



UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA "JÚLIO DE MESQUITA FILHO"
FACULDADE DE ENGENHARIA - CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

JHABER DAHSAN YACOUN

**MELHORIA DO COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL DE UM SOLO
ARENOSO FINO COM USO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ**

ILHA SOLTEIRA

2017

UNIVERSIDADE ESTADUAL PAULISTA “JÚLIO DE MESQUITA FILHO”
FACULDADE DE ENGENHARIA - CAMPUS DE ILHA SOLTEIRA
PÓS - GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

**MELHORIA DO COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL DE UM SOLO
ARENOSO FINO COM USO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ**

JHABER DAHSAN YACoub

Dissertação de mestrado apresentada à
Faculdade de Engenharia do Campus de
Ilha Solteira – UNESP, como parte dos
requisitos para obtenção do grau de
Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: **Prof. Dr. José Augusto de
Lollo**

ILHA SOLTEIRA

2017

FICHA CATALOGRÁFICA

Desenvolvido pelo Serviço Técnico de Biblioteca e Documentação

Y122m Yacoub, Jhaber Dahsan.
Melhoria do comportamento colapsível de um solo arenoso fino com uso de cinza de casca de arroz / Jhaber Dahsan Yacoub. -- Ilha Solteira: [s.n.], 2017
145 f. : il.

Dissertação (mestrado) - Universidade Estadual Paulista. Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira. Área de conhecimento: Recursos Hídricos e Tecnologias Ambientais, 2017

Orientador: José Augusto de Lollo
Inclui bibliografia

1. Mecânica dos solos. 2. Estabilização de solos. 3. Potencial de colapso. 4. Cinza de casca de arroz.

CERTIFICADO DE APROVAÇÃO

TÍTULO DA DISSERTAÇÃO: MELHORIA DO COMPORTAMENTO COLAPSÍVEL DE UM SOLO ARENOSO FINO COM USO DE CINZA DE CASCA DE ARROZ

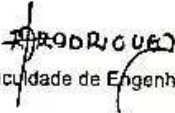
AUTOR: JHABER DAHSAN YACoub

ORIENTADOR: JOSE AUGUSTO DE LOLLO

Aprovado como parte das exigências para obtenção do Título de Mestre em ENGENHARIA CIVIL,
área: RECURSOS HIDRICOS E TECNOLOGIAS AMBIENTAIS pela Comissão Examinadora:

Prof. Dr. JOSE AUGUSTO DE LOLLO 
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. MAURO MITSUUCHI TASHIMA 
Departamento de Engenharia Civil / Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira

Prof. Dr. ROGER AUGUSTO RODRIGUES 
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental / Faculdade de Engenharia de Bauru

Ilha Solteira, 24 de fevereiro de 2017

Aos meus pais Harb (*in memoriam*) e Maria por sempre acreditarem em mim e estarem ao meu lado, na esperança de um dia poder retribuí-los, em tudo que me proporcionaram.

AGRADECIMENTOS

Ao professor José Augusto de Lollo pelos ensinamentos repassados, paciência, conselhos e amizade.

Ao técnico de laboratório Mário Roberto Correa Ferreira por toda ajuda, companheirismo e amizade dentro e fora do laboratório.

Aos professores Jair Camacho (*in memoriam*), Mauro Mitsuuchi Tashima e Roger Augusto Rodrigues pelos auxílios nesta pesquisa, os valiosos ensinamentos e companheirismo nestes dois anos de convivência.

Aos demais técnicos e funcionários dos laboratórios Ademir Modesto de Carvalho, Flavio Rogério Porato, Gilson Campus Correa, Marcelo Marques e Ozias da Silva Porto pela ajuda e convivência sempre agradável.

Às colegas Iara Bernardi, Tatianna Santos, e em especial à, Cícera Mariana Capellari Macruz Brito e Luiza Perrone Fagundes pelos auxílios nos ensaios, bem como a amizade dentro e fora do laboratório.

Aos companheiros de república André Toniati, Bruno Pimenta, Carlos Viana, Lucas Pereira e Thiago Pereira pelo convívio agradável e o bom humor.

RESUMO

Solos colapsíveis são assim denominados por sofrerem uma redução brusca de seu índice de vazios quando umedecidos ou por meio do aumento de sobrecarga. O colapso pode ocorrer pela ruptura dos vínculos ou redução da sucção do solo. A casca de arroz é utilizada para geração de energia em agroindústrias de secagem e parbolização de arroz, de sua queima sobra a Cinza de Casca de Arroz (CCA), que por vezes não possui destino adequado. Um solo arenoso fino colapsível com Cinza de Casca de Arroz teve seu comportamento analisado por meio de ensaios edométricos simples, visando verificar sua colapsibilidade quando umedecido a 200 kPa, com grau de compactação próximo ao encontrado em campo (80%). Para tanto, foram analisadas as misturas solo + CCA com substituições de 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14% de CCA em massa de solo. Os resultados de caracterização física das misturas demonstraram redução da massa específica aparente seca máxima, e aumento da umidade ótima. Sendo percebido pelos ensaios de difração de raios x e microscopia eletrônica que a CCA ocupou os vazios do solo, resultando na redução de sua colapsibilidade e do potencial de colapso, conforme comprovado pelos ensaios edométricos simples, tendo se destacado os percentuais de 10%, 12% e 14% de substituição. A CCA se mostrou eficaz na redução do colapso, sendo recomendado o uso mínimo de 10% em substituição em obras lineares ou em solos não compactados. Além da redução com gastos em estabilizantes tradicionais, os resultados mostram uma boa possibilidade de destinação adequada ao resíduo usado. Foram comparados também diferentes graus de compactação (GC) do solo e das misturas no ensaio edométrico (70%, 75%, 80%, 85%, 90% e 95%), com um colapso insignificante em 90% GC.

Palavras-chave: Mecânica dos solos. Estabilização de solos. Potencial de colapso. Cinza de casca de arroz.

ABSTRACT

Collapsible soils are so called due to its abrupt decrease in void ratio when wetted or increase overload. Collapse can occur from bond break or suction reduction. Rice husk is used for energy generation in rice drying and parboiling agroindustry, Rice Husk Ash (RHA) remains for this burn, and sometimes does not have for a proper disposal. The collapsible behavior of a sandy fine soil with rice husk ash was evaluated using simple edometric tests, when wetted at 200 kPa compression load, and compaction degree similar to field conditions (80%). Mixtures with 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% and 14% of RHA replacement in mass where tested. Soil and RHA characterization tests show optimum moisture increase, and maximum dry density reduction. Results from X ray and scam microscopy tests reveals that RHA occupies soil voids, resulting collapsibility and collapse potential reduction in edometric tests. Mixtures containing 10%, 12% and 14% of RHA in mass substitution show better behavior improvement. RHA affix results effective reduciotn in collapse potential, with good results from 10% of replacement, with potential usage in linear works or low-compacted soils. Moreover of reduction costs on traditional stabilizaton, the results indicate an appropriate destination for this waste. Varying compaction degree for studied soil (70%, 75% 80%, 85%, 90% and 95%) was observed a significant reduction in collapse potential at 90%.

Keywords: Soil mechanics. Stabilization of soil. Collapsible behavior. Rice husk ash.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Critério de colapsibilidade segundo Denisov (1951).....	34
Tabela 2 – Critério de colapso de acordo com Priklonskij (1952).....	34
Tabela 3 – Critério de colapso estabelecido por Handy (1973).....	37
Tabela 4 – Graus de saturação críticos para ocorrência de colapso.....	37
Tabela 5 – Solo colapsível conforme código de obras soviético (1977).....	38
Tabela 6 – Critério de colapso definido por Minkov (1977)	38
Tabela 7 – Relação entre coeficiente de não uniformidade e colapso do solo.	39
Tabela 8 – Critérios de colapso baseados em ensaios qualitativos	41
Tabela 9 – Critérios de colapso baseados em ensaios qualitativos (continuação).....	42
Tabela 10 – Coeficiente de colapsibilidade (C) segundo Reginatto e Ferrero (1973).....	44
Tabela 11 - Potencial de colapso segundo Jennings e Knight (1975).....	45
Tabela 12 - Potencial de colapso segundo Lutenegeger & Saber (1988)	45
Tabela 13 – Tensões de carregamento, descarregamento e tempo necessário para o término das deformações.....	75
Tabela 14 – Resultado dos ensaios de limite de consistência	83
Tabela 15 – Variação dos limites de consistência com a adição de CCA	86
Tabela 16 – Resultados dos ensaios de proctor normal	89
Tabela 17 – Variação das frações correspondentes ao solo, em função do teor de CCA.....	102
Tabela 18 – Índices físicos obtidos dos ensaios edométricos com variados graus de compactação	111
Tabela 19 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I).....	111
Tabela 20 – Índices físicos obtidos pelos ensaios edométricos	121
Tabela 21 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I).....	121
Tabela 22 – Resumo dos resultados de outros autores	130

Tabela 23 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)	131
Tabela 24 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)	132
Tabela 25 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)	133
Tabela 26 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)	134

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Registros de solos colapsíveis no Brasil	21
Figura 2 – Danos em edificações provocados pelo colapso do solo	24
Figura 3 - Arranjos estruturais colapsíveis	25
Figura 4 – Resistência temporária devido a forças eletromagnéticas	26
Figura 5 – Grãos de areia envoltos por argila	27
Figura 6 – Grãos de areia envoltos por silte.....	27
Figura 7 – Método gráfico do critério de Gibbs e Bara (1961).....	35
Figura 8 – Critério proposto por Vilar e Rodrigues (2015).....	40
Figura 9 – Ensaio de compressão edométrica simples e duplo	46
Figura 10 – Ensaio edométrico com câmara de compressão triaxial	51
Figura 11 – Curvas de deformação axial em função dos estados de tensão ...	52
Figura 12 – Comparação do potencial de colapso entre ensaio de consolidação anisotrópica e edométrico	52
Figura 13 – Local de coleta das amostras.....	69
Figura 14 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos	77
Figura 15 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos (continuação).....	78
Figura 16 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos (continuação).....	79
Figura 17 – Sequencia de ensaios realizados.....	81
Figura 18 – Resultado do ensaio de limite de liquidez	83
Figura 19 – Resultado do ensaio proctor normal do solo	84
Figura 20 – Resultado dos ensaios de limite de liquidez.....	85
Figura 21– Resultado dos ensaios de limite de liquidez (continuação)	86
Figura 22 – Variação do índice plasticidade com teor de CCA	87
Figura 23 – Resultados das curvas de compactação proctor normal.....	87
Figura 24 – Resultados das curvas de compactação proctor normal (continuação).....	88

Figura 25 – Resultado das curvas de compactação em energia normal.....	89
Figura 26 – Curvas típicas de compactação de diversos solos brasileiros	90
Figura 27 – Relação entre massa específica aparente seca máxima e umidade ótima em função do teor de CCA	91
Figura 28 – Resultado do ensaio de granulometria do solo (sedimentação e peneiramento)	92
Figura 29 – Resultado do ensaio de granulometria da CCA	93
Figura 30 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 2%...	94
Figura 31 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 4%...	95
Figura – 32 Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 6%...	96
Figura 33 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 8%...	97
Figura 34 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 10%	98
Figura 35 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 12%	99
Figura 36 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 14%	100
Figura 37 – Distribuição granulométrica do solo, da CCA e das misturas solo+CCA	101
Figura 38 – Distribuição das frações correspondentes ao solo em função do teor de CCA.....	103
Figura 39 – Resultados do ensaio de granulometria a laser do solo e da CCA	104
Figura 40 – Resultado do ensaio de granulometria a laser do solo e das misturas.....	105
Figura 41 – Resultado do ensaio de granulometria a laser do solo e das misturas (continuação)	106
Figura 42 – Granulometria a laser da CCA, solo e misturas plotadas em um único gráfico	106
Figura 43 – Resultados do ensaio de difração de raios x.....	108

Figura 44 – Resultados edométricos com variados graus de compactação do solo.....	109
Figura 45 – Resultados edométricos com variados graus de compactação do solo (continuação)	110
Figura 46 – Resultados dos ensaios edométricos com diferentes graus de compactação do solo em um único gráfico	110
Figura 47 – Índices físicos em função dos graus de compactação	113
Figura 48 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado em função do grau de compactação ...	114
Figura 49 – Resultado dos ensaios edométricos simples	115
Figura 50 – Resultado dos ensaios edométricos simples (continuação).....	116
Figura 51 – Resultado dos ensaios edométricos do solo e das diferentes misturas.....	117
Figura 52 – Resultado dos ensaios edométricos simples em termos de variação de altura	118
Figura 53 – Resultado dos ensaios edométricos simples em termos de variação de altura (continuação).....	119
Figura 54 – Resultado dos ensaios edométricos do solo e das diferentes misturas em função da variação da altura dos corpos de prova	120
Figura 55 – Variação dos índices físicos nos ensaios edométricos com CCA	122
Figura 56 – Variação dos coeficientes de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I), em função do teor de CCA.....	123
Figura 57 – Resultado da caracterização microestrutural	127
Figura 58 – Resultado da caracterização microestrutural (continuação).....	128
Figura 59 – Resultado da caracterização microestrutural (continuação).....	129

LISTA DE ABREVIações E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing and Materials
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
BBM	Barcelona Basic Model
°C	Graus célsius
CKD	Cement Kiln Dusts
CBC	Cinza de Bagaço de Cana
CBR	Índice de Suporte Califórnia
CL	Argila pouco compressível
CCA	Cinza de Casca de Arroz
CD	Ensaio adensado drenado
CPT	Cone Penetration Test
Cu	Coeficiente de não uniformidade
CU	Ensaio adensado não drenado
CV	Cinza Volante
d	Distância entre os planos atômicos paralelos sucessivos no cristal
D ₁₅ solo	Diâmetro de 15% das partículas de solo
D ₈₅ calda	Diâmetro de 85% das partículas da calda
DRX	Difração de Raios X
Δe_c	Variação dos índices de vazios depois de umedecido
ΔH_c	Variação do corpo de prova no umedecimento
ΔV	Variação do volume
Δw	Desvio de umidade
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios no campo
e_i	Índice de vazios inicial
e_f	Índice de vazios final
ε	Deformação volumétrica específica

EDX	Espectroscopia de raios x por energia dispersiva
e_L	Índice de vazios no Limite de Liquidez
GC	Grau de Compactação
GW	Pedregulho bem graduado
Y_{0d}	Peso específico aparente seco de campo
Y_{Ld}	Peso específico aparente seco no limite de liquidez
Y_d	Peso específico aparente seco
H_0	Altura inicial do corpo de prova
ICITECH	Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón
IP	Índice de Plasticidade.
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
λ	Comprimento de onda
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
MK	Metacaulim
ML	Silte pouco compressível
n	Ordem de reflexão
n_0	Porosidade de campo
NBR	Norma Brasileira
NSPT	Número de golpes no ensaio SPT
pH	Potencial Hidrogeniônico
PVC	Policloreto de Vinila
ρ_d	Massa específica aparente seca
ρ_{di}	Massa específica aparente seca inicial
ρ_{df}	Massa específica aparente seca final
$\rho_{m\acute{a}x}$	Massa específica aparente seca máxima
ρ_i	Massa específica inicial
ρ_f	Massa específica final
S_0	Grau de saturação de campo
SCBA	Sugar Cane Bagasse Ash
S_{crit}	Grau de saturação crítico
SEM	Scanning Electron Microscopy
SM	Areia Siltosa

S_r	Grau de saturação
S_{ri}	Grau de saturação inicial
S_{rf}	Grau de saturação final
SSA	Sewage Sludge Ash
SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
SP	Estado de São Paulo
SW	Areia bem graduada
SPT	Standard Penetration Test
σ'	Tensão efetiva
σ	Tensão total
δ	Coeficiente Minkov (1977)
θ	Ângulo formado com o plano atômico entre o feixe incidente e o refletido
u	Pressão neutra
v	Volume total
W_0	Umidade de campo
$W_{ót}$	Umidade ótima
W_i	Umidade inicial
W_L	Teor de umidade no Limite de Liquidez
W_f	Umidade final
W_P	Teor de umidade no Limite de Plasticidade
XRD	X-Ray Diffraction

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
2	OBJETIVO	19
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	20
3.1	Solos Colapsíveis	20
3.1.1	Características dos Solos Colapsíveis	24
3.1.2	Métodos de Caracterização do Colapso	28
3.2	Melhoria de Solos	53
3.2.1	Estabilização Física e Química dos Solos	53
3.2.2	Estabilização de Solos Colapsíveis	61
3.2.3	Uso de Cinza de Casca de Arroz	63
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL	68
4.1	Materiais	68
4.1.1	Solo	68
4.1.2	Cinza de Casca de Arroz	70
4.2	Ensaio Realizados	70
4.2.1	Caracterização Física	70
4.2.2	Granulometria	71
4.2.3	Caracterização Mineralógica (Difração de Raios x)	72
4.2.4	Ensaio Edométrico	72
4.2.5	<i>Caracterização Microestrutural (Microscopia Eletrônica de Varredura)</i>	79
4.3	Metodologia Experimental	80
5	RESULTADOS E DISCUSSÃO	82
5.1	Caracterização Física	82
5.1.1	Solo	82
5.1.2	Cinza de Casca de Arroz	84

5.1.3	Misturas Solo e Cinza de Casca de Arroz	84
5.2	Granulometria	91
5.2.1	Peneiramento e Sedimentação.....	91
5.2.2	Granulometria a Laser.....	103
5.3	Caracterização Mineralógica (Difração de Raios X)	107
5.4	Ensaio Edométrico	108
5.4.1	Ensaio Edométrico com Variados Graus de Compactação.....	109
5.4.2	Ensaio Edométrico com Variados Teores de Cinza de Casca de Arroz	115
5.5	Caracterização Microestrutural (Microscopia Eletrônica de Varredura)	126
6	CONCLUSÕES	135
7	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	137
	REFERÊNCIAS	138

1 INTRODUÇÃO

Solos colapsíveis estão presentes em diversas regiões do Brasil e do mundo. O fenômeno de colapso leva a uma redução brusca do índice de vazios do solo gerando recalques que podem provocar severos danos em edificações que nele se apoiam. Tal fenômeno ocorre pelo umedecimento do solo, com estrutura metaestável, sem que necessariamente haja acréscimo de sobrecarga, levando a ruptura dos vínculos entre as partículas do solo (DUDLEY, 1970; REGINATTO e FERRERO, 1973; JENNINGS e KNIGHT, 1975; LOURENS e CZAPLA, 1987).

Alternativas construtivas e de projeto dependem da identificação do comportamento colapsível, no entanto, tal identificação é normalmente regional baseada em critérios de campo ou de laboratório, estes últimos fundamentados em ensaios qualitativos ou quantitativos.

Os ensaios de campo procuram identificar o colapso em escala real, já os de laboratório o identificam em condições ideais. Dentre os ensaios quantitativos, os edométricos predominam sobre os triaxiais. Os edométricos ainda se dividem em ensaios duplos (corpos de prova ensaiados com e sem umedecimentos), com critério de colapso segundo Reginatto e Ferrero (1973) e simples (corpos de prova carregados até uma tensão de interesse e posteriormente umedecidos), classificando o comportamento colapsível segundo Jennings e Knight (1975).

Para se evitar os danos provocados pelo processo de colapso ou reduzi-los, mudanças de projeto e construtivas podem ser adotadas. De forma geral, projetos de fundações com estacas pré-moldadas de maiores diâmetros, estacas *in situ* de menores diâmetros com brita ou concreto plástico apiloados no fundo da vala ou ainda o uso de radiers, conferem à fundação maior estabilidade, mesmo em solos umedecidos.

O umedecimento do solo pode ser evitado com projetos adequados de drenagem de águas pluviais, redes de água e esgoto no interior de dutos de proteção e substituição de antigas tubulações por tubulações de PVC.

Quando o comportamento do solo não compensa a alteração no projeto de fundações ou quando técnicas de reforço são inviáveis tanto técnica quanto economicamente, há a alternativa de efetuar o tratamento do solo visando diminuir sua compressibilidade, sendo a estabilização uma alternativa interessante para melhoria de solos colapsíveis.

A adição de substâncias estabilizantes no solo como cal, cimento e resíduos com propriedades pozolânicas foram testadas com sucesso por diversos pesquisadores, no entanto, tais substâncias possuem custo elevado. (VARGAS, 1977; OLA, 1977; AZEVEDO *et al*, 1998; PEETHAMPARAN; LIN *et al*, 2007; OLEK e LOVELL, 2008; CHEN; LIN, 2009; ZHANG *et al*, 2013).

O resíduo da Cinza de Casca de Arroz (CCA) é gerado em grande quantidade pelas agroindústrias devido à produção de energia e não vem sendo descartado de forma adequada, além disso, a CCA possui características pozolânicas, atraindo diversos pesquisadores para seu uso principalmente em argamassas e concretos, como fonte alternativa.

A CCA como aditivo já foi testado por Tashima *et al*. (2004); Basha *et al* (2005), Tashima (2006), Tashima *et al* (2012) e Fagundes *et al* (2015) demonstrando bons resultados. Seu baixo custo, quando comparado a estabilizantes tradicionais, podendo ser aliado a processos de compactação, bem como um destino final adequado incentivaram a proposição de seu uso no processo de estabilização de solos colapsíveis, como um método de melhoria de baixo custo.

2 OBJETIVO

O objetivo desta pesquisa foi verificar o efeito da adição de Cinza de Casca de Arroz (CCA) no comportamento colapsível de um solo arenoso fino.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo aborda um aprofundamento ao tema proposto por meio de consulta a livros e artigos relacionados a esta pesquisa.

3.1 Solos Colapsíveis

Alguns solos quando submetidos a um aumento da quantidade de água em seus vazios ou são umedecidos após aplicação de sobrecargas, podem sofrer uma redução de volume expressa por variação brusca de seu índice de vazios sem que necessariamente tenha havido aumento das cargas aplicadas. Tal fenômeno é atribuído ao colapso da estrutura dos solos, de onde veio a designação de solos colapsíveis, metaestáveis ou subsidentes (GUTIERREZ, 2005 *apud* BENATTI, 2010), hidrocompactação e hidroconsolidação (DUDLEY, 1970 *apud* RODRIGUES, 2003).

A denominação colapsível, assim como expansivo, não é uma propriedade intrínseca do solo, mas sim um conjunto de fatores que o tornam colapsível ou expansivo (MENESCAL, 1992 *apud* ARAKI, 1997).

Tais solos podem ser encontrados em diversos países como África do Sul, Angola, Argentina, Austrália, Brasil, Espanha, Estados Unidos, Israel, Quênia, Romênia, dentre outros, sendo, no entanto mais comuns em regiões de clima quente (atual ou pretérito). No Brasil, estes materiais cobrem extensas áreas das Regiões Centro-Sul e Nordeste do país, como ilustrado pela Figura 1 (LOLLO, 2007).

Figura 1 – Registros de solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Ferreira *et al.* (1989) *apud* Lollo (2007).

Solos colapsíveis podem ter diferentes origens que dependem de fatores climáticos regionais e do ambiente geológico.

Podem ser formados por aterros mal compactados, depósitos eólicos, coluvionares, aluvionares ou residuais. São normalmente encontrados em regiões de clima árido ou semiárido (ARAKI, 1997).

Nos parágrafos seguintes, Lollo (2007) cita sobre possíveis processos formadores de solos colapsíveis.

Em aterros mal compactados, isto ocorre quando não há o devido cuidado na execução da compactação, tornando o solo altamente compressível e permeável devido ao estado poroso em que o maciço se encontra. Nesta situação o solo se torna suscetível a grandes deformações quando solicitado ou umedecido graças à facilidade de percolação e infiltração da água pelo aterro. A textura granulométrica do perfil dependerá do solo utilizado no aterro.

Solos transportados de origem eólica são formados por areia e silte, em consequência de seu agente transportador, possui uniformidade granulométrica, formando perfis com pouca coesão, textura predominantemente arenosa, pequena massa específica, elevada porosidade e permeabilidade. Tais características o tornam colapsível. Entretanto na ausência de umidade, a água intersticial evapora proporcionando uma resistência temporária, gerada pela sucção (capilaridade e adsorção).

Nos perfis formados por solos transportados por água, tanto os de origem aluvial quanto os formados por corrida de lama (mud flow), possuem material mal consolidado com elevada porosidade e baixa massa específica que conferem ao solo características colapsíveis. Os primeiros são predominantemente arenosos, já os formados por fluxo de lama a fração fina predomina.

Solos residuais são formados pelo processo de intemperismo e alteração da rocha subjacente ao solo (rocha matriz), sua textura depende do grau de intemperismo e da rocha que o originou. A estrutura colapsível se dá pela elevada porosidade e baixa massa específica que ocorrem neste tipo de solo, pois o processo de lixiviação das camadas mais superficiais carrega os óxidos de ferro e frações finas para as camadas mais internas, tornando as superiores porosas e instáveis.

O colapso está relacionado à perda de resistência do solo não saturado podendo ser função da perda dos vínculos do solo ou destruição dos efeitos capilares, responsáveis pela tensão de sucção, podendo haver ou não aumento da sobrecarga. Entretanto existem condições que devem ser satisfeitas para que o solo seja colapsível.

De acordo com Dudley (1970) um solo é colapsível quando configurado pelos pontos principais:

- Elevado índice de vazios;
- Umidade menor que a necessária para sua saturação;
- Estrutura metaestável gerada pela água entre os grãos; e
- Vínculos cimentantes de carbonato de cálcio, óxido de ferro e alumínio, gipsita e sais.

Para Barden, McGown e Collins (1973) o colapso ocorre quando existem três condições:

- Existência de um solo com estrutura parcialmente saturada porosa e potencialmente instável;
- Existência de uma pressão aplicada que aumente a instabilidade do solo; e

- Presença de um alto valor de sucção que estabilize os contatos intergranulares e que são susceptíveis de enfraquecimento quando saturados.

Pode haver diferentes mecanismos que levam o solo ao colapso, dependendo do fator que mantém a estabilidade temporária do solo. Dudley (1970) cita alguns nos parágrafos a seguir.

Quando a capilaridade é responsável por tal efeito, a entrada de água rompe a capilaridade por meio da diminuição da sucção, fazendo com que os grãos deslizem uns sobre os outros, levando a rápida diminuição no volume do solo.

Quando a estrutura metaestável é mantida por vínculos de argila em umidade natural e há um acréscimo de tensão ocorrem poucas mudanças em sua estrutura, pois as partículas resistem a tal aumento, entretanto existe uma tensão limite a qual, quando alcançada, rompe os vínculos forçando um rearranjo estrutural. Além disto, se ocorrer acréscimo de umidade, os vínculos de argila podem não resistir e levar o solo ao colapso, mesmo que não ocorra sobrecarga.

Em solos metaestáveis mantidos por estruturas floculadas de argila, a entrada de água diminui a concentração iônica do fluido, além das tensões capilares, levando a uma diminuição da coesão e também da resistência à deformação.

A entrada de água também provoca o enfraquecimento de vínculos cimentantes do solo como carbonatos, óxidos de ferro e gipsita com consequente perda de resistência.

Além dos fatores citados anteriormente por Dudley (1970), uma simples alteração no estado de tensões do solo pode levá-lo ao colapso, como escavações a céu aberto ou construções de túneis (CAMAPUM, 1994 *apud* ARAKI, 1997).

O processo de colapso dos solos leva a recalques bruscos que provocam deslocamentos nas fundações e, como estas são elementos estruturais que tem por finalidade receber e transferir as cargas da edificação para o solo, tais deslocamentos podem causar danos importantes à edificação, podendo comprometê-las.

Araki (1997) avalia que além de danos em fundações, o colapso do solo pode provocar danos em pavimentos, ruptura e deslizamentos de taludes, desabamento de túneis, recalques diferenciais, etc.

Rodrigues (2003) cita que em casos extremos, especialmente quando se tratam de construções antigas e com projetos de fundações inadequados, os danos podem ser tão extensos que a edificação pode ruir.

A Figura 2 demonstra os danos provocados devido à ascensão do lençol freático provocado pelo enchimento do reservatório de Três Irmãos, na cidade de Pereira Barreto – SP.

Figura 2 – Danos em edificações provocados pelo colapso do solo



Fonte: Rodrigues (2007).

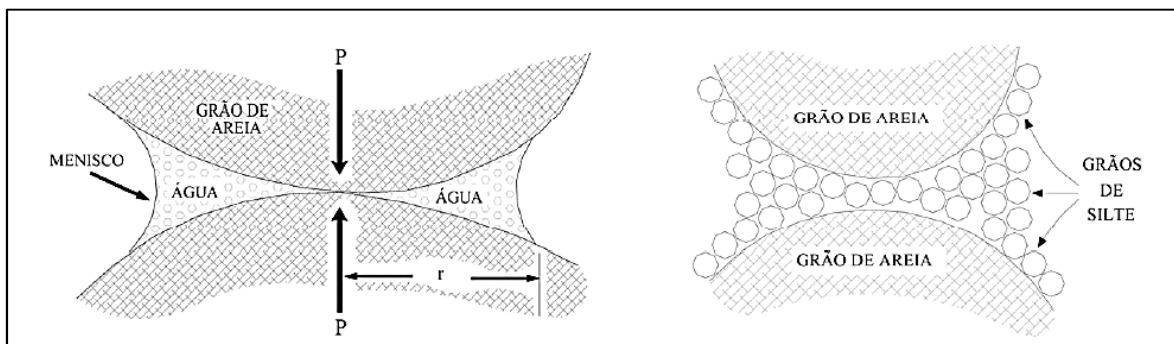
3.1.1 Características dos Solos Colapsíveis

Para que ocorra colapso é necessário um solo com elevada porosidade associada a uma situação de equilíbrio metaestável entre suas partículas. Esta situação é mantida por meio de uma resistência temporária gerada por forças eletromagnéticas de superfície, a sucção e a presença de alguma substância cimentante, como óxidos de ferro e os carbonatos. (DUDLEY, 1970).

Quando ocorrem variações de sucção, alteração no estado de tensões, no equilíbrio eletromagnético e nas ligações cimentantes, a estabilidade

provisória ou aparente destes solos é interrompida. A Figura 3 ilustra o modelo simplificado de arranjos estruturais colapsíveis.

Figura 3 - Arranjos estruturais colapsíveis



Fonte: Lollo (2007).

A resistência temporária no solo se deve ao aumento da tensão efetiva (σ') em relação à tensão total (σ), por meio do aumento da pressão neutra (u) negativa ocasionada pelas tensões capilares. Tal fato se dá pelo contato água-ar, a água contida nesses capilares faz com que o solo fique submetido a elevadas pressões neutras negativas, conferindo ao solo uma elevada resistência à deformação e ao cisalhamento. Quando as tensões capilares são eliminadas, com adição de água, por exemplo, a resistência aparente diminui, pois a pressão de contato entre os grãos diminui (DUDLEY, 1970).

A mecânica dos solos clássica foi desenvolvida em países de clima temperado, onde predomina a ocorrência de depósitos sedimentáveis saturados, os quais o princípio das tensões efetivas é eficaz. Entretanto, grande parte da superfície terrestre é composta por solos não saturados, nos quais se enquadram os solos colapsíveis e expansivos.

