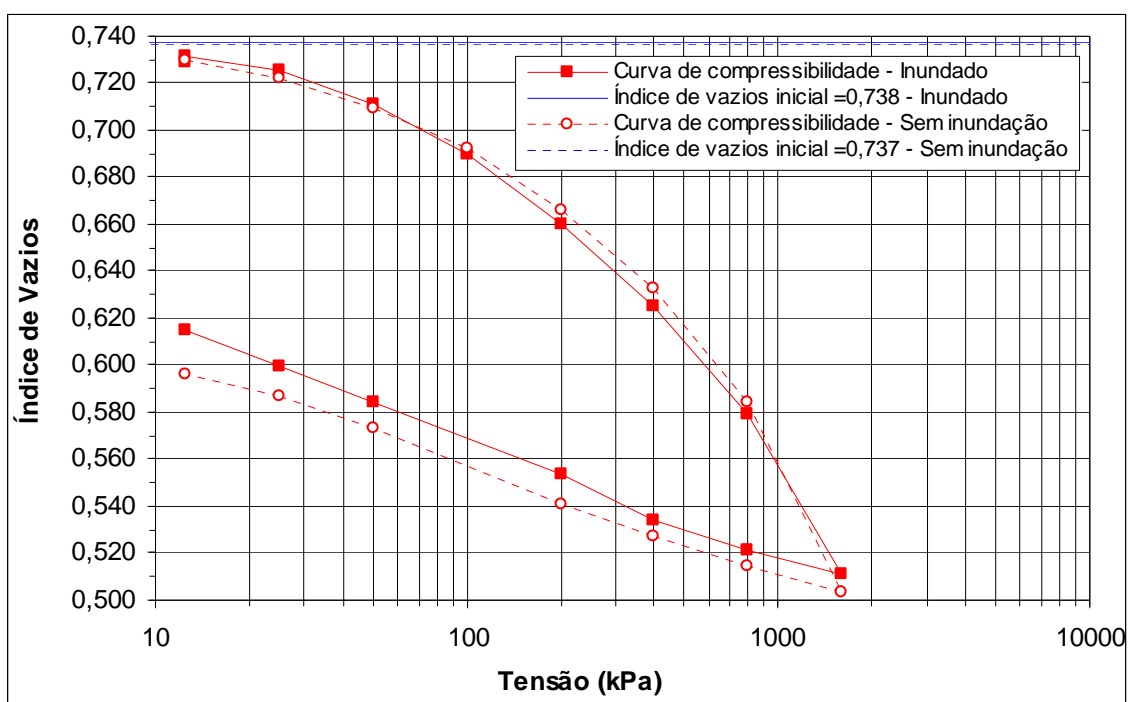


Figura 5.14 Curvas de Compressibilidade – Solo Corumbá.

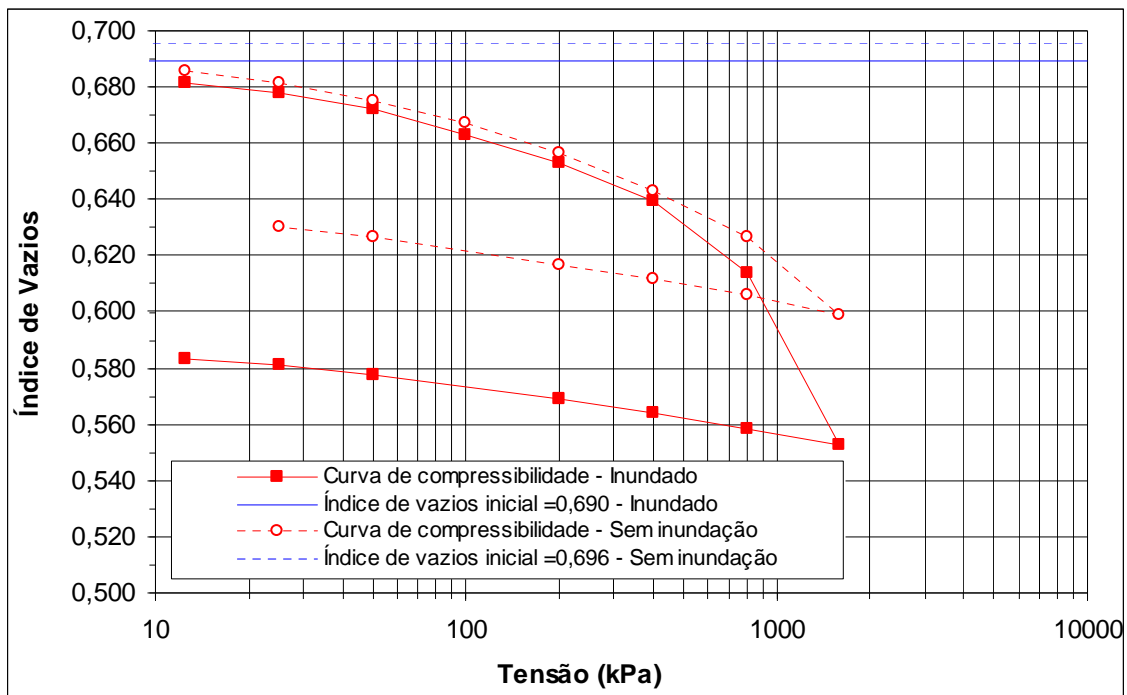


Figura 5.15 Curvas de Compressibilidade – Solo Goiânia.

Os ensaios oedométricos foram realizados com o objetivo de se obter a tensão de pré-adensamento das amostras compactadas nas condi es saturadas e naturais. O valor da tensão de pré-adensamento seria, neste estudo, uma referência para os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias; tendo em vista que esse valor  , para uma trajetória de tensão com $k = k_0$, representativo do início das deforma es plásticas do material, sendo este o objetivo principal dos ensaios a diferentes trajetórias de tensão.

Tecendo-se aqui o mesmo raciocínio utilizado para a identifica o do ponto de início das deforma es plásticas nos ensaios triaxiais (item 5.5.1.4), verifica-se que não   possível identificar uma mudança de comportamento dos materiais (tensão de pré-adensamento), ou seja, a taxa de varia o do deslocamento axial com o aumento do carregamento vertical segue uma tendência linear, como ilustrado nas Figuras 5.16 e 5.17.

Verifica-se na Figura 5.17 que apenas o último ponto da amostra inundada, referente a tensão de 1600 kPa, indica a ocorrência de uma mudança de comportamento, não permitindo inferir qual a tensão de mudança de comportamento, apenas indica que essa mudança se localiza entre 800 e 1600 kPa.

  importante destacar, na mesma Figura, que o não aparecimento de uma mudança de comportamento na curva natural pode ser relacionado a perda de umidade que ocorre no ensaio, ocasionando um aumento de suc o. Esse aumento de suc o gera um aumento na

resistência do material, fazendo com que o carregamento aplicado não seja suficiente para promover uma mudança de comportamento.

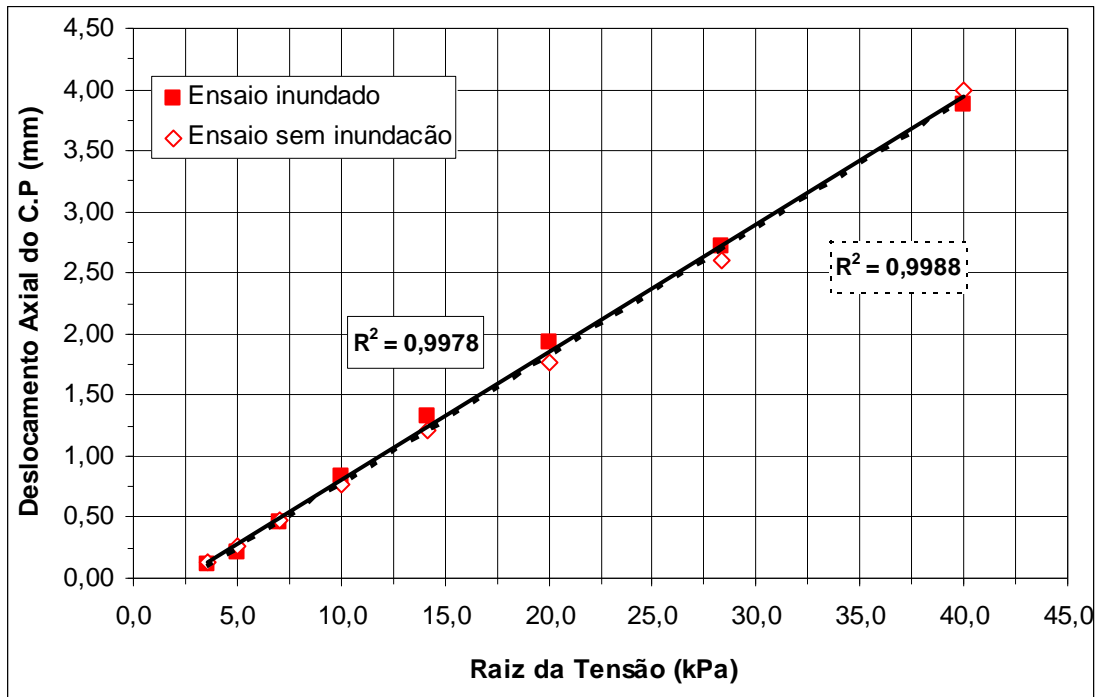


Figura 5.16 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Solo Corumbá.

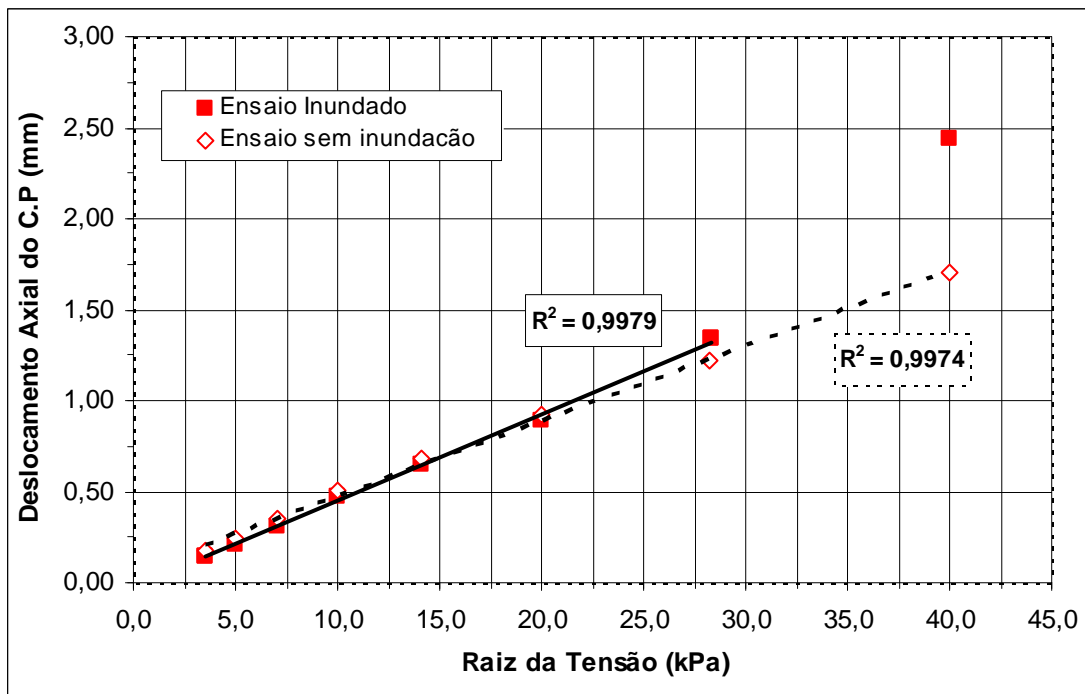


Figura 5.17 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Solo Goiânia.

5.5 ENSAIOS TRIAXIAIS

Neste item são apresentados os resultados dos ensaios triaxiais realizados para as duas amostras de solo estudadas nas condições de moldagem apresentadas no Capítulo 4.

5.5.1 Triaxiais Convencionais

5.5.1.1 Triaxial Consolidado Drenado (CD)

As Figuras 5.18 a 5.21 apresentam as curvas tensão-deformação para os solos estudados, nas condições saturada e natural.

As curvas tensão-deformação são apresentadas visando subsidiar as análises de estado limite, tendo em vista que o procedimento de obtenção do ponto de estado limite é definido a partir do comportamento apresentado pela curva. Essas análises são realizadas no item 5.5.1.4.

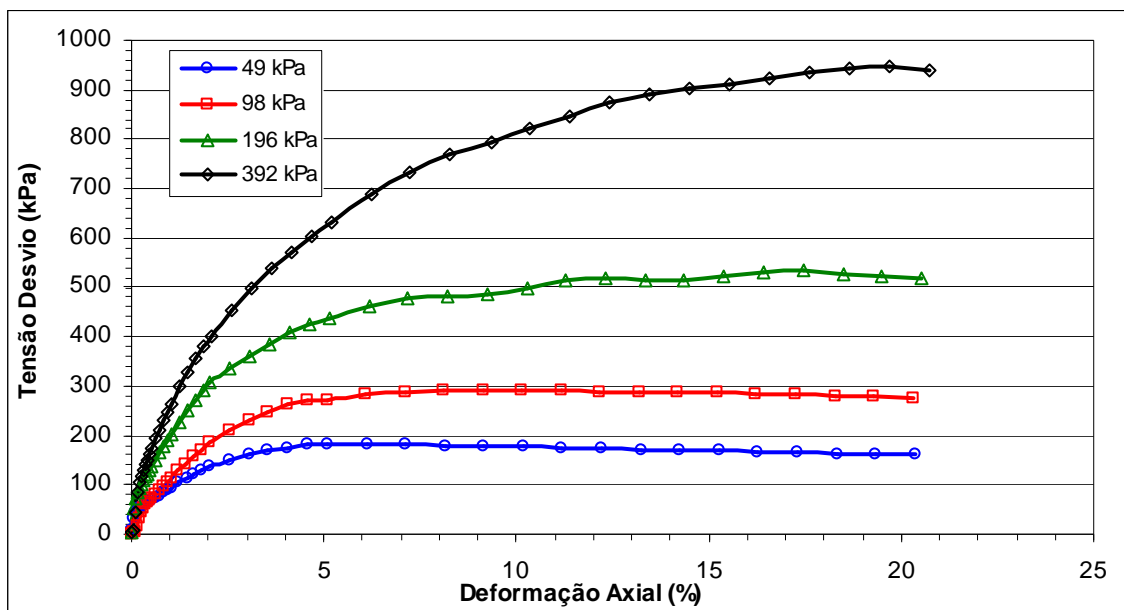


Figura 5.18 Curva Tensão-Deformação CD sat – Solo Corumbá.

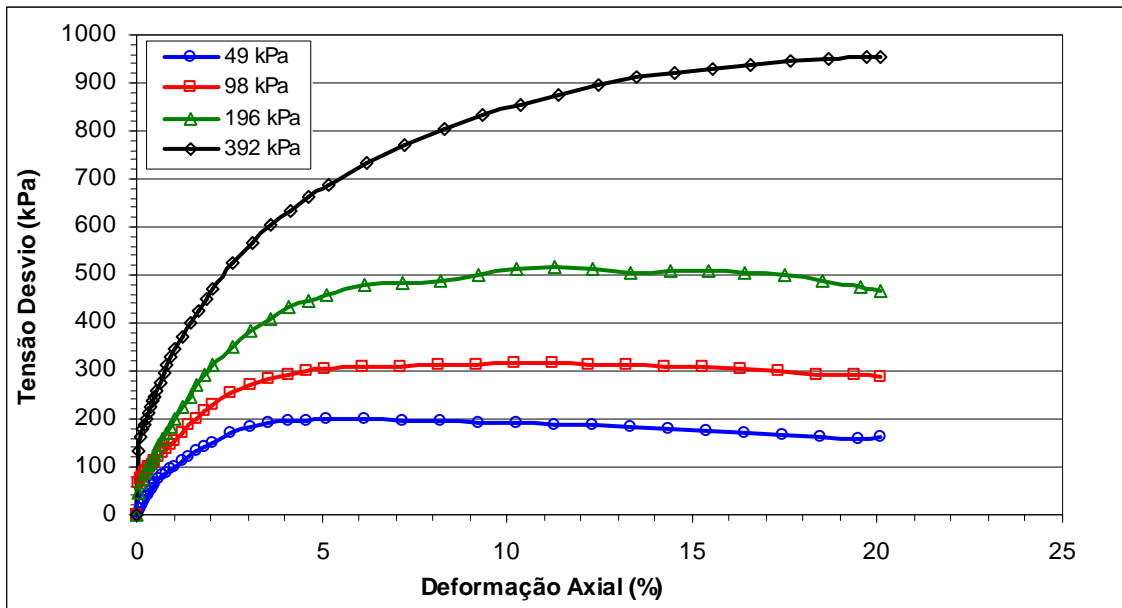


Figura 5.19 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Corumbá.