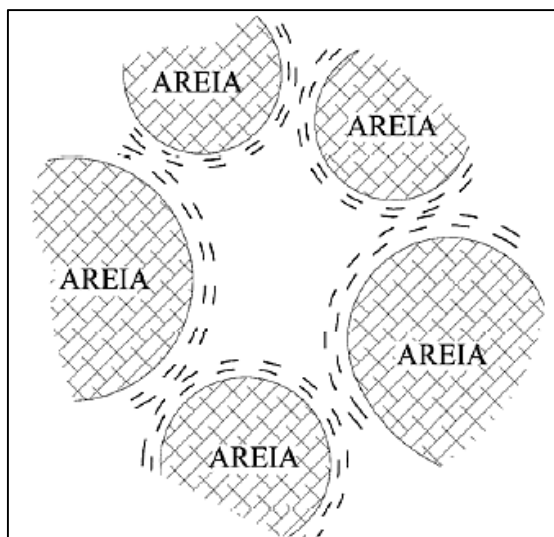
Os solos colapsíveis não saturados perdem resistência, pois além da diminuição da sucção, há perda de resistência nas ligações entre os grãos. (CAMACHO, 2007).

O aumento na rigidez temporária da estrutura do solo está relacionado ao aumento da sucção. Este efeito pode ser observado em um ensaio edométrico confinado, onde se percebe um aumento da tensão de pré-adensamento do solo.

A resistência temporária do solo também pode ocorrer pelas forças de Van der Waals, de osmose e atração molecular. Isto ocorre quando os solos

mais grosseiros se conectam por partículas finas, principalmente argila. Esta, quando oriunda do intemperismo, forma uma fina camada sobre as areias, ficando condicionada à estrutura cristalina dos grãos maiores. (Lollo, 2007). A Figura 4 mostra tal situação.

Figura 4 – Resistência temporária devido a forças eletromagnéticas

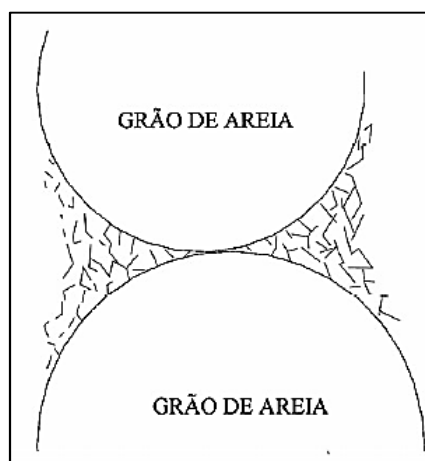


Fonte: Dudley (1970) *apud* Lollo (2007).

Uma considerável resistência é observada quando este arranjo se encontra seco, no entanto, há uma separação dos grãos quando umedecidos, levando a redução das forças e consequente perda de resistência.

Devido à lixiviação que ocorre em áreas de intensa pluviosidade, a argila se encontra dispersa no fluido intersticial e conforme o solo seca, a mesma é carregada e vai flocculando. O processo de evaporação faz aumentar a concentração de íons que tendem a agrupar as partículas de argila dispersas no fluido intersticial ao redor dos grãos de areia. Como é mostrada pela Figura 5, a estrutura flocculada mantém grãos maiores agrupados por argilas.

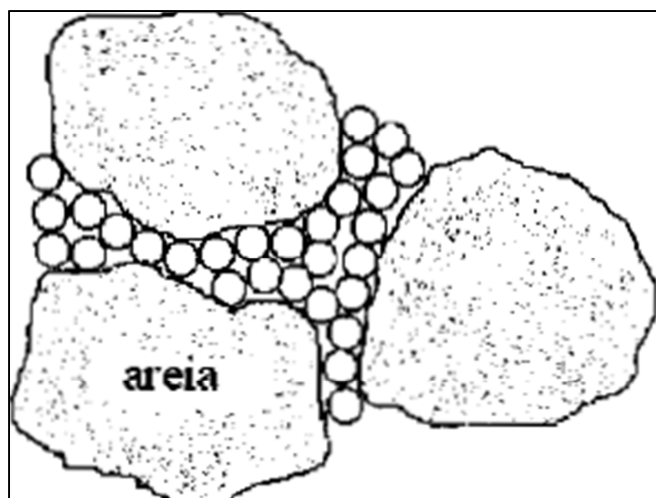
Figura 5 – Grãos de areia envoltos por argila



Fonte: Dudley (1970) *apud* Lollo (2007).

Vínculos de estabilidade temporários podem ser formados por partículas de silte envolvendo grãos de areia. O contato silte – silte e silte - areia promove a estabilidade estrutural do solo conforme a Figura 6 (DUDLEY, 1970).

Figura 6 – Grãos de areia envoltos por silte



Fonte: Dudley (1970) *apud* Lollo (2007).

Com adição de água, as tensões capilares e a concentração de íons no fluido diminuem. Isto possibilita o aumento das forças repulsivas entre as partículas, provocando a perda da resistência e consequentemente o colapso do solo (DUDLEY, 1970).

Uma situação de equilíbrio metaestável também ocorre quando há um agente cimentante (óxidos de ferro, carbonatos, dentre outros) entre as

partículas maiores. Quando o agente cimentante é dissolvido devido à saturação parcial ou total do solo, a resistência intergranular é diminuída acarretando o colapso. Conforme estudos realizados por Rodrigues (2003), a intensidade do colapso é função da solubilidade do cimentante em relação ao fluido de inundação.

Li, Vanapalli e Li (2015) discutiram a influência microestrutural no colapso de solos do tipo loess, compreendendo que foram 4 os principais fatores: formato padrão das partículas, contato entre as partículas, formato dos poros, e vínculo entre as partículas.

Os pesquisadores entenderam que todos os fatores são interdependentes, mas existem dois principais: formato dos poros e a cimentação entre os vínculos. No caso do solo loess, espaçamento entre os poros e a argila entre os vínculos, formam os parâmetros chave na influência do potencial de colapso.

Benatti, Rodrigues e Miguel (2013) alertam que o processo de colapso está relacionado com a redução da sucção, nem sempre devido à dissolução da cimentação.

Conforme estudos de Miguel e Vilar (2009) e Benatti (2010) *apud* Benatti, Rodrigues e Miguel (2013), a estrutura colapsível de um solo laterítico de Campinas – SP se deve primeiramente à sucção, sem contribuição significativa da cimentação entre as partículas, mesmo contendo quantidades significativas de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio dispersos na matriz argilosa.

3.1.2 Métodos de Caracterização do Colapso

Nas últimas décadas, alguns critérios e ensaios foram desenvolvidos para o estudo dos solos colapsíveis em campos experimentais e em laboratórios, sendo cada um deles baseado em grandezas diferentes.

De forma geral, pode-se dizer que a caracterização do comportamento colapsível pode ser feita de duas formas básicas, em laboratório e no campo. Os critérios de caracterização e classificação de solos colapsíveis baseados em ensaios de laboratório podem ainda ser divididos em dois grupos: critérios

baseados em ensaios qualitativos e critérios baseados em métodos quantitativos.

Os métodos aplicados em laboratório para mensuração do colapso retratam condições ideais. Já a aplicação dos ensaios e dos critérios de campo busca a estimativa do colapso em escala real.

3.1.2.1 *Ensaio de Campo*

Além de permitir identificar o comportamento colapsível, os ensaios de campo também permitem quantificar o colapso, algo que para engenharia cartográfica de materiais colapsíveis é bastante interessante. Dentre os mais comuns podem ser citados os ensaios SPT (Standard Penetration Test), CPT (Cone Penetration Test) e ensaios derivados, ensaios pressiométricos, provas de carga (em placa ou sobre estaca), uso de protótipos (paredes, muros, sapatas), e uso de equipamentos desenvolvidos especialmente para tal finalidade. Contribuições interessantes têm sido propostas tentando-se relacionar levantamentos geofísicos com a caracterização dos perfis de materiais colapsíveis e seu comportamento mecânico avaliado com base em ensaios de campo ou de laboratório.

Ferreira e Fucale (1999), com base em ensaios de campo (ensaios SPT em sondagens de simples reconhecimento) e laboratório (ensaios edométricos), avaliaram o comportamento colapsível de solos de quatro municípios do estado de Pernambuco. Os autores destacam a importância da sucção matricial no comportamento colapsível, mostrando que condições de altos valores de NSPT estavam relacionadas a baixos teores de umidade ou altas sucções, e que o comportamento colapsível para tais solos se manifestava em condições específicas de carregamento no campo (comportamento condicionalmente colapsível).

Oliveira e Lollo (2001) realizaram um zoneamento de materiais colapsíveis para a área urbana de Ilha Solteira - SP tendo como base a identificação de materiais inconsolidados a partir dos landforms identificados na área e o registro de processos de colapso já ocorridos. Os elementos de terreno identificados mostraram forte relação entre perfis de materiais

inconsolidados arenosos finos com alta porosidade, espessuras superiores à 20 m, e comportamento colapsível, localizados nos topos de colinas amplas, suave onduladas, identificados nos divisores de água na área.

Ferreira *et. al.* (2002), caracterizaram o colapso a partir de ensaios de campo realizados com o expansocolapsômetro e ensaios edométricos simples e duplos em laboratório, em Palmas - TO. Segundo os autores, foi possível verificar que sob a ação de peso próprio das camadas de solo os potenciais de colapso são menores, que o expansocolapsômetro foi eficiente na identificação do colapso em profundidades maiores que 3 m e que os potenciais de colapso obtidos no campo são 83% dos obtidos em laboratório.

Rodrigues, Souza e Lollo (2002), combinaram ensaios de campo (provas de carga em placa) e de laboratório (ensaios edométricos duplos) com medidas de recalques monitorados em dois protótipos de sapatas corridas, com a finalidade de estabelecer, a cada estágio de carregamento, a magnitude dos recalques por colapso em função da profundidade das amostras. Os potenciais de colapso obtidos permitiram a classificação do solo como condicionalmente colapsível em 80% dos casos e como verdadeiramente colapsível nos outros 20%. A compactação do solo na base das sapatas permitiu reduzir os recalques em 50%.

Santoro e Diniz (2002) relacionaram dados de levantamentos de potencial espontâneo segundo alinhamentos na área urbana de Taubaté - SP com valores de NSPT obtidos de sondagens de simples reconhecimento realizadas na área para diagnosticar a natureza dos recalques ocorridos. Os resultados mostraram que as edificações com ocorrências de colapso devidas à ruptura da rede de esgoto tinham seus elementos de fundação apoiados em camadas do subsolo que apresentavam baixos valores de N, e valores negativos de SP (potencial espontâneo) que indicavam a presença de depósitos de textura arenosa e estrutura porosa.

Smith e Devine (2002) utilizaram dados de ensaios pressiométricos pré-furo para prever o recalque por colapso de materiais de granulometria variada (desde solos argilosos até depósitos de cascalho) em sete localidades de três estados dos Estados Unidos com vistas a projetos de fundação rasa. Os autores puderam identificar três níveis de recalque (pré-colapso, durante o colapso, e pós-colapso) e o confronto dos recalques previstos com aqueles

posteriormente medidos em campo mostraram variações insignificantes (máximo de 10% para recalques da ordem de 250 mm).

Su e Zhu (2002) aplicaram análise multivariada para caracterizar os perigos geológicos relacionados à implantação de uma rodovia na China considerando um conjunto de fatores importantes na caracterização dos perigos geológicos. Os resultados mostraram que dentre os fatores considerados, o comportamento colapsível das camadas de loess na área foi determinante para compor as condições que resultavam em áreas com os níveis de perigos geológicos mais expressivos.

Benkadja (2006) avaliou a ação de hidrocarbonetos oriundos de vazamentos de tanques de armazenamento como fluidos de umedecimento no desencadeamento do colapso e comparou a intensidade do colapso devido ao umedecimento do solo com água e com hidrocarbonetos a partir de ensaios edométricos simples, segundo proposta de Jennings e Knight (1975), verificando maiores recalques quando o solo foi umedecido com água.

Rodrigues (2007) modelou as deformações por colapso devidas à ascensão do lençol freático na área de influência do reservatório de Três Irmãos - SP valendo-se de ensaios de campo e laboratório prévios, de dados de monitoramento de recalques em edificações na área, e ensaios com sucção controlada, visando caracterizar o comportamento não saturado do solo. O autor concluiu que as deformações por colapso aumentaram com a redução da sucção (sem saturação), que os colapsos mais intensos ocorriam em condições de submersão gradual do solo, e que muitas das deformações por colapso ocorridas se deram sob a ação do peso próprio do solo.

Zhang, Zhang e Qi (2010) avaliaram a colapsibilidade de um depósito quaternário de loess na China sob a ação de peso próprio, utilizando ensaios de laboratório e de campo (em cava) visando determinar os graus de saturação do material por imersão. Os resultados mostraram menores taxas de deformação (sem recalques por colapso) nos ensaios de campo durante a imersão e deformações mais intensas após a imersão, fatos que os autores atribuem à estrutura interestratada dos depósitos (com alternância de lentes mais arenosas e mais finas).

Lollo *et. al.* (2011) correlacionaram potenciais de colapso definidos a partir de ensaios de laboratório para diferentes perfis de alteração de solos

segundo a profundidade, com resultados de sondagens elétricas verticais que foram interpretados com apoio em ensaios SPT e CPT realizados na área urbana de Ilha Solteira - SP. Os resultados mostraram relação entre o comportamento condicionalmente colapsível dos materiais e a variação da resistividade elétrica com a profundidade, indicando bom potencial de uso de levantamentos geoeletricos para identificação preliminar de camadas do subsolo com comportamento colapsível de forma a orientar amostragem e realização de ensaios de laboratório.

No caso dos levantamentos de campo, foi possível perceber que é muito comum o uso de dados de sondagens de simples reconhecimento, especialmente ensaios SPT. Tal uso se justifica em função da grande tradição de uso de dados de ensaios SPT em projetos de fundações, da relativa simplicidade e baixo custo da técnica, além da possibilidade de uso de sondagens pré-existentes em muitos locais.

Os exemplos apresentados dão uma ideia da diversidade de alternativas possíveis para caracterizar o comportamento colapsível de materiais inconsolidados.

3.2.2.2 *Ensaio de Laboratório*

Dentre os ensaios de laboratório, é comum o uso de ensaios de caracterização para obtenção de classificações expeditas de materiais colapsíveis, e de ensaios edométricos quando se pretende classificações mais confiáveis que correlacionem condições de campo dos materiais com solicitações previstas (tensões de projeto ou tensões devidas a peso próprio).

- **Métodos Qualitativos**

A identificação do comportamento colapsível em laboratório pode ser feita a partir de investigações de sua estrutura e composição (ensaios de microscopia eletrônica e de transmissão, difratometria de raios X, ensaios de dispersão, caracterização química e granulométrica do solo) ou de ensaios de índices físicos e limites de consistência.

Quando a identificação do solo em diferentes condições permite identificar o comportamento colapsível, opta-se pelo primeiro caso, sendo comum o estudo antes e após o colapso. Já o segundo caso, ensaios de índices físicos e limites de consistência, permite a previsão do comportamento colapsível por meio das relações entre índices descritivos do solo. Para a cartografia de materiais colapsíveis a segunda opção é mais interessante, pois tem maior potencial de previsão de comportamento com menor custo para realização dos ensaios.

Além de serem mais interessantes para a cartografia de materiais colapsíveis, a literatura sempre relacionou os índices físicos ao potencial de colapso, como mostrado por Dudley (1970) uma estrutura porosa (elevado índice de vazios) e uma umidade menor que a necessária para sua completa saturação, configura o solo como colapsível. Uma estrutura porosa e parcialmente saturada está também entre as condições necessárias citadas por Barden, McGown e Collins (1973) para manifestação do colapso.

A seguir são apresentados alguns critérios baseados em ensaios expeditos, os quais podem ser encontrados em Araki, (1997), Benatti (2010) e Aydat e Hanna (2011). Tais resultados são específicos para os solos considerados em cada uma dessas pesquisas, e não serão utilizados nesse trabalho.

Denisov (1951) elaborou o critério de subsidência (K) definido como:

$$K = \frac{e_L}{e_0}$$

Onde,

e_0 : Índice de vazios de campo; e

e_L : Índice de vazios do solo amolgado no seu limite de liquidez.

Com o coeficiente de subsidência variando de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 – Critério de colapsibilidade segundo Denisov (1951)

K	Colapsibilidade do Solo
$0,5 < K < 0,75$	Altamente Colapsível
$K = 1$	Argilas Não Colapsíveis
$1,5 < k < 2,0$	Não Colapsível

Fonte: Denisov (1951) *apud* Aydat e Hanna (2011).

Priklonskij (1952) definiu o coeficiente K_d por meio da relação:

$$K_d = \frac{W_L - W_0}{IP}$$

Onde,

W_L : Teor de umidade no limite de liquidez;

W_0 : Umidade de campo; e

IP: Índice de plasticidade.

Estabelecendo o critério de colapso como mostrado na Tabela 2.

Tabela 2 – Critério de colapso de acordo com Priklonskij (1952)

K_d	Colapsibilidade do Solo
$K_d < 0$	Altamente Colapsível
$K_d > 0,5$	Não Colapsível
$K_d > 1,0$	Solo Expansivo

Fonte: Priklonskij (1952) *apud* Aydat e Hanna (2011).

Para Clevenguer (1958) caso a massa específica aparente seca do solo (ρ_d) seja menor que $1,28 \text{ g/cm}^3$ o solo sofrerá grandes recalques, caso seja maior que $1,44 \text{ g/cm}^3$ o solo estará sujeito a menores recalques.

Gibbs e Bara (1961) elaboraram o coeficiente R que relaciona a umidade necessária para o solo saturar com o teor de umidade no limite de liquidez:

$$R = \frac{W_{\text{sat}}}{W_L}$$

Onde,

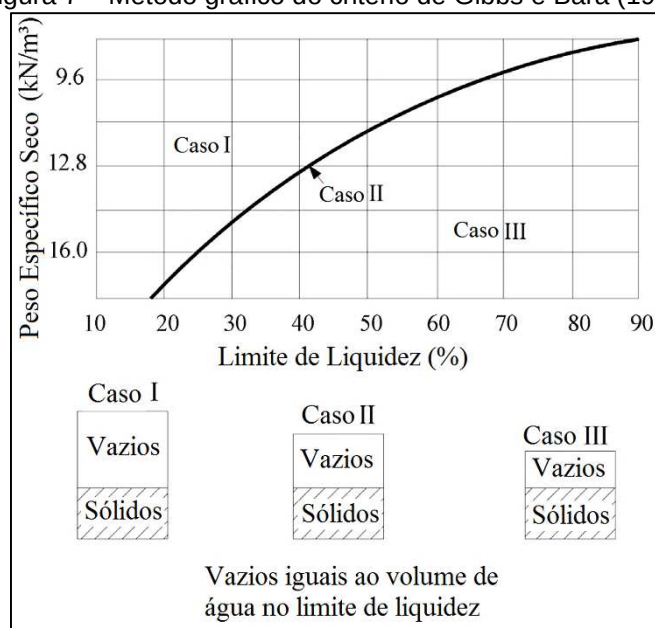
W_{sat} : Umidade necessária para saturar o solo; e

W_L : Teor de umidade no limite de liquidez.

Quando $R \geq 1$ o solo é considerado susceptível ao colapso, ou seja, quando o limite de liquidez do solo for igual à umidade necessária para sua saturação, entretanto o limite de liquidez deve ser superior a 20% (Thonton e Arulanandan, 1975; Popescu, 1986 *apud* Araki, 1997).

A partir da relação anteriormente estabelecida é possível identificar a colapsibilidade por meio da construção de um gráfico Peso Específico Aparente Seco (γ_d) x Teor de Umidade no Limite de Liquidez (W_L), como mostrado na Figura 7.

Figura 7 – Método gráfico do critério de Gibbs e Bara (1961)



Fonte: Gibbs e Bara (1961) *apud* Vilar e Rodrigues (2015).

No caso I a umidade de saturação é maior que o limite de liquidez ($R > 1$) com potencial de colapso alto. Com o peso específico baixo, a umidade necessária à saturação mantém o solo no limite de liquidez ($R = 1$) se enquadrando no caso II, o qual oferece pouca resistência à deformação. Se a umidade de saturação for menor que o limite de liquidez, o solo se mantém plástico, resistindo melhor ao colapso, podendo ocorrer caso haja sobrecarga ($R < 1$, caso III).

O coeficiente K_L definido por Feda (1964) relaciona o grau de saturação (S_r) com a consistência do solo:

$$K_L = \frac{\left(\frac{W_0}{S_0} - W_P\right)}{IP}$$

Onde,

W_0 : Umidade de campo do solo;

S_0 : Grau de saturação de campo do solo;

W_P : Teor de umidade no limite de plasticidade; e

IP: Índice de plasticidade.

Para solos com grau de saturação de campo menor ou igual a 60%, o solo é considerado colapsível se $K_L > 0,85$.

Estudos realizados por Feda (1966) demonstram que solos com porosidade de campo (n_0) acima de 40% são suscetíveis ao colapso.

Minhev (1969) estabeleceu para o código de obras soviéticas o coeficiente α em função do índice de vazios do solo (e):

$$\alpha = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$$

Onde,

e_0 : Índice de vazios no campo; e

e_L : Índice de vazios no limite de liquidez.

O código de obras estabelece que $\alpha > -0,1$ o solo é susceptível ao colapso, desde que o grau de saturação de campo (S_0) seja menor que 60%.

Kassif e Henkin (1967) desenvolveram um critério para solos do tipo loess que relaciona a massa específica aparente seca do solo (ρ_d) com o teor de umidade. Quando o produto de ambos, com o teor de umidade utilizado em porcentagem, for menor que 15 g/cm³ o solo é colapsível.

Loess colapsível de Iowa foi estudado por Handy (1973), o qual estabeleceu o critério de colapso para loess contendo argilas menores que

0,002 mm, de acordo com a porcentagem das mesmas o autor elaborou a Tabela 3:

Tabela 3 – Critério de colapso estabelecido por Handy (1973)

Porcentagem de Argila Menor que 0,002 mm Presente em Loess	Colapso
<16%	Alta Probabilidade
16% – 24%	Provável
24% – 32%	Menos de 50% de Probabilidade
> 34%	Normalmente Não Ocorre

Fonte: Handy (1973) *apud* Aydat e Hanna (2011).

Jennings e Knight (1975) discutem sobre o grau de saturação crítico do solo (S_{crit}), o qual o colapso ocorre caso o grau de saturação de campo (S_0) seja abaixo do crítico, se acima o colapso não ocorre. Segundo os autores, o grau de saturação crítico depende da granulometria do solo, conforme a Tabela 4.

Tabela 4 – Graus de saturação críticos para ocorrência de colapso

GRANULOMETRIA	S_{crit} (%)
Cascalho Fino	$6 \leq S_{crit} \leq 10$
Areia Fina Siltosa	$50 \leq S_{crit} \leq 60$
Silte Argiloso	$90 \leq S_{crit} \leq 95$

Fonte: Jennings e Knight (1975).

Markin (1969) relacionou o peso específico aparente seco por meio do coeficiente α :

$$\alpha = \frac{Y_{0d}}{Y_{Ld}}$$

Onde,

Y_{0d} : Peso específico aparente seco de campo;

Y_{Ld} : Peso específico aparente seco no limite de liquidez.

Para $\alpha > 1,3$ solo tende a ser expansivo, $\alpha < 1,1$ tende a ser colapsível.

Em 1977 o código de obras soviético passou por atualização estabelecendo o coeficiente CI para identificação de solos colapsíveis:

$$CI = \frac{e_L - e_0}{1 - e_0}$$

Onde,

e_L : Índice de vazios no limite de liquidez; e

e_0 : Índice de vazios de campo.

O solo é classificado como colapsível quando o grau de saturação (S_r) for menor que 80% e CI for menor que os valores apresentados pela Tabela 5, de acordo com a umidade no limite de plasticidade (W_p) do solo (CÓDIGO DE OBRAS SOVIÉTICO, 1977 *apud* BENATTI, 2010).

Tabela 5 – Solo colapsível conforme código de obras soviético (1977)

W_p (%)	CI
$1 \leq W_p < 10$	< 0,10
$10 \leq W_p < 14$	< 0,17
$14 \leq W_p < 22$	< 0,24

Fonte: Código de obras soviético (1977) *apud* Benatti (2010).

Minkov (1977) institui um coeficiente δ para solos loess na Bulgária:

$$\delta = K(n_0 - 40)(30 - W_0)$$

Onde,

n_0 : Porosidade de campo do solo; e

W_0 : Umidade de campo.

O solo é classificado como colapsível conforme a variação do coeficiente K e do solo loess, mostrados na Tabela 6.

Tabela 6 – Critério de colapso definido por Minkov (1977)

K	Solo Loess
0,02	Areia Loess
0,03	Loess Arenoso
0,05	Loess Típico
0,08	Loess Argiloso
0,09	Argila Loes

Fonte: Minkov (1977) *Apud* Aydat e Hanna (2011).

Ayadat e Belouahri (1996) pesquisaram a influência do coeficiente de não uniformidade (C_u) e sua influência na subsidência do solo. A Tabela 7 mostra a relação entre ambos.

Tabela 7 – Relação entre coeficiente de não uniformidade e colapso do solo

C_u	Colapso
$C_u \leq 4$	Não Ocorre
$4 < C_u < 12$	Pode Ocorrer
$C_u \geq 12$	Ocorre

Fonte: Ayadat e Belouahri (1996) *apud* Aydat e Hanna (2011).

Ayadat e Ouali (1999) afirmam que o solo é suscetível ao colapso quando o índice de plasticidade (IP) for menor que 20% e o teor de umidade no limite de liquidez (W_L) entre 15% e 35%.

Ayadat e Hanna (2007) elaboram uma equação que define o colapso do solo relacionando a umidade do mesmo com o peso específico seco e o coeficiente de não uniformidade do solo:

$$CP = a(\gamma_d - 15,27) + bW_0 + 17$$

$$a = -0,036C_u - 1,379$$

$$b = 0,0006C_u^2 - 0,089C_u + 1,3$$

Onde,

γ_d : Peso específico aparente seco;

W_0 : Umidade de campo do solo; e

C_u : Coeficiente de não uniformidade.

Para os autores, não ocorre colapso do solo quando $CP < 1$, para $CP > 1$ o solo está suscetível ao colapso.

Vilar e Rodrigues (2015) utilizaram os métodos expeditos de caracterização de solos colapsíveis propostos por Gibbs (1961) e de Mello (1973) *apud* Vilar e Rodrigues (2015) para separar solos colapsíveis de não colapsíveis de diferentes origens, tendo a intenção de atualizar os métodos anteriores para uso preliminar na investigação de solos colapsíveis.

A grande influência do grau de compactação e do desvio de umidade em relação à umidade ótima (Δw) foi fundamental para que os autores concluíssem, por meio de duas equações, que o solo é considerado colapsível quando:

$$GC \leq 90 - 0,6 \cdot \Delta w$$

Para solos com umidade abaixo da ótima, e

$$GC \leq 90 - 1,8 \cdot \Delta w$$

Para solos com umidade acima da ótima.

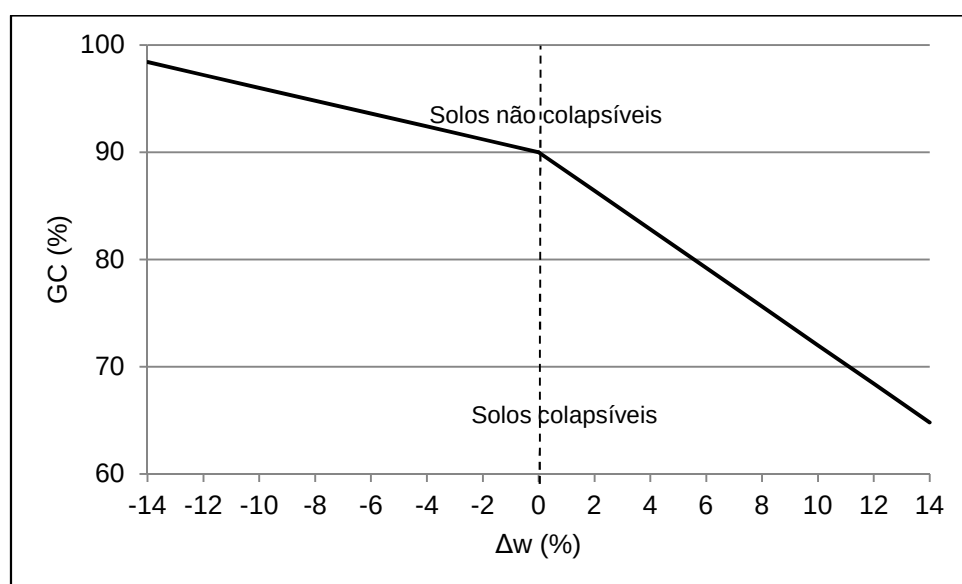
Onde,

GC : Grau de compactação; e

Δw : Desvio de umidade em relação à umidade ótima.

Os mesmos ainda concluem que as formulações anteriores podem ser simplificadas para solos colapsíveis quando: $GC < 90\%$ para umidades abaixo da ótima, e tendem a diminuir o grau de compactação para umidades acima da ótima. A Figura 8 ilustra graficamente o critério de Vilar e Rodrigues (2015).

Figura 8 – Critério proposto por Vilar e Rodrigues (2015)



Fonte: Vilar e Rodrigues (2015).

As Tabelas 8 e 9 resumem os critérios mencionados anteriormente.

Tabela 8 – Critérios de colapso baseados em ensaios qualitativos

Referência	Expressão	Observação
Denisov (1951)	$K = \frac{e_L}{e_0}$	0,5 < K < 0,75 Altamente colapsível K = 1 Argilas não colapsíveis 1,5 < k < 2,0 Não colapsível
Priklonskij (1952)	$K_d = \frac{W_L - W_0}{IP}$	$K_d < 0$ Altamente colapsível $K_d > 0,5$ Não colapsível $K_d > 1,0$ Solo expansivo
Clevenguer (1958)	$\rho_d < 1,28 \text{ g/cm}^3$ (a) $\rho_d > 1,44 \text{ g/cm}^3$ (b)	(a) Sujeito a grandes recalques (b) Sujeito a menores recalques
Gibbs e Bara (1961)	$R = \frac{W_{sat}}{W_L}$	$R \geq 1$ Solo suscetível ao colapso Também pode ser obtido de forma gráfica
Feda (1964)	$K_L = \frac{\left(\frac{W_0}{S_0} - W_P\right)}{IP}$	Para $S_0 < 60\%$ $K_L > 0,85$ Colapsível
Feda (1966)	$n_0 > 40\%$	Suscetível ao colapso
Minhev (1969) (Código de Obras Soviético)	$\alpha = \frac{e_0 - e_L}{1 + e_0}$	Para $S_0 > 60\%$ $\alpha > -0,1$ Suscetível ao colapso
Kassif e Henkin (1967)	$\rho_d \cdot W_0 < 15 \text{ g/cm}^3$	Colapsível
Handy (1973)	% de Argila < 0,002 mm presente em Loess de Iowa	<16% Alta probabilidade de colapso 16% – 24% Provável colapso 24% – 32% Menos de 50% de probabilidade de colapso > 34% Normalmente não ocorre
Jennings e Knight (1975)	$S_0 < S_{crit}$ e Granulometria	Cascalho fino $6 \leq S_{crit} \leq 10$ Areia fina siltosa $50 \leq S_{crit} \leq 60$ Silte argiloso $90 \leq S_{crit} \leq 95$
Markin (1969)	$\alpha = \frac{V_{Od}}{V_{Ld}}$	$\alpha > 1,3$ Tendência de ser expansivo $\alpha < 1,1$ Tende a ser colapsível
Código de Obras Soviético (1977)	$S_r < 80\%$; $CI = \frac{e_L - e_0}{1 - e_0}$	Colapsível: $1 \leq W_p < 10$; $CI < 0,10$ $10 \leq W_p < 14$; $CI < 0,17$ $14 \leq W_p < 22$; $CI < 0,24$

Tabela 9 – Critérios de colapso baseados em ensaios qualitativos (continuação)

Minkov (1977)	$\delta = K(n_0 - 40)(30 - W_0)$	Colapsível: K= 0,02 Areia loess K= 0,03 Loess arenoso K= 0,05 Loess típico K= 0,08 Loess argiloso K= 0,09 Loess como argila
Ayadat e Belouahri (1996)	Cu	$Cu \leq 4$ Colapso não ocorre $4 < Cu < 12$ Colapso pode ocorrer $Cu \geq 12$ Colapso ocorre
Ayadat e Ouali (1999)	IP; W_L	Suscetível ao colapso se $IP < 20\%$ e $15\% < W_L < 30\%$
Ayadat e Hanna (2007)	$CP = a(v_d - 15,27) + bW_0 + 17$ $a = -0,036Cu - 1,379$ $b = 0,0006Cu^2 - 0,089Cu + 1,3$	$CP < 1$ Não há colapso $CP > 1$ Suscetível ao colapso
Vilar e Rodrigues (2015)	$GC \leq 90 - 0,6 \Delta w$ (a) $GC \leq 90 - 1,8 \Delta w$ (b)	(a) Solos colapsíveis, com teor de umidade abaixo da ótima (b) Solos colapsíveis, com teor de umidade acima da ótima.

Fonte: Adaptado de Aydat e Hanna (2012).

- **Métodos Quantitativos**

Dentre os métodos de identificação baseados em ensaios quantitativos, há evidente predominância daqueles baseados em ensaios edométricos sobre os critérios baseados em ensaios de compressão triaxial. No caso dos ensaios edométricos pode-se ainda considerar duas alternativas: os ensaios denominados duplos (corpos de prova diferentes ensaiados com e sem umedecimento) classificando o comportamento colapsível segundo proposta de Reginatto e Ferrero (1973), e os ensaios simples (corpos-de-prova carregados até uma tensão de interesse e posteriormente umedecidos) sendo o colapso classificado segundo Jennings e Knight (1975).

- **Ensaio Edométrico Duplo**

Dá-se por meio da preparação de dois corpos de prova com as mesmas características, sendo um ensaiado com umidade de campo e outro saturado desde o início. São feitos carregamentos progressivos de modo a se obter a deformação axial em cada estágio de carregamento. Os resultados obtidos relacionam o índice de vazios (e) pelo carregamento ($\log \sigma$), tendo ambos os ensaios ajustados no mesmo gráfico e vs $\log \sigma$.

Reginatto e Ferrero (1973) analisaram o comportamento colapsível por meio do coeficiente de colapsibilidade (C), o qual avalia o colapso do corpo de prova umedecido em comparação ao corpo de prova em umidade natural.

$$C = \frac{\sigma_{fs} - \sigma_0}{\sigma_{fn} - \sigma_0}$$

Onde,

σ_{fs} : tensão de pré-adensamento do solo saturado;

σ_{fn} : tensão de pré-adensamento do solo com umidade de campo; e

σ_0 : tensão vertical geostática.

As tensões de pré-adensamento podem ser determinadas pelos métodos tradicionais da mecânica dos solos. Tendo especial atenção à tensão de pré-adensamento do solo no campo devido sua variação com a sucção.

Reginatto e Ferrero (1973) avaliaram a colapsibilidade do solo conforme a Tabela 10.

Tabela 10 – Coeficiente de colapsibilidade (C) segundo Reginatto e Ferrero (1973)

(C)	Colapsibilidade do solo
$C < 0$	Verdadeiramente Colapsível
$0 < C < 1$	Condicionalmente Colapsível
$C = 1$	Não Colapsível
$C = -\infty$	Colapsível e Normalmente Adensado ($\sigma_m = \sigma_0$).

Fonte Reginatto e Ferrero (1973).

Quando a tensão de pré-adensamento é menor que a tensão geostática vertical do solo, o solo é tido como verdadeiramente colapsível ($C < 0$).

Quando a tensão de pré-adensamento do solo saturado for menor que a do solo com umidade de campo e maior ou igual à tensão vertical geostática, o solo será condicionalmente colapsível ($1 < C < 0$).

Quando a tensão de pré-adensamento do solo saturado for igual a do solo com umidade de campo, o comportamento do solo independe do grau de saturação, assim o solo não será colapsível e $C = 1$.

- Ensaio Edométrico Simples

Consiste na preparação de um corpo de prova em umidade de campo, com grau de compactação de interesse, sendo submetido a diferentes carregamentos até atingir uma tensão a qual se deseja estudar, nesta o corpo de prova é umedecido também com fluído de interesse de modo a desencadear o colapso, demonstrado pela descontinuidade da curva de compressão edométrica. Estabilizada a deformação por inundação, continua-se com os carregamentos progressivos até o término do ensaio.

Baseando-se no ensaio edométrico simples, Jennings & Knight (1975) elaboraram o potencial de colapso (CP), que varia com sucção inicial do solo antes do umedecimento, em função da deformação volumétrica específica ($\varepsilon = \frac{\Delta V}{V}$), definido como:

$$CP = \frac{\Delta e_c}{1 + e_0} \cdot 100\% \text{ ou } CP = \frac{\Delta H_c}{H_0} \cdot 100\%$$

Onde,

Δe_c : Variação dos índices de vazios depois de umedecido;

e_0 : Índice de vazios iniciais;

ΔH_c : Variação da altura do corpo de prova no umedecimento; e

H_0 : Altura inicial do corpo de prova.

Jennings & Knight (1975) avaliaram o potencial de colapso conforme a Tabela 11.

Tabela 11 - Potencial de colapso segundo Jennings e Knight (1975)

CP (%)	Gravidade do Problema
$0 < CP \leq 1$	Nenhum
$1 < CP \leq 5$	Moderado
$5 < CP \leq 10$	Problemático
$10 < CP \leq 20$	Grave
$CP > 20$	Muito Grave

Fonte: Jennings & Knight (1975).

Lutenegger e Saber (1988) adaptaram o critério de Jennings e Knight (1975) baseando-se na variação do índice de vazios antes e após o processo de colapso do solo. O potencial de colapso (I), variável com a sucção inicial do solo antes do umedecimento, é dado por:

$$I = \frac{\Delta e}{1 + e_i} \cdot 100\% \text{ ou } I = \frac{\Delta H_i}{H_{ai}} \cdot 100\%$$

Onde,

Δe : Variação do índice de vazios na saturação;

e_i : Índice de vazios antes da saturação;

ΔH_i : Variação da altura do corpo de prova na saturação; e

H_{ai} : Altura do corpo de prova antes da saturação.

Lutenegger & Saber (1988) avaliaram o potencial de colapso como mostrado na Tabela 12.

Tabela 12 - Potencial de colapso segundo Lutenegger & Saber (1988)

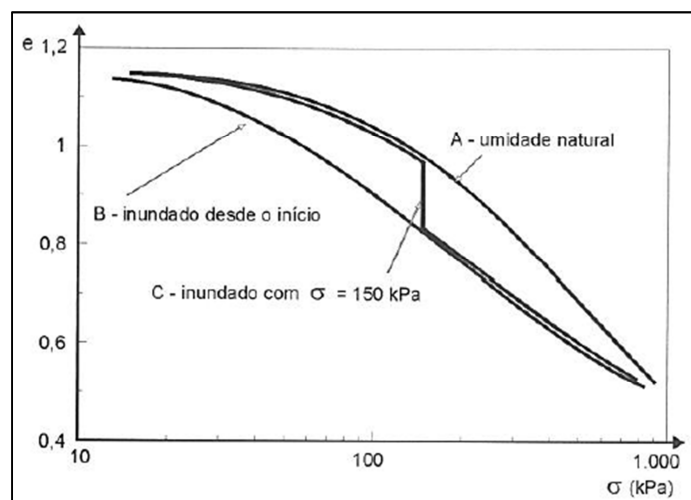
I (%)	Gravidade do Problema
2	Leve
6	Moderada
10	Alta

Fonte: Lutenegger & Saber (1988).

Neste trabalho foi adotado para o critério de Lutenegeger & Saber (1988) a denominação de critério de Jennings e Knight (1975) modificado, com os potenciais de colapso conforme Jennings e Knight (1975).

A Figura 9 ilustra os ensaios duplos e simples em um mesmo gráfico (e vs σ)

Figura 9 – Ensaio de compressão edométrica simples e duplo



Fonte: Pinto (2006).

As curvas A e B demonstram o ensaio duplo na umidade de campo e saturado desde o início, respectivamente, sendo a curva C um exemplo de ensaio simples com umedecimento em 150 kPa.

O uso de métodos quantitativos uniaxiais ou triaxiais dos materiais, apesar de extremamente útil para compreensão do processo de colapso, apresenta limitações de uso para cartografia de materiais colapsíveis, uma vez que as amostras ensaiadas geralmente representam porções limitadas do maciço estudado, razão pela qual a adoção de tais critérios deve estar apoiada em levantamentos prévios de campo e escritório que garantam a representatividade das amostras ensaiadas. Critérios para quantificação do colapso podem ser consultados em Lourens e Czapla (1987), Lawton (1991) e Davies (2000).

Guimarães, Camapum de Carvalho e Pereira (2002), avaliaram a colapsibilidade de solos porosos do Distrito Federal – DF combinando ensaios de laboratório (edométricos, de caracterização, obtenção da curva característica pela técnica do papel filtro, e ensaios de microscopia eletrônica

de varredura). Os autores concluíram que métodos baseados em ensaios de caracterização podem ser aplicados em avaliações preliminares de comportamento colapsível, enquanto as análises feitas utilizando os ensaios edométricos devem ser realizadas considerando-se a saturação e o carregamento aplicado em cada estágio de carga.

Haskins e Bell (2002) verificaram o potencial de colapso com ensaios edométricos simples em amostras de granito saprolítico retiradas em diferentes profundidades do solo de fundação da Barragem de Injaka, África do Sul. Variando, segundo critério de Jennings e Knight (1975), de 0% a 6% com saturação em 191 kPa.

Os mesmos autores comparam o ensaio edométrico com ensaios expeditos, visando obter índices confiáveis por meio de técnicas que exigem menor tempo e custo. Concluindo que os métodos de Denisov (1951), método gráfico de Gibbs e Bara (1961), Feda (1988) e Darwell *et al* (1976) *apud* Haskins e Bell (2002) se mostraram adequados para definir o potencial de colapso do solo em estudo. Já os critérios de Gibbs e Bara (1961) baseados no limite de liquidez e de Handy (1973) *apud* Haskins e Bell (2002) não obtiveram sucesso.

Rodrigues e Lollo (2007) pesquisaram a influência do esgoto doméstico na ocorrência de colapso com base em ensaios de laboratório (edométricos simples e duplos), parâmetros físicos e químicos do esgoto percolado, e avaliação da microestrutura do solo via microscopia eletrônica de varredura e de variações na composição do mesmo via ensaios de energia dispersiva.

Os autores concluíram que a presença de sódio na composição de sabões e detergentes existentes no esgoto doméstico tem influência significativa no processo de colapso, independentemente de condições de pH e viscosidade do fluido.

Gutierrez, Nóbrega e Vilar (2009) discutiram a influência da microestrutura de um material residual argiloso em seu comportamento colapsível. Este foi caracterizado a partir de ensaios edométricos simples e duplos, e correlacionado com a estrutura interna do solo, a natureza dos poros e sua porosidade interconectada, indicando influência da variação da estrutura com a profundidade no comportamento colapsível do material.

Pereira e Fredlund (2000) investigaram a estrutura metaestável de um gnaiss residual por meio de ensaios edométricos duplos e com permeâmetro triaxial. Trajetórias de tensão úmidas foram utilizadas para simular as condições colapsíveis de campo. A medida da variação de volume total e de umidade foi feita para valores de sucção matricial específico, segundo valores de trajetória de tensão para um determinado carregamento.

Os dados experimentais foram analisados para definir as mudanças relacionadas à estrutura metaestável do solo. O modelo melhor ajustado foi utilizado para prever o potencial de mudança no volume da estrutura metaestável do solo em estudo, durante o colapso induzido pelo umedecimento. Concluíram que há 3 fases distintas em termos de deformação total com decréscimo da sucção matricial.

A primeira fase ocorre quando o solo não saturado está sujeito a elevados valores de sucção matricial, nesta fase a estrutura metaestável do solo sofre pequenas deformações volumétricas. O escorregamento ocorre entre os grãos de solo não saturado e a estrutura do solo permanece intacta. Esta fase é chamada de pré-colapso.

A segunda fase é a fase do colapso, ocorre quando o solo não saturado experimenta valores intermediários de sucção matricial, nesta fase o solo pode sofrer grande variação de seu volume total em resposta ao decréscimo no valor da sucção matricial. A estrutura metaestável do solo não saturado é alterada devido à quebra dos vínculos que conectam as grandes partículas do solo.

A terceira é o pós-colapso, e ocorre à medida que o solo não saturado se aproxima da saturação, não sofrendo variações significativas em seu volume. A estrutura do solo permanece inalterada.

Jiang, Hu e Liu (2012) Induziram o colapso em solo loess usando ensaio edométrico simples e duplo, bem como compressão triaxial. Os ensaios edométricos demonstraram que o colapso independe da sequência de umedecimento e carregamento. O ensaio de compressão triaxial convencional melhorou a investigação do colapso em resposta a diferentes incrementos de umidade quando submetido a diferentes carregamentos.

Os autores perceberam que a tensão induzida pelo umedecimento para altas tensões confinantes se desenvolve em dois passos. Aumenta com o

aumento do teor de umidade e alcança relativa estabilidade, aumentando rapidamente novamente até que um estado final estável seja alcançado.

A superfície inicial de colapso foi encontrada plotando os vetores tensão induzidos pelo umedecimento, observados no ensaio de compressão triaxial. A tensão induzida por umedecimento foi insignificante quando o referencial é um ponto dentro da superfície, mas pode ser significativa se for umedecida em pontos além da superfície.

Benatti, Rodrigues e Miguel (2013) analisaram dois modelos elastoplásticos: Modelo Básico de Barcelona (BBM) e outro baseado no BBM para solos tropicais, proposto por Futai *et al* (1999) *apud* Benatti, Rodrigues e Miguel (2013). Utilizaram de ensaios de caracterização física, edométricos com controle de sucção, e papel filtro em amostras indeformadas de solo colapsível de Campinas – SP, em 3 diferentes profundidades (1,5 m, 4,5 m e 6,5 m).

O modelo BBM não foi considerado adequado para as camadas mais superficiais de solo, pois o mesmo considera que o potencial de compressibilidade do solo é função da redução do índice de compressibilidade elastoplástico e do acréscimo da sucção matricial.

O modelo desenvolvido para solos tropicais se mostrou mais adequado para previsão da colapsibilidade do perfil de solo que foi estudado, principalmente pelo aumento do índice de compressibilidade elastoplástica com a elevação da sucção matricial.

Benchouk, Abou-Bekr e Taibi (2013) utilizando do ensaio edométrico simples, com saturação em 200 kPa, variaram condições iniciais do ensaio para avaliar o potencial de colapso de um solo argiloso, o qual aumentou com a redução da massa específica aparente seca máxima, e com a redução da umidade inicial.

Os autores obtiveram o menor potencial de colapso com uma massa específica aparente seca máxima de 1,66 g/cm³ e umidade de 20%, e o maior potencial de colapso com umidade de 10% e massa específica aparente seca máxima de 1,2 g/cm³.

Concluíram que para uma umidade constante o potencial de colapso aumenta com a queda da massa específica aparente seca máxima, e que a presença de 28% de CaCO₃ no solo cimentou as partículas, mas a cimentação foi desfeita com o umedecimento.

Phanikumar, Raghav e Bhargav (2015) analisaram o potencial de colapso de um solo laterítico SM (classificação unificada), sem limites de consistência, por meio de ensaios edométricos simples com diferentes umidades iniciais e umedecimento em diferentes tensões.

Os autores saturaram os corpos de prova em 10 kPa, 20 kPa e 40 kPa, com umidades iniciais de 5%, 10%, 15% e 20%. A taxa de compressão inicial do solo aumentou com aumento da umidade inicial e da tensão de saturação. Já a deformação no colapso, bem como o potencial de colapso, foi reduzida com aumento da umidade inicial para todas as tensões de saturação. Tendo um valor notório com umedecimento em 10 kPa.

Ensaio edométrico possui grande importância, sendo os mais utilizados para identificação e estudo de solos colapsíveis, no entanto não retratam bem a variação da umidade do solo em campo. Para esta situação ensaios edométricos com controle de sucção são mais indicados, nestes é possível controlar os ciclos de umedecimento e secagem que naturalmente ocorrem no solo, além de identificar um valor crítico de sucção no qual o colapso atua de forma mais significativa.

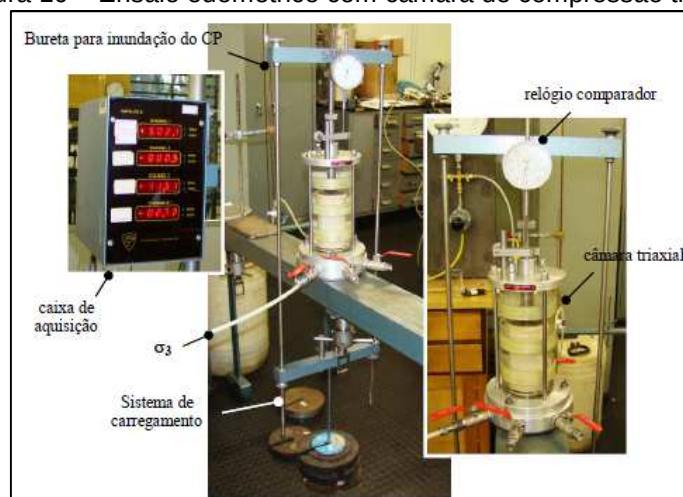
Além das condições mencionadas, o solo também pode entrar em colapso por meio de variações de umedecimento gerada pelo estado de tensão confinada a que o solo está submetido, em tal situação o solo é mais bem estudado por meio do ensaio de compressão triaxial. Este simula de modo mais realista as condições de confinamento do solo em campo. Mesmo simulando situações mais realistas ainda pouco se sabe sobre a influência do estado de compressão confinado, sua magnitude e deformações devido umedecimento do solo (Rodrigues e Vilar 2012).

- Ensaio de Consolidação Anisotrópica

Semelhante ao ensaio edométrico, mas com deformações laterais obtidas por meio de câmaras de ensaio de compressão triaxial adaptadas para carregar o corpo de prova por estágios (Figura 10).

Corpos de prova em umidade de campo são submetidos a um estado de tensão triaxial, e ensaiados até uma relação entre tensões principais (σ_1/σ_3) que caracterizam um estado de tensão de interesse, com umedecimento em seguida. As deformações axiais (ϵ_a) e volumétricas (ϵ_v) são anotadas, entretanto para o cálculo do potencial de colapso somente as axiais são consideradas, gerando um gráfico ϵ_a vs σ_1/σ_3 (Rodrigues e Vilar, 2012)

Figura 10 – Ensaio edométrico com câmara de compressão triaxial

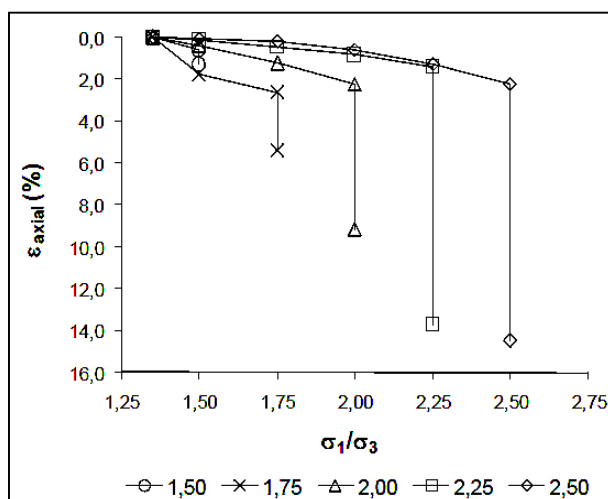


Fonte: Rodrigues e Vilar (2012).

Podendo-se utilizar o critério de Jennings e Knight (1975) para definição do potencial de colapso, como explicado anteriormente no ensaio edométrico.

A Figura 11 ilustra os resultados de um ensaio de consolidação anisotrópico com umedecimento em estados de tensão de interesse.

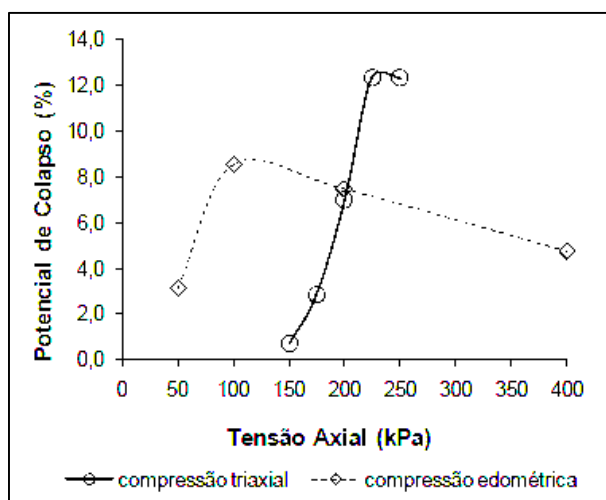
Figura 11 – Curvas de deformação axial em função dos estados de tensão



Fonte: Rodrigues e Vilar (2012).

Rodrigues e Vilar (2012) concluíram que o colapso aumentou com aumento da relação σ_1/σ_3 , tendo maiores valores próximos à tensão de ruptura dos corpos de prova, neste caso, $\sigma_1/\sigma_3=2,25$ e $\sigma_1/\sigma_3=2,50$. Em comparação ao ensaio edométrico com sucção controlada utilizando técnica de translação de eixos, o ensaio de consolidação anisotrópica obteve potenciais de colapso reduzidos até 200 kPa com $\sigma_1/\sigma_3=2,00$ (Figura 12), para valores acima, o potencial de colapso foi maior provavelmente pela tensão confinante e deformações laterais sofridas pelo corpo de prova.

Figura 12 – Comparação do potencial de colapso entre ensaio de consolidação anisotrópica e edométrico



Fonte: Rodrigues e Vilar (2012).

3.2 Melhoria de Solos

3.2.1 Estabilização Física e Química dos Solos

Dá-se o nome de estabilização ao processo que confere ao solo uma maior resistência às solicitações mecânicas, ao desgaste ou à erosão, utilizando de processos como compactação, correção granulométrica, correção da plasticidade ou através da adição de substâncias que provoquem cimentação ou aglutinação dos grãos (VARGAS, 1977).

A estabilização de solos é um método eficiente de tratamento de solos, fornecendo a eles um ganho estrutural, pode ser considerado um método rápido e de baixo custo, se comparado à substituição do solo com corte e consequente aterro, que exigem escavação e transporte (KAWAHASHI *et al*, 2010). Além de seu emprego em pavimentação se utiliza da estabilização do solo para reforços de fundação, melhoria em condições de escavação e estabilidade de taludes (VARGAS, 1977).

Gidley e Sackc (1984) *apud* Basha *et al* (2005) comentam que estabilização de solos fornece aos mesmos aumento da resistência ao cisalhamento, redução de recalques e diminuição da expansão.

Os solos com curva granulométrica próxima dos solos bem graduados (grupos GW e SW da Classificação Unificada) são considerados naturalmente estabilizados (curva de Talbot). Como tal classificação considera que a presença de muitos finos ou finos muito ativos é prejudicial por sofrerem expansão ou contração quando umedecidos, são considerados estabilizados os solos que contenham finos limitados a um índice de plasticidade menor que 6% e um limite de liquidez inferior a 25% (VARGAS, 1977).

Anon (1990) *apud* Bell (1996) cita que houve grande aumento do uso de solo cal na construção de rodovias durante a Segunda Guerra Mundial, sendo posteriormente uma técnica empregada no mundo todo, não só em rodovias, mas também em bases e sub-bases de ferrovias, pavimento de aeroportos, taludes, aterros e fundações.

Vargas (1977) orienta que solos estabilizados devem receber capa asfáltica o mais rápido possível para protegê-los das intempéries, caso exista a

possibilidade do solo ficar exposto a pelo menos 6 meses, a base para o pavimento deverá ter uma porcentagem não inferior a 8% passando na peneira 200 ASTM, com limite de liquidez até 35% e índice de plasticidade de 4% a 9%. Caso seja laterítico, poderá ter limites maiores: $LL < 40\%$ e $6\% < IP < 15\%$.

Solos que não contém naturalmente as especificações acima mencionadas podem ter sua granulometria alterada, quando se dispõe de pedregulhos, areias ou siltes e argilas. Caso a plasticidade dos finos passantes na peneira 40 ASMT seja elevada, é necessário lavagem ou peneiramento visando diminuir o IP aos valores mencionados no parágrafo anterior ou substituí-los por argilas inativas. A dosagem se dá visando manter o solo bem graduado nos intervalos de plasticidade indicados. Uma metodologia de dosagem interessante pode ser consultada em Rothfuchs (1952) *apud* Vargas (1977).

O processo de estabilização visa ocupar os vazios e reduzir a variação volumétrica, além de melhorar o arranjo estrutural das partículas de solo por meio da criação de uma nova liga estrutural, sendo a cal normalmente utilizada em solos argilosos e o cimento em solos arenosos. Misturas também podem ser utilizadas, mas são incomuns, pois necessitam de compactação, tornando-se mais difíceis com resultado pouco satisfatório (AMORIM, 2004).

A estabilização química utiliza de aditivos como, por exemplo, cal, cimento, materiais betuminosos, silicatos de sódio, dentre outros visando criar uma nova liga estrutural (AZEVEDO, 2010).

Vargas (1977) cita que o uso de estabilizantes visa aumentar o grau de cimentação entre os grãos ou preservar as forças coloidais que os mantêm unidos, sendo seu uso justificado pelo custo benefício do estabilizante.

Geralmente qualquer solo sem a camada orgânica pode ser estabilizado com cimento em porcentagens variando de 7% a 14% de cimento Portland em volume de solo compactado, no entanto, há necessária atenção quanto à constituição de solo de modo que o uso de cimento não seja excessivo, sendo recomendados solos: (VARGAS, 1977).

- Não mais que 2% de matéria orgânica;
- Não exceder 0,2% de sulfatos; e
- Não possuir grãos maiores que 75 mm.

Sendo ainda recomendadas as seguintes características:

- Mais de 80% passante na peneira 2”;
- No mínimo 50% passante na peneira 4;
- Entre 100% e 15% na peneira 40;
- Menos de 50% passante na peneira 200; e
- Limite de liquidez do ligante inferior a 45%.

Dosagens de solo cimento podem ser encontradas na ABNT NBR 12253 (1992) e ABNT NBR 12254 NB 1337 (1990), os materiais recomendados para base e sub-base de pavimentos em mistura solo cimento podem ser consultados na ABNT NBR 11798 EB 2096 (1990).

Como é normalmente utilizada como base e sub-base de pavimentos, a umidade utilizada é a ótima encontrada no ensaio de compactação definida para a mistura solo cimento desejada. Na mistura em campo, o solo é espalhado ao longo do trecho, umedecido na umidade ótima e então espalhado o cimento por cima, a mistura é feita com rolo de grade, discos ou arados, sendo a compactação realizada do mesmo modo em solos naturais (VARGAS, 1977).

Vargas (1977) orienta que misturas em solos arenosos são mais simples, já em solos argilosos o processo de mistura pode ser difícil exigindo grande experiência do engenheiro responsável, podendo a cal ser utilizada na mistura visando reduzir o uso de cimento (adição de 1% a 3% de cal).

Azevêdo (2010) retrata que os estudos de estabilização de solos com uso da cal têm por finalidade definir o melhor comportamento mecânico de vários tipos de solos quando estabilizados com cal, sendo os solos finos argilosos com adição de cal uma boa opção para pavimentação, principalmente a cal hidratada devido à facilidade de seu uso.

O rejeito de cal também pode ser utilizado, como foi mostrado por Azevêdo *et al* (1998), mas para que o resultado fosse satisfatório o uso de rejeitos deveria ser elevado.

O Índice de Suporte Califórnia (CBR) pode ser empregado para determinar a porcentagem de cal utilizada, de modo que o solo atinja um CBR desejado, sendo comum o uso de 2% a 5% em solos granulares e de 5% a 10% em solos finos (VARGAS, 1977).

Vargas (1977) cita que outros produtos químicos podem ser injetados no solo natural, numa técnica semelhante à injeção da calda de cimento, mas baseadas em princípios diferentes. A calda injetada é dissolvida em água ou em suspensão sobre a mesma, neste último caso o diâmetro da suspensão deve ser menor que os poros do solo. Recomenda-se uma relação diâmetro das partículas do solo/diâmetro das partículas da calda (injetabilidade) de:

$$\frac{D_{15 \text{ solo}}}{D_{85 \text{ calda}}} \geq 25$$

Onde,

$D_{15 \text{ solo}}$: Diâmetro de 15% das partículas de solo; e

$D_{85 \text{ calda}}$: Diâmetro de 85% das partículas da calda.

Um método de estabilização notoriamente reconhecido é o método de Joosten, exemplificado por Vargas (1977) que consiste em uma solução de silicato de sódio em água, com hidróxido de sódio e ácido silícico coloidal, injetados juntamente com ácido hidrocloreto ou cloreto de cálcio, de magnésio ou férrico. Resultando em um gel de sílica insolúvel responsável por estabilizar o solo.

O uso de cimento e cal em estabilização é bastante comum, no entanto o processo de fabricação desses estabilizantes tradicionais consome elevada energia com grande emissão de gás carbônico, surgem então novas opções de estabilizantes como escória de alto forno da produção de cimento Miller e Azad (2000); Peethamparan, Olek e Lovell (2008), cinza de casca de arroz Basha *et al* (2005), Fagundes *et al* (2015), cinza de lodo de esgoto Lin *et al* (2007); Chen e Lin (2009), e geopolímeros Zhang *et al* (2013).

Ola (1977) investigou a estabilização com cal hidratada de solos lateríticos nigerianos de diferentes granulometrias e limites de consistência, A-1-a, A-2-4, A-6 e A-7-6 (classificação AASHTO) para uso rodoviário. Percebeu que o acréscimo de cal diminuiu a massa específica aparente seca máxima e aumentou a umidade ótima da mistura, com decréscimo do índice de plasticidade, aumento do limite de plasticidade e pequeno decréscimo do limite de liquidez. Concluindo por meio de ensaio de CBR que os únicos solos com potencial para material de base foram A-1 e A-2, mas ainda com necessidade

de testes de campo, sendo 6% de cal recomendado em primeira instância. Os demais solos se mostraram suficientes para compor a sub-base de pavimentos.

Bell (1996) pesquisou o uso da cal na estabilização de argilominerais e solos argilosos, percebendo que as propriedades das misturas de solo cal variavam com o tipo de solo, temperatura (30°C obteve o maior acréscimo de resistência) e tempo de cura (com valor notável em 7 dias), e das combinações dos íons de cálcio presentes na cal, se estes se combinavam ou eram absorvidos pelos argilominerais, com consequente melhora na trabalhabilidade do solo, mas sem aumento de resistência.

Em relação ao limite de plasticidade percebeu que de solos argilosos aumentava com pequenas adições de cal, nas montmorilonitas houve um grande aumento, enquanto nas caulinitas houve uma leve modificação, já em quartzos finos não foram notadas alterações significativas. O limite de liquidez sofreu elevação na caulinita e quartzo, com redução na montmorilonita. A suscetibilidade à expansão foi reduzida.

Nos argilominerais foi notado um ganho de resistência, com resposta mais rápida da montmorilonita ao processo de estabilização, em relação à caulinita. Depois de certo tempo, no entanto, a resistência alcançada pela montmorilonita foi menor que da caulinita. Em relação ao quartzo fino, houve significativo aumento de resistência assim como do módulo de Young nos materiais argilosos.