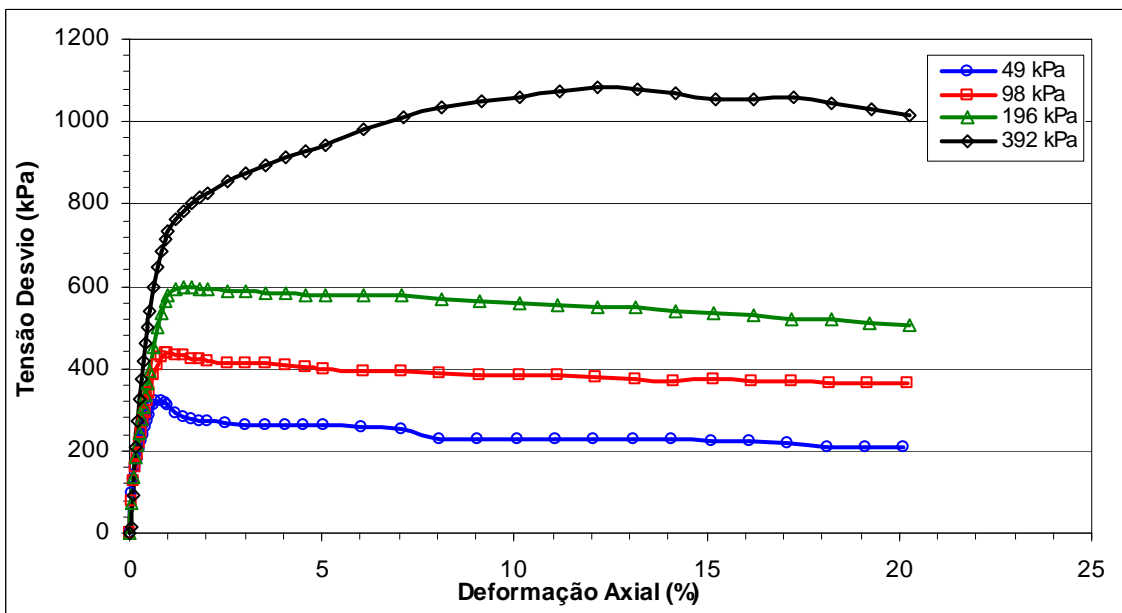


Figura 5.20 Curva Tensão-Deformação CD sat – Solo Goiânia.

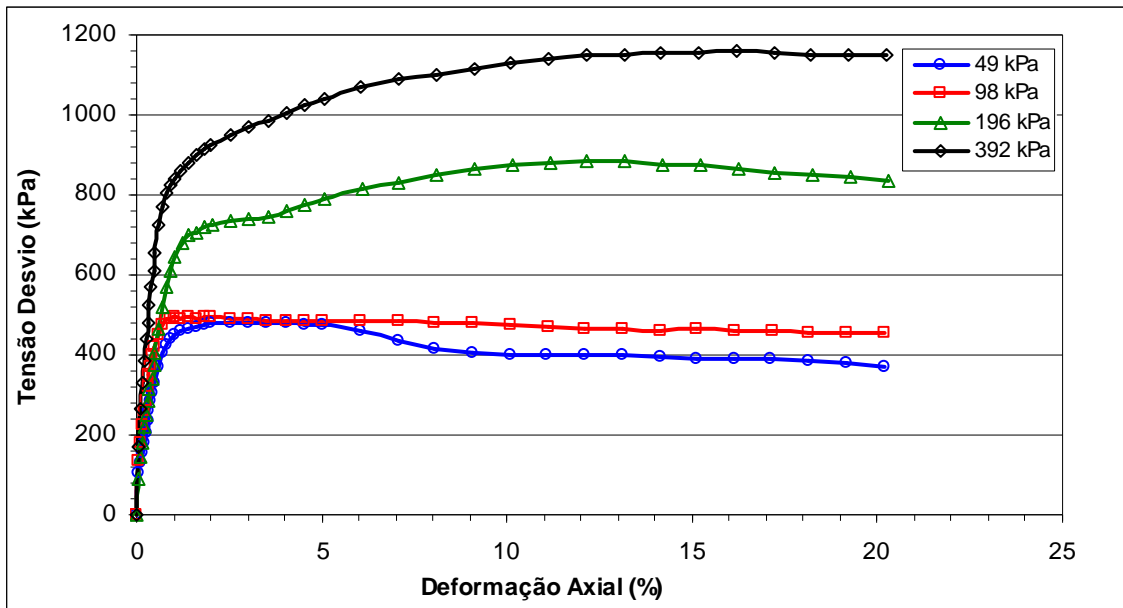


Figura 5.21 Curva Tensão-Deformação CD nat – Solo Goiânia.

5.5.1.2 Triaxial Consolidado Não Drenado (CU)

As Figuras 5.22 e 5.23 apresentam as curvas tensão-deformação para os solos estudados, nas condições saturadas.

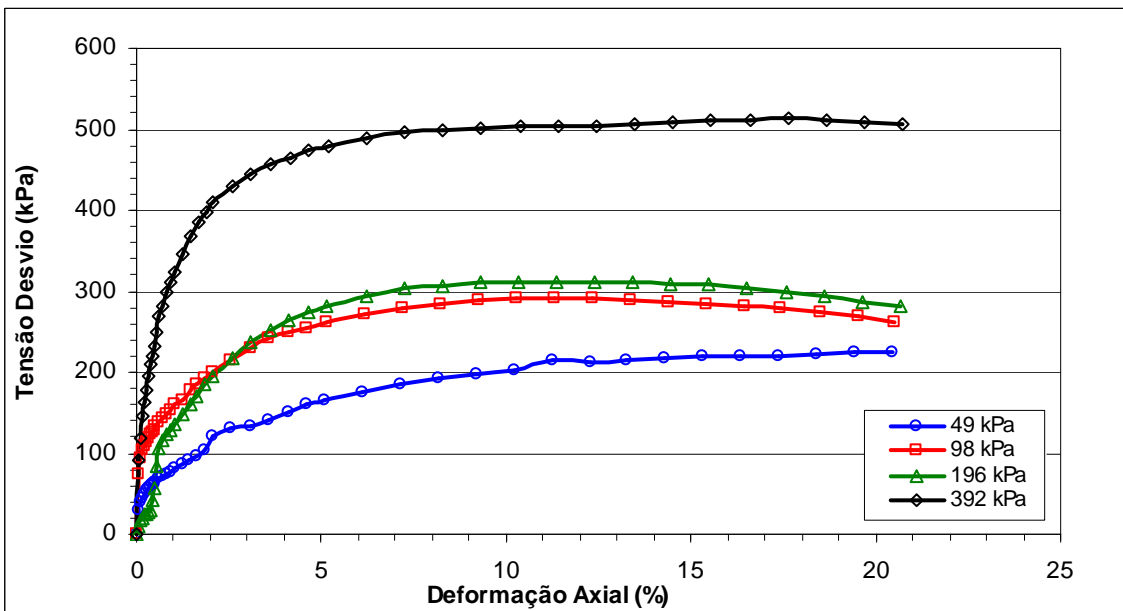


Figura 5.22 Curva Tensão-Deformação CU sat – Solo Corumbá.

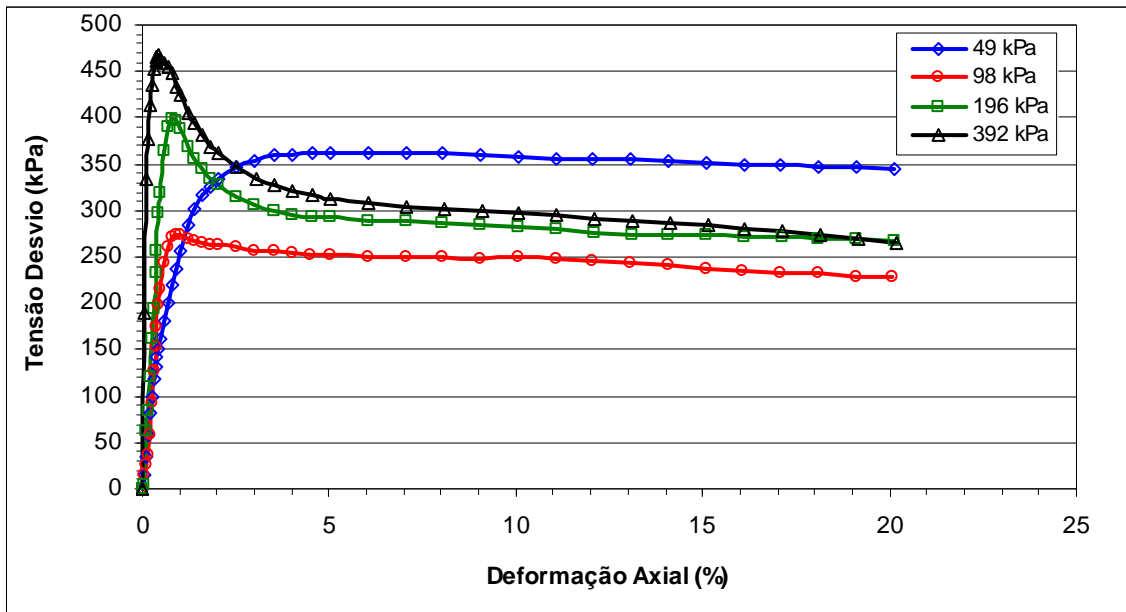


Figura 5.23 Curva Tensão-Deformação CU sat – Solo Goiânia.

É importante destacar, na Figura 5.23, que o ensaio correspondente a tensão de 49 kPa foi rompido com uma velocidade menor que os demais, o que pode ter induzido a geração de poro-pressões negativas maiores, promovendo uma maior resistência ao cisalhamento. Na apreciação dos valores de coesão e ângulo de atrito, a trajetória correspondente a este ensaio foi desconsiderada.

5.5.1.3 Resumo dos Parâmetros de Resistência Obtidos

Os parâmetros de resistência obtidos nos ensaios triaxiais são apresentados nas Tabelas 5.8 (solo Corumbá) e 5.9 (solo Goiânia).

Tabela 5.8 Resultados dos Ensaio Triaxiais para o Solo Corumbá.

Ensaio Triaxial	Parâmetros Efetivos	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
CU sat	17	34
CD sat	22	32
CD nat	26	31

Legenda:

c': Coesão efetiva

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

Verifica-se na Tabela 5.8 que os valores dos parâmetros de resistência obtidos são aparentemente coerentes entre si. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados

drenados saturados e naturais, observa-se um maior valor de coesão efetiva apresentado pela amostra natural, demonstrando haver influência da sucção, mesmo esta sendo baixa.

Na Tabela 5.9, observa-se uma dispersão dos resultados. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados drenados saturados e naturais, observa-se que o valor de coesão obtido no ensaio natural é superior ao ensaio saturado, demonstrando a interferência da sucção. Verifica-se também um aumento no ângulo de atrito na condição natural, este fato está relacionado ao aumento da resistência dos agregados nesta condição, o que torna mais rugosa sua superfície de ruptura quando comparada a condição saturada, para a qual essas concreções resistem menos, isso aumenta a área e a força cisalhante induzindo um aumento aparente de ϕ . Discussões semelhantes foram feitas por Camapum de Carvalho e Gitirana Jr. (2005) em um estudo sobre parâmetros de resistência em solos tropicais.

Analisando-se os resultados obtidos nos ensaios CU e CD, verifica-se que apesar da semelhança dos valores de ângulo de atrito, tem-se um variação nos valores de coesão, sendo o ensaio CU o que apresenta o menor valor. Destaca-se, no entanto, que as análises utilizadas para obter os parâmetros de resistência seguem critérios diferentes. No ensaio CD obteve-se a envoltória de resistência pela interpolação dos pontos de pico obtidos nas trajetórias de tensões, já no ensaio CU, essa foi obtida pelo alinhamento das trajetórias de tensões após o ponto de pico.

Tabela 5.9 Resultados dos Ensaios Triaxiais para o Solo Goiânia.

Ensaio Triaxial	Parâmetros Efetivos	
	c' (kPa)	ϕ' (°)
CU sat	46	30
CD sat	57	32
CD nat	65	37

Legenda:

c': Coesão efetiva

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

ϕ' : Ângulo de atrito efetivo

CD sat: consolidado drenado saturado

5.5.1.4 Obtenção dos Pontos de Estado Limite

Para a obtenção da curva de estado limite é necessário se obter os pontos referentes ao estado limite nos ensaios realizados. Os ensaios triaxiais a diferentes trajetórias auxiliam na determinação desta curva de estado limite, portanto, essas análises foram realizadas somente para a amostra do Solo Goiânia, pois não foram realizados ensaios triaxiais a diferentes trajetórias para a amostra do Solo Corumbá.

Nos ensaios triaxiais convencionais, a definição dos pontos de estado limite foi realizada com base no comportamento apresentado pelas curvas tensão-deformação. Para as curvas que apresentaram comportamento frágil, considerou-se como estado limite do solo a tensão principal maior efetiva (σ'_1) referente ao pico da curva. Para as curvas que apresentaram comportamento plástico ou intermediário, analisou-se os resultados levando-se em conta a resposta que o solo fornece quando mobilizado. Considerou-se, então, que a taxa de aumento do deslocamento axial refletiria o comportamento do solo, ou seja, a curva tensão axial (σ'_1) x deslocamento axial acumulado (ou variação volumétrica acumulada) seria formada por dois trechos distintos: o primeiro referente ao intervalo de tensão onde o solo estaria se comportando dentro de um regime elástico e o segundo refletiria o regime de comportamento plástico do solo. Sendo assim, o ponto de inflexão, mudança de um trecho para o outro, estaria refletindo o início das deformações plásticas e fim do regime puramente elástico.

No entanto, o valor de σ'_1 referente a esse ponto de inflexão é dependente de qual trajetória de tensão o material está submetido e, por isso, nem sempre essa mudança de comportamento fica bem perceptiva, principalmente quando se segue um caminho de tensões com uma relação entre σ'_3 e σ'_1 maior que o k_0 do material.

Considerando-se que o corpo de prova comporta-se de modo ideal como uma mola, a energia que ele recebe para se deformar é armazenada e nesse caso pode-se escrever que sua energia potencial elástica (E_{el}) é dada pelo quadrado da deformação (x) (contração ou distensão), multiplicado por sua constante elástica (k) e dividido por dois, como mostrado na Equação 5.1 a seguir:

$$E_{el} = \frac{kx^2}{2} \quad (5.1)$$

Considerando-se ainda que a energia no caso do ensaio é função da tensão principal maior, σ'_1 , aplicada para deformar o corpo de prova, optou-se por plotar a deformação como função da raiz quadrada desta tensão buscando-se uma melhor visualização da passagem do regime puramente elástico para o plástico.

a) Ensaios Saturados

As Figuras 5.24 a 5.26 ilustram o modelo de análise proposto com base na energia elástica potencial apontando para uma melhor visualização da tensão de plastificação.

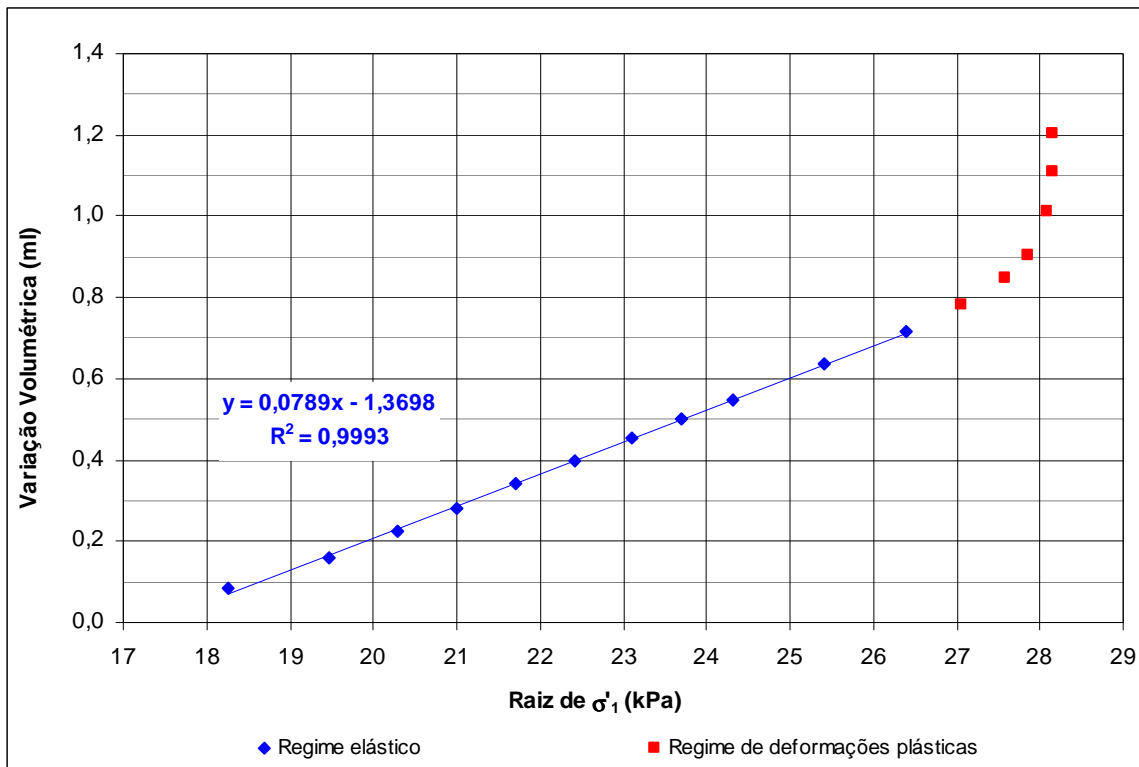


Figura 5.24 Variação Volumétrica por Raiz de σ'_1 - CD sat 196 kPa

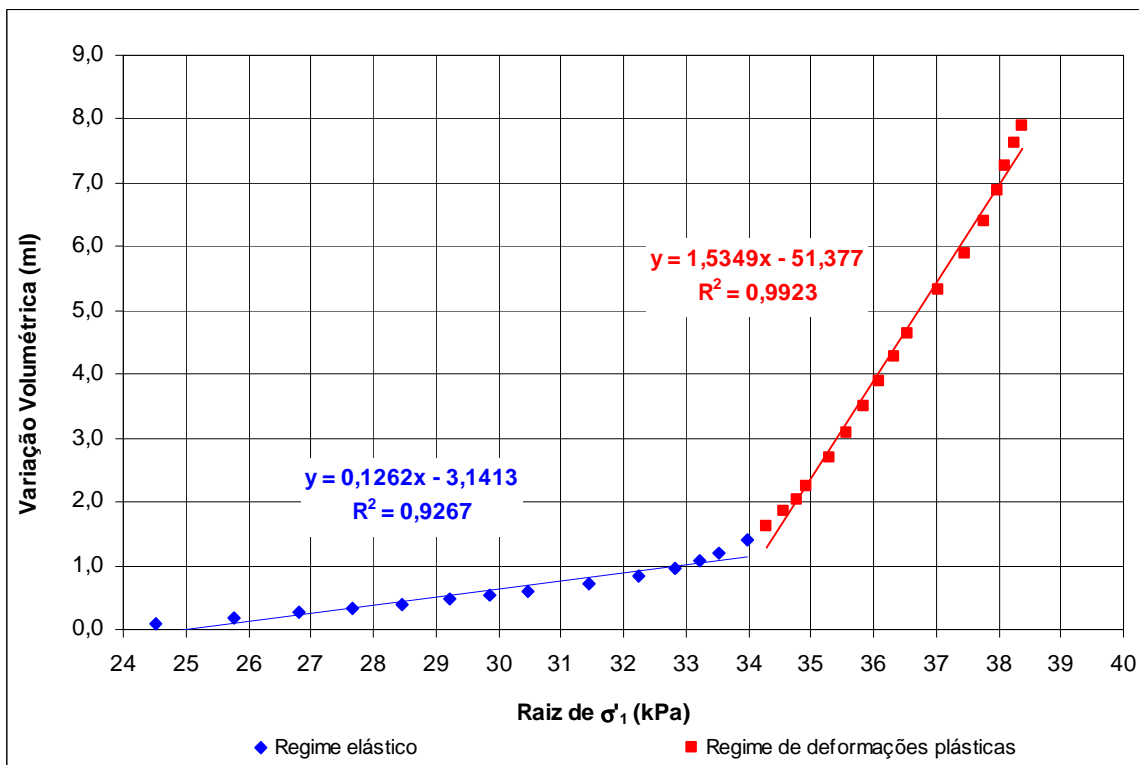


Figura 5.25 Variação Volumétrica por Raiz de σ'_1 - CD sat 392 kPa

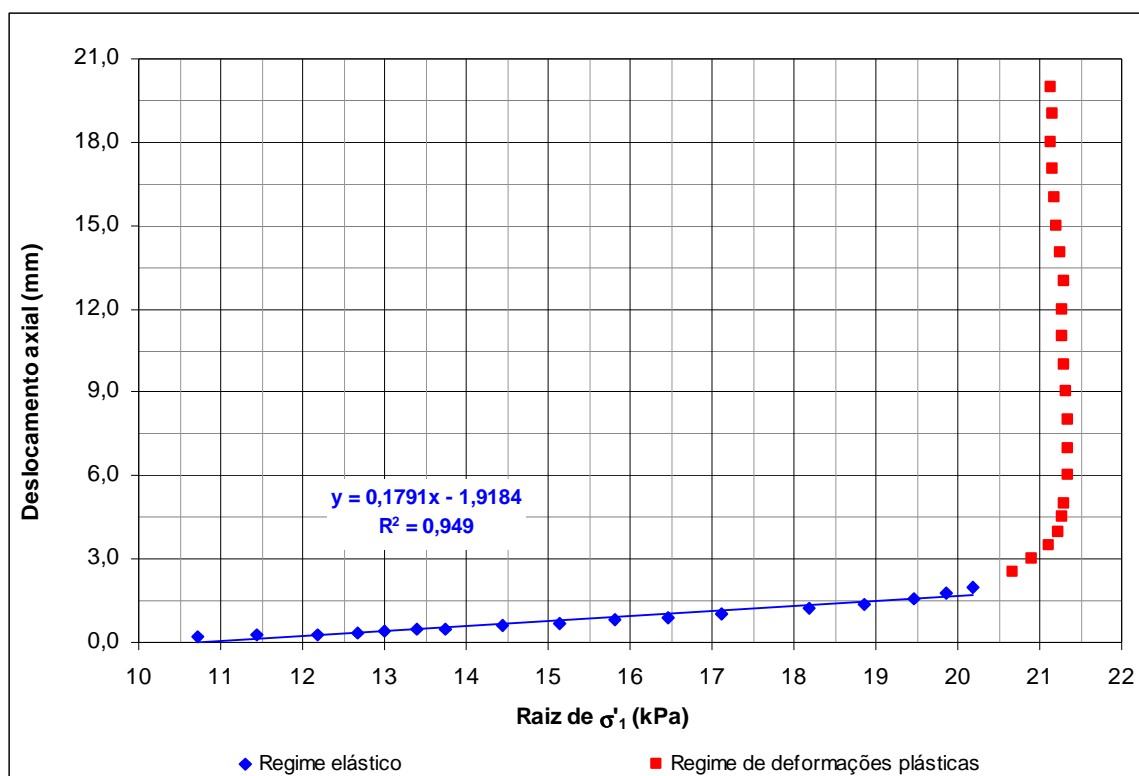


Figura 5.26 Deslocamento Axial por Raiz de σ'_1 – CU sat 49 kPa

A Tabela 5.10 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais saturados seguindo-se o modelo proposto.

Tabela 5.10 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD e CU sat.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite				Forma de obtenção do ponto
		σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 \cdot \sigma'_3 / 2$ (kPa)	
CD sat	49 kPa	370,7	49,0	209,9	160,9	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	98 kPa	536,3	98,0	317,1	219,1	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	196 kPa	732,2	196,0	464,1	268,1	Gráfico variação volumétrica x σ'_1
	392 kPa	1172,4	392,0	782,2	390,2	Gráfico variação volumétrica x σ'_1
CU sat	49 kPa	407,9	73,2	240,5	167,3	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
	98 kPa	337,89	63,7	200,8	137,1	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	196 kPa	555,71	155,9	355,8	199,9	Tensão de pico na curva (tensão x deformação)
	392 kPa	694,71	226,5	460,6	234,1	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado
CD nat: consolidado drenado natural

CD sat: consolidado drenado saturado

b) Ensaio na Umidade Natural

As Figuras 5.27 a 5.30 ilustram o modelo de análise para o comportamento descrito anteriormente.

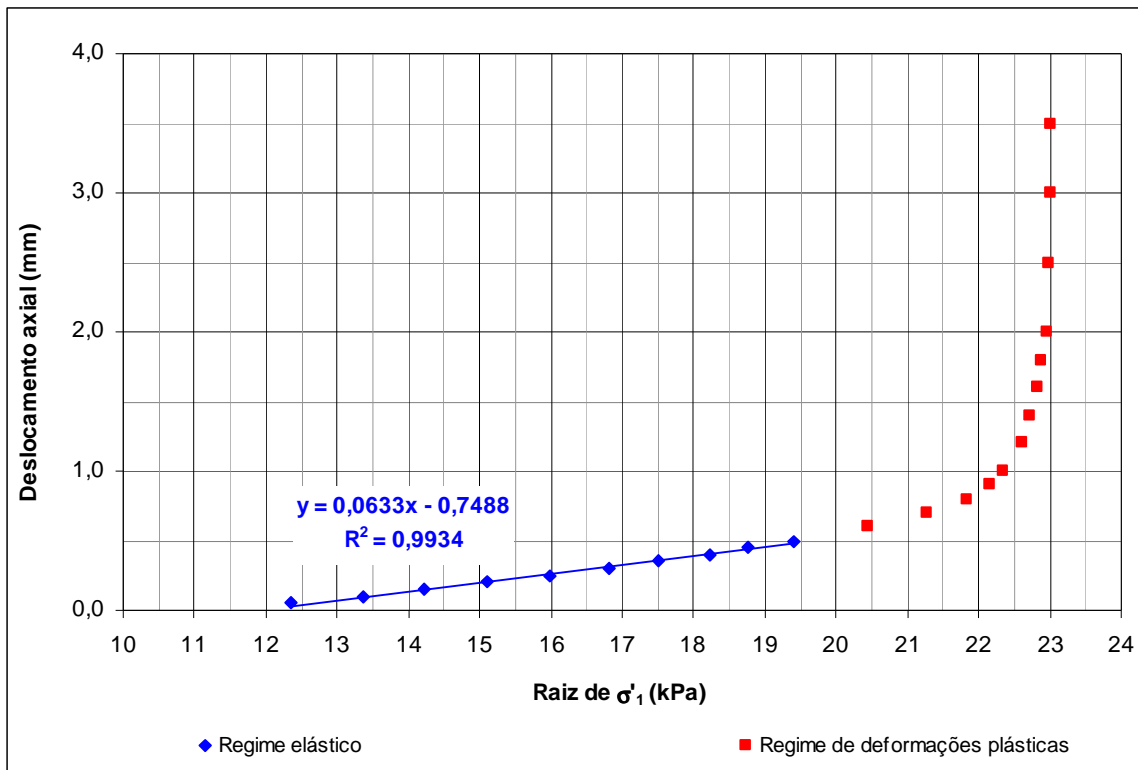


Figura 5.27 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 49 kPa.

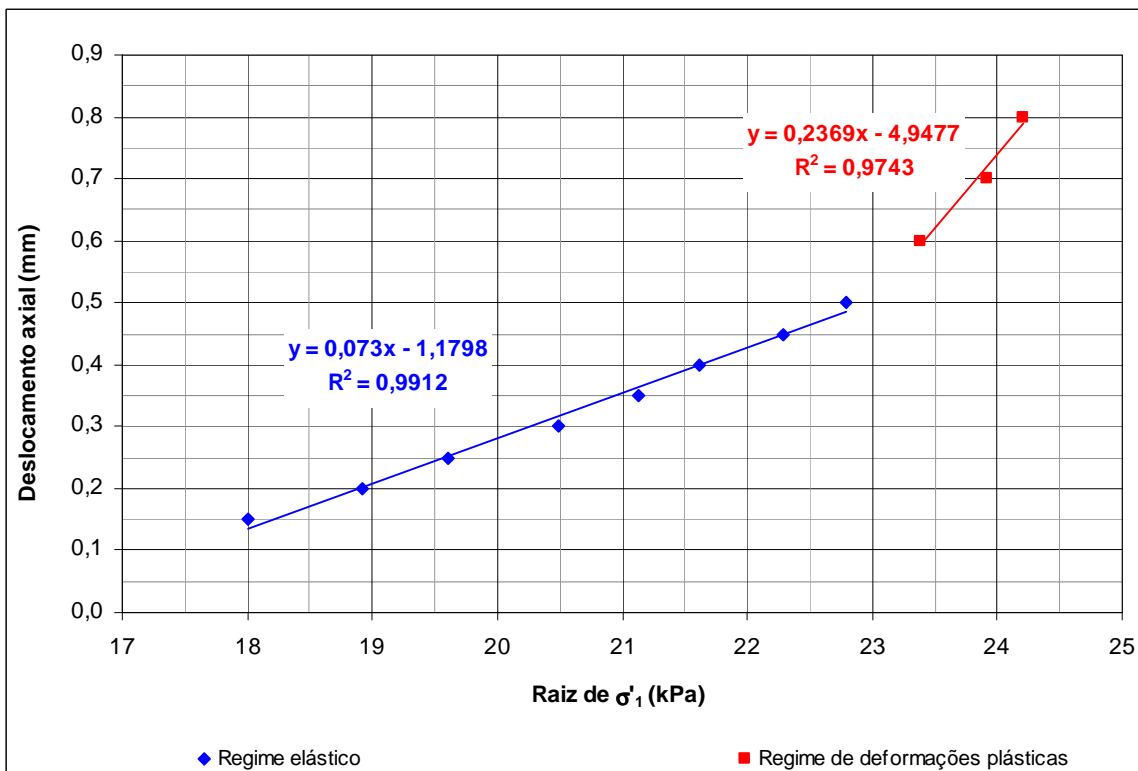


Figura 5.28 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 98 kPa.

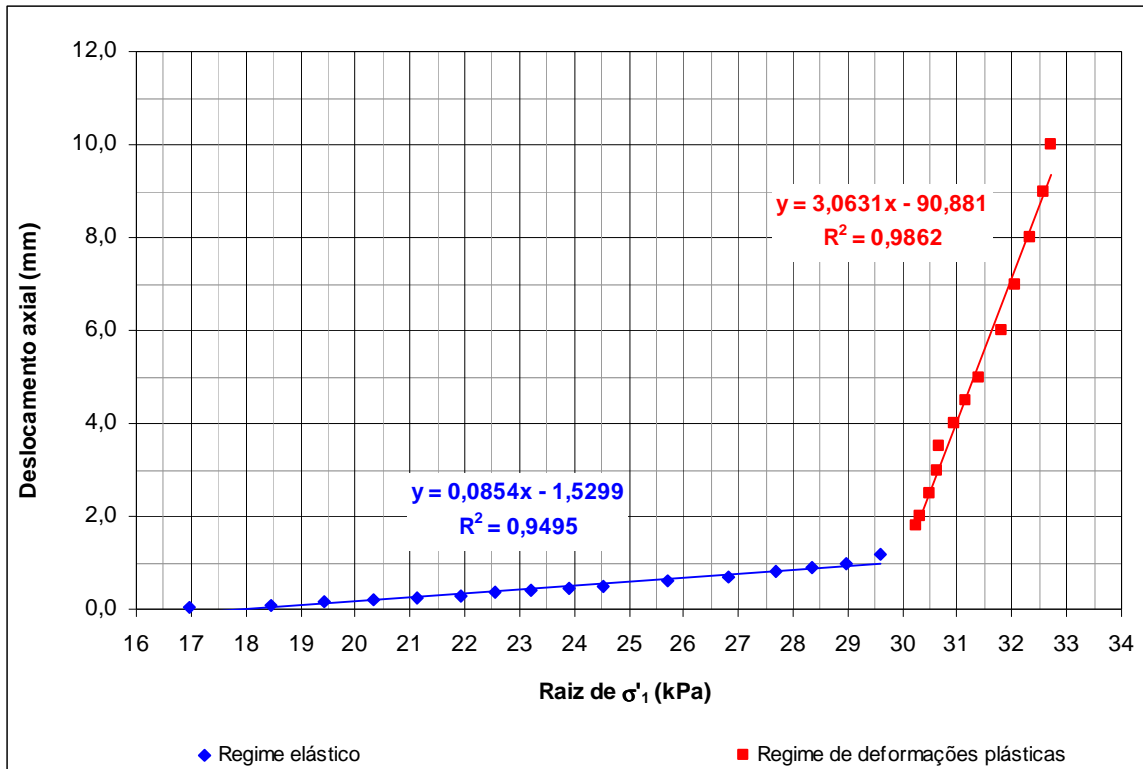


Figura 5.29 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 196 kPa.