O autor ainda comparou as argilas de consistência rija a muito rija de Upper Boulder, em Teeside com as argilas laminadas de Tees que são geralmente moles a firmes com plasticidade de média a alta. Notando que a adição de cal elevou o limite de plasticidade de ambas e de liquidez da primeira, com diminuição na segunda, devido uma significativa redução do índice de plasticidade. Ambas sofreram retração com diminuição da massa específica aparente seca máxima, aumento da umidade ótima e do CBR.

Concluindo, por fim, que houve grande melhora nos dois solos pesquisados devido a adição de cal, esta com um valor ótimo entre 4% e 6%.

Miller e Azad (2000) citam que solo estabilizado com resíduo da produção de cimento (CKD) foi testado com sucesso por Baghdadi (1990), após 28 dias de cura, amostras de misturas de caulinita com 16% de CKD em massa tiveram sua resistência à compressão simples um aumento de 210 kPa

pra 1115 kPa. O mesmo autor observou que a adição de 8% de CKD em argilas bentoníticas altamente plásticas reduziu o índice de plasticidade de 513% para 326%, concluindo que aumento de CKD era inversamente proporcional ao índice de plasticidade do solo estudado.

Lin et al (2007) verificaram a adição de cinza de lodo de esgoto (SSA) com cal hidratada na estabilização de solos fofos e coesivos tipo A-4 (Classificação AASHTO), este apresentava um comportamento CL (Classificação SUCS) antes do tratamento, após, os mesmos passaram a ter comportamento de um solo ML (Classificação SUCS) devido à diminuição do índice de plasticidade.

Os autores testaram 5 diferentes porcentagens em massa de misturas (0%, 2%, 4%, 6%, 8% e 16%), encontraram um valor ótimo da mistura SSA/cal hidratada de 8%, levando a redução do potencial expansivo do solo, melhoria de até 95% no valor de CBR, aumento de 3 a 7 vezes na resistência à compressão simples, com a resistência ao cisalhamento passando de 30 kPa para 50 kPa a 70 kPa.

Peethamparan, Olek e Lovell (2008) avaliaram a adequabilidade do uso de resíduos da produção de cimento (CKDs) na estabilização de solos, para tanto, os autores investigaram as características físicas e químicas de 4 diferentes CKDs bem como os produtos de sua hidratação.

Por meio de ensaios de difração de raios x, termogravimetria e microscopia eletrônica os autores perceberam que, no geral, 14% a 29% de óxido de cálcio presente no CKD reagiram com a água produzindo quantidades significativas de hidróxido de cálcio, etringita e singenita, tendo elevada resistência à compressão simples e elevada temperatura de hidratação quando comparados com CKDs com pequena quantidade de óxido de cálcio. Os autores concluíram que a pasta de CKD mostrou-se adequada à estabilização de solos.

Chen e Lin (2009) pesquisaram o uso da cinza de lodo SSA combinada com cimento na proporção de 4:1, como estabilizante de um solo fofo coesivo para fundação, em cinco diferentes porcentagens: 0%, 2%, 4%, 8% e 16%.

Para verificar sua influência nas propriedades mecânicas do solo, foram realizados ensaios de pH, Limites de Atterberg, compactação, Índice de Suporte Califórnia (CBR), compressão não confinada e triaxial. Os resultados

mostraram redução do índice de plasticidade, aumento de 3 a 7 vezes da resistência à compressão, diminuição da expansão de 10% a 60% e acréscimo de CBR de até 30 vezes, em comparação ao solo sem tratamento.

Concluindo que a mistura SSA/cimento foi útil na estabilização volumétrica do solo, este passando de pobre a excelente como fundação, possuindo grande potencial na engenharia geotécnica.

Osinubi, Ljimdiya e Nmadu (2009), por meio da adição de cal e cinza de bagaço de cana (SCBA), buscaram a estabilização de um solo do tipo black cotton, coletado ao longo da estrada entre Grombe e Biu, Nigéria. Classificado como A-7-6 (classificação AASHTO), e CH (classificação unificada).

Os resultados mostraram que os aditivos tenderam a aumentar a umidade ótima e reduzir a massa específica aparente seca máxima, com um valor máximo de CBR de 31% para 8% de cal e 4% de CBC, com valor de resistência à compressão não confinada abaixo de 1034,25 kPa, com 7 dias de cura (abaixo da norma local). A mistura com tal percentual reduziu o índice de plasticidade em 70% e o limite de liquidez em 17%.

Os autores concluíram que a mistura pode ser utilizada como material de subleito na construção de estradas, mas alertam para o custo elevado da cal no processo de estabilização.

Argila espanhola crua foi testada como material de construção por Miqueleiz *et al* (2012), para tal os autores utilizaram 3 estabilizantes: cimento Portland, cal hidráulica natural e cal hidratada para a produção de tijolos. A pesquisa utilizou argila fornecida por fábricas de tijolos rurais, demonstrando que as exigências para tijolos típicos para alvenaria foram atingidas: esforço a compactação, resistência à compressão, teor de umidade, taxa de absorção de água, densidade e durabilidade (com ciclo de 48 horas de gelo/degelo).

Os autores perceberam que os aditivos se mostraram capazes de estabilizar a alta plasticidade e expansão do solo em estudo. Os corpos de prova com cimento Portland e cal hidráulica natural tenderam a um ganho maior de resistência, comparado à cal hidratada. Tendo a cal hidráulica natural maior destaque, devido a grandes quantidades de Ca^{2+} que puderam interagir com as partículas finas do solo e com os óxidos de sílica e alumínio, os quais aumentaram e garantiram as reações pozolânicas e consequentemente uma cimentação adicional.

Ramírez *et al* (2012) analisaram o uso da cinza de bagaço de cana (SCBA) com cal em areias do pacífico sul do México, para produção de blocos de solo compactado. Estes foram ensaiados à compressão e flexão nos estados saturado e seco após 7, 14 e 28 dias de idade. Os resultados indicaram que 10% de cal combinados com 10% de SCBA demonstraram o melhor desempenho, com melhora nas propriedades mecânicas e durabilidade, quando comparado com a mistura contendo somente cal, a qual se mostrou melhor que os blocos fabricados somente com solo.

Os ensaios de difração de raios x e microscopia eletrônica de varredura comprovaram as reações químicas entre SCBA e cal e desta com o solo, formando componentes estáveis, principalmente CSH e CAH resultantes das reações entre SiO_2 (S) e Al_2O_3 (A) com Ca(OH)_2 (C).

Nenhuma mistura demonstrou significativo ganho de resistência com o tempo, os autores presumiram que tal fato se deu pelo baixo teor de finos do solo combinado com elevado teor de carbono da SCBA.

Sargent *et al* (2013) estudaram a influência de subprodutos industriais como resíduo sustentável para uso em misturas com solo aluvial fofo, visando sua estabilização. Os estudos mostraram que o solo estabilizado com escória de alto forno teve os melhores resultados, seu uso permitiu reações pozolânicas levando a ganho de resistência, durabilidade e rigidez do solo, quando comparado ao solo sem tratamento.

O uso de geopolímeros baseados em metacaulim (MKG) foi pesquisado por Zhang *et al* (2013) como estabilizantes de solos argilosos. O processo de ativação do MKG utilizou hidróxido de sódio (NaOH) e água. Concluindo por meio de ensaios de microscopia eletrônica (SEM), espectroscopia de raios x por energia dispersiva (EDX) e difração de raios x (XRD) que o solo tornou-se mais homogêneo com sua microestrutura mais compacta, tendo um aumento de 5% na resistência à compressão simples e 5% menos de deformação por contração (contendo pelo menos 11% de MKG) em comparação ao solo estabilizado com cimento.

3.2.2 Estabilização de Solos Colapsíveis

Visando a melhoria de suas características geotécnicas, a estabilização de solos colapsíveis pode se dar por meio do colapso forçado da estrutura do solo, estabilização química e tratamento térmico. Estas técnicas estão disponíveis em Mendonça (1990, apud AMORIM, 2004) e Ferreira (1999, apud Amorim, 2004), as quais foram resumidas a seguir.

O colapso forçado pode ocorrer por umedecimento do solo ou acréscimo de sobrecarga podendo ter drenos, vibrações e explosões visando destruir a estrutura metaestável do solo. Tal técnica pode ser acompanhada da compactação do solo, a qual aumenta a capacidade de suporte e diminui a permeabilidade do mesmo.

A estabilização química, como citado no item anterior, ocorre por meio da criação de um novo ligante estrutural, fornecendo ao solo maior coesão, baseando-se no rearranjo estrutural do solo.

O tratamento térmico consiste em alterar as características do solo injetando-se gás a temperaturas superiores a 900°C, tal técnica minimiza os efeitos de recalque, podendo ser acompanhada da queima de gases sob pressão aumentando a capacidade de carga e diminuindo a colapsibilidade do solo.

Além dos tratamentos mencionados anteriormente, podem também ocorrer mudanças em projetos e em processos construtivos.

O solo colapsível pode ser retirado e substituído por outro com características geotécnicas apropriadas ao carregamento o qual será submetido. No caso de fundações, as mesmas devem se apoiar em camadas mais profundas não colapsíveis ou em solos compactados, variando a escolha da mais adequada em função da solicitação e do solo em que se apoia, sendo mais comum o uso de estacas ou tubulões.

De maneira geral, se pode dizer que elementos de fundação com maiores diâmetros para estacas cravadas, diminuindo a possibilidade de flambagem na cravação, enquanto para estacas moldadas *in situ* a adoção de menores diâmetros associados ao lançamento de brita ou de concreto pouco plástico no fundo da escavação, seguido de seu apiloamento, confere a estas

estacas um considerável aumento da resistência de ponta ou ainda o uso de radiers, conferem à fundação maior estabilidade, mesmo em solos umedecidos.

Para não substituir o solo, podem-se minimizar os efeitos da infiltração da água, sendo recomendados: projetar um sistema adequado de drenagem de águas pluviais; impermeabilizar a área perimetral das casas, com a largura mínima de 1,5 m; e instalar redes de esgoto e de água no interior de dutos de proteção.

Para reduzir a possibilidade de vazamentos em redes de água ou esgoto, que poderiam levar ao colapso do solo, algumas medidas podem ser tomadas além da instalação de redes no interior de dutos de proteção; tais como: remoção (por escavação) de uma camada de solo mais espessa que a necessária à implantação da rede e sua posterior compactação no fundo da vala e substituição das tubulações antigas de fibrocimento ou cerâmica vermelha por tubulações de PVC.

Nas situações onde não se pode contar com elementos de fundação que compensem o comportamento do solo, se faz necessária a adoção de processos de tratamento visando a melhoria das condições de compressibilidade de tais solos. Tal situação é especialmente relevante quando solos com comportamento colapsível encontram-se no subsolo de obras viárias e redes de dutos.

Miller *et al* (1997) *apud* Miller e Azad (2000) percebeu que a adição de 16% de CKD reduziu o potencial de colapso e a compressibilidade de xistos de 5% a 0% para um carregamento de 380 kPa. Miller e Azad (2000) também observaram que o acréscimo de CKD aumentou a umidade ótima do solo, reduziu sua massa específica aparente seca máxima e reduziu seu índice de plasticidade, principalmente de solos com elevado índice de plasticidade.

Yang e Wei (2012) visaram estabilizar areias fofas colapsíveis por meio da adição de partículas finas não coesivas (partículas de sílica com forma angular e esferas arredondadas de vidro), visando o estudo da influência da forma das partículas, bem como sua influência no ângulo de atrito e resistência ao cisalhamento por meio de ensaios de compressão triaxial.

Os autores perceberam que a sílica aumentou levemente o ângulo de atrito, já as esferas de vidro o reduziram consideravelmente. O estudo também

evidenciou a relação intrínseca entre resistência ao cisalhamento não drenado e o colapso das misturas com o formato das partículas.

Partículas arredondadas exibiram alta suscetibilidade ao colapso, em relação às partículas angulares, para o mesmo percentual de aditivo na mistura. Os autores concluíram que misturas com partículas arredondadas favoreceram o rolamento, gerando microestruturas instáveis, já as angulares formaram estruturas mais estáveis ao rolamento e menos suscetíveis à liquefação das areias.

Ziaie e Kamalzare (2015) estudaram o comportamento colapsível de um solo da região de Semnan, Irã que causava problemas em rodovias e ferrovias. Devido à dificuldade em parar o tráfego para que obras fossem realizadas, os autores optaram por pesquisar a estabilização do solo com injeções de caldas de cimento, cal e micro sílica, fazendo um estudo de caso na ferrovia Teerã-Semnan.

Por meio de ensaios edométricos simples, os autores perceberam que o uso da cal obteve os melhores resultados, o potencial de colapso calculado de acordo com a norma ASTM D-5333 (2003), foi reduzido de 3,45% do solo sem tratamento para 1,14% (70% de redução), 1,28% (63% de redução), e 2,14% (40% de redução) com cal, cimento e micro sílica, respectivamente. Concluindo que a cal e cimento tiveram os melhores resultados pelas possíveis reações químicas com as partículas de solo.

3.2.3 Uso de Cinza de Casca de Arroz

A cinza de casca de arroz é um resíduo da agroindústria gerado durante o processo de secagem e parbolização dos grãos de arroz já que a casca *in natura* é utilizada para a geração de energia. Desse processo de geração de energia, sobra uma imensa quantidade de cinza que não possui um uso adequado e, normalmente, vem sendo descartada de forma inadequada em aterros sanitários ou até mesmo na margem de rios e estradas (RÊGO, 2004).

Devido aos impactos ambientais causados pelo descarte inadequado de resíduos e, tentando reaproveitar os resíduos como fonte alternativa, diversos estudos vêm sendo realizados sobre o uso da CCA como adição mineral na

produção de argamassas e concretos (TORKAMAN *et al.*, 2014; KANNAN; GANESAN, 2014).

Fundamentalmente, a melhoria das propriedades mecânicas e de durabilidade de argamassas e concretos produzidos com CCA se deve a uma reação química entre SiO_2 amorfo presente no resíduo, e o hidróxido de cálcio (CaOH) liberado durante o processo de hidratação do cimento Portland formando assim, novos produtos cimentantes similares aos formados durante a hidratação do cimento (PAYÁ, 2012).

Tashima *et al* (2004) estudaram a influência da cinza de casca de arroz nas propriedades físicas e mecânicas do concreto, amostras com 10 cm x 20 cm foram ensaiadas com substituição em massa de cimento por 5% e 10% de CCA. Foi avaliada compressão simples, compressão diametral, absorção de água e módulo de elasticidade.

O uso de CCA no concreto reduziu a absorção de água em 38,7%, do cimento Portland, mantendo a mesma resistência, não havendo variação significativa na compressão diametral e seu aumento percentual levou ao decréscimo do módulo de elasticidade.

Basha *et al* (2005) pesquisaram o efeito da adição de cimento e cinza de casca de arroz em um solo residual de granito. Verificaram que houve acréscimo no limite de liquidez e diminuição do índice de plasticidade, com aumento da umidade ótima e redução da massa específica aparente seca máxima, além de ampliação da resistência à compressão simples e aumento de CBR obtendo valores ótimos de estabilização, no geral, na ordem de 6% a 8% de cimento e de 15% a 20% de CCA.

Yin, Mahmud e Shaaban (2006) investigaram o uso da CCA juntamente com o cimento Portland como estabilizante/solidificante de um solo contaminado com chumbo. Os resultados indicaram que a CCA em conjunto com o cimento Portland como aglomerante para estabilizar/solidificar solos contaminados com chumbo são indicados, pois reduziram a mobilidade do chumbo, em comparação ao tratamento somente com cimento. Por outro lado, a mistura reduziu a resistência à compressão não confinada.

Alhassan (2008) analisou o potencial da CCA na estabilização de um solo A-7-6 (classificação AASHTO), CH (classificação unificada), laterítico proveniente de Maikunkele, Nigéria.

O autor substituiu percentualmente o solo em massa seca por CCA, com teores variando de 2% a 12%. Percebendo que 6% a 8% obtiveram os melhores resultados, elevando levemente a resistência à compressão não confinada e o CBR, com aumento da umidade ótima e queda da massa específica aparente seca máxima. Concluiu que o percentual destacado possui um pequeno potencial na estabilização de solos A-7-6 lateríticos.

Choobbasti *et al* (2010) investigaram a influência da adição da CCA na reação entre cal e um solo argiloso expansivo por meio de ensaios de laboratório como limites de Atterberg, compactação, CBR e cisalhamento direto.

Os resultados indicaram que a adição de CCA e cal ao solo reduziu sua massa específica aparente seca máxima, aumentou a umidade ótima, com decréscimo dos limites de consistência, redução da deformabilidade e tornou as amostras mais frágeis, além de aumento da resistência ao cisalhamento e do valor de CBR. Os autores concluíram que um teor ótimo seria a relação 1 solo: 4 cal: 5 CCA.

Matacaulim (MK) foi adicionado a aglomerantes de cal-CCA por Billong *et al* (2011) visando a melhoria das propriedades hidráulicas. Foi adicionado de 25% a 75% de MK nos aglomerantes com traço 1:3. As propriedades foram testadas após 7, 28 e 56 dias. Os resultados mostraram que o MK aumentou a densidade das misturas, manteve a resistência à flexão e compressão em 28 dias, sendo seu uso recomendado pelos autores, pois reduziu a absorção das argamassas em 20%, contendo pelo menos 25% de MK.

Chao-Lung, Anh-Tuan e Chun-Tsun (2011) analisaram o efeito da cinza de casca de arroz advinda do sul do Vietnã nas características do concreto, como resistência a compressão, resistividade elétrica e velocidade de pulso ultrassônico. Os resultados mostraram que a CCA não moída pode ser utilizada como substância pozolânica. Corpos de prova cilíndricos obtiveram resistência entre 44 mPa e 66 mPa, sendo muito vantajoso ao se misturar com o cimento, sem perda das propriedades de resistência e durabilidade do concreto.

Em virtude do elevado custo da sílica ativa, Van Tuan *et al* (2011) investigaram a CCA como substituto parcial da sílica na confecção de concretos de alto desempenho. Os resultados se mostraram muito satisfatórios, quando comparados ao traço controle, utilizando 10% de CCA com distribuição

granulométrica entre 3,6 μm e 9 μm , e 10% de sílica ativa, obtendo 150 mPa de resistência à compressão em processo de cura normal.

Tashima *et al* (2012) verificaram o uso da cinza de casca de arroz em diferentes porcentagens (5%, 10% e 15%) para uso em argamassas, confirmando por meio de ensaios de difração de raios x que a CCA é um material no estado amorfo ou reativo, tendo um ganho de resistência de 40% em relação ao traço controle, concluindo que seu uso pode substituir a sílica ativa nos traços de argamassas e concretos.

Fattah, Rahil e Al-Soudany (2013) investigaram o uso da cinza de casca de arroz em diferentes solos argilosos do Iraque, visando estabilizá-los. Os autores perceberam que o limite de liquidez foi reduzido (11% a 18%) com 9% de CCA, índice de plasticidade reduzido (32% a 80%), aumento da umidade ótima e redução da massa específica aparente seca máxima, com grande aumento da resistência não confinada para teores de CCA entre 6% e 8%.

Gupta, Goyal e Anaokar (2014) estudaram 4 misturas com diferentes solos indianos tendo por objetivo estabilizá-los, dividindo-os em métodos: argila de alta plasticidade (CH na classificação unificada) com cimento e CCA (a), argila marinha com CCA e cal (b), solo laterítico com CCA (c), solo expansivo com CCA, cal e gesso (d).

Os autores concluíram que os métodos (a), (c) e (d) obtiveram resultados próximos, com redução da massa específica aparente seca máxima e aumento do teor de umidade ótima. No entanto, o método (b) elevou a massa específica aparente seca máxima e reduziu a umidade ótima com 25% de CCA e 9% de cal. Melhora notável em CBR foi encontrado na mistura (d) com 3% de gesso, sendo também o melhor custo benefício, segundo os autores.

Roy (2014) pesquisou a estabilização de argilas de alta plasticidade com CCA e cimento para uso em pavimentos. O autor percebeu que 10% de CCA e 6% de cimento foi um valor ótimo, pois elevou o CBR não saturado em 106%, e a resistência à compressão não confinada em 90,6%. De maneira geral, a umidade ótima sofreu aumento com redução da massa específica aparente seca máxima, com os teores anteriormente mencionados indicados para fins práticos, segundo o autor.

A cinza volante (CV) em conjunto com a cinza de casca de arroz, foi pesquisada como estabilizante de um solo black cotton indiano, geralmente

utilizado na agricultura, por Singhai e Singh (2014). Tal solo é uma argila, podendo se contrair ou expandir, dependendo do teor de umidade.

Os pesquisadores trataram-na com 5%, 10%, 15%, 20% e 25% de CV e com 10%, 15%, 20%, 25% e 30% de CCA, com 28 dias de cura. Concluíram que houve redução do limite de liquidez em 55%, índice de plasticidade em 86% (ambos com 20% CV e 25% CCA), e da expansão livre em 75% com 15% de CV e 20% com CCA.

Fagundes *et al* (2015) estudaram o efeito de substituição parcial de um solo arenoso fino por cinza de casca de arroz em diferentes porcentagens (2%, 4% e 8%), tendo em vista verificar a redução do potencial de colapso do solo. Os autores perceberam que a CCA era inerte, não havendo reação química, e utilizando ensaios edométricos simples concluíram que 8% em substituição reduziu consideravelmente o potencial de colapso, estabilizando o solo fisicamente.

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

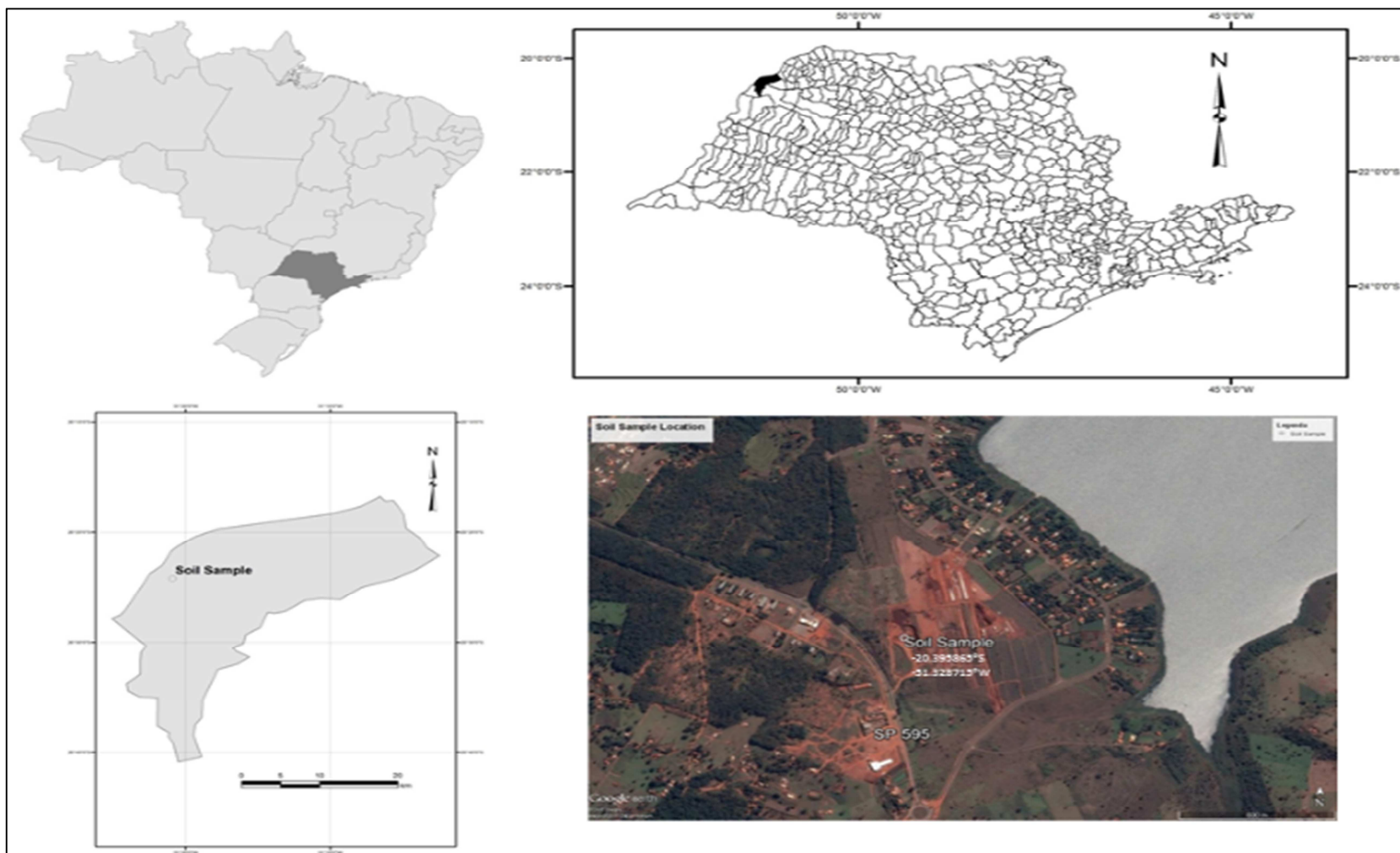
4.1 Materiais

4.1.1 Solo

O solo empregado nesta pesquisa foi coletado na área de empréstimo Torre, no município de Ilha Solteira - SP utilizado no estado amolgado devido à necessidade de serem ensaiadas misturas (solo + cinza de casca de arroz). A Figura 13 ilustra o local onde foram coletadas as amostras de solo

.

Figura 13 – Local de coleta das amostras



Fonte: Dados do próprio autor.

4.1.2 Cinza de Casca de Arroz

A cinza de casca de arroz usada nesta pesquisa foi obtida de uma agroindústria na cidade de Alegrete – RS.

4.2 Ensaios Realizados

4.2.1 Caracterização Física

Solo

Visando destorroar o solo e facilitar seu manuseio, o mesmo foi passado inicialmente na peneira 10 ASTM. Por meio das amostras deformadas foram realizados os ensaios de caracterização física do solo, nos Laboratórios de Geotecnia e Pavimentação da UNESP - FEIS: limite de liquidez (LL) ABNT NBR 6459 (1984), limite de plasticidade (LP) ABNT NBR 7180 (1984), massa específica dos sólidos ABNT NBR 6508 (1984) e proctor normal ABNT NBR 7182 (1986).

Cinza de Casca de Arroz

O ensaio de caracterização da cinza de casca de arroz foi realizado nos Laboratórios de Geotecnia e Pavimentação da UNESP - FEIS: massa específica dos sólidos ABNT NBR 6508 (1984).

Misturas Solo e Cinza de Casca de Arroz

Para as misturas foram realizados ensaios nos Laboratórios de Geotecnia e Pavimentação da UNESP - FEIS: limite de liquidez (LL) ABNT NBR 6459 (1984), limite de plasticidade (LP) ABNT NBR 7180 (1984), massa específica dos sólidos ABNT NBR 6508 (1984) e proctor normal ABNT NBR 7182 (1986).

4.2.2 Granulometria

4.2.2.1 Sedimentação e Peneiramento

O ensaio de granulometria seguiu a norma ABNT NBR 7181 (1984) sendo realizado para o solo, cinza de casca de arroz e as misturas de solo com cinza de casca de arroz.

4.2.2.2 Granulometria a Laser

A granulometria a laser, como o nome sugere, é uma técnica utilizada para determinação da curva granulométrica de determinado material, no caso desta pesquisa, na obtenção de dados granulométricos do solo e da cinza de casca de arroz, com os quais foi possível obter as curvas de distribuição granulométrica das misturas.

O ensaio ocorreu com o lançamento de uma luz monocromática, a qual incidiu sobre a partícula em análise, estas partículas dispersam o feixe de luz e detectores ópticos a capturaram. As informações foram processadas com aplicação de modelos ópticos que consideram as partículas como esféricas, podendo assim, obter a distribuição do tamanho das mesmas.

Este ensaio foi realizado no ICITECH – Instituto de Ciencia y Tecnología del Hormigón da Universitat Politècnica de València com o equipamento Mastersizer 2000 da Malvern Instruments, que permite medir partículas que variam de 0,02 μm a 2000 μm . O princípio de medição do equipamento segue a dispersão de Fraunhofer e Mie.

As amostras devem estar úmidas para que as medidas possam ocorrer, neste ensaio foi utilizada água deionizada como solvente.

Além das informações quanto ao tamanho e distribuição dos grãos constituintes, o equipamento também permite a obtenção das porcentagens passantes de 10%, 50% e 90% das partículas.

4.2.3 Caracterização Mineralógica (Difração de Raios x)

Técnica bastante útil para identificação dos minerais constituintes dos materiais, neste trabalho foi usado para avaliar a mineralogia do solo e das misturas de solo com cinza de casca de arroz antes e após os ensaios edométricos.

O ensaio de difração de raios x (DRX) foi realizado no Laboratório de Física da UNESP – FEIS, com auxílio do aparelho Shimadzu X-Ray Diffractometer XRD-6000 de 5° a 60° com radiação K α Cu 30 kV e 40 mA, ângulo de passo de 0,02 e um tempo de acumulação de 2 segundos.

O ensaio se deu por meio do lançamento de um feixe monocromático de raios x que colidiram contra a amostra em análise, como cada elemento químico reflete um comprimento de onda diferente, foi possível identificá-los antes e após o ensaio edométrico. Os ângulos de desvio estão relacionados com a distância entre os planos da rede cristalina do material, segundo a lei de Bragg:

$$n\lambda = 2d \cdot \sin\theta$$

Onde,

n: Ordem de reflexão;

λ : Comprimento de onda dos raios x;

d: Distância entre os planos atômicos paralelos sucessivos no cristal; e

θ : Ângulo formado com o plano atômico entre o feixe incidente e o refletido.

A técnica de difração de raios x apresenta várias vantagens, destacando-se a simplicidade, rapidez e confiabilidade dos resultados (ALBERS *et al*, 2002).

4.2.4 Ensaio Edométrico

Para determinação do potencial de colapso, corpos de prova foram submetidos a ensaios edométricos simples, ou seja, carregados até uma tensão de interesse e a seguir saturados, estabilizada a deformação por colapso continuaram os carregamentos até término do ensaio.

Realizados no Laboratório de Geotecnia da UNESP – FEIS por meio da prensa de ensaio edométrico Solotest, com anel metálico de 87 mm de diâmetro e 20 mm de altura.

Foram moldados 2 corpos de prova, um para o ensaio edométrico e outro para microscopia eletrônica de varredura (MEV), ambos utilizando água deionizada, devido à presença de íons Ca^{+2} na água, para que não houvesse interferência no processo.

Inicialmente foram feitos ensaios edométricos simples somente no solo, com o intuito de verificar a influência do grau de compactação no potencial de colapso.

O solo com diferentes graus de compactação foi moldado na umidade do seu primeiro ponto do proctor normal (em torno de 2,1% abaixo da umidade ótima), na tentativa de fazê-lo mais próximo do critério de colapso de Jennings e Knight (1975) que consideram o solo indeformado e em sua umidade de campo. Como as umidades de moldagem permaneceram próximas, para aumentar o grau de compactação foi necessário aumentar a energia de compactação.

As amostras foram ensaiadas até o carregamento de 200 kPa e a seguir umedecidas com água deionizada, após o término das deformações por colapso o ensaio foi encerrado, porque sendo o objetivo verificar a influência do grau de compactação no colapso, não havia necessidade de ensaiá-los além da referida tensão.

Tal tensão foi escolhida, pois é próxima ao carregamento máximo aplicado no solo em Ilha Solteira – SP até a profundidade de 10 m, somadas as tensões geostáticas mais o acréscimo de tensão devido a edificações de 4 pavimentos (máximo permitido pelo código de obras de Ilha Solteira – SP sem que seja obrigatória a instalação de elevadores), e considerando o solo com comportamento colapsível até 10 m de profundidade, segundo pesquisa de Rodrigues e Lollo (2007).