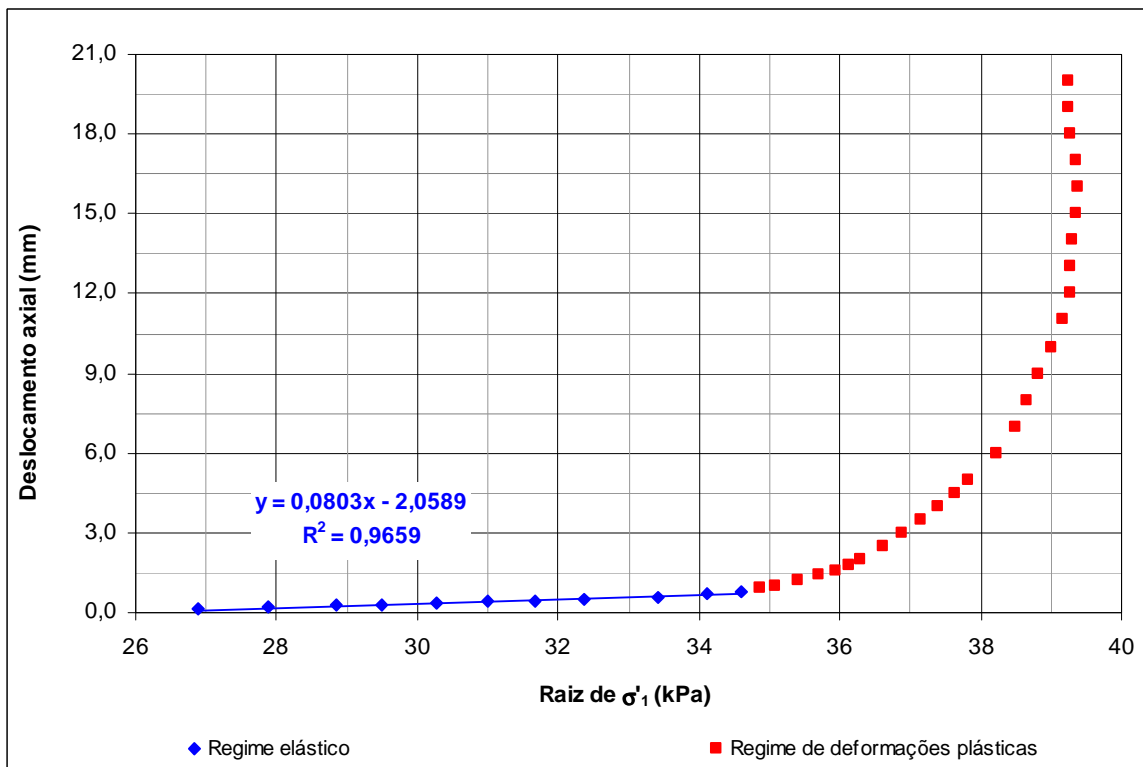


Figura 5.30 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - CD nat 392 kPa.

A Tabela 5.11 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais naturais.

Tabela 5.11 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaio Triaxiais CD nat.

Ensaio Triaxial	Confinante	Pontos de Estado Limite				Forma de obtenção do ponto
		σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	
CD nat	49 kPa	400,0	49,0	224,5	175,5	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
	98 kPa	528,0	98,0	313,0	215,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
	196 kPa	900,0	196,0	548,0	352,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
	392 kPa	1215,9	392,0	804,0	412,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado
CD nat: consolidado drenado natural

CD sat: consolidado drenado saturado

5.5.2 Triaxiais Não Convencionais

5.5.2.1 Ensaio Triaxial tipo k_0

Para a obtenção do coeficiente de empuxo em repouso (k_0) foram realizados ensaios de compressão triaxial tipo k_0 , na condição de umidade natural.

Conforme apresentado no item 2.2.2 para o estado não saturado, apesar dos ensaios serem realizados em condições drenadas, as tensões principais geradas não podem ser consideradas como efetivas. Diante disso, fez-se uma tentativa de correção do k_0 , mas não foi possível realizá-la, pois o grau de saturação das amostras é superior ao limite das curvas características obtidas, não sendo possível determinar o valor de sucção correspondente.

A Tabela 5.12 apresenta, para os solos estudados, o valor do k_0 obtido para as amostras naturais. As Figuras 5.31 e 5.32 apresentam as curvas obtidas no ensaio k_0 .

Tabela 5.12 Valores Obtidos no Ensaio Triaxial tipo k_0 .

Amostra	k_0 natural
Solo Corumbá	0,43
Solo Goiânia	0,44

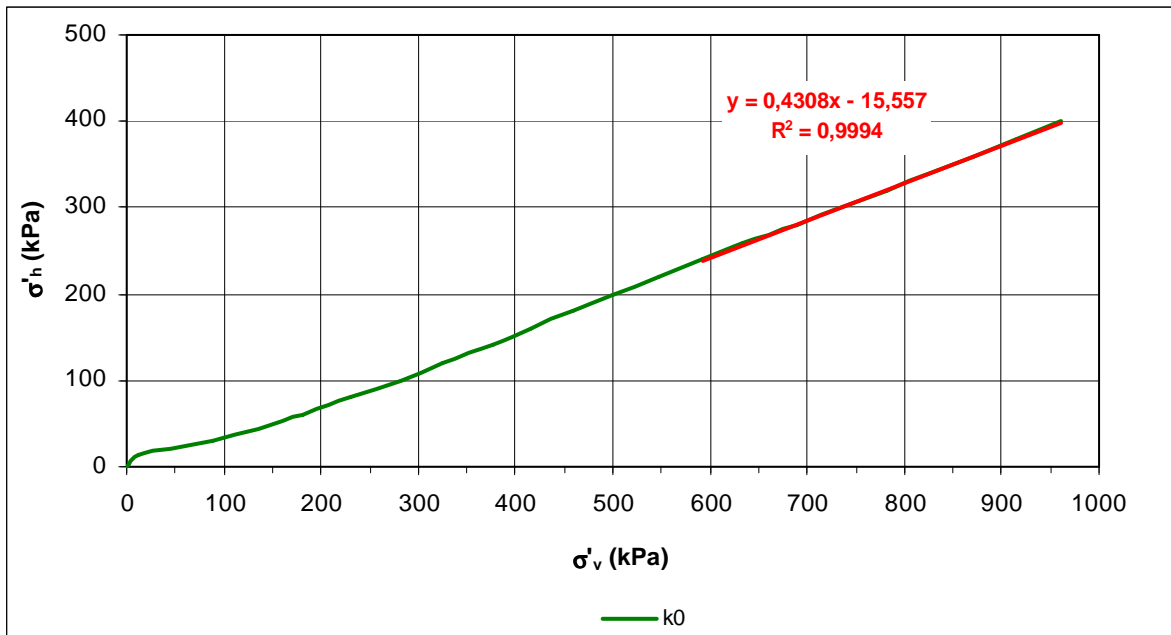


Figura 5.31 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Corumbá.

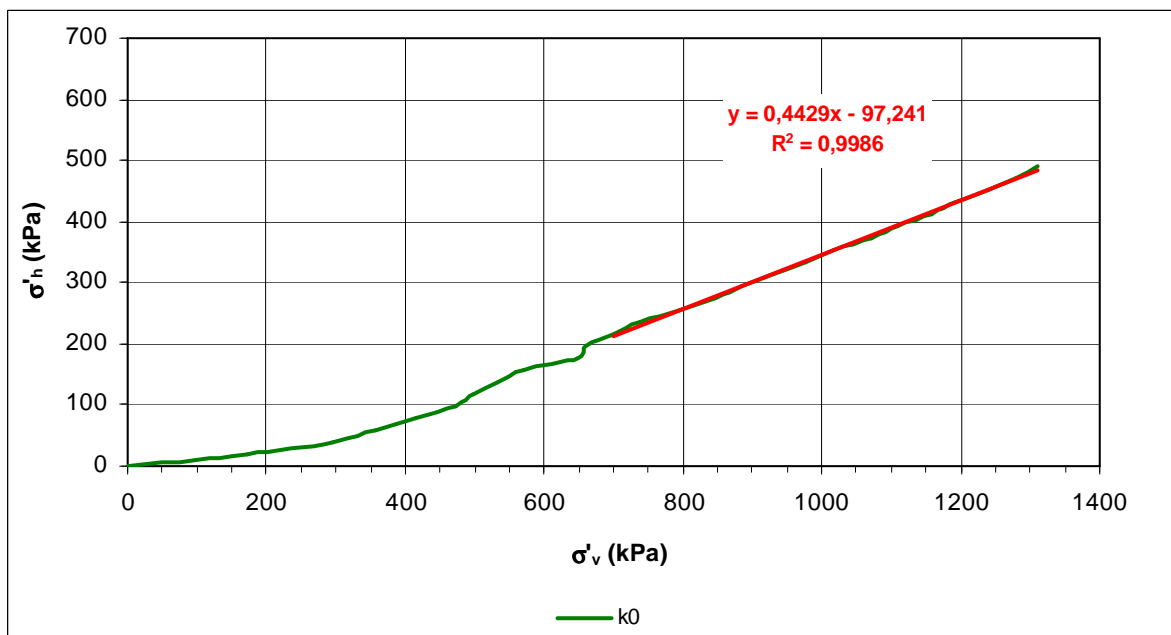


Figura 5.32 Trajetórias de Tensões seguidas nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Goiânia.

O limite elástico do solo no ensaio k_0 foi considerado como a tensão de pré-adensamento. Os resultados obtidos estão apresentados na Tabela 5.13 e nas Figuras 5.33 e 5.34.

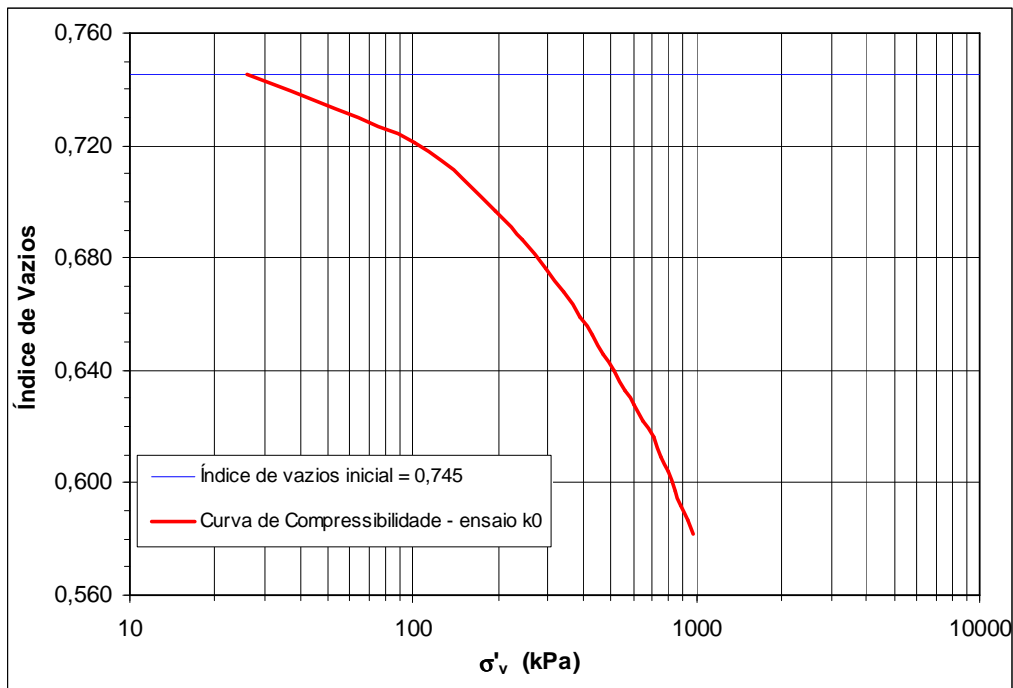


Figura 5.33 Curva de Compressibilidade obtida nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Corumbá.

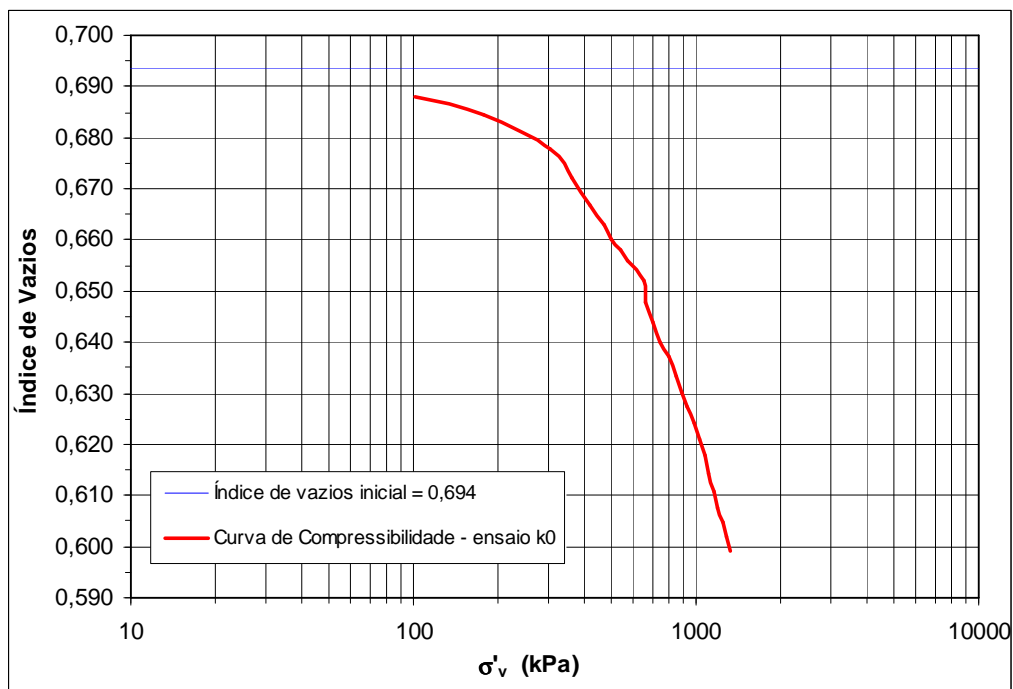


Figura 5.34 Curva de Compressibilidade obtida nos Ensaio Triaxiais tipo k_0 nat – Solo Goiânia.

Tabela 5.13 Resultados Obtidos a partir dos Ensaio Triaxiais tipo k_0 .

Amostra	σ_{PA} (kPa)	$e_{inicial}$	e_{final}	$W_{inicial}$ (%)	W_{final} (%)
Solo Corumbá	-	0,745	0,581	20,7	20,1
Solo Goiânia	925	0,694	0,599	20,9	20,4

Legenda:

σ_{PA} : Tensão de pré-adensamento pelo método Pacheco e Silva

Os resultados demonstram que, novamente, não foi possível, para as duas amostras, identificar o trecho da reta virgem devido aos níveis de carregamento aplicados.

Tecendo-se novamente o raciocínio utilizado para a identificação do ponto de início das deformações plásticas nos ensaios triaxiais (item 5.4.1.4), verifica-se que não é possível identificar uma mudança de comportamento dos materiais (tensão de pré-adensamento) para o Solo Corumbá (Figura 5.35). No entanto, para o Solo Goiânia, percebe-se uma leve mudança de comportamento para uma tensão de 925 kPa.

É importante destacar que os níveis de tensão atingidos no ensaio triaxial tipo k_0 são inferiores aos do ensaio oedométrico e que a percepção do ponto de início das plastificações (tensão de pré-adensamento) só foi possível, para o Solo Goiânia, porque os incrementos de tensão no ensaio k_0 são pequenos, principalmente quando se aproxima do final do ensaio. Já no ensaio oedométrico como a tensão passa de 800 kPa para 1600 kPa, tal definição é impossibilitada, pois percebe-se na Figura 5.36 que a mudança é muito sensível e se situa justamente nesse trecho de tensões.