Após serem dispostos na prensa de ensaio edométrico, os corpos de prova foram carregados em estágios, sendo o primeiro para equilibrar o braço de alavanca de aplicação dos carregamentos e, a partir do segundo, cada acréscimo correspondeu ao dobro do anterior na seguinte ordem: 1 kPa, 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa até as deformações

sessarem, isto foi percebido em 2 horas de carregamento até o estágio de 25 kPa, 4 horas para 50 kPa, 8 horas para 100 kPa e 24 horas para 200 kPa.

Em 200 kPa a amostra foi umedecida com água deionizada desencadeando o colapso da estrutura do solo. O potencial de colapso foi determinado segundo critério de Jennings e Knight (1975).

Verificada a influência do grau de compactação no potencial de colapso, foram ensaiados o solo e as misturas com 80% de grau de compactação, próximo ao encontrado em campo, conforme estudos de Rodrigues (2003) e umidade ótima do solo encontrada no ensaio de proctor normal, facilitando a moldagem dos corpos de prova.

As misturas se basearam na substituição percentual em massa seca do solo por cinza de casca de arroz em 0%, 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14%.

Após serem dispostos na prensa de ensaio edométrico, os corpos de prova foram carregados em estágios, sendo o primeiro para equilibrar o braço de alavanca de aplicação dos carregamentos e, a partir do segundo, cada acréscimo correspondeu ao dobro do anterior na seguinte ordem: 1 kPa, 6,25 kPa, 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa até as deformações cessarem, isto foi percebido em 2 horas de carregamento até o estágio de 25 kPa, 4 horas para 50 kPa, 8 horas para 100 kPa e 24 horas de 200 kPa a 800 kPa.

Em 200 kPa a amostra foi umedecida com água deionizada desencadeando o colapso da estrutura do solo.

Cessadas as deformações em um estágio, deu-se início ao próximo até o final da fase de carregamento, iniciando-se o descarregamento (400 kPa, 200 kPa, 100 kPa, 50 kPa, 25 kPa, 12,5 kPa e 1 kPa) o qual a retirada das cargas se deu em 15 minutos, tempo necessário para as deformações serem menores que duas divisões do relógio comparador ($< 0,02\text{mm}$). O potencial de colapso foi determinado segundo critério de Jennings e Knight (1975).

A Tabela 13 mostra os estágios de carregamento e descarregamento utilizados no ensaio.

Tabela 13 – Tensões de carregamento, descarregamento e tempo necessário para o término das deformações

Ensaio de Compressão Edométrica			
Carregamento		Descarregamento	
Tensão (kPa)	Término das Deformações (h)	Tensão (kPa)	Término das Deformações (min)
1	0,5	400	15
6,25	2	200	15
12,5	2	100	15
25	2	50	15
50	4	25	15
100	8	12,5	15
200	24	1	15
200 (umedecido)	24	-	-
400	24	-	-
800	24	-	-

Fonte: Dados do autor.

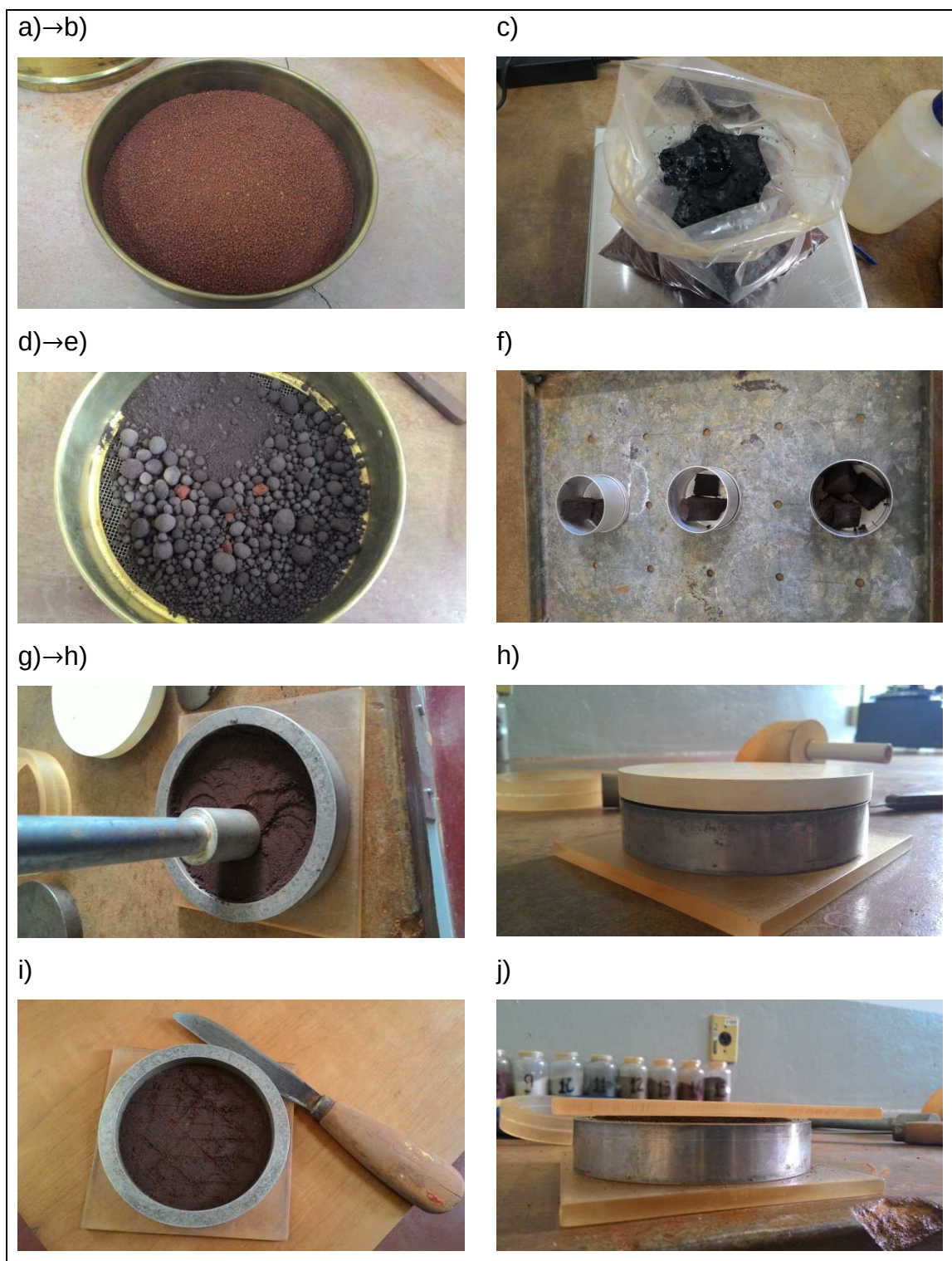
A moldagem dos corpos de prova para realização dos ensaios edométricos seguiu a seguinte ordem:

- a) Passagem da amostra deformada pela peneira 10 ASTM;
- b) Determinação da umidade de campo segundo ABNT NBR 6457 (1986);
- c) Correção da umidade;
- d) Passagem novamente da amostra pela peneira 10 ASTM destorroando e umidificando de maneira mais efetiva o solo e as misturas;
- e) Correção da umidade, se necessária, após passagem pela peneira;
- f) Retirada de amostra para confirmação da umidade de moldagem;
- g) Pesagem e moldagem de metade do solo utilizado no anel edométrico, pois assim o grau de compactação estaria mais próximo do desejável;
- h) Compactação de metade da camada, tentando-se manter a mesma energia quando usado o soquete e também quando colocado na prensa de CBR Pavitest, esta para ajuste e finalização da camada. Tal cuidado foi tomado para que as amostras possuísem o mesmo grau de compactação;

- i) Escarificação na camada inicial visando à compatibilidade entre as camadas;
- j) Pesagem e moldagem da segunda metade de solo no anel edométrico;
- k) Compactação da metade restante de solo, seguindo o mesmo procedimento descrito no item “h”;
- l) Arrasamento por meio de raspagem de ambos os lados do anel para retirada do solo sobrejacente e, se necessário, nova compactação na prensa de CBR Pavitest;
- m) Determinação da massa inicial do corpo de prova;
- n) A amostra que representou o estado inicial do solo e/ou da mistura foi retirada nesta etapa do anel edométrico, e permaneceu envolta de plástico filme e saco plástico de amostragem, no dessecador até realização do ensaio de microscopia eletrônica de varredura (MEV);
- o) A amostra ensaiada na prensa edométrica repetiu as etapas (a) a (m) e em seguida (p) a (s);
- p) Umedecimento de papel filtro Whatman 41, permitindo a passagem de água sem perca de solo, colocados no topo e base do anel edométrico;
- q) Colocação e ajuste do corpo de prova na célula edométrica. Por ser uma amostra deformada, não houve preocupação da posição de topo e base do anel;
- r) Para ajudar a permanecer na umidade de moldagem, foram colocados algodões umedecidos na parte superior da célula e tampada com PVC (Policloreto de Vinila) protegendo, também, da incidência do sol.
- s) Terminado o ensaio, amostras de solo ou das misturas, foram coletadas do anel edométrico para determinação da umidade final e para o ensaio de microscopia eletrônica de varredura no estado final do ensaio. As amostras foram envoltas em plástico filme, colocadas em sacos de amostragem e guardadas em dessecadores até realização do ensaio.

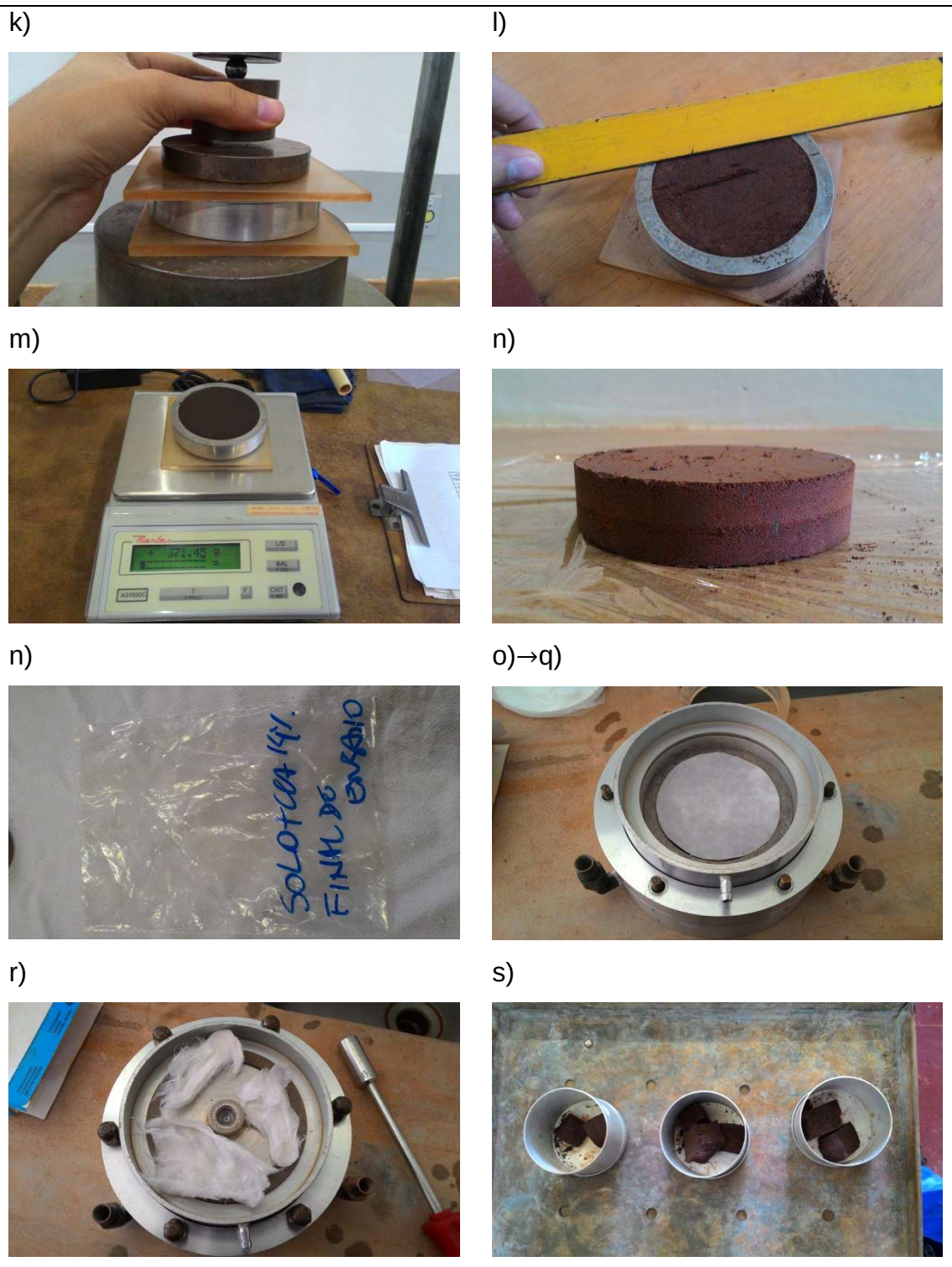
As Figuras 14 a 16 ilustram as etapas de moldagem dos corpos de prova.

Figura 14 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos



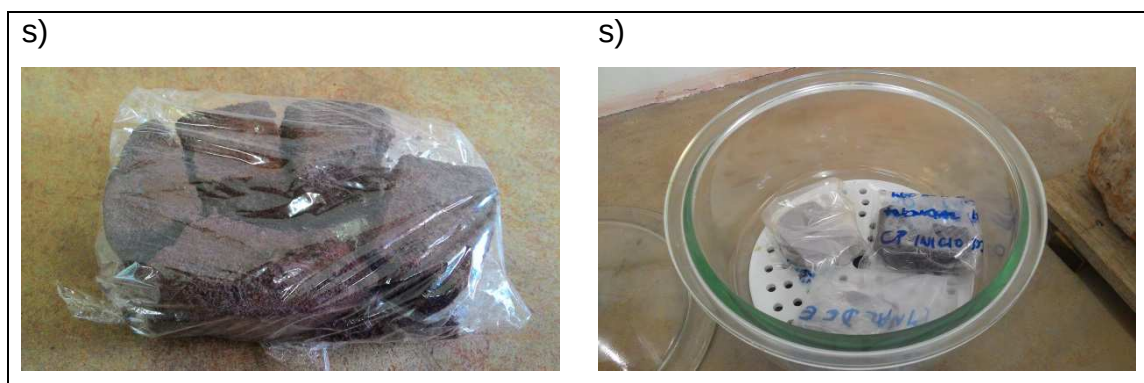
Fonte: Dados do autor.

Figura 15 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos (continuação)



Fonte: Dados do autor.

Figura 16 – Etapas das moldagens dos corpos de prova submetidos aos ensaios edométricos (continuação)



Fonte: Dados do autor.

4.2.5 Caracterização Microestrutural (Microscopia Eletrônica de Varredura)

O microscópio eletrônico de varredura é um dos aparelhos mais versáteis para análise microestrutural de sólidos, sendo utilizado em diversas áreas de pesquisa.

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Física da UNESP – FEIS por meio do aparelho ZEISS modelo EVO LS15 que forneceu imagens da microestrutura do solo e das misturas de solo com cinza de casca de arroz antes e após os ensaios edométricos.

Consistiu na amplificação de imagens na ordem de 2 nm a 5 nm com grande profundidade de foco, por meio do lançamento de feixes de elétrons na amostra em estudo.

O feixe é guiado varrendo a amostra, sendo a imagem o resultado da interação feixe-amostra (DEDAVID; GOMES; MACHADO, 2007).

As análises microestruturais podem ser combinadas com microanálises químicas tornando seu uso cada vez maior e aumentando sua importância em pesquisas científicas.

4.3 Metodologia Experimental

Inicialmente o solo coletado foi armazenado no Laboratório de Geotecnia da Unesp – FEIS, destorroado, peneirado e guardado em sacos de amostragem vedados.

Retirada a umidade inicial do solo, foram realizados os ensaios de caracterização física do solo, da cinza de casca de arroz e das misturas, granulometria física do solo, cinza de casca de arroz e das misturas segundo os itens 4.2.1 e 4.2.2.

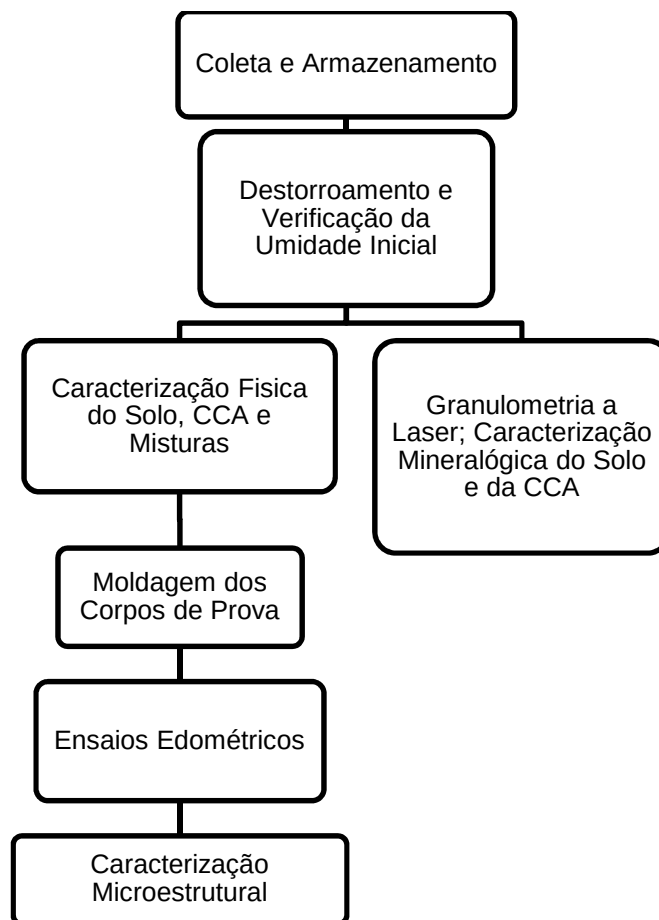
Amostras de solo e cinza de casca de arroz foram encaminhadas para o ensaio de granulometria a laser descrito no item 4.2.2. Amostras semelhantes foram enviadas para caracterização mineralógica descrita no item 4.2.3.

Após a caracterização física, deu-se início os ensaios edométricos do solo com diferentes graus de compactação e posteriormente do solo e misturas de solo com cinza de casca de arroz nas condições especificadas no item 4.2.4.

Realizados os ensaios edométricos com solo e as misturas, amostras resultantes destes ensaios foram utilizadas para caracterização microestrutural como mostrado no item 4.2.5.

A Figura 17 ilustra a sequência de ensaios.

Figura 17 – Sequencia de ensaios realizados



Fonte: Dados do próprio autor.

5 RESULTADOS E DISCUSSÃO

São apresentados neste capítulo os resultados experimentais obtidos: caracterização física, granulometrias, caracterização mineralógica (difração de raios x), ensaios edométricos, caracterização microestrutural (microscopia eletrônica de varredura). Tendo especial atenção aos ensaios edométricos, que forneceram os dados necessários para o cálculo do potencial de colapso, principal objetivo deste trabalho.

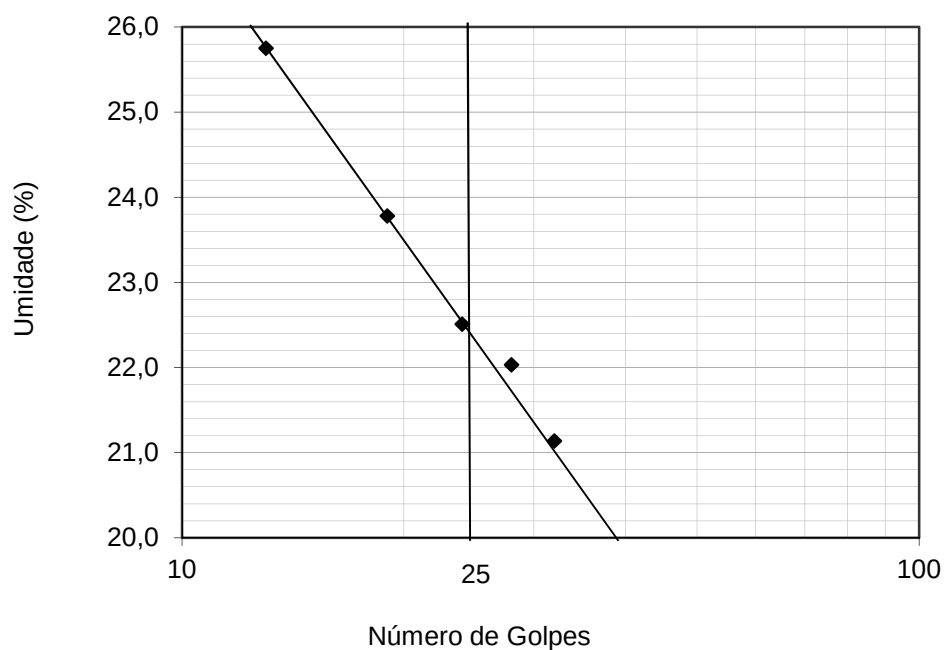
5.1 Caracterização Física

5.1.1 Solo

Como mencionado no item 4 foram realizados os ensaios de limite de liquidez (LL), limite de plasticidade (LP), granulometria, massa específica dos sólidos e proctor normal, utilizando amostra deformada.

Os teores de umidade correspondentes ao limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) foram respectivamente 22,4% (Figura 18) e 15,4%, resultando um índice de plasticidade de 7,0% (Tabela 14). Os resultados obtidos são compatíveis com um solo de textura arenosa e baixa plasticidade. O valor obtido da massa específica dos sólidos foi de 2,69 g/cm³.

Figura 18 – Resultado do ensaio de limite de liquidez



Fonte: Dados do próprio autor.

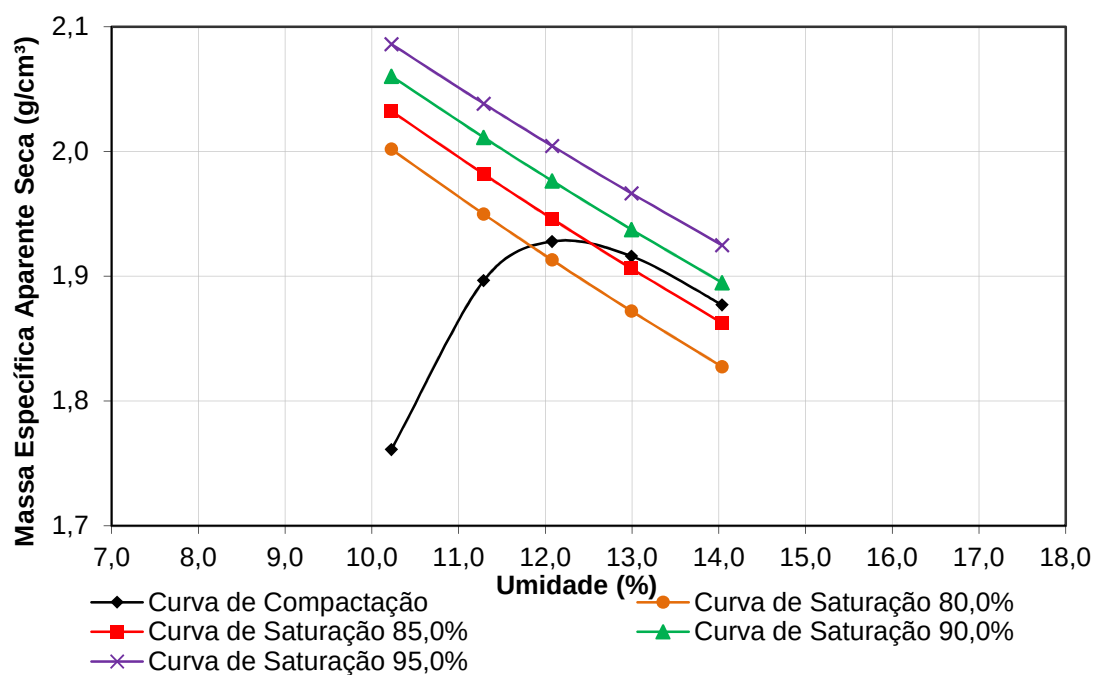
Tabela 14 – Resultado dos ensaios de limite de consistência

Limite de Liquidez (LL)	22,4
Limite de Plasticidade (LP)	15,4
Índice de Plasticidade (IP)	7,0

Fonte: Dados do próprio autor.

A curva de compactação em energia normal do solo é mostrada na Figura 19, obtendo-se a umidade ótima de 12,3% e a massa específica aparente seca máxima de 1,93 g/cm³.

Figura 19 – Resultado do ensaio proctor normal do solo



Fonte: Dados do próprio autor.

A curva de compactação apresenta a reta no ramo seco íngreme, com elevado ganho de massa específica seca em relação ao primeiro ponto do gráfico. A umidade ótima se encontra entre as curvas de 80% e 85% de grau de saturação.

5.1.2 Cinza de Casca de Arroz

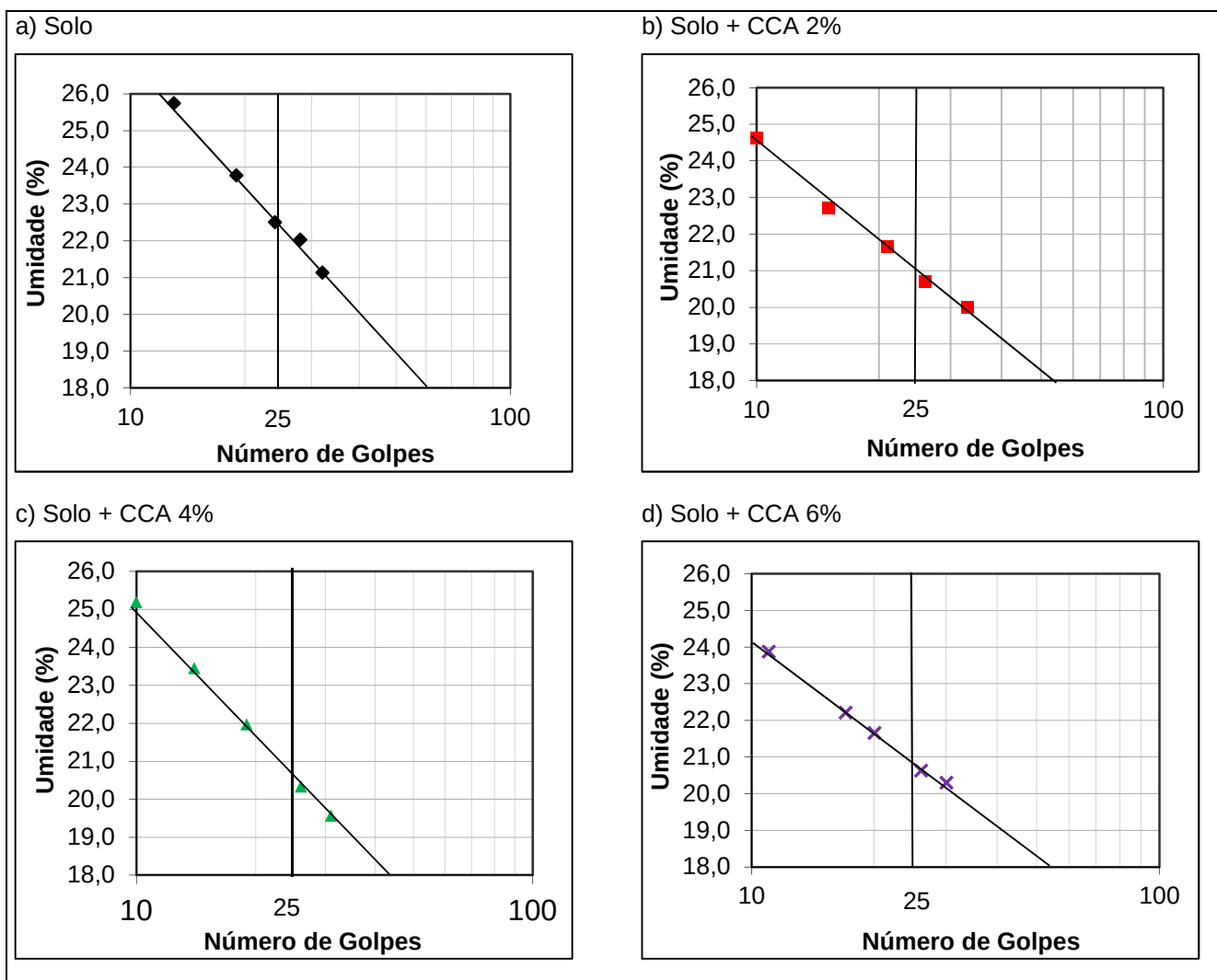
A cinza de casca de arroz apresentou o valor de massa específica dos sólidos de 2,19 g/cm³.

5.1.3 Misturas Solo e Cinza de Casca de Arroz

Os resultados de limite de liquidez, limite de plasticidade e proctor normal das misturas são apresentados neste item.

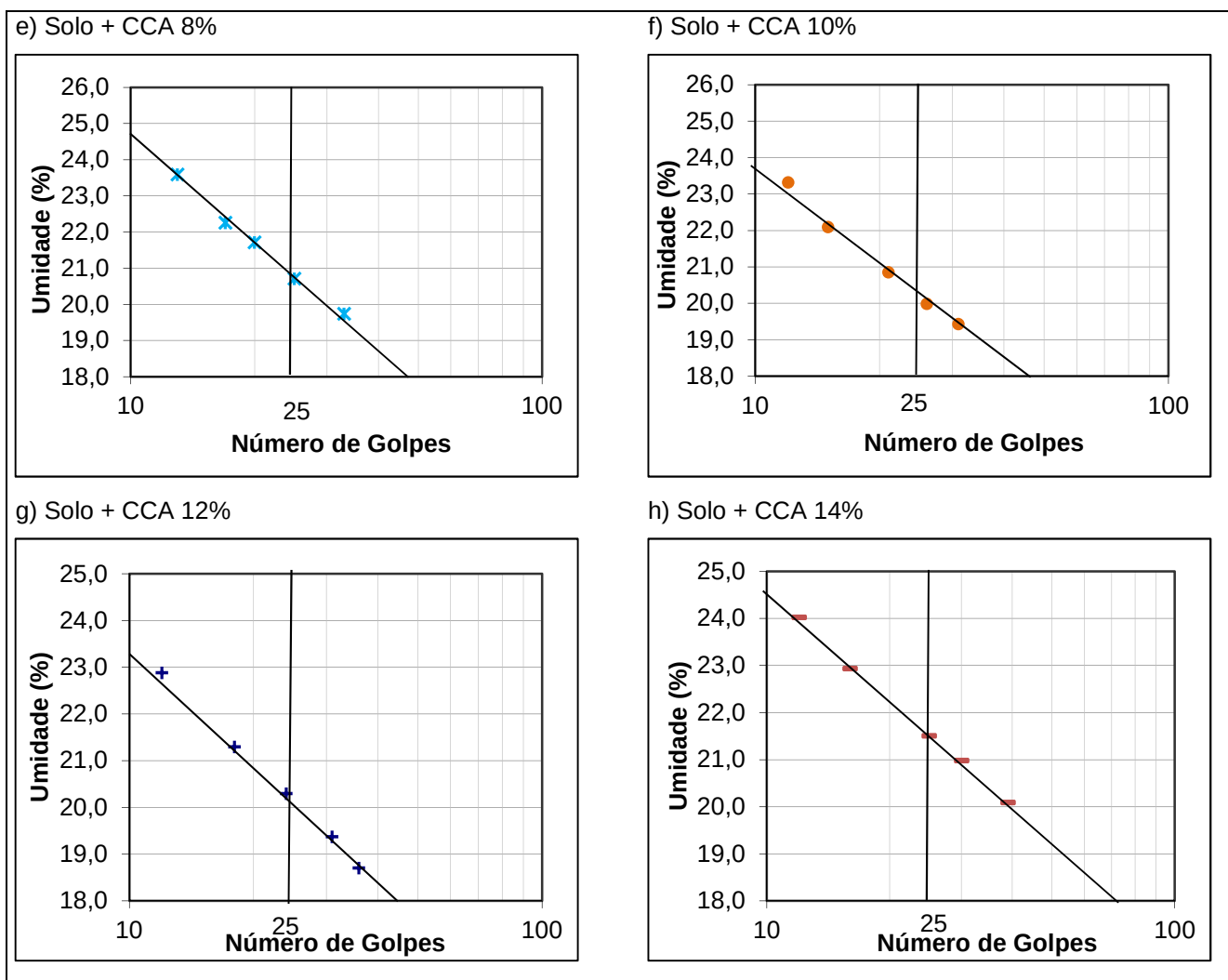
Os resultados obtidos de limite de liquidez (LL) estão resumidos nas Figuras 20 e 21, com os valores dos limites de consistência mostrados na Tabela 15.

Figura 20 – Resultado dos ensaios de limite de liquidez



Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 21– Resultado dos ensaios de limite de liquidez (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

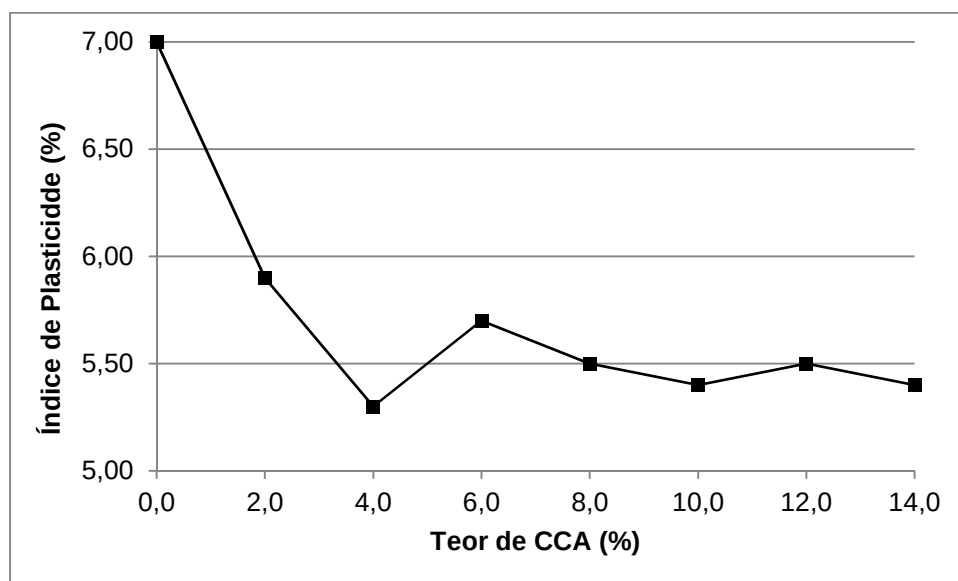
Tabela 15 – Variação dos limites de consistência com a adição de CCA

Teor de Cinza de Casca de Arroz (%)	Limite de Liquidez (LL) (%)	Limite de Plasticidade (LP) (%)	Índice de Plasticidade (IP) (%)
0,0	22,4	15,4	7,0
2,0	21,0	15,1	5,9
4,0	20,6	15,3	5,3
6,0	20,8	15,1	5,7
8,0	20,8	15,3	5,5
10,0	20,5	15,1	5,4
12,0	20,1	14,6	5,5
14,0	21,5	16,1	5,4

Fonte: Dados do próprio autor.

A Figura 22 mostra a variação do índice de plasticidade com a cinza de casca de arroz.

Figura 22 – Variação do índice plasticidade com teor de CCA



Fonte: Dados do autor.

Os resultados indicam que o aumento no teor de cinza de casca de arroz pouco alterou os limites de consistência. Apesar de aumentar o percentual correspondente ao teor de finos no solo, a CCA não alterou de forma significativa o índice de plasticidade.

Os resultados das curvas de compactação em energia normal do solo e das misturas são mostrados nas Figuras 23 e 24.

Figura 23 – Resultados das curvas de compactação proctor normal

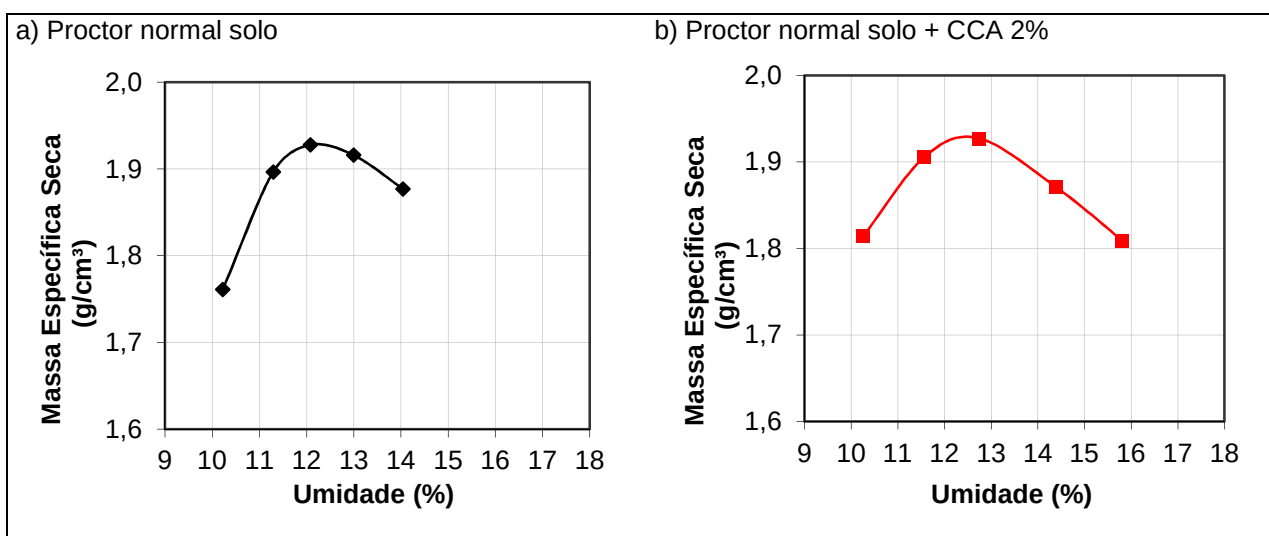
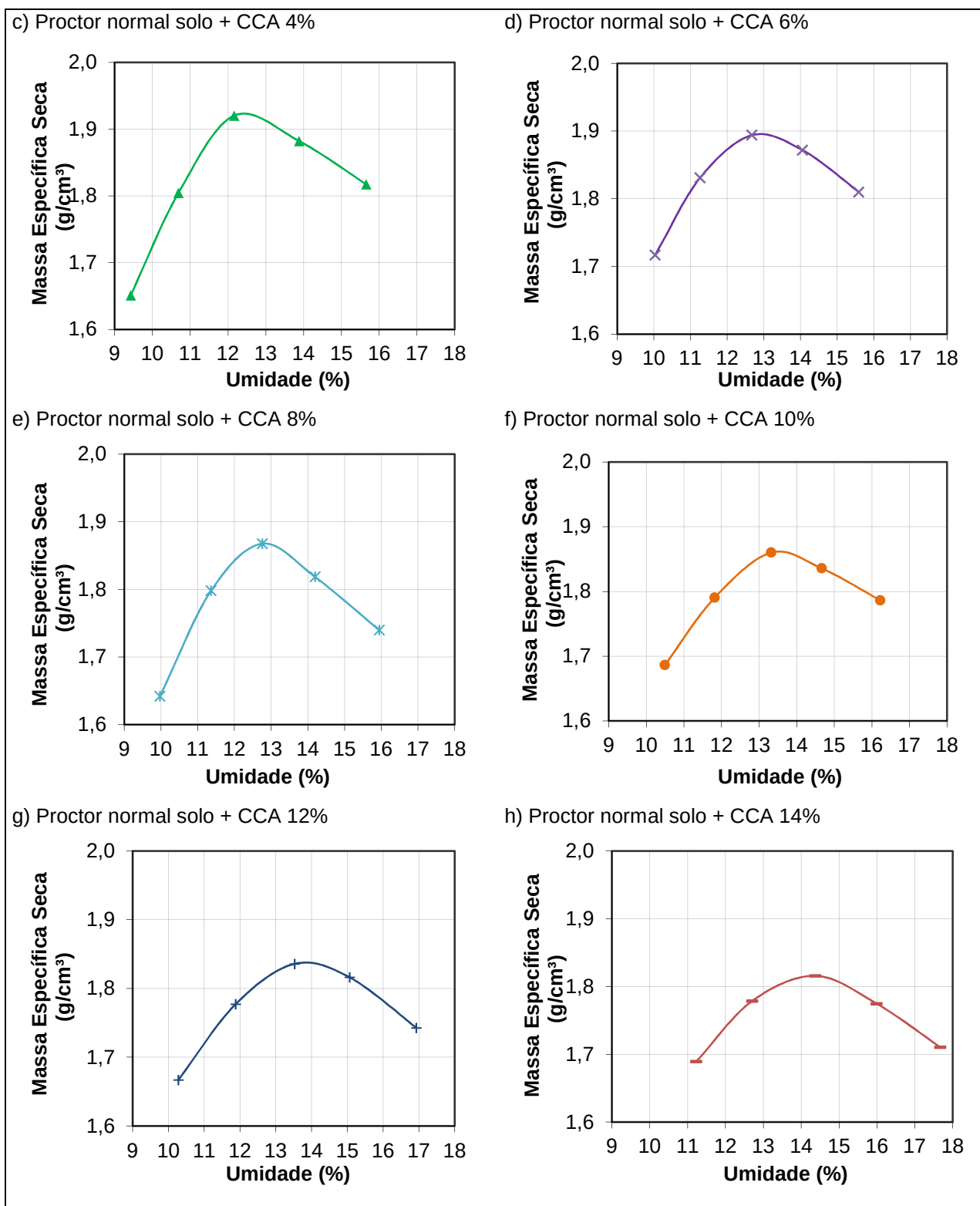


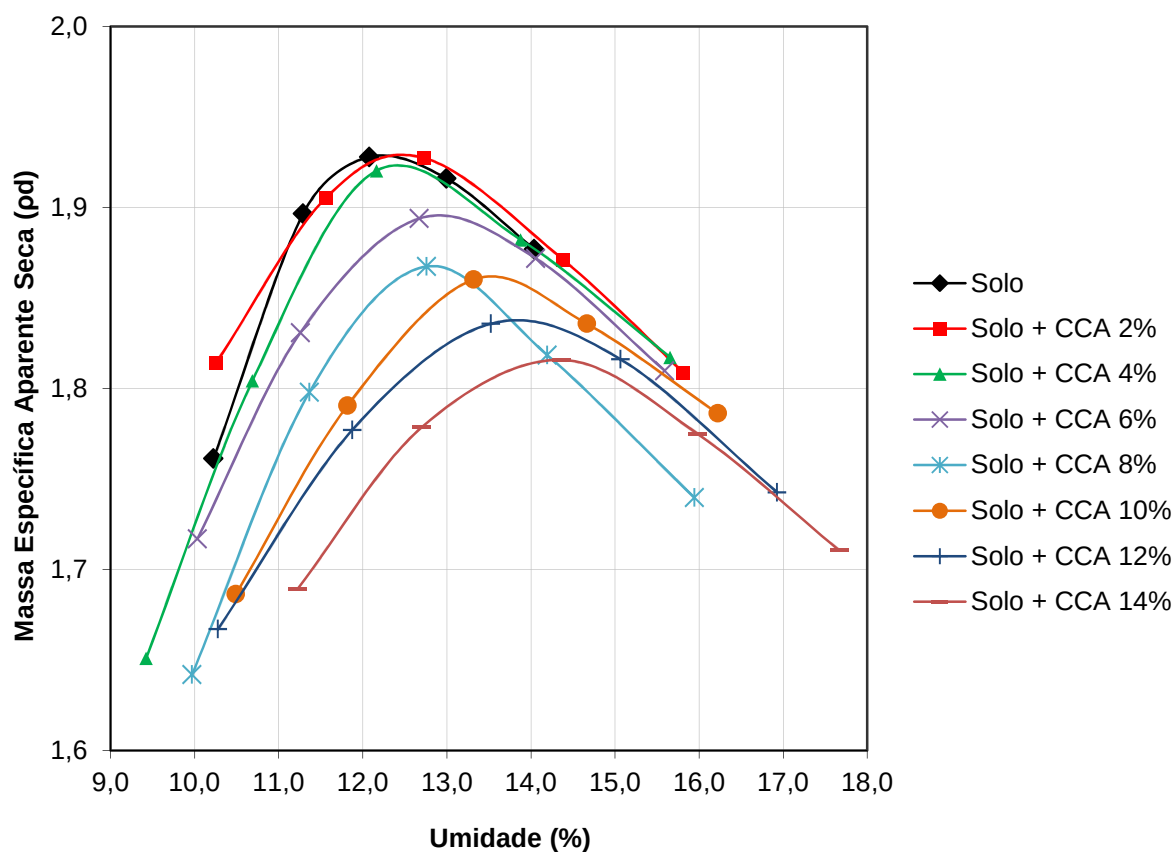
Figura 24 – Resultados das curvas de compactação proctor normal (continuação)



Fonte: Dados do autor.

A Figura 25 Ilustra os resultados do ensaio de compactação em energia normal em um único gráfico. Os valores de massa específica aparente seca máxima e umidade ótima são mostrados na Tabela 16.

Figura 25 – Resultado das curvas de compactação em energia normal



Fonte: Dados do autor.

Tabela 16 – Resultados dos ensaios de proctor normal

Teor de Cinza de Casca de Arroz (%)	Massa Específica Aparente Seca Máxima (g/cm³)	Umidade Ótima (%)
0,0	1,928	12,3
2,0	1,928	12,4
4,0	1,922	12,4
6,0	1,894	12,9
8,0	1,867	12,8
10,0	1,862	13,5
12,0	1,838	13,8
14,0	1,816	14,3

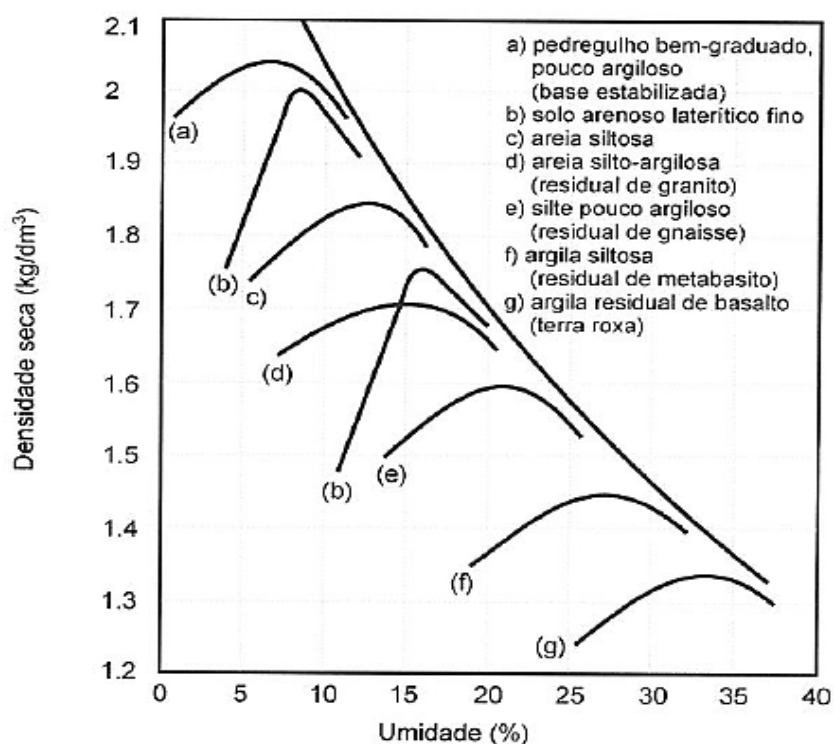
Fonte: Dados do autor.

Em comparação ao solo, a umidade ótima sofreu acréscimo, enquanto que a massa específica aparente seca máxima teve um decréscimo. Mostrando

que o acréscimo de cinza de cinza de casca de arroz aumentou o consumo de água, e provavelmente reduziu o atrito entre as partículas de solo, levando a redução da massa específica aparente seca máxima, ou ainda, o aumento na quantidade de água para atingir a ótima fez com que os vazios anteriormente ocupados por solo fossem ocupados por água, fazendo com que a mistura ficasse mais “borrachuda” com consequente queda de massa específica aparente seca máxima.

Curvas de compactação típicas de variados solos brasileiros, quando comparadas ao solo com 14% de CCA, enquadram a mistura entre uma areia siltosa (c) a uma areia silto-argilosa (d), conforme a Figura 26.

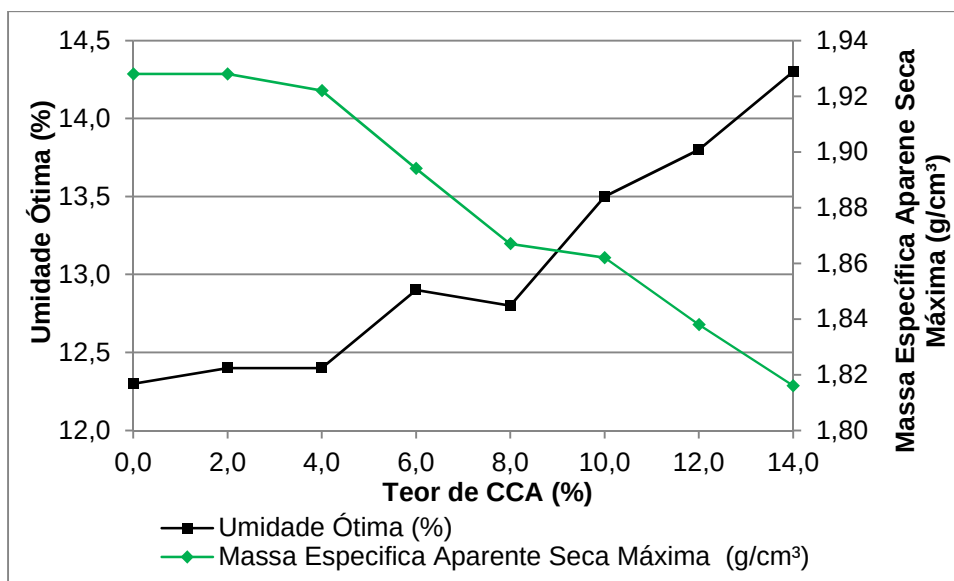
Figura 26 – Curvas típicas de compactação de diversos solos brasileiros



Fonte: Pinto (2006).

A Figura 27 evidencia a queda de massa específica aparente seca máxima e o aumento da umidade ótima com o aumento do teor de cinza de casca de arroz.

Figura 27 – Relação entre massa específica aparente seca máxima e umidade ótima em função do teor de CCA



Fonte: Dados do autor.

A massa específica aparente seca máxima foi reduzida de 1,928 g/cm³ do solo para 1,816 g/cm³ com 14% de casca de arroz (5,81% de redução), a umidade ótima aumentou de 12,3% sem cinza de casca de arroz para 14,3% com 14% de CCA (2% de aumento). Tais variações são indício de que as partículas de CCA, dadas suas dimensões de forma, exibem comportamento compatível com a fração fina do solo, exigindo maior umidade para sua compactação e resultando menor compacidade.

5.2 Granulometria

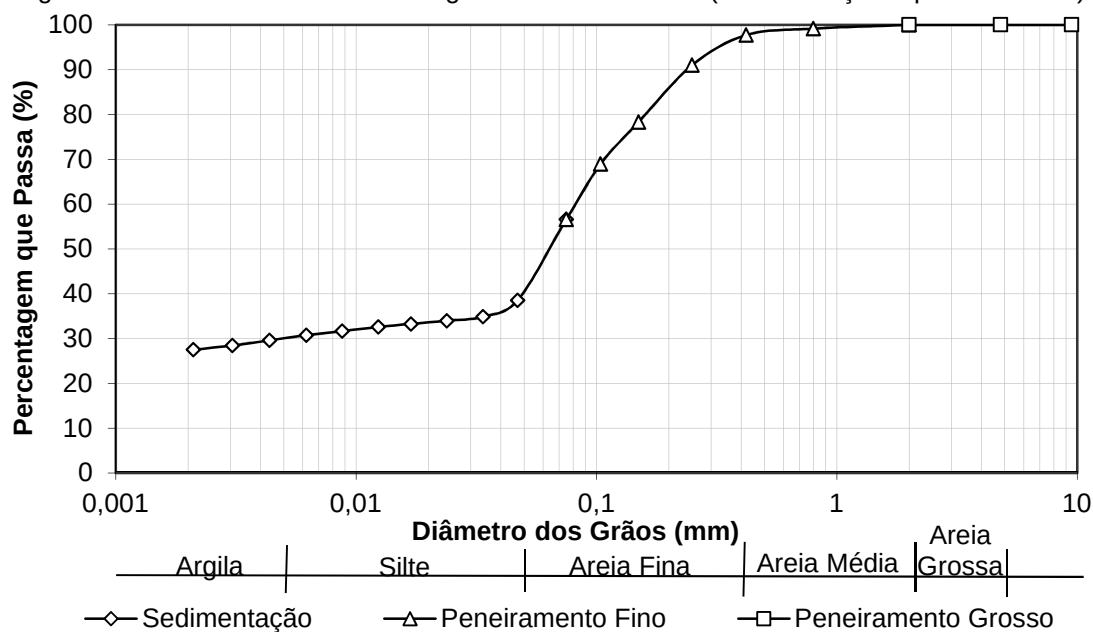
5.2.1 Peneiramento e Sedimentação

A distribuição das frações granulométricas, segundo classificação da ABNT, é apresentada neste item.

Solo

As frações granulométricas constituintes do solo são mostradas na Figura 28, a qual se podem observar as seguintes porcentagens: 59% de areia, 10% de silte e 31% de argila. Tendo como resultado um solo arenoso fino A-4 na classificação AASHTO e SC na classificação Unificada.

Figura 28 – Resultado do ensaio de granulometria do solo (sedimentação e peneiramento)

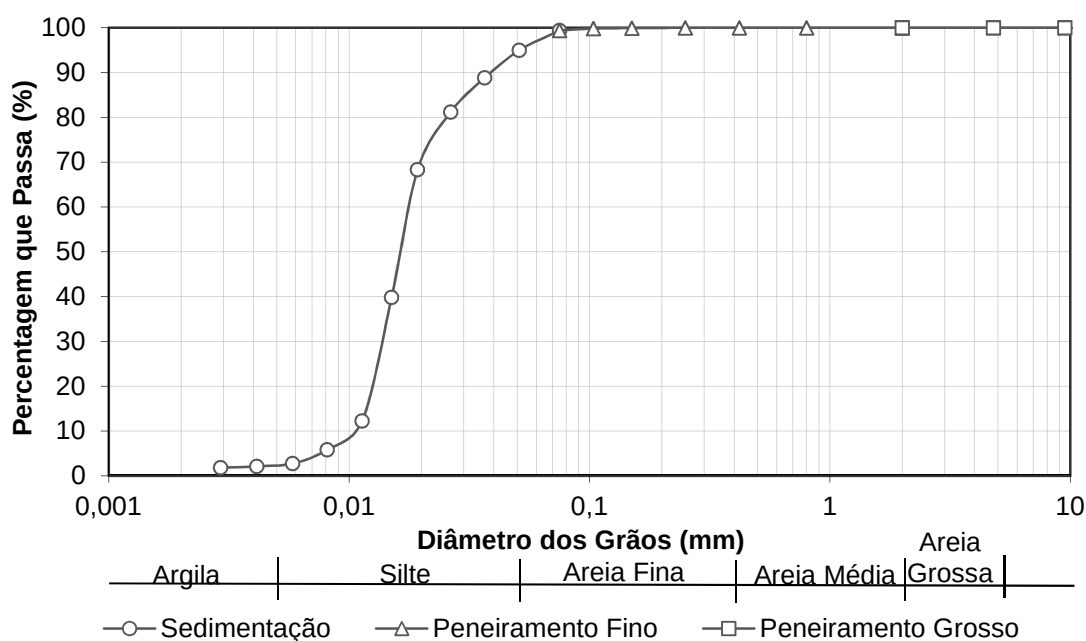


Fonte: Dados do próprio autor.

Cinza de Casca de Arroz

A distribuição granulométrica da cinza de casca de arroz é ilustrada na Figura 29, tendo a distribuição equivalente a: 5,1% de areia, 92,4% de silte e 2,5% de argila.

Figura 29 – Resultado do ensaio de granulometria da CCA



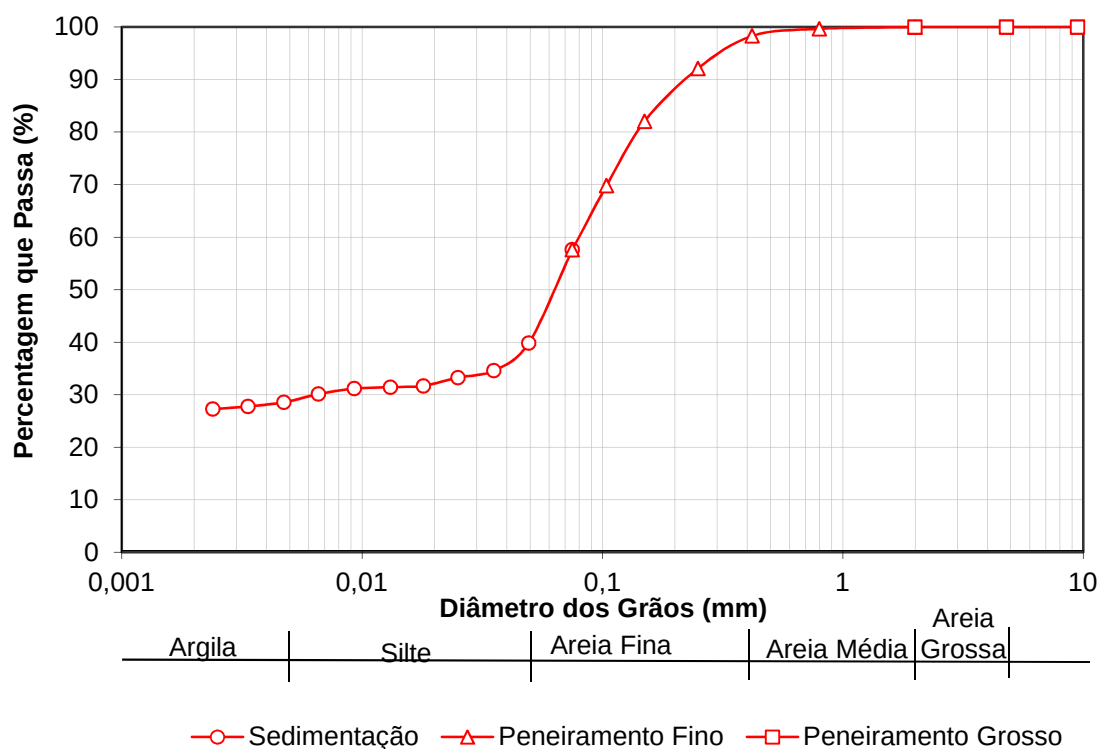
A cinza de casca de arroz tem características granulométricas muito próximo de um silte, sendo este a fração granulométrica que ocorre em menor percentagem no solo (59% de areia, 10% de silte e 31% de argila).

Misturas

As curvas granulométricas das misturas de solo com cinza de casca de arroz são apresentadas neste item.

Na mistura solo + CCA 2% (Figura 30) se podem observar as seguintes percentagens: 60% de areia, 11,2% de silte e 28,8% de argila.

Figura 30 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 2%

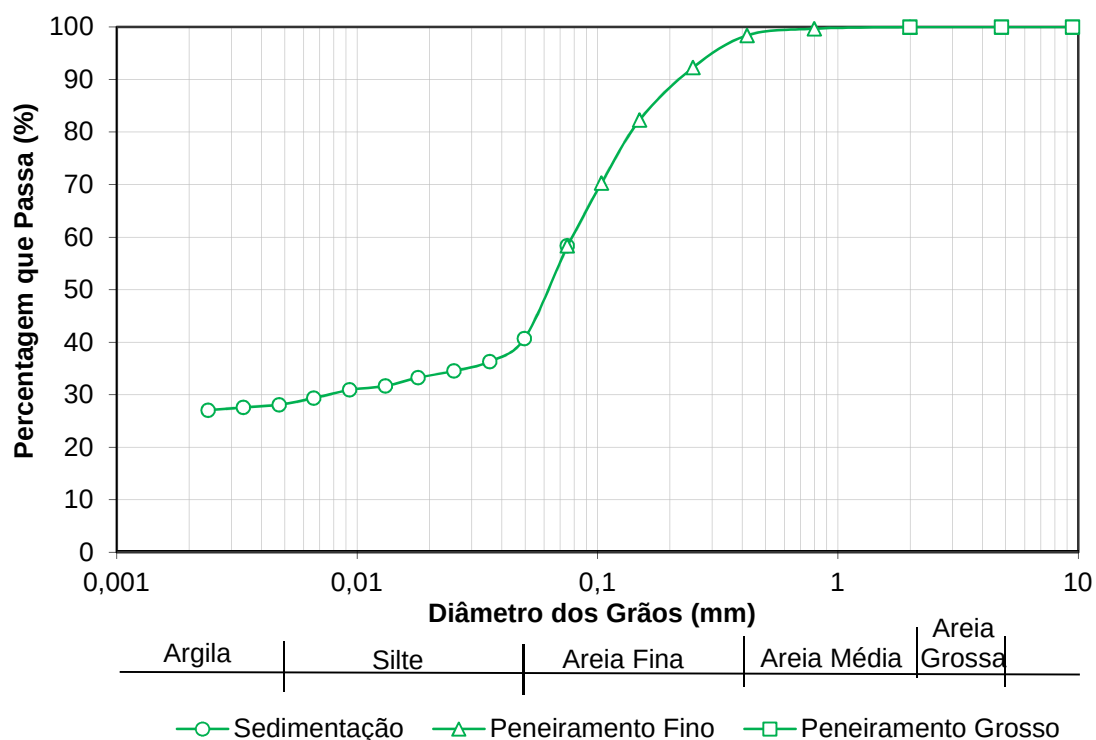


Fonte: Dados do próprio autor.

A cinza de casca de arroz se comportou fisicamente como areia fina a silte, demonstrado pelo aumento das porcentagens de ambas em relação ao solo e diminuição da fração argila.

A mistura solo + CCA 4% tem sua distribuição granulométrica indicada pela Figura 31 com as seguintes porcentagens: 59% de areia, 12,8% de silte e 28,2% de argila.