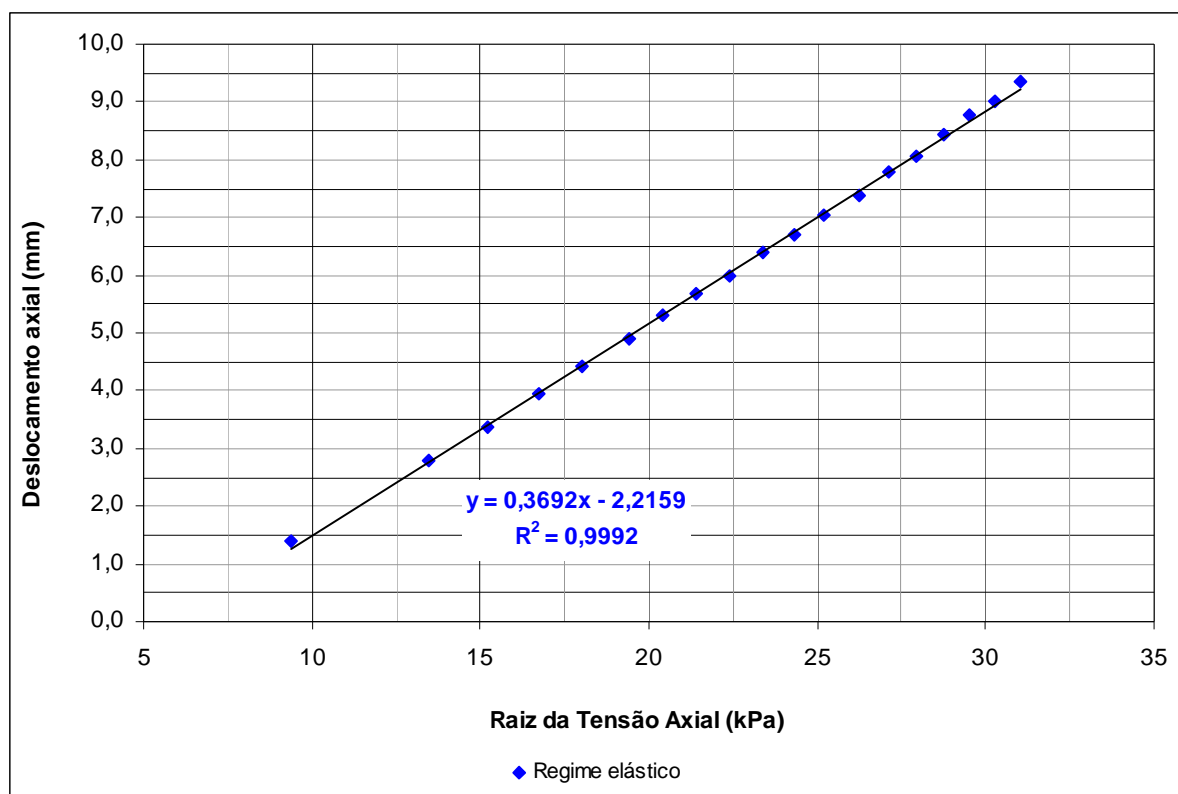


Figura 5.35 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical – Triaxial tipo k_0 - Solo Corumbá.

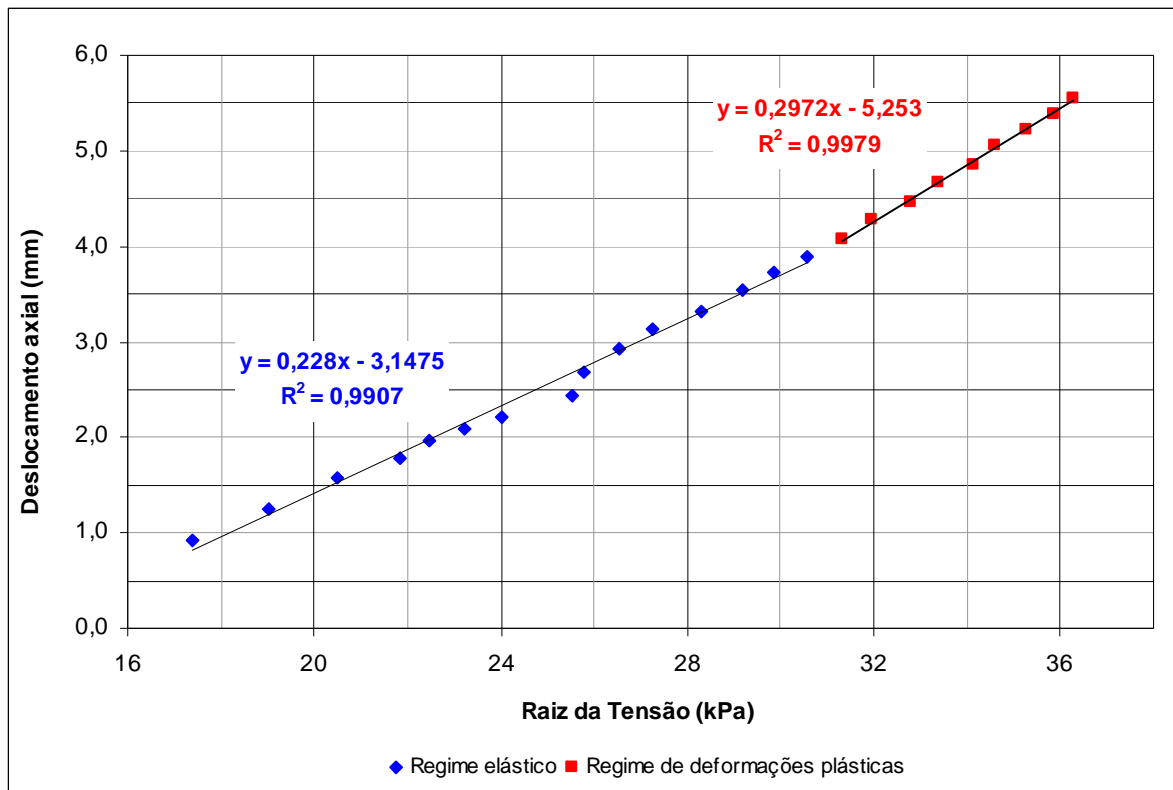


Figura 5.36 Variação do Deslocamento Axial pela Raiz da Tensão Vertical - Triaxial tipo k_0 - Solo Goiânia.

5.5.2.2 Ensaio Triaxial a diferentes trajetórias de tensões

Nestes ensaios, analisou-se os resultados levando-se em conta a resposta que o solo forneceu quando mobilizado. Considerou-se, então, a mesma análise realizada nos ensaios triaxiais convencionais quando a curva tensão-deformação destes apresentou comportamento plástico ou intermediário. Plotou-se a curva tensão axial (σ'_1) x deslocamento axial acumulado (ou variação volumétrica acumulada).

a) Ensaios Saturados

As Figuras 5.37 a 5.40 ilustram o comportamento apresentado pela amostra do Solo Goiânia segundo o modelo de análise proposto.

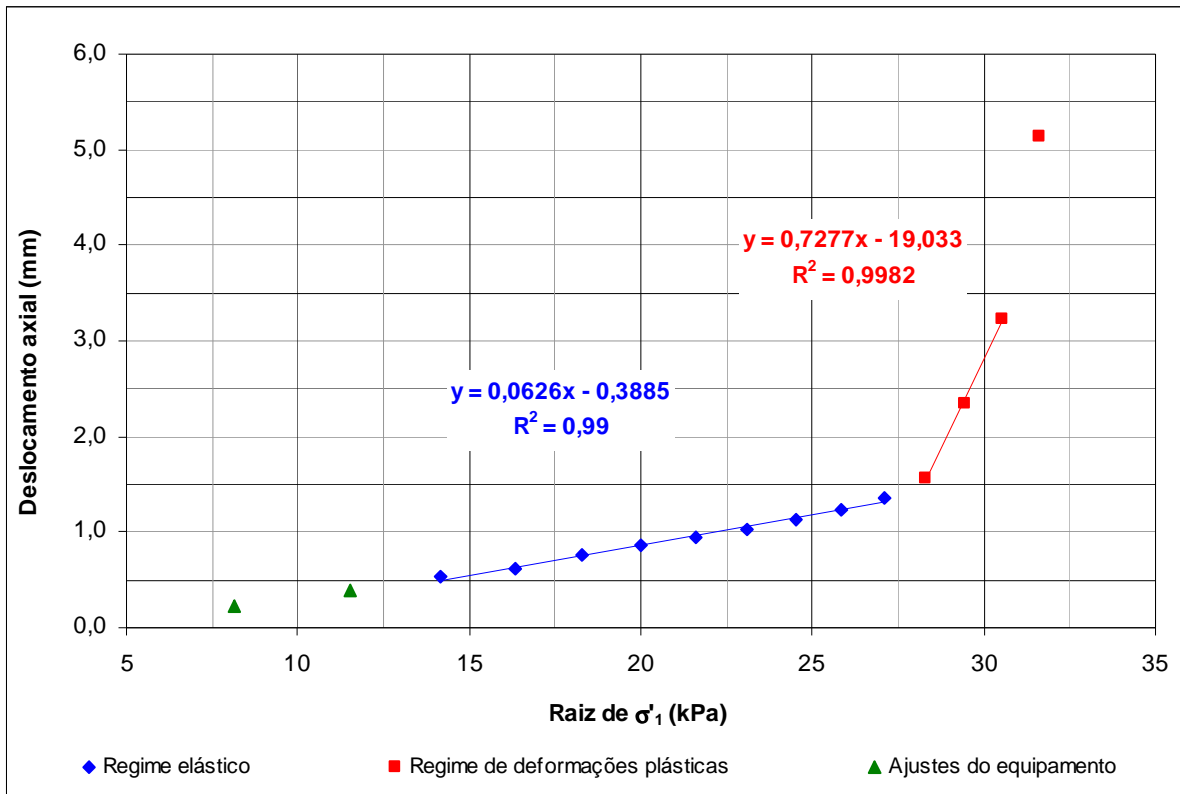


Figura 5.37 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - k = 0,3 sat.

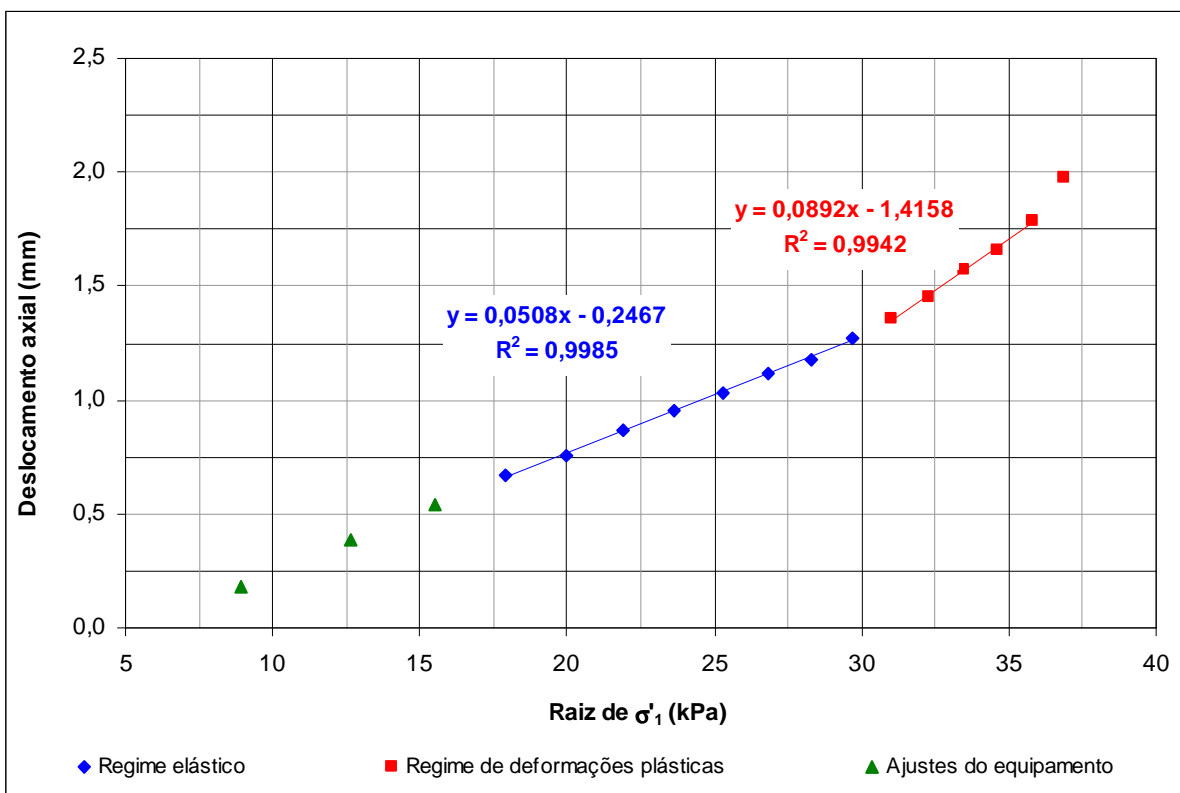


Figura 5.38 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - k = 0,5 sat.

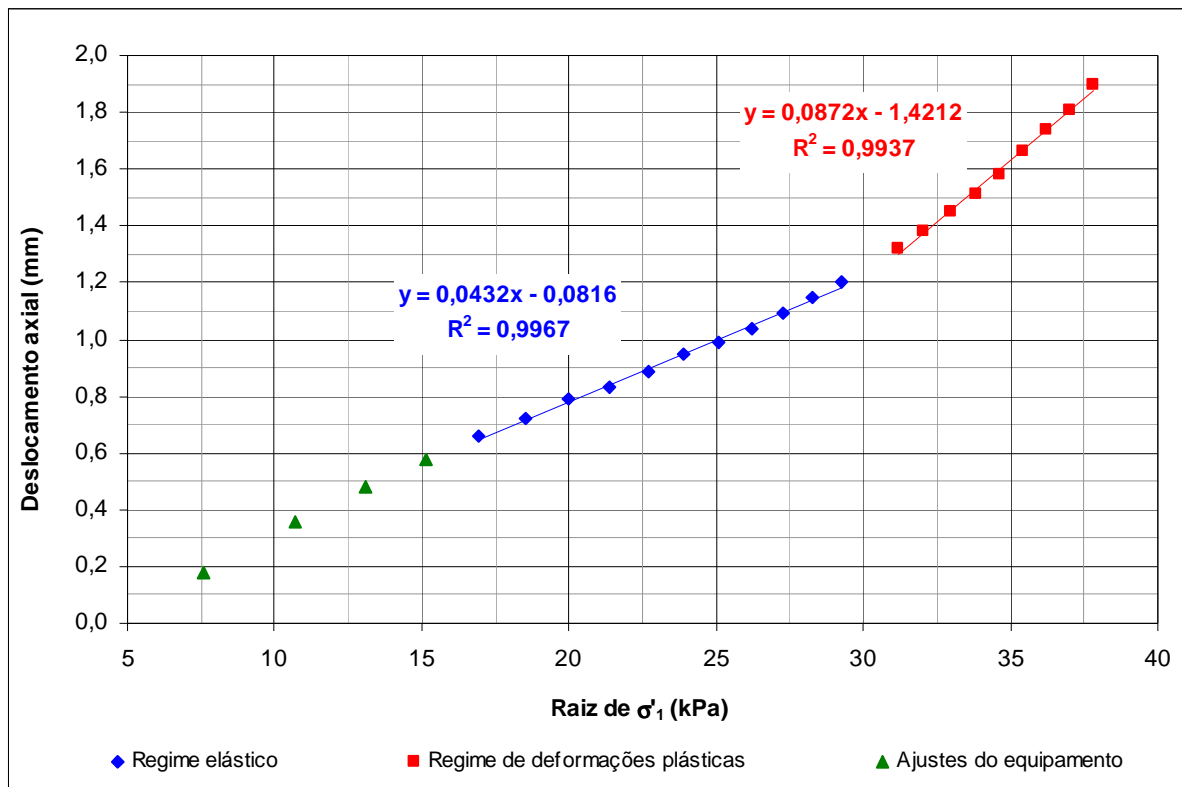


Figura 5.39 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 - $k = 0,7$ sat.

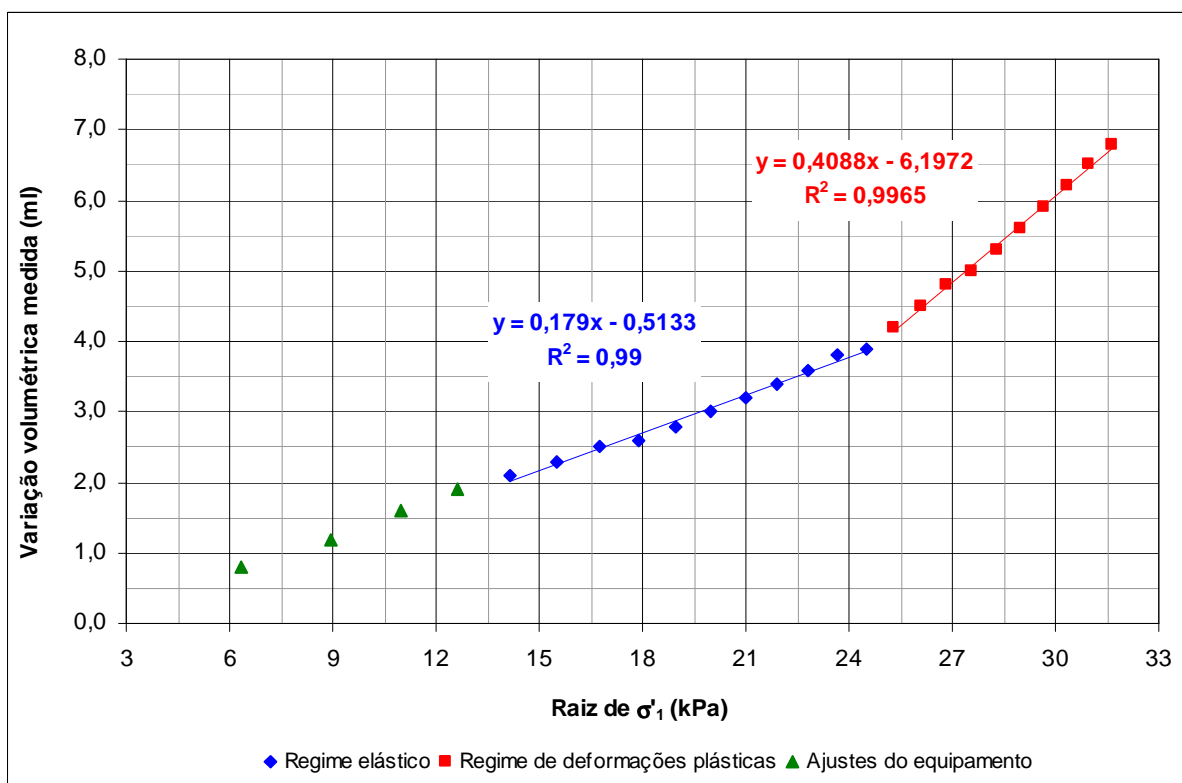


Figura 5.40 Variação Volumétrica por Raiz de σ_1 - $k = 1,0$ sat.

A Tabela 5.14 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

Tabela 5.14 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados.

Trajetórias não Convencionais	Pontos de Estado Limite				Forma de obtenção do ponto
	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	
k = 0,3 sat	785,7	235,7	510,7	275,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 0,5 sat	926,6	463,3	695,0	231,7	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 0,7 sat	926,9	648,8	787,9	139,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 1,0 sat	611,6	611,6	611,6	0,0	Gráfico variação volumétrica x σ'_1

Legenda:

CU sat: consolidado não drenado saturado

CD sat: consolidado drenado saturado

CD nat: consolidado drenado natural

A Figura 5.41 apresenta as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais saturados.

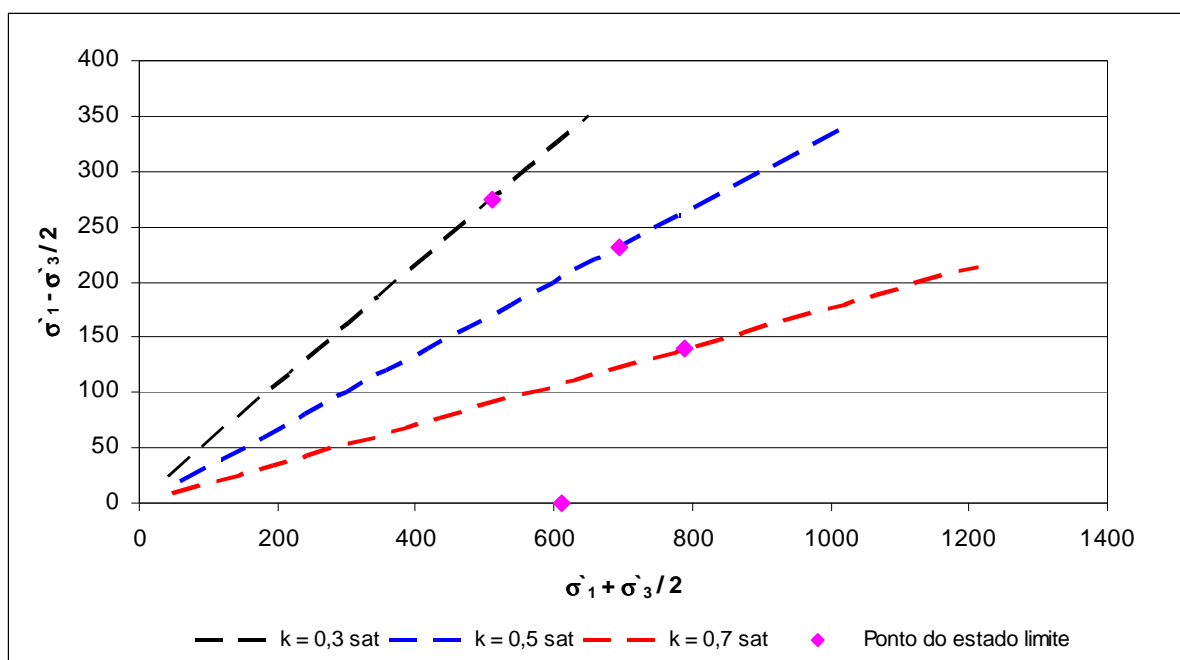


Figura 5.41 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Saturados.

b) Ensaio na Umidade Natural

As Figuras 5.42 a 5.45 ilustram o comportamento da amostra segundo o modelo de análise proposto.

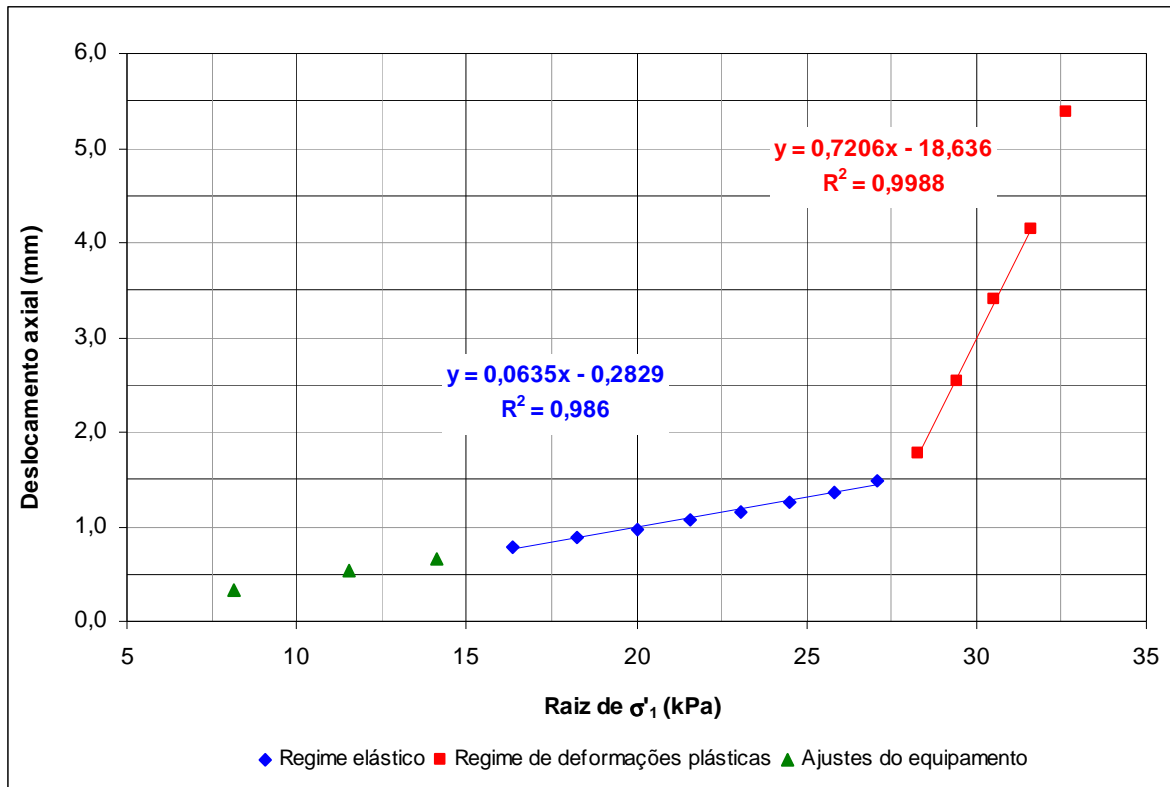


Figura 5.42 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 – $k = 0,3$ nat.

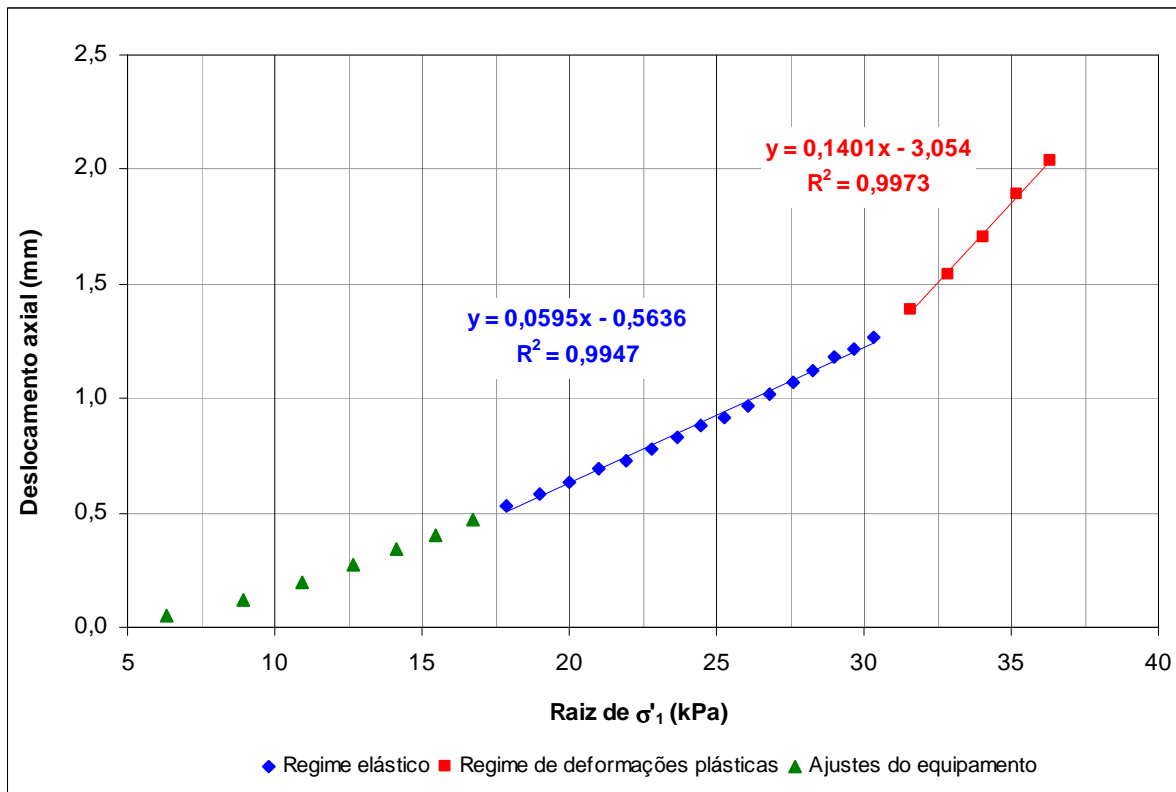


Figura 5.43 Deslocamento Axial por Raiz de σ_1 – $k = 0,5$ nat.

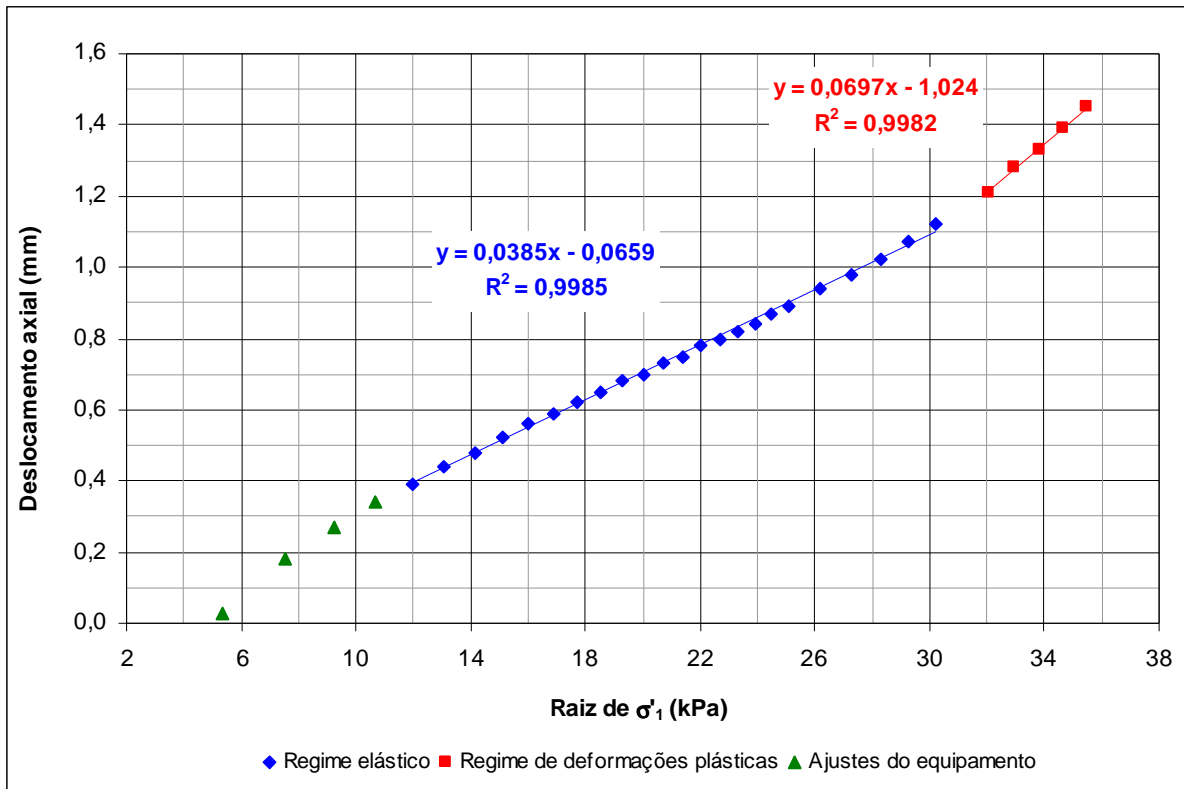


Figura 5.44 Deslocamento Axial por Raiz de $\sigma_1 - k = 0,7$ nat.