Figura 31 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 4%

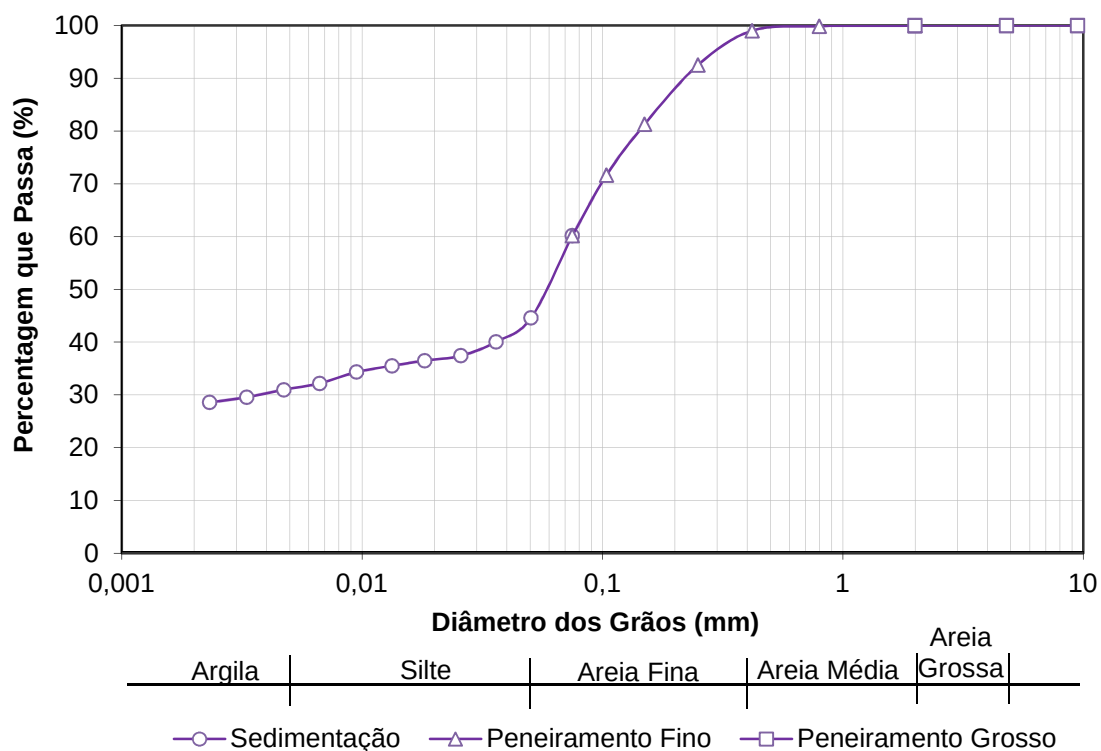


Fonte: Dados do próprio autor.

Nessa mistura, a cinza de casca de arroz se mostrou com granulometria muito semelhante ao silte, mostrado pelo aumento de seu percentual em relação ao solo, com diminuição das areias e argila.

A Figura 32 mostra a distribuição granulométrica do solo com 6% de CCA, com porcentagem de: 55,4% de areia, 13,6% de silte e 31,0% de argila.

Figura – 32 Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 6%

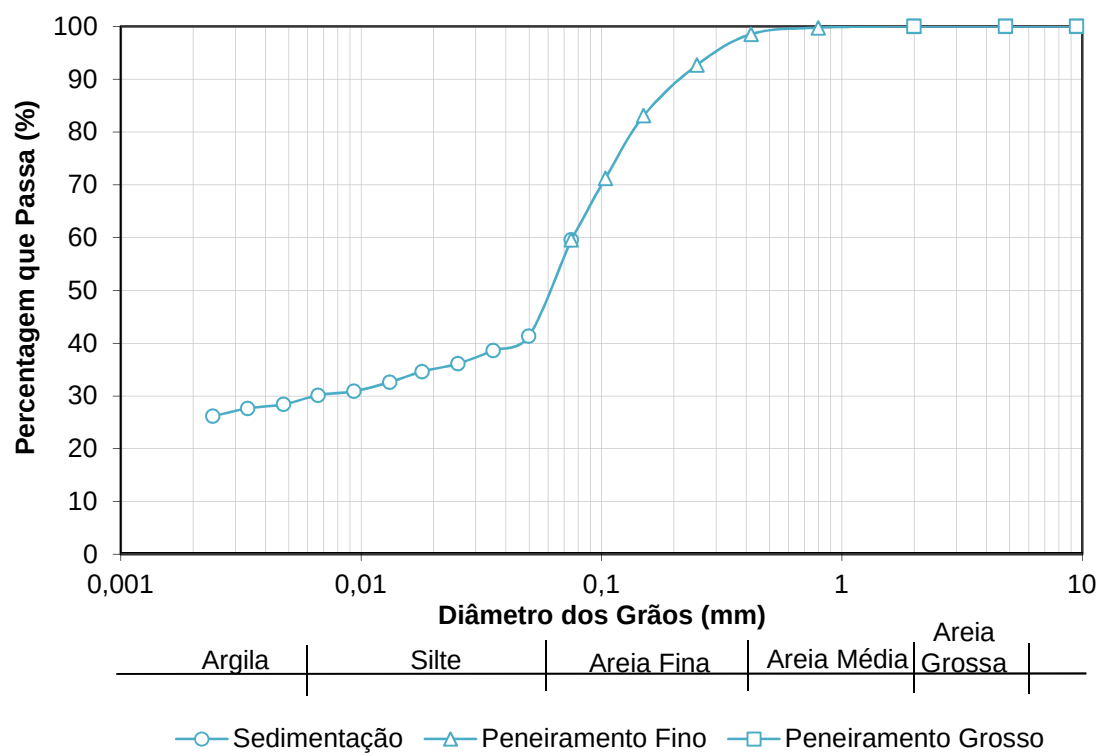


Fonte: Dados do próprio autor.

Com 6% de CCA, houve um aumento da fração silte e redução das frações areia, a porcentagem correspondente à argila permaneceu constante em relação ao solo, ou seja, a CCA se comportou como silte.

O solo + CCA 8% possui a curva granulométrica indicada na Figura 33 tendo os seguintes percentuais constituintes: 58,7% de areia, 12,8% de silte e 28,5% de argila.

Figura 33 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 8%

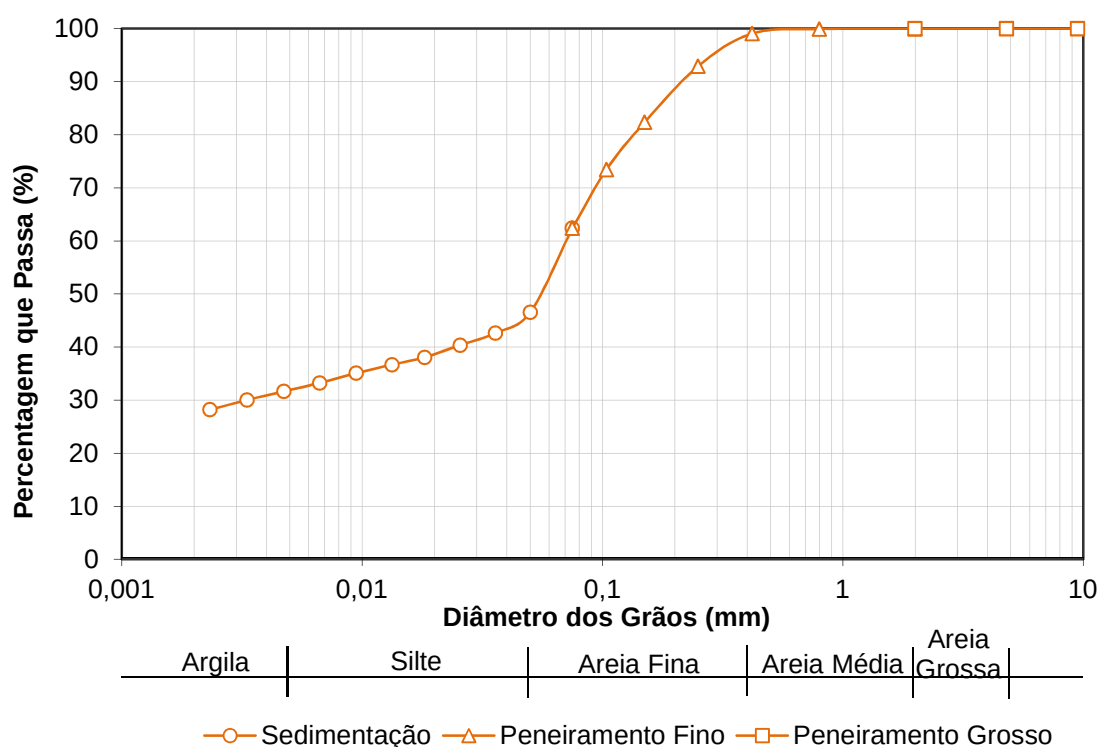


Fonte: Dados do próprio autor.

Em relação ao solo, teve um aumento da porcentagem equivalente a fração silte com redução dos percentuais de areia e argila.

A Figura 34 mostra a distribuição granulométrica da mistura solo + CCA 10% tendo: 53,4% de areia, 14,5% de silte e 32,0% de argila.

Figura 34 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 10%

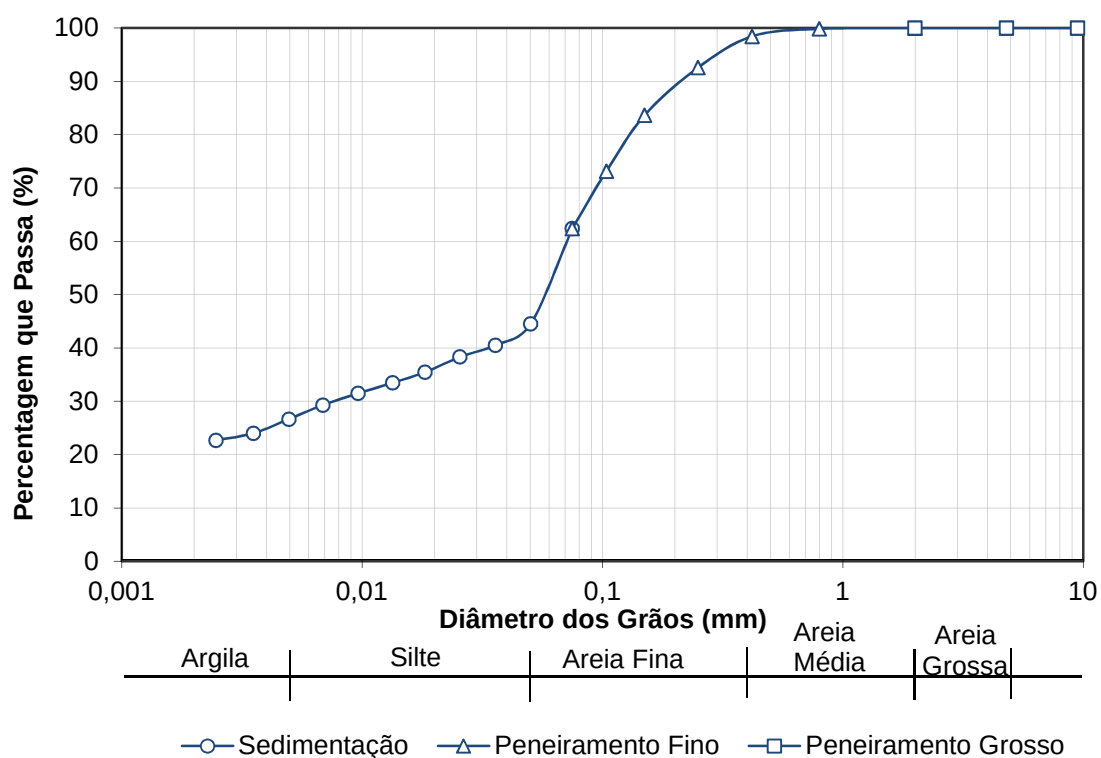


Fonte: Dados do próprio autor.

Com 10% de substituição em massa seca, a mistura sofreu uma redução dos percentuais de areia com aumento de silte e um leve aumento da fração correspondente à argila. A CCA se comportou como um silte levemente argiloso.

A mistura solo + 12% é apresentada na Figura 35, com a curva granulométrica correspondente a: 55,5% de areia, 17,8% de silte e 26,7% de argila.

Figura 35 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 12%

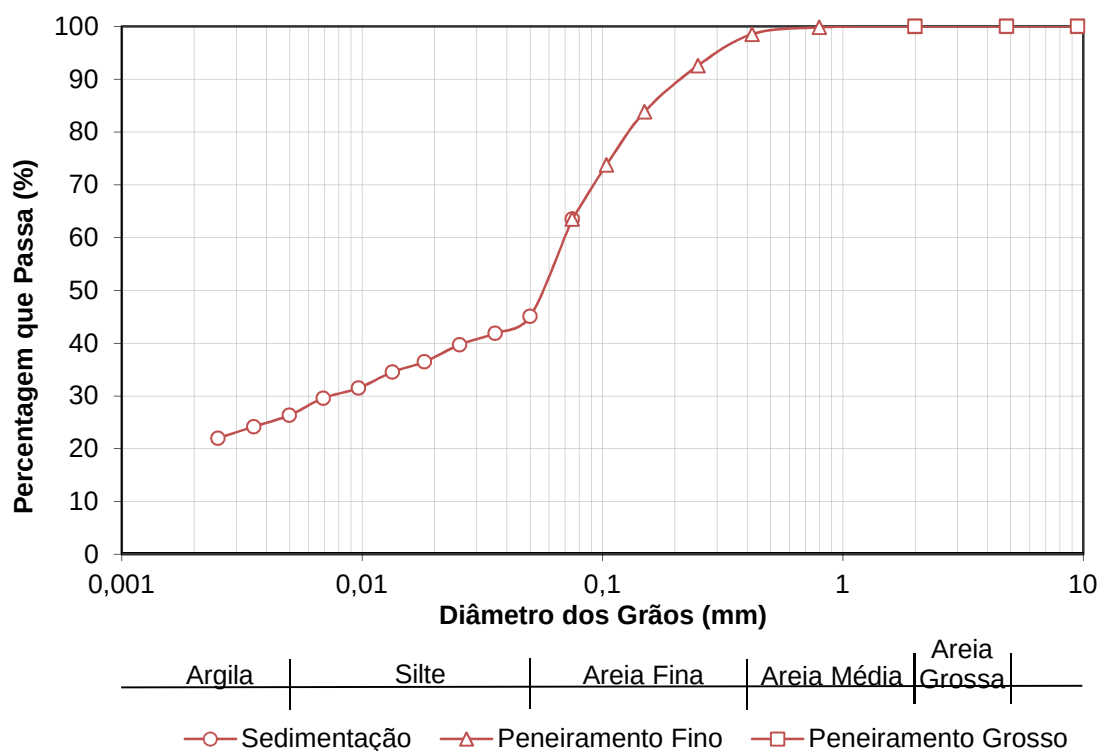


Fonte: Dados do próprio autor.

Contendo 12% de CCA, a mistura sofreu uma redução nos percentuais correspondentes à areia e à argila, com aumento da fração equivalente ao silte.

A Figura 36 mostra a distribuição granulométrica da mistura solo com 14% de CCA, possuindo o equivalente a: 54,9% de areia, 18,8% de silte e 26,3% de argila.

Figura 36 – Resultado do ensaio de granulometria da mistura solo + CCA 14%

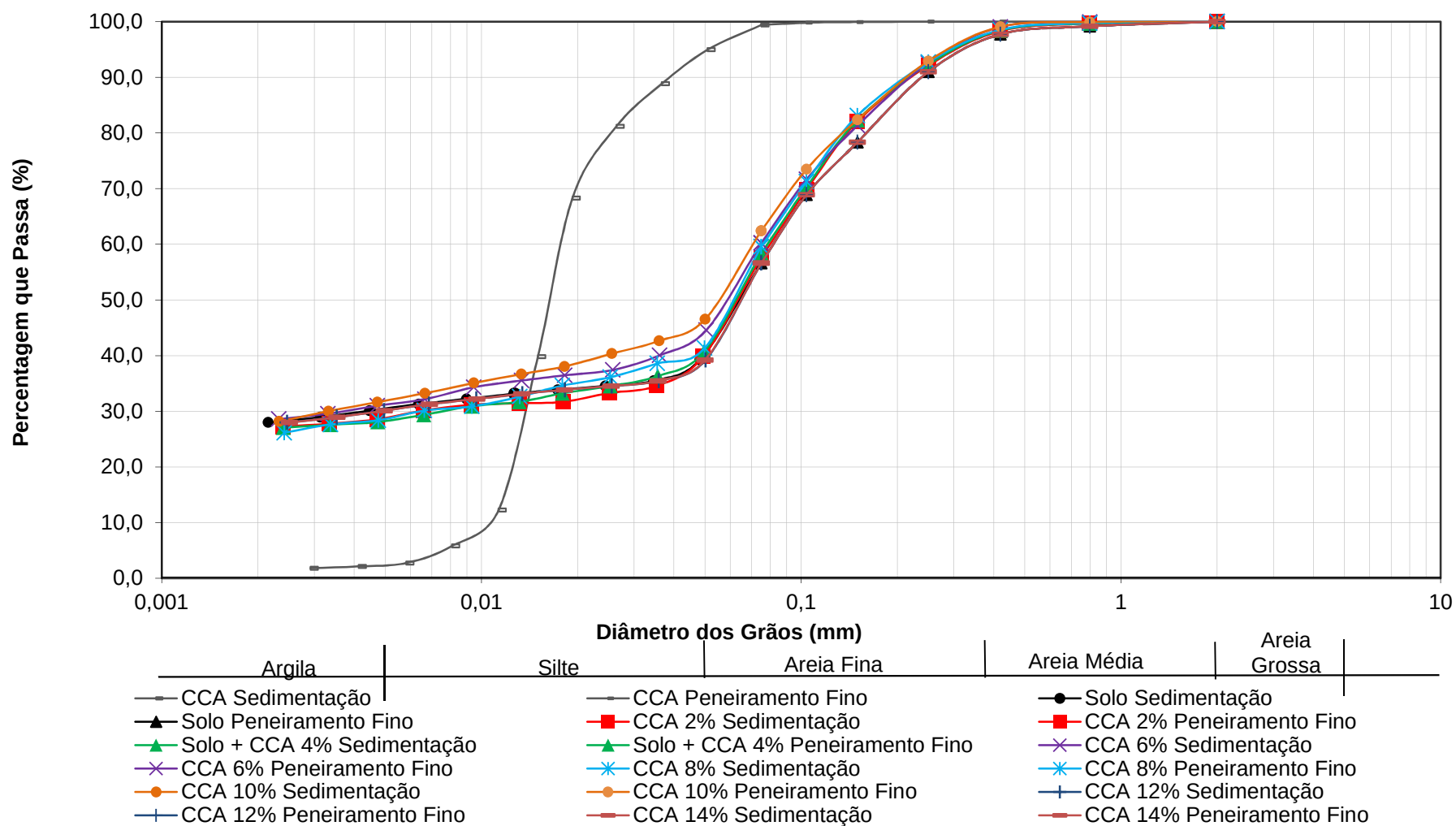


Fonte: Dados do próprio autor.

Em comparação ao solo, a mistura contendo 14% de CCA apresentou redução de areia e argila com aumento correspondente ao silte. Mais uma vez a CCA se comportou como um silte.

As curvas granulométricas do solo e das misturas são mostradas em um único gráfico, representado pela Figura 37.

Figura 37 – Distribuição granulométrica do solo, da CCA e das misturas solo+CCA



Fonte: Dados do próprio autor.

Em relação ao solo, o acréscimo de CCA praticamente não alterou a fração areia nos percentuais de 2% e 4%, com um leve aumento da porcentagem de silte e leve redução de argila, alterando pouco a curva granulométrica.

Os percentuais de substituição de 6% e 8% demonstraram uma leve redução do percentual correspondente às areias, pequeno aumento da fração silte, com a argila constante para o primeiro percentual com um decréscimo em 8%, sendo pouco alterada a curva granulométrica, em relação ao solo.

Com 10%, 12% e 14% de substituição, a distribuição granulométrica demonstrou alterações mais consideráveis, com redução mais perceptível de areia, aumento mais acentuado de silte e pequena redução de argila, com exceção de 10% em substituição, a qual teve um ligeiro aumento da última fração, que juntamente com o menor percentual de areia, teve a curva mais sobrejacente, em relação às demais.

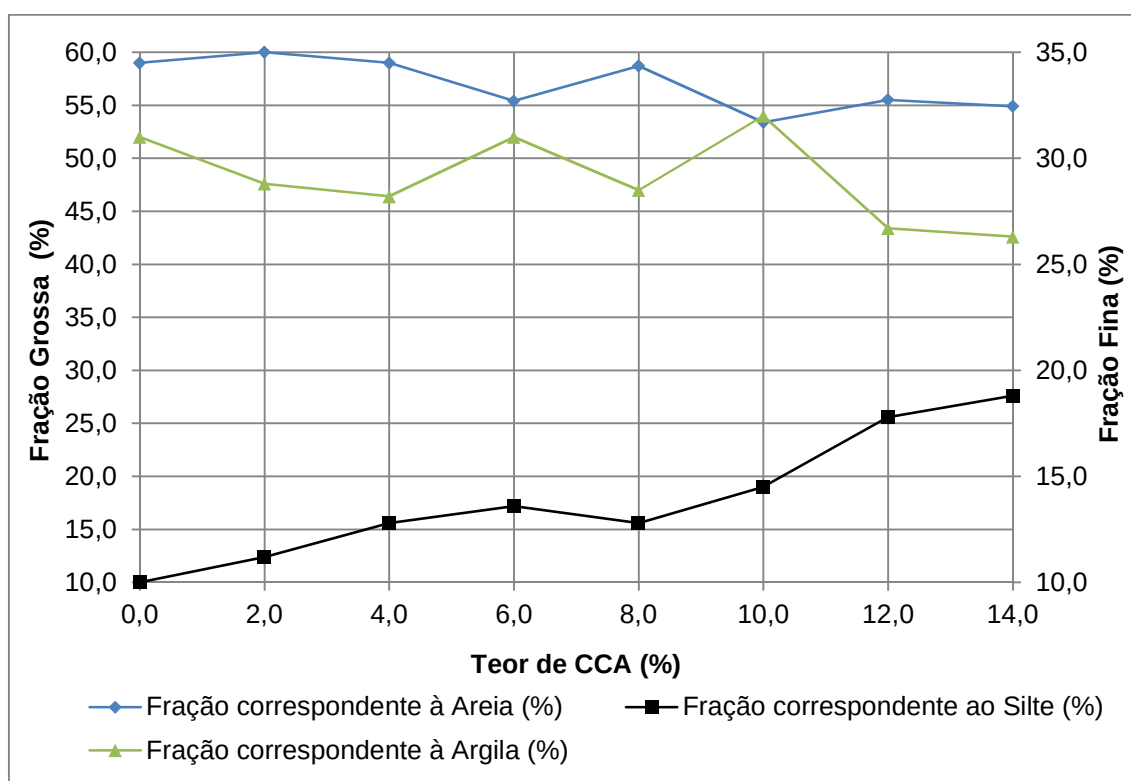
A Tabela 17 demonstra a variação das frações constituintes do solo em função do teor de cinza de casca de arroz, assim como o gráfico ilustrado pela Figura 38.

Tabela 17 – Variação das frações correspondentes ao solo, em função do teor de CCA

Teor de CCA (%)	Fração correspondente à Areia (%)	Fração correspondente ao Silte (%)	Fração correspondente à Argila (%)
0,0	59,0	10,0	31,0
2,0	60,0	11,2	28,8
4,0	59,0	12,8	28,2
6,0	55,4	13,6	31,0
8,0	58,7	12,8	28,5
10,0	53,4	14,5	32,0
12,0	55,5	17,8	26,7
14,0	54,9	18,8	26,3
100,0	5,1	92,4	2,5

Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 38 – Distribuição das frações correspondentes ao solo em função do teor de CCA



Fonte: Dados do próprio autor.

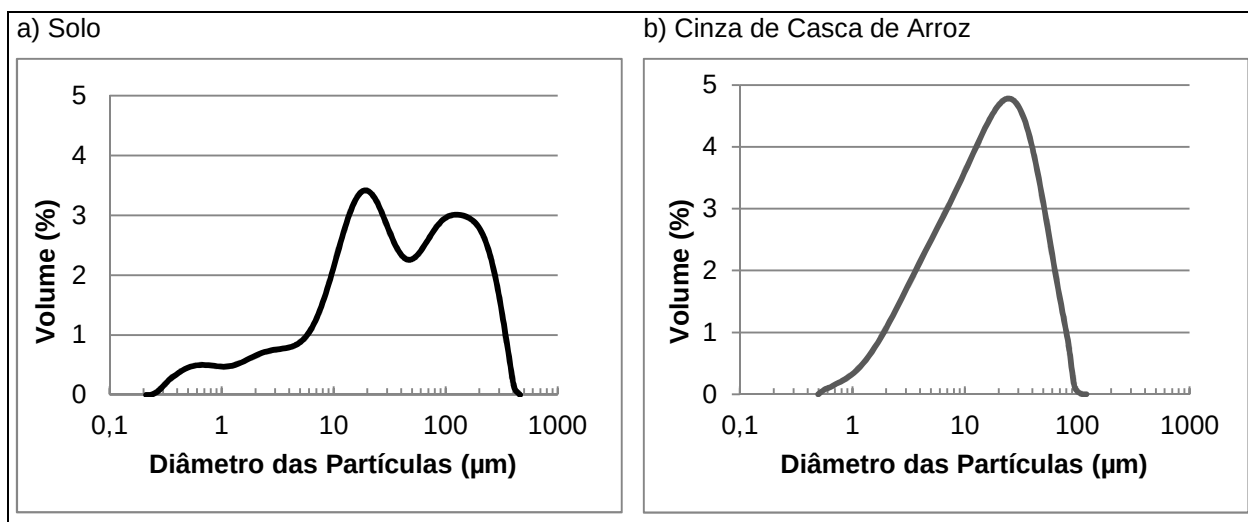
Em todas as misturas, a cinza de casca de arroz demonstrou um comportamento, em relação a sua granulometria, muito próxima de um silte, evidenciado pela Tabela 17 e Figura 38, assim como as curvas granulométricas anteriormente apresentadas.

Exatamente a porcentagem em que há uma descontinuidade na granulometria do solo, dando indícios do preenchimento dos vazios e do processo de estabilização física pelo qual o solo passa ao ser misturado com a cinza de casca de arroz.

5.2.2 Granulometria a Laser

O ensaio de granulometria a laser tem os resultados apresentados na Figura 39, a qual demonstra uma descontinuidade no diâmetro das partículas de solo por volta de 20 μm a 100 μm , com um vale em 45 μm . Já a cinza de casca de arroz apresentou uma distribuição total e torno de 0,5 μm a 100 μm com pico em 25 μm .

Figura 39 – Resultados do ensaio de granulometria a laser do solo e da CCA

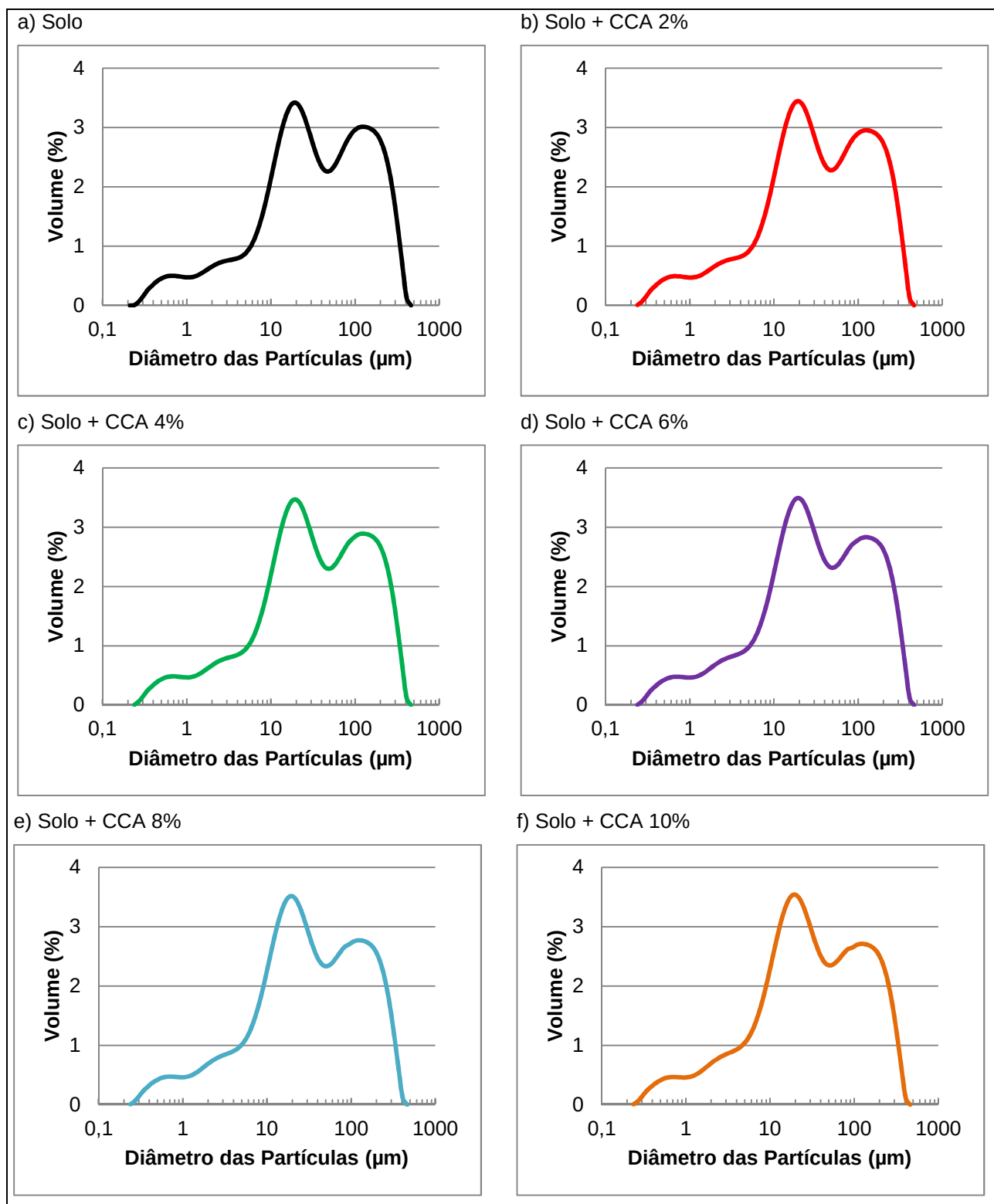


Fonte: Dados do próprio autor.

Em conjunto com os resultados de ensaio granulométrico tradicional, a granulometria a laser indica o preenchimento dos vazios do solo pela cinza, evidenciado pelo complemento da curva granulométrica da cinza na curva granulométrica do solo, tanto visual quanto quantitativamente, pois toda distribuição granulométrica da cinza (0,5 μm a 100 μm) se encaixa na descontinuidade do solo (20 μm a 100 μm) tornando-o, assim, menos compressivo e estabilizado fisicamente.