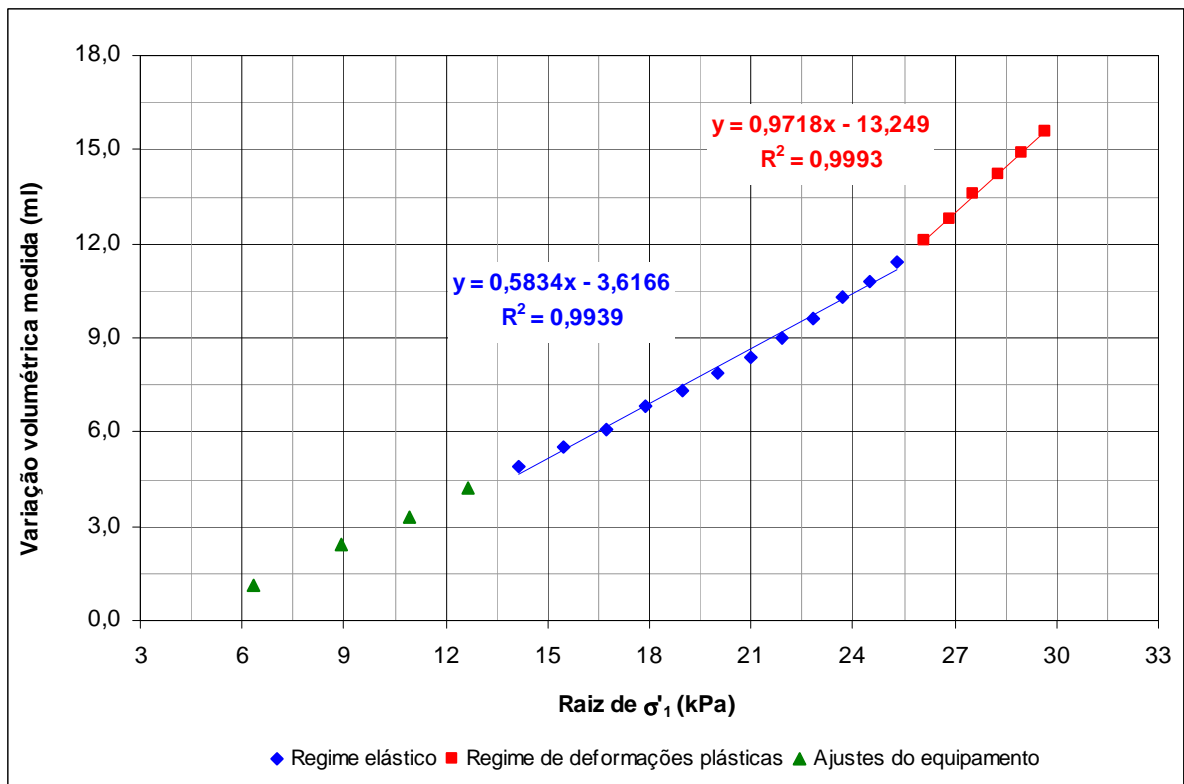


Figura 5.45 Variação Volumétrica por Raiz de $\sigma_1 - k = 1,0$ nat.

A Tabela 5.15 apresenta os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais.

Tabela 5.15 Pontos de Estado Limite obtidos nos Ensaios Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais.

Trajetórias não. Convencionais	Pontos de Estado Limite				Forma de obtenção do ponto
	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	
k = 0,3 nat	780,1	234,0	507,1	273,0	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 0,5 nat	954,7	477,3	716,0	238,7	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 0,7 nat	943,1	660,2	801,6	141,5	Gráfico variação do deslocamento axial x σ'_1
k = 1,0 nat	615,0	615,0	615,0	0,0	Gráfico variação volumétrica x σ'_1

A Figura 5.46 apresenta as trajetórias de tensões e seus respectivos pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais não convencionais naturais segundo o modelo de análise proposto.

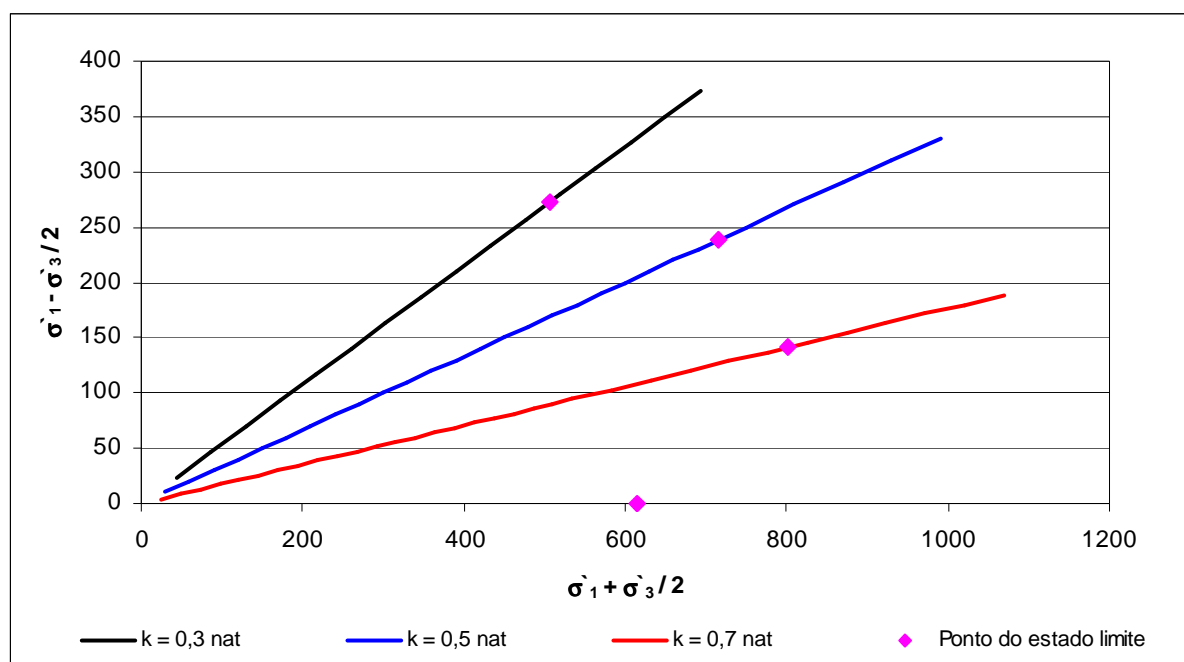


Figura 5.46 Trajetórias de Tensões Efetivas e respectivos Pontos de Estado Limite – Triaxiais a Diferentes Trajetórias Naturais.

5.5.3 Obtenção das Curvas de Estado Limite

O estado limite corresponde, teoricamente, ao surgimento de deformações não recuperáveis, ou seja, irreversíveis. Para materiais como o solo esta noção pode ser

convencional. Existem vários modelos que permitem a determinação do estado limite, sendo sua representação expressa, quase sempre por uma curva na análise bidimensional ou uma superfície na análise tridimensional.

Nesta pesquisa foi realizada uma análise bidimensional para amostras compactadas em uma única energia. As curvas de estado limite foram determinadas unindo-se os pontos de estado limite obtidos nos ensaios triaxiais convencionais drenados e a diferentes trajetórias de tensões, como indicado nas Tabelas 5.16 (amostras saturadas) e 5.17 (amostras naturais).

As Figuras 5.47 e 5.48 apresentam as curvas de estado limite obtidas para as amostras saturadas e naturais, respectivamente. Foram também plotados os pontos de estado limite dos ensaios triaxiais convencionais não drenados saturados na Figura 5.47, a fim de verificar onde eles estariam dispostos. Na Figura 5.48 plotou-se o ponto de estado limite referente ao ensaio triaxial tipo k_0 para verificar como este se insere na curva de estado limite.

Tabela 5.16 Pontos de Estado Limite para Amostras Saturadas.

Tipo do Ensaio	Pontos de Estado Limite				
	σ'_1 (kPa)	σ'_3 (kPa)	$\sigma'_1 + \sigma'_3 / 2$ (kPa)	$\sigma'_1 - \sigma'_3 / 2$ (kPa)	
CD sat	49 kPa	370,7	49,0	209,9	160,9
	98 kPa	536,3	98,0	317,1	219,1
	196 kPa	732,2	196,0	464,1	268,1
	392 kPa	1172,4	392,0	782,2	390,2
CU sat	49 kPa	407,9	73,2	240,5	167,3
	98 kPa	337,89	63,7	200,8	137,1
	196 kPa	555,71	155,9	355,8	199,9
	392 kPa	694,71	226,5	460,6	234,1
Dif. Trajetórias	k = 0,3 sat	785,7	235,7	510,7	275,0
	k = 0,5 sat	926,6	463,3	695,0	231,7
	k = 0,7 sat	926,9	648,8	787,9	139,0
	k = 1,0 sat	611,6	611,6	611,6	0,0

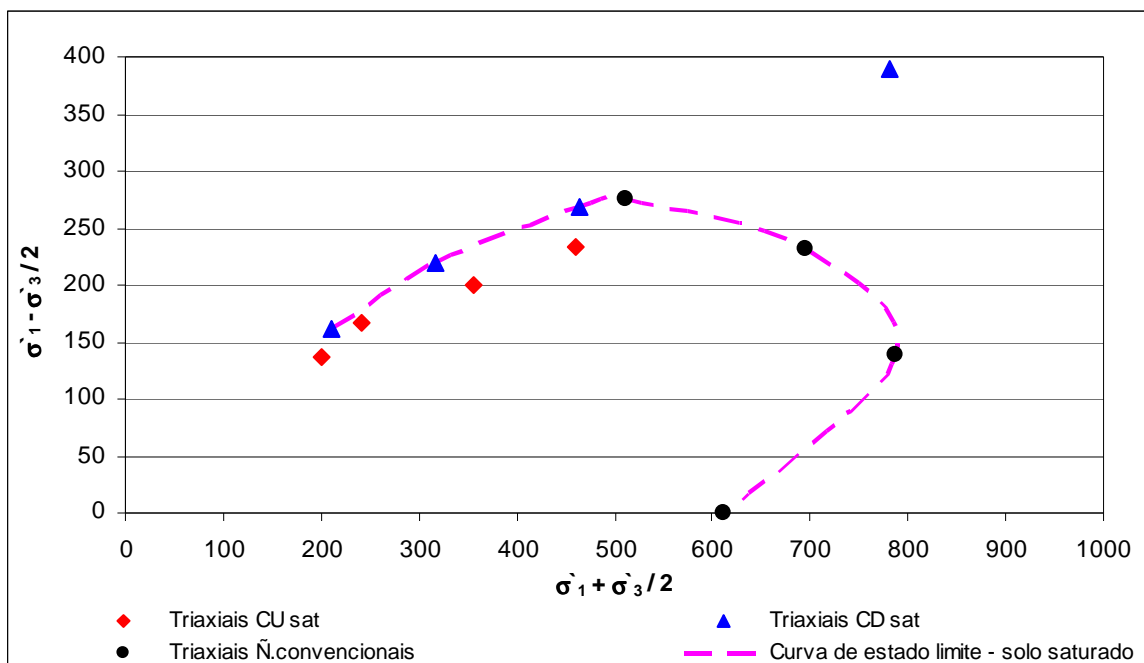


Figura 5.47 Curva de Estado Limite – Solo Saturado.

Tabela 5.17 Pontos de Estado Limite para Amostras Naturais.

Tipo do Ensaio	Pontos de Estado Limite				
	σ_1 (kPa)	σ_3 (kPa)	$\sigma_1 + \sigma_3 / 2$ (kPa)	$\sigma_1 - \sigma_3 / 2$ (kPa)	
CD nat	49 kPa	400,0	49,0	224,5	175,5
	98 kPa	528,0	98,0	313,0	215,0
	196 kPa	900,0	196,0	548,0	352,0
	392 kPa	1215,9	392,0	804,0	412,0
Dif. Trajetórias	k = 0,3 nat	780,1	234,0	507,1	273,0
	k = 0,5 nat	954,7	477,3	716,0	238,7
	k = 0,7 nat	943,1	660,2	801,6	141,5
	k = 1,0 nat	615,0	615,0	615,0	0,0
Triaxial tipo k_0	$k_0 = 0,44$	925,0	407,0	666,0	259,0

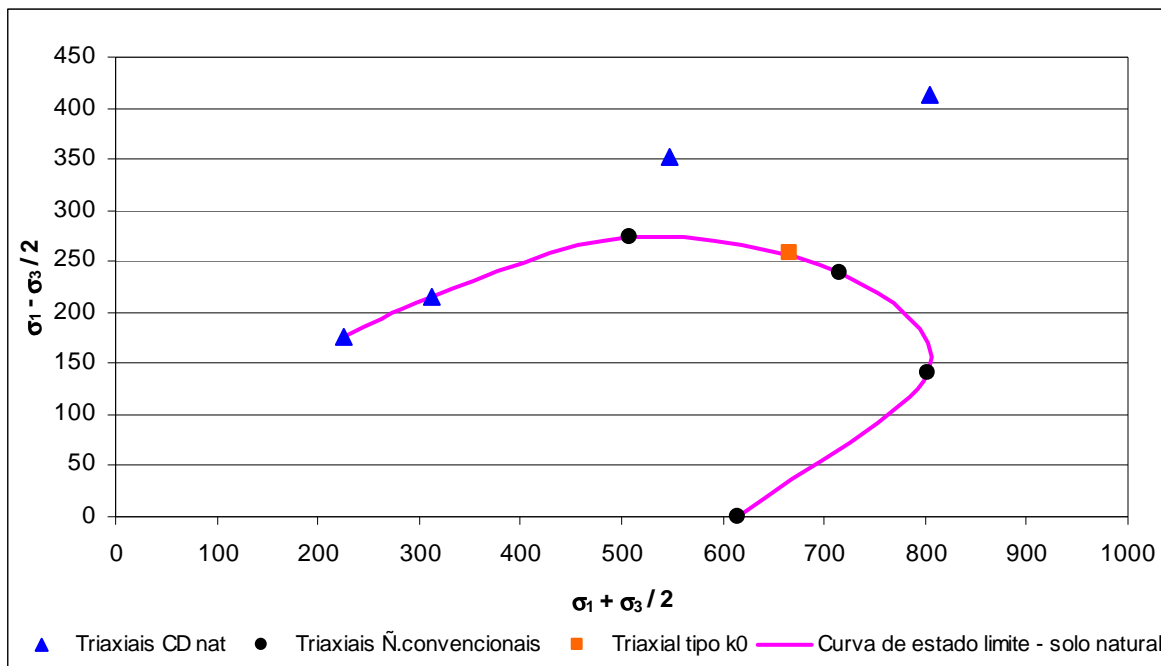


Figura 5.48 Curva de Estado Limite – Solo Natural.

Verifica-se nas Figuras 5.47 e 5.48 que as curvas de estado limite apresentam comportamento semelhante ao mostrado na literatura (Camapum de Carvalho, 1985; Leroueil, 1990).

Sabe-se que no ensaio triaxial CU não ocorre variação do índice de vazios da amostra na fase de ruptura, fazendo com que os pontos de estado limite obtidos a partir destes ensaios possuam um índice de vazios maior que os obtidos nos ensaios CD, o que explicaria porque os pontos correspondentes ao ensaio CU estão na Figura 5.47 abaixo da curva de estado limite obtida para os ensaios CD. Ocorre no caso, um deslocamento na superfície de estado limite por alteração do índice de vazios do solo.

Percebe-se, ainda, que os pontos de estado limite obtidos nos ensaios CU e CD se aproximam quanto menor a tensão confinante utilizada no ensaio e se distanciam quanto maior é essa tensão confinante. Isso ocorre porque no ensaio CD, quando a tensão confinante é muito pequena em relação a tensão de pré-adensamento, o corpo de prova tende a não sofrer compressão durante o processo de cisalhamento.

Observa-se na Figura 5.47 que o ponto de estado limite obtido para a tensão confinante de 392 kPa no ensaio CD está deslocado para cima em relação a curva de estado limite definida. Quanto menor a relação de pré-adensamento, a tendência do solo de se comprimir é maior no processo de cisalhamento, fazendo com que o índice de vazios para aquela condição se reduza de modo significativo, deslocando o ponto de estado limite para

uma outra curva. Fazendo uma analogia no espaço 3-D, este ponto estaria na superfície de estado limite, porém deslocado no sentido da redução do índice de vazios. Em todo caso, pretende-se futuramente repetir esse ensaio.

Na Figura 5.48 verifica-se, também, dois pontos (tensões de 196 e 392 kPa do ensaio CD) deslocados para cima da curva de estado limite. A explicação deste fato segue o mesmo raciocínio descrito anteriormente.

Destaca-se que o ponto de estado limite obtido pelo ensaio k_0 ficou situado na curva de estado limite, entre os pontos obtidos nas trajetórias com $k = 0,3$ e $k = 0,5$. É importante salientar que este fato corrobora com a análise efetuada para a determinação do ponto de início das deformações plásticas no ensaio k_0 , demonstrando que a análise utilizada é satisfatória para a obtenção da tensão de pré-adensamento de solos compactados, tendo em vista, que essa tensão é citada na literatura como sendo o ponto de início das deformações plásticas.

A Figura 5.49 apresenta uma comparação entre as curvas de estado limite saturada e natural sendo a envoltória do solo saturado obtida em termos de tensões efetivas e a trajetória para o solo natural obtida em condições drenadas sem que se considerasse a sucção.

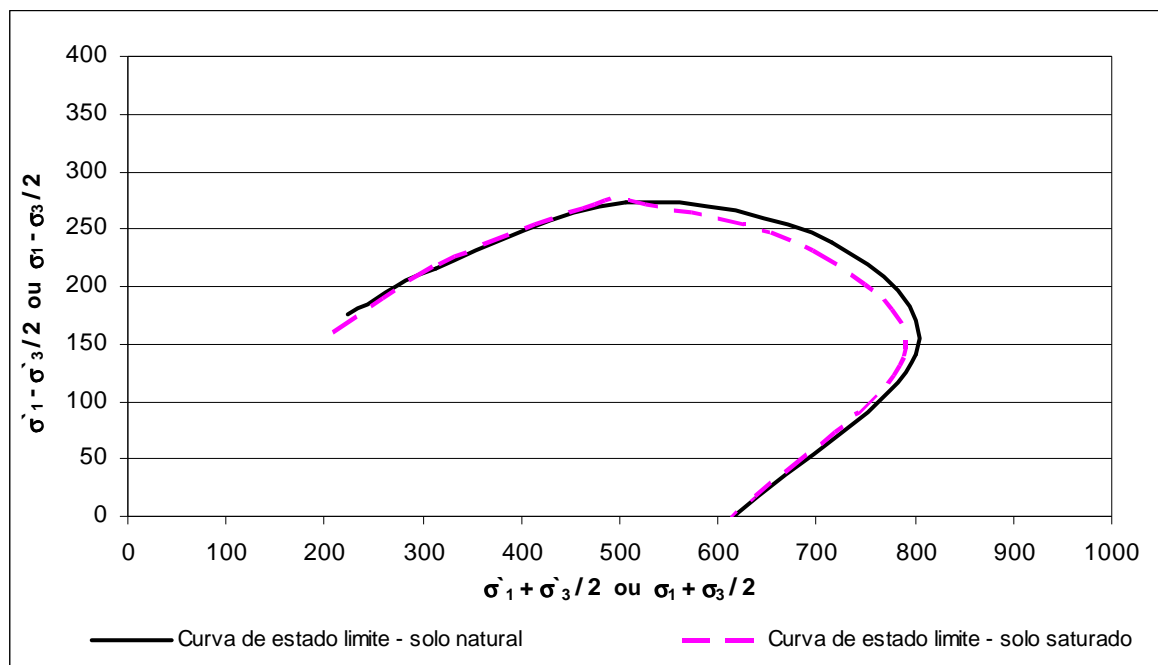


Figura 5.49 Curvas de Estado Limite.

Verifica-se nesta Figura que a curva de estado limite obtida para a condição natural sobrepõe a obtida para a condição saturada, por não ter sido considerada a interferência da

sucção neste comportamento, mesmo sabendo que para este solo os valores de sucção na condição natural são baixos. A coincidência das envoltórias de estado limite se devem provavelmente aos pequenos valores de sucção quando se atinge o ramo úmido da curva de compactação.

Parreira *et al.* (2004) estudando a influência da saturação em ensaios de CBR em solos tropicais realçam a pequena diferença obtida entre o valor de CBR imerso e inundado. Segundo Camapum de Carvalho (2004) é preciso lembrar que o ponto correspondente a umidade ótima é o de oclusão da fase gasosa, para o qual a sucção é pequena e é nesse momento que se começa a gerar poro-pressão positiva quando da compactação. Sendo assim, neste ponto a sucção é pequena e saturar o solo geralmente não faz grande diferença, a não ser que outros fenômenos como os relativos a geração de poro-pressão e a estabilidade estrutural dos agregados intervenham nos resultados. Partindo do mesmo raciocínio, a semelhança das curvas de estado limite se explica.

Camapum de Carvalho (1985), afirma que o comportamento das curvas de estado limite, obtidas em seu trabalho, depende de dois fatores primordiais: a energia de compactação e a sucção.

Os resultados aqui apresentados, apesar de não terem sido obtidos variando-se a energia de compactação, demonstram que as observações feitas por Camapum de Carvalho (1985) são válidas, pois nas Figuras 5.47 e 5.48, alguns pontos de estado limite dos ensaios triaxiais convencionais só se encontram fora da curva de estado limite obtida por possuírem índice de vazios diferentes, fato também promovido pela variação da energia de compactação.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

6.1 CONCLUSÕES

No estudo de compactação realizado, verificou-se que em termos de parâmetros de resistência (c' e ϕ') o tipo de compactação interfere pouco nos valores obtidos. No entanto, em termos de módulo tangente inicial, os valores obtidos tanto para E_i quanto para os parâmetros do modelo de Janbu (1963) demonstraram uma variação significativa, na compactação semi-estática com controle da tensão aplicada do solo Goiânia em relação às outras duas técnicas. Na análise do gradiente de compactação, verificou-se que a compactação semi-estática sem controle da tensão aplicada apresentou maior variação tanto de peso específico aparente seco como de teor de umidade que as demais compactações para as duas amostras estudadas, interferindo no comportamento mecânico destes solos.

As curvas características obtidas utilizando-se Papel Filtro e Câmara de Richards apresentaram uma boa compatibilidade de resultados, para ambas as amostras, tanto em termos de umidade quanto em termos de grau de saturação, mostrando terem sido válidas as considerações feitas a respeito da obtenção do índice de vazios para o traçado da curva (sucção x S_r) com os resultados da Câmara de Richards.

Nos ensaios oedométricos não foi possível identificar o trecho representativo da reta virgem, para ambas as amostras tanto na condição saturada quanto na natural. Esse fato impossibilitou o cálculo das tensões de pré-adensamento pelos métodos clássicos apresentados na literatura.

Os parâmetros de resistência obtidos, para o solo Corumbá, apresentaram valores aparentemente coerentes entre si. Comparando os resultados obtidos nos ensaios consolidados drenados saturados e naturais, observou-se um maior valor de coesão efetiva apresentado pela amostra natural, demonstrando haver influência da sucção neste parâmetro, mesmo sendo esta pequena. Para o solo Goiânia foi observada uma dispersão nos resultados. Em termos de coesão, o valor obtido no ensaio drenado saturado foi inferior ao natural, demonstrando a interferência da sucção neste parâmetro. Na condição natural, verificou-se também um aumento no ângulo de atrito, que está relacionado ao aumento da resistência dos agregados nesta condição o que altera as características reais da superfície de ruptura.

Os valores de k_0 obtidos dos ensaios triaxiais, para as amostras no estado natural foram da ordem de 0,4 para ambas as amostras. O cálculo foi efetuado considerando-se apenas a tensões externas aplicadas. A partir dos ensaios triaxiais tipo k_0 foi realizada uma

tentativa de calcular pelos métodos convencionais as tensões de pré-adensamento das amostras, mas, novamente, não foi possível identificar o trecho da reta virgem devido aos níveis de carregamento aplicados. Utilizando-se o conceito de energia potencial elástica e plotando-se o gráfico raiz da tensão axial x deslocamento axial foi possível identificar uma leve mudança de comportamento para a amostra do solo Goiânia, na tensão de 925 kPa, sem que fosse, no entanto, registrada qualquer alteração de continuidade dos pontos para o solo Corumbá.

As curvas de estado limite obtidas apresentaram comportamento semelhante ao mostrado na literatura. Destaca-se que o ponto de estado limite oriundo do ensaio k_0 ficou situado na curva de estado limite, entre os pontos obtidos para as trajetórias com $k = 0,3$ e $k = 0,5$. Esse fato demonstrou que a análise utilizada para a definição do estado limite no ensaio k_0 é satisfatória para a obtenção da tensão de pré-adensamento de solos compactados.

Observou-se também que a curva de estado limite obtida para a condição natural sobrepôs a obtida para a condição saturada, não tendo, no entanto, sido considerada a interferência da sucção na definição da curva de estado limite do solo natural.

6.2 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

O estudo de compactação realizado limitou-se ao laboratório. Sugere-se a retirada de blocos em campo para verificar qual das técnicas de compactação melhor representaria o comportamento do material no campo.

As curvas de estado limite foram realizadas somente para uma energia de compactação e na condição ótima. Sugere-se a realização de ensaios com diferentes energias de compactação e diferentes condições de umidade, para verificar a influência no comportamento das curvas de estado limite e se chegar a definição da superfície de estado limite.

Sugere-se também realizar os mesmos ensaios para amostras estabilizadas quimicamente e verificar como essa estabilização interfere no comportamento da curva e da superfície de estado limite.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AQUINO, F.R., GUIMARÃES, R.C; AGUIAR, L.A.; MIRANDA, C.O.P.; CABRAL, M.P; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Influência dos Métodos de Compactação e Preparação de Amostras no Comportamento da Curva de Compactação de Solos Tropicais**. XVI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Búzios, RJ, 2008.

AQUINO, F.R.; AGUIAR, L.A.; CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Avaliação do comportamento da curva de compactação de dois solos tropicais utilizando amostras naturais e com secagem prévia**. IV Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos do Centro-Oeste e de Minas Gerais, Uberlândia, MG, 2009, 10p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: solo - ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986 b. 10p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8mm determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, 1984 b. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: solo - determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984 c. 6p.

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, 1984 a, 8p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: solo - determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984 d. 4p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**. solo - análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984 e. 13p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**. solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 1990. 13p.

ASTM, **Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper**. ASTM D 5298, 2003.

BADILLO, J.; RODRÍGUEZ, R. **Mecânica de solos: fundamentos de la mecánica de suelos**. México, 3° ed, 1976. 642p.

BARATA, F. E.. **Considerações sobre atividade coloidal das argilas e solos argilosos**. V Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos. São Paulo - SP, 1974, Vol. 2, p.223 - 237.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Influência das energias térmica e mecânica em propriedades de engenharia selecionadas de alguns solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil.** Tese de Mestrado em Engenharia Civil,UFPB, Brasil, 1981, 184p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. Etude du Comportement Mecanique d'une Marne Compactee. These, n° 9, l'Institut National des Sciences Appliquees de Toulouse, Toulouse, 1985, 181 p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Propriedades e Comportamento de Solos Tropicais Não Saturados.** 5° Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Vol. 2, 597-616.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; CRISPEL, J.J.; MEUSSENS, C.; NARDONE, A. **La recosntituion dès éprouvettes em laboratorio: théorie et pratique opératoire.** Paris, França: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de recherche LPC N° 145, 1987. 54p. (ISSN 0222-8394).

CAMAPUM DE CARVALHO, J. e GITIRANA JR., G. **Considerações sobre Parâmetros de Resistência de Solos Tropicais.** II Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Goiânia, GO, 2005, Vol. único, p.183-191.

CAMAPUM DE CARVALHO, J.; GUIMARÃES, R. C.; CARDOSO, F. B. F.; PEREIRA, J. H. F. **Proposta de uma Metodologia para Ensaios de Sedimentação,** in: 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador, 1996, 520-531p.

CAMAPUM DE CARVALHO, J. & LEROUEIL, S. **Curva Característica de Sucção Transformada.** Solos e Rochas, 27(3): 231-242, 2004.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações.** Rio de Janeiro: LTC -Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., 1988. Vol. 1, 234p.

CARDOSO, F.B.F. **Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro.** Tese de Doutorado, Publicação G.TD-009A/02, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 357 p.

CARDOSO, F.B.F., MARTINS, E.S., FARIAS, W.M. & CAMAPUM DE CARVALHO, J.. **Papel dos oxi-hidróxidos de Fe e de Al no grau de agregação de solos do Distrito Federal.** I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Brasília - DF, 2003, Vol. único, p.137-144.

DAS, B.S. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica.** tradução da 6. ed. americana. São Paulo: Thomson Learning, 2007, 562p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNER-ME 258:** Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV, Rio de Janeiro, RJ, 1994 a, 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTE. **DNER-ME 256:** Solos compactados em equipamento miniatura – Determinação da perda de massa por imersão, Rio de Janeiro, RJ, 1994 b, 6p.

DUNCAN, J.M.; CHANG, C. **Nonlinear analysis of stress and strain in soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 96, N° SM5, 1970, pp.1629-1653.

EMBRAPA Manual de Métodos de Análise de Solo. Centro Nacional de Pesquisa do Solo, 2ª edição, Rio de Janeiro, RJ, 1997, 212p.

FORTES, R.M. **Método Expedito de Identificação MCT de Solos Tropicais, Para Finalidades Rodoviárias, Utilizando-se Anéis de PVC Rígido**. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 1990, 210p.

FORTES, R.M. Mini Curso de Metodologia MCT. Lenc Laboratório de Engenharia e Consultoria S/C Ltda. São Paulo, SP, 2005, 56p.

GUIMARÃES, R.C. **Análise das propriedades e comportamento de um perfil de solo laterítico aplicada ao estudo do desempenho de estacas escavadas**. Dissertação de mestrado. Publicação n° G. DM – 090A/02, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2002, 183p.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, 1982. Vol. 2, 412p.

HEAD, K.H. **Manual of soil laboratory testing**. London: Pentech Press, 1986 Vol. 3, 496p.

JACINTHO, E.C. **Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para uso em Barragens**. Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-132/05, Departamento de Engenharia e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2005, 160p.

JANBU, N. **Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests**. European Conference on Soil Mechanics & Foundations Engineering, Wiesbaden, Alemanha, vol. 1, 1963, pp.19-25.

JUCÁ, J.F.T. **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succión Controlada**. Tese – Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Madri, Espanha, 1990, 241 p.

KONDNER, R.L. **Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, Vol. 89, N° SM1, Proc. Paper 3429, 1963, pp.115-143.

LAMBE, T. S.; WHITMAN, R. V. **Soil mechanics**. New York: John Wiley, 1969, 553p.

LENC - Laboratório de Engenharia e Consultoria. Método das pastilhas para identificação expedita do grupo MCT, São Paulo, SP, 1997, 9p.

LEROUEIL, S. **Critical state soil mechanics and the behaviour of real soils**. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Balkema, Rotterdam, 1997, pp. 41-80.

LINS, A.H.P. **Ensaio Triaxiais de Compressão e Extensão na Argila Cinza do Rio de Janeiro em Botafogo**. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 1980, 175p.

MARCON, L.P. **Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório – RS.** Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2005, 155p.

MARINHO, F.A.M. **A técnica do papel filtro para medição de sucção.** Encontro sobre Solos Não Saturados, Rio Grande do Sul, 1: 112-125, 1995.

MARTÍNEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação Barreiras.** Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, 2003, 266p.

MEMÓRIA GEOTÉCNICA: Barragem de Enrocamento UHE Corumbá. Furnas Centrais Elétricas, Rio de Janeiro, RJ, 1997, 72p.

NOGAMI, J.S. & VILLIBOR, D.F. **Identificação expedita dos grupos da classificação MCT para solos tropicais.** X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Foz do Iguaçu, PR, 1994, Vol. 4, p.1293-1300.

NOGAMI, J. S. & VILLIBOR, D. F. **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos.** Ed. Villibor, São Paulo, SP, 1995, 240p.

ORTIGAO, J. A. R. **Introdução à Mecânica dos Solos dos Estados Críticos.** Rio de Janeiro: LTC Livros Técnicos e Científicos, 1993. 368p

PARREIRA, A.B.; TAKEDA, M.C.; LUZ, M.P. Avaliação da influência do período de imersão nos resultados do ensaio CBR de solos tropicais. 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, São Carlos, SP, 2004, Vol. 1, 383-388.

PEREIRA, J.H.F. e MARINHO, F. **Apostila do Curso de Mecânica dos Solos Não Saturados.** XI COBRAMSEG – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia, Brasília, DF, 1998.

PESSOA, F.H.C. **Análise dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário.** Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM-117ª/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004, 151 p.

PESSOA, F.H.C., CAMAPUM DE CARVALHO, J. & GOUVEIA, L.A. **Análise das propriedades físico-químicas, micro-estruturais e mecânica de um solo fino estabilizado com cal.** II Simpósio Sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste, Goiânia, 1: 251-260, 2005.

PINHEIRO, M. **tij-unsat: um novo modelo elastoplástico para solos não saturados.** Dissertação de Mestrado, Publicação G.DM-118A/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004, 191p.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos.** 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2002. 355p.

REIS, R.M. **Comportamento Tensão-Deformação de dois horizontes de um solo Residual de Gnaisse.** Tese de Doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2004, 191p.

REZENDE, L.R; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; CARDOSO, F.B.F. & CAMPELLO, C.S. **Estudos laboratoriais de dois solos finos estabilizados com cal.** I Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Brasília - DF, 2003, Vol. único, p.207-217.

ROSENO, J.L., CAMAPUM DE CARVALHO, J. **Avaliação granulométrica de um perfil de solo tropical usando o granulômetro a laser.** III Simpósio sobre Solos Tropicais e Processos Erosivos no Centro-Oeste. Cuiabá, MT, 2007, 53p.

SCHNAID, F. **Ensaio de Campo e Suas Aplicações à Engenharia de Fundações.** São Paulo, Oficina de Textos, 2000. 189p.

SÓRIA, M. H. A. **Os limites de Atterberg, o argilomineral e o teor de argila.** VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre - RS, 1986, Vol. 1, p.161-171.

WOOD, D.M. **Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics.** Cambridge University Press, 1990, 462p.