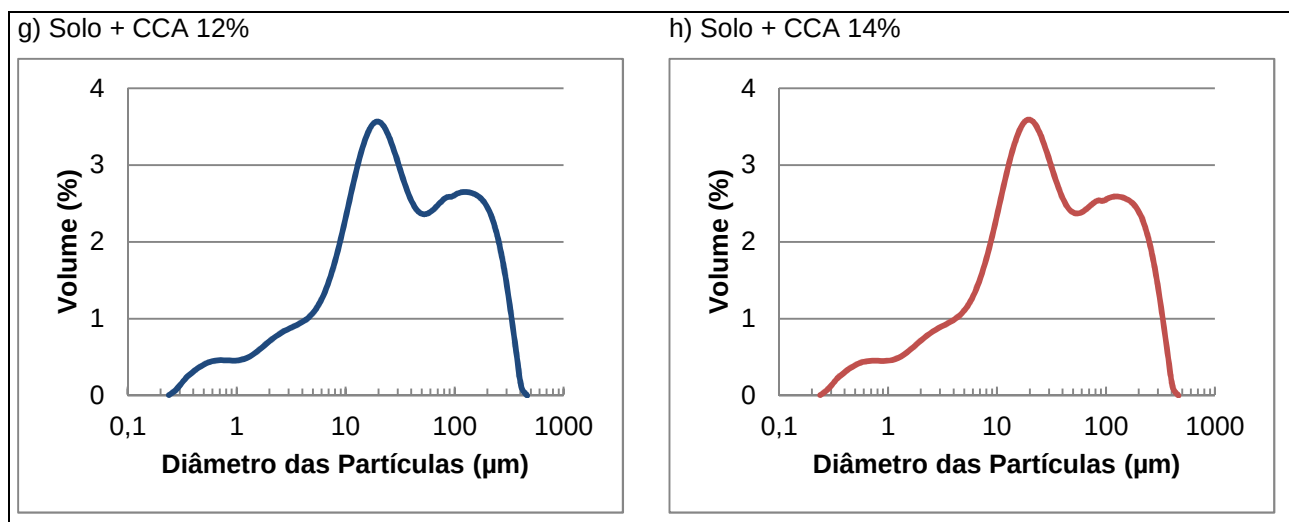
As Figuras 40 e 41 ilustram o resultado das curvas granulométricas das misturas solo + CCA 2%, solo + CCA 4%, solo + CCA 6%, solo + CCA 8%, solo + CCA 10%, solo + CCA 12%, e solo + CCA 14%, respectivamente, obtidas a partir dos resultados de granulometria a laser do solo e da CCA.

Figura 40 – Resultado do ensaio de granulometria a laser do solo e das misturas



Fonte: Dados do próprio autor.

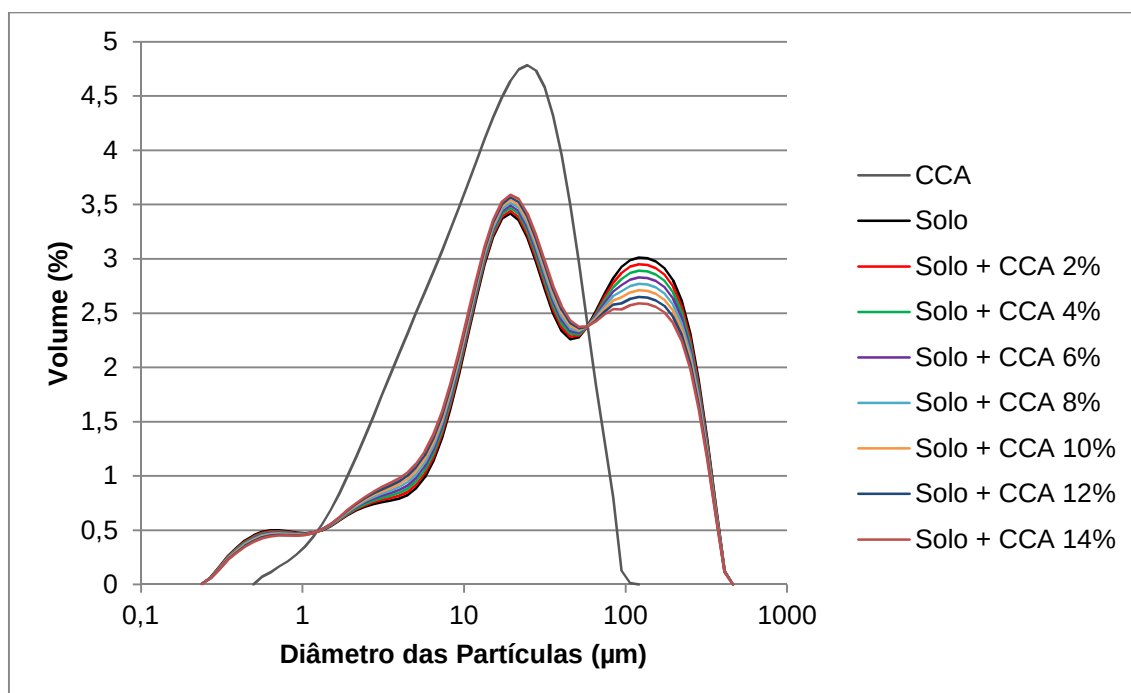
Figura 41 – Resultado do ensaio de granulometria a laser do solo e das misturas (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

A Figura 42 apresenta os resultados obtidos das misturas no ensaio de granulometria a laser, mostrados em um único gráfico.

Figura 42 – Granulometria a laser da CCA, solo e misturas plotadas em um único gráfico



Fonte: Dados do próprio autor.

Da análise das Figuras anteriores, pode-se perceber que o acréscimo de cinza de casca de arroz aumentou o pico principal da curva do solo, com diâmetro próximo de 20 μm , passando de 3,41% em volume do solo para

3,44%, 3,47%, 3,49%, 3,52%, 3,54%, 3,56% e 3,59% em volume das misturas com 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14% respectivamente.

A descontinuidade da curva do solo, no diâmetro correspondente ao vale entre os dois picos (em torno de 45 μm), teve um leve acréscimo de 2,26% em volume de solo para 2,28% com 2% de CCA. Nas demais misturas a menor porcentagem não mais se concentrou no referido diâmetro, mas sim em torno de 50 μm com 2,30%, 2,32%, 2,33%, 2,34%, 2,35% e 2,37% em volume das misturas com 4%, 6%, 8%, 10,0%, 12% e 14%, também com aumento neste diâmetro que era próximo de 2,27% em volume de solo.

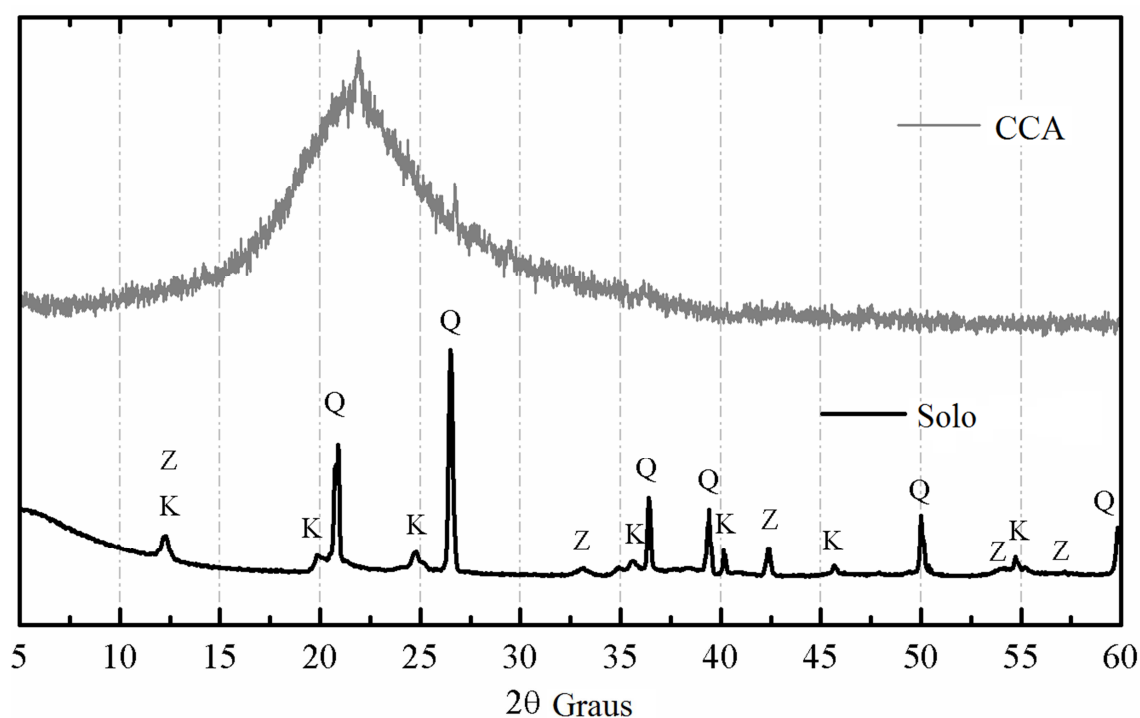
Após o vale houve um novo pico, com diâmetro em torno de 120 μm e 3,01% em volume de solo, que passou para 2,95%, 2,89%, 2,83%, 2,73%, 2,77%, 2,71%, 2,65% e 2,59% em volume das misturas com 2%, 4%, 6%, 8%, 10%, 12% e 14% de CCA, respectivamente, demonstrando clara redução do pico, justamente em um diâmetro que a CCA não possui (0,5 μm a 100 μm).

A substituição com CCA elevou os percentuais em volume do maior e menor diâmetro das misturas, em comparação ao solo, e reduziu o segundo percentual volumétrico presente na mistura. A CCA mostrou que completou a curva granulométrica do solo, ocupando seus vazios, em seu intervalo de distribuição.

5.3 Caracterização Mineralógica (Difração de Raios X)

As fases cristalinas dos minerais constituintes do solo são apresentadas neste capítulo. A Figura 43 mostra os picos de quartzo SiO_2 (Q), caulinita $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5$ (K) e zeolita $\text{NaCaAl}_3\text{Si}_3\text{O}_{12}$ (Z).

Figura 43 – Resultados do ensaio de difração de raios x



Fonte: Dados do próprio autor.

O solo em pesquisa possui fases cristalinas (estáveis) bem definidas, percebidas por uma linha base com picos evidentes. Já a cinza de casca de arroz se mostra amorfa evidenciada por uma linha base mal definida com um desvio entre 15 graus e 30 graus, sem picos e consequentemente sem uma fase cristalina. Por tal fato, que a torna mais fácil de ser combinada, a cinza vem sendo utilizada como material pozolânico em diversos materiais (PAYÁ, 2012, TORKAMAN *et al.*, 2014; KANNAN e GANESAN, 2014).

5.4 Ensaios Edométricos

Esta seção aborda os resultados obtidos por meio do ensaio edométrico, utilizando o método descrito no item 4.2.4.

5.4.1 Ensaios Edométricos com Variados Graus de Compactação

Inicialmente foram realizados ensaios edométricos com variados graus de compactação, cujos resultados são apresentados nas Figuras 44 e 45.

Figura 44 – Resultados edométricos com variados graus de compactação do solo

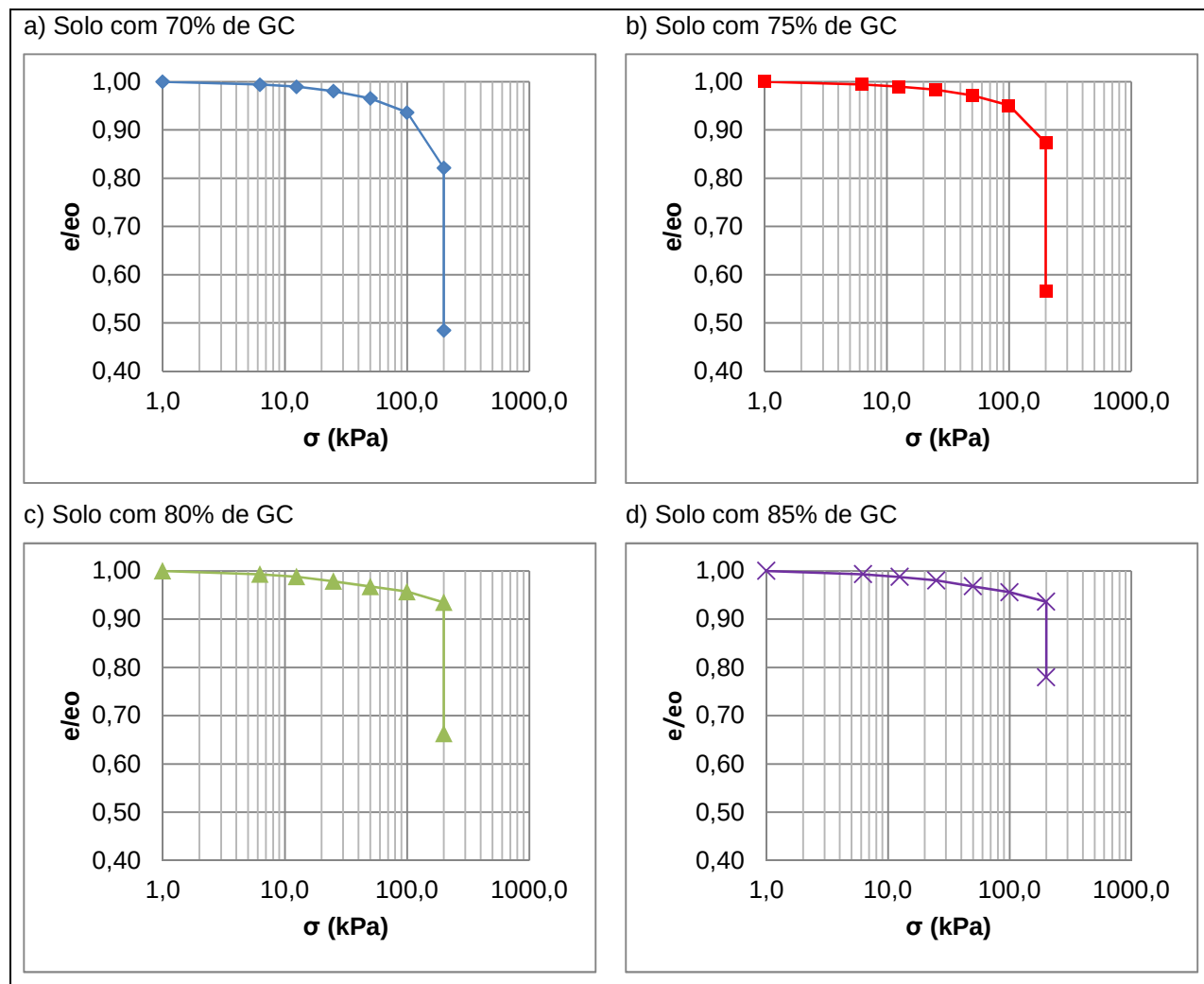
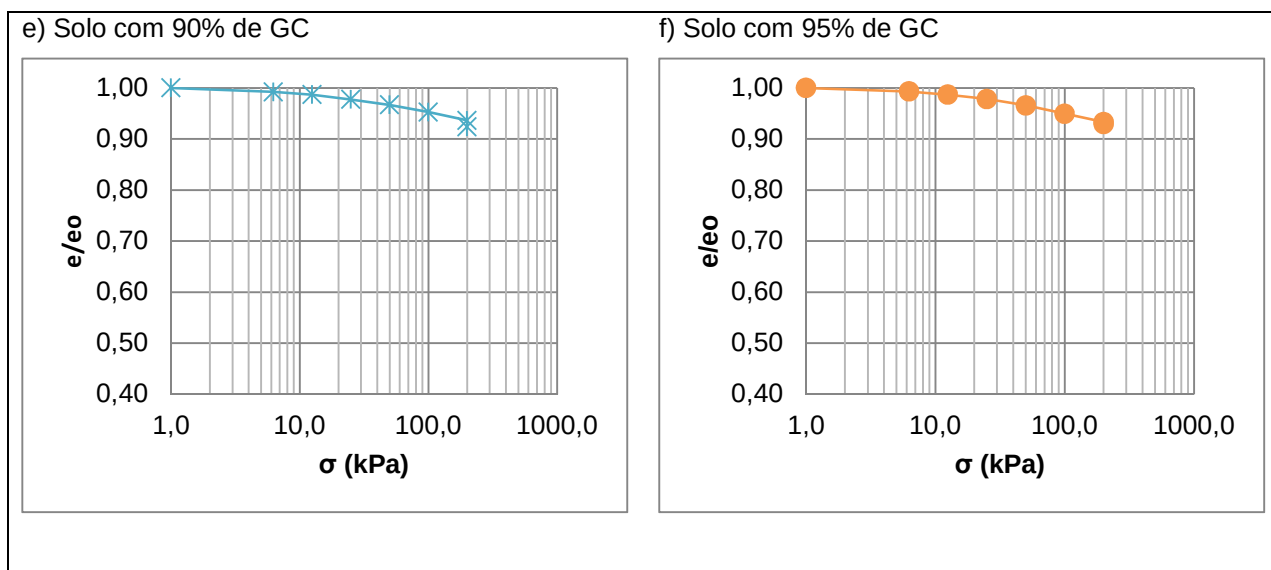


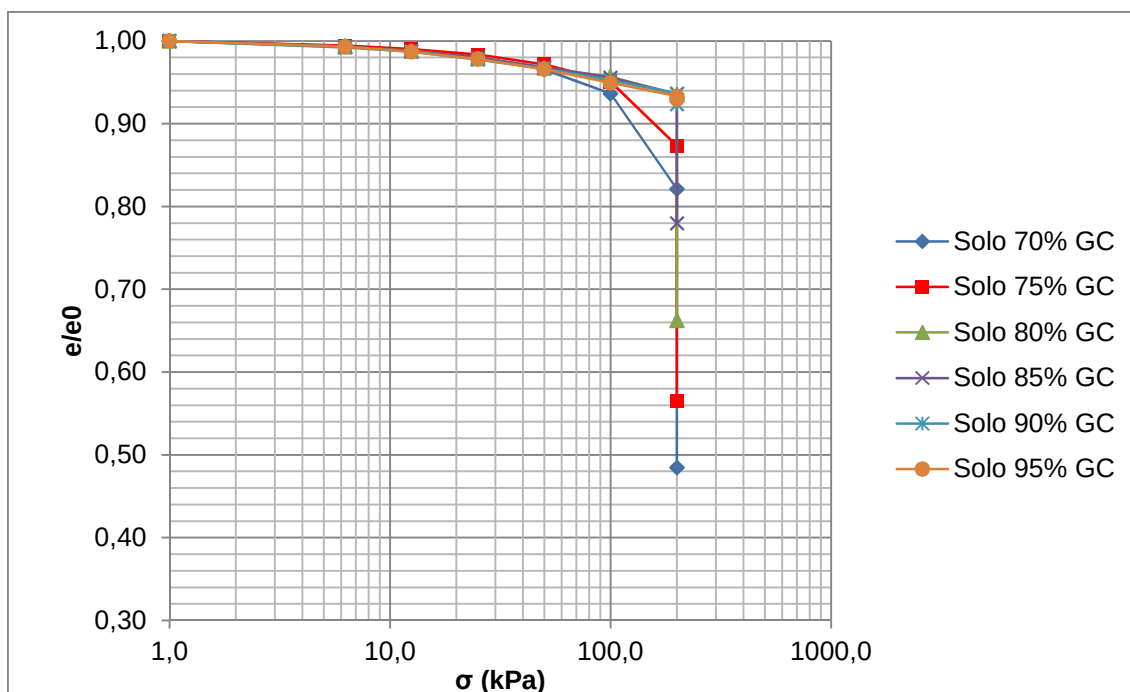
Figura 45 – Resultados edométricos com variados graus de compactação do solo
(continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

Os ensaios edométricos com variados graus de compactação do solo são mostrados em um único gráfico (Figura 46).

Figura 46 – Resultados dos ensaios edométricos com diferentes graus de compactação do solo em um único gráfico



Fonte: Dados do próprio autor.

Os ensaios de compressão edométrica com diferentes graus de compactação resultaram em diferentes índices físicos, que são mostrados na Tabela 18.

Tabela 18 – Índices físicos obtidos dos ensaios edométricos com variados graus de compactação

GC(%)	W_i (%)	W_f (%)	ρ_{di} (g/cm³)	ρ_{df} (g/cm³)	S_{ri} (%)	S_{rf} (%)	e_i	e_f
70	10,1	18,1	1,35	1,81	27,36	99,23	0,99	0,49
75	10,2	17,1	1,45	1,81	31,94	94,80	0,86	0,48
80	10,0	16,8	1,54	1,80	36,33	91,65	0,74	0,49
85	9,9	16,6	1,64	1,83	41,83	94,66	0,64	0,47
90	10,1	16,7	1,74	1,79	49,60	90,03	0,55	0,50
95	10,0	14,9	1,84	1,88	57,71	92,77	0,47	0,43

Fonte: Dados do próprio autor.

Os potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado, em função dos graus de compactação, são apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I)

GC(%)	CP (%)	I (%)
70	16,76	18,39
75	14,22	15,10
80	11,60	11,93
85	7,39	7,58
90	0,45	0,47
95	0,12	0,12

Fonte: Dados do próprio autor.

Como descrito no item 4.2.4 a umidade utilizada foi do primeiro ponto do ensaio proctor normal (10,2%), representando um desvio em relação à ótima de -2,1%.

A umidade de moldagem se mostrou dentro do estabelecido com desvio de -0,1% com 70% CG, 0,0% com 75% GC, -0,2% com 80% GC, 0,3% com 85% GC, -0,1% com 90% GC, -0,2 com 95% GC.

As umidades de moldagem geraram graus de saturação coerentes, maiores para maiores graus de compactação, pois o grau de saturação é

inversamente proporcional ao índice de vazios. Para mesma umidade, com maiores graus de compactação há menos vazios e maiores graus de saturação.

No término do ensaio, as umidades finais variaram de 18,1% a 14,9% sendo reduzidas à medida que houve aumento do grau de compactação.

Como a umidade relaciona a massa de água com a massa de sólidos, e a massa específica aparente seca final se manteve próxima em todos os corpos de prova, a massa de sólidos pouco se alterou, logo, a umidade final dependerá da quantidade de água ocupando os vazios do solo, que decaem à medida que o grau de compactação aumenta, portanto, os resultados são coerentes.

Tais umidades originaram graus de saturação finais de 99,23% a 90,03%, tendendo a diminuir à medida que o grau de compactação aumenta, mais uma vez pela redução de vazios possíveis de serem preenchidos pela água no processo de colapso.

Massas específicas aparentes secas iniciais do solo foram maiores para maiores graus de compactação, devido o processo de densificação que o solo passa ao ser compactado.

As massas específicas aparentes secas finais do solo, como mencionado anteriormente, pouco se alteraram no término do ensaio.

Como esperado, houve redução no índice de vazios iniciais com o aumento do grau de compactação.

Os vazios do solo no final do ensaio sofreram pouca alteração como ilustrado pelos índices de vazios (em torno de 0,49), no entanto, pode ser percebido que a variação entre os índices de vazios iniciais e finais tendem a diminuir com aumento do grau de compactação, devido a maior resistência conferida ao solo pelo processo de compactação.

Os resultados das curvas edométricas mostraram uma redução progressiva do colapso à medida que o grau de compactação aumentou. Com 90% GC e 95% GC o colapso foi praticamente eliminado.

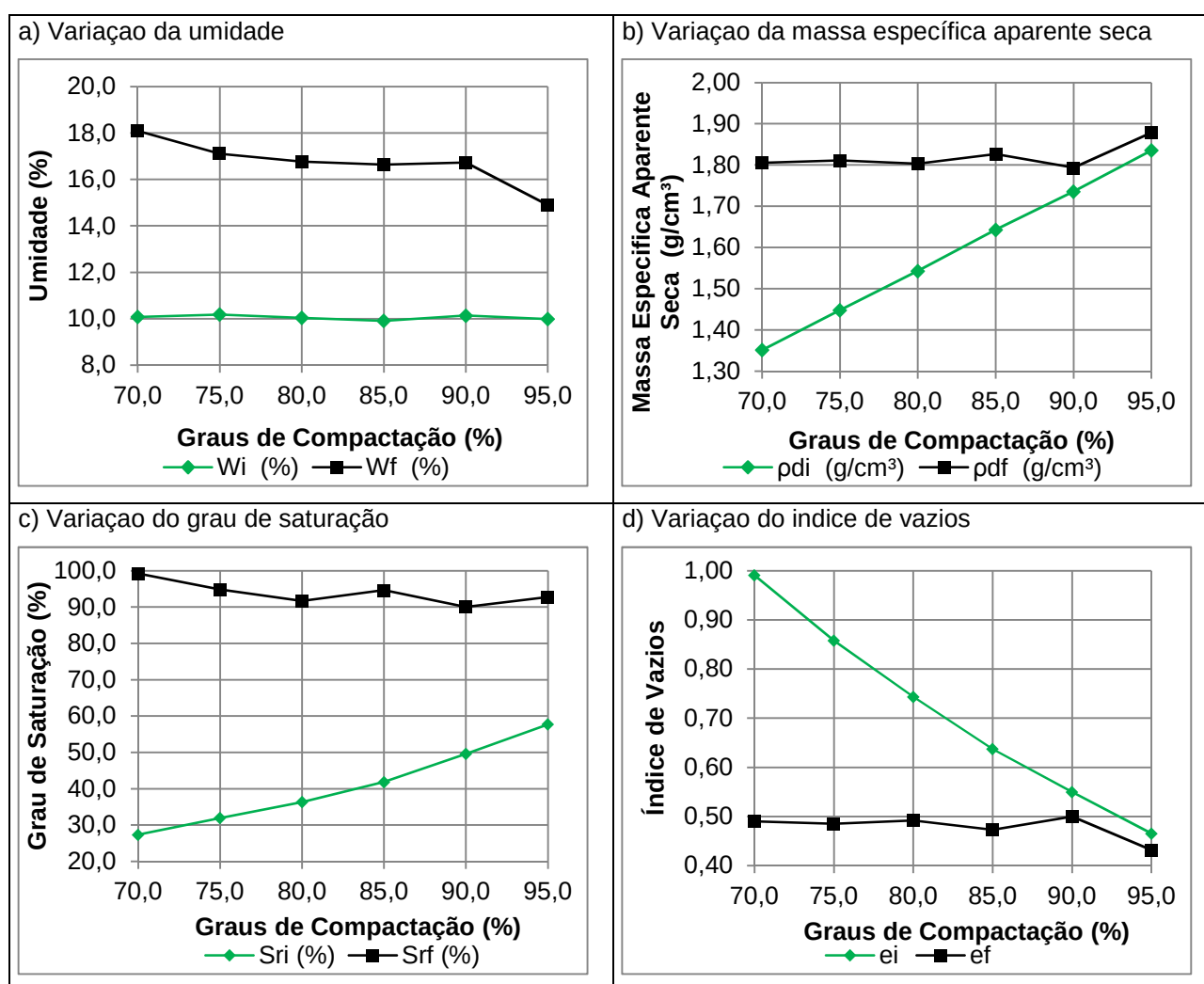
O efeito da compactação na redução do potencial de colapso (CP e I), segundo Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado, foi claramente percebido pela redução dos valores com aumento do grau de compactação.

O CP foi reduzido de 16,76% com 70% GC para 11,60% com 80% GC (5,2% de redução), e para 0,12% com 95% GC (16,6% de redução em comparação com 70% GC).

Segundo o critério modificado de Jennings e Knight (1975), houve redução de 18,39% com 70% GC para 11,93% com 80% GC (6,5% de redução), e para 0,12% com 95% de GC (18,3% de redução em comparação com 70% GC).

Os índices físicos obtidos em função dos graus de compactação são apresentados na Figura 47.

Figura 47 – Índices físicos em função dos graus de compactação



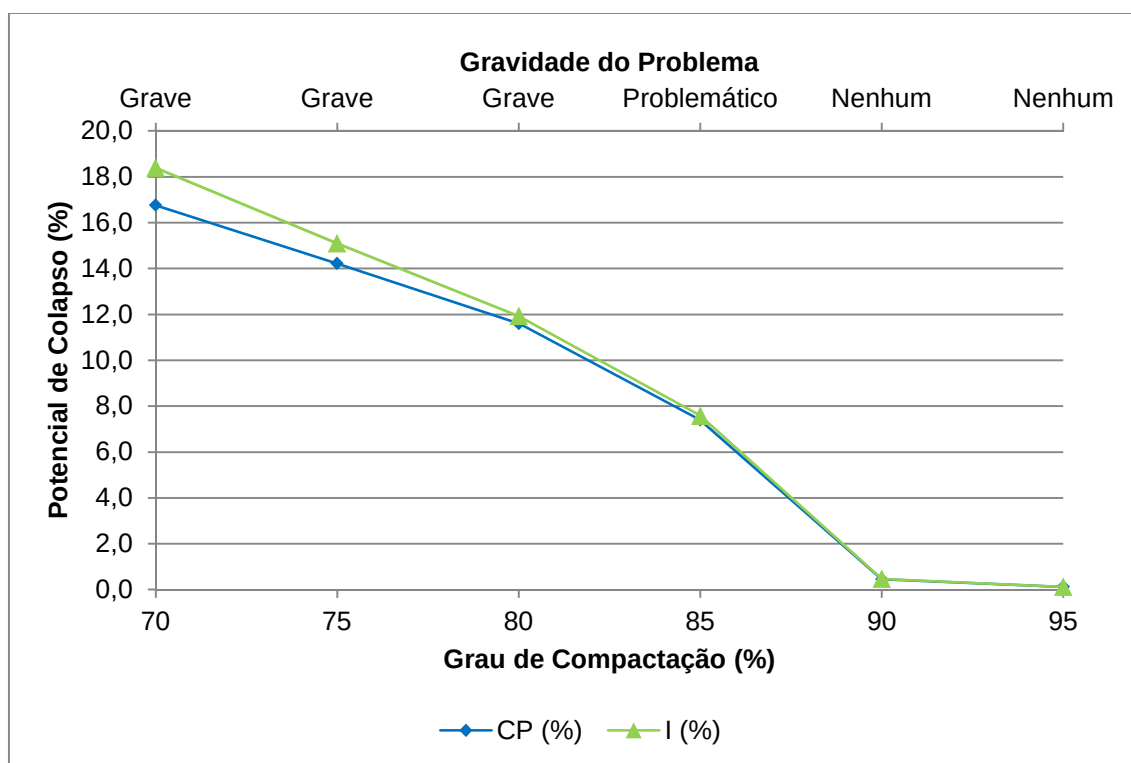
Fonte: Dados do próprio autor.

Pode-se perceber que os índices físicos mantiveram um padrão, com exceção de 95% GC, a qual teve uma umidade final menor, com consequente massa específica aparente seca final maior.

A diferença entre índice de vazios inicial e final (d) ilustra bem a redução da deformação do corpo de prova, bem como do potencial de colapso, à medida que se aumentou o grau de compactação.

A Figura 48 ilustra os potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP), e Jennings e Knight (1975) modificado (I).

Figura 48 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado em função do grau de compactação



Fonte: Dados do próprio autor.

Os potenciais de colapso sofreram considerável redução com o aumento no grau de compactação. De 70% GC a 80% GC o solo puro teve seu colapso classificado como “grave” (Figura 48), com 85% GC o passou para problemático, e de 90% GC a 95% GC classificado como “nenhum”, tal fato se deu pelo ganho de resistência e melhora nas qualidades mecânicas decorrentes da compactação do solo.

Como mencionado anteriormente, na fase de estudos com variados graus de compactação, foi percebido que com 90% de GC não havia mais uma condição de colapso preocupante. Em vista disto, o percentual de 80,0% foi escolhido para verificação da adição da CCA, pois além do elevado potencial

de colapso, é o grau de compactação próximo ao encontrado em campo conforme estudos de Rodrigues (2003).

5.4.2 Ensaaios Edométricos com Variados Teores de Cinza de Casca de Arroz

Ao adicionar cinza de casca de arroz, foi possível perceber 3 grupos distintos de misturas: 2% - 4%, 6% - 8% e 10% - 14%. As Figuras 49 e 50 ilustram as curvas resultantes dos ensaios edométricos simples do solo, solo + CCA 2%, solo + CCA 4%, solo + CCA 6%, solo + CCA 8%, solo + CCA 10 %, solo + CCA 12%, e solo + CCA 14%. O solo foi umedecido em 200 kPa, com potenciais de colapso calculados segundo Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado.

Figura 49 – Resultado dos ensaios edométricos simples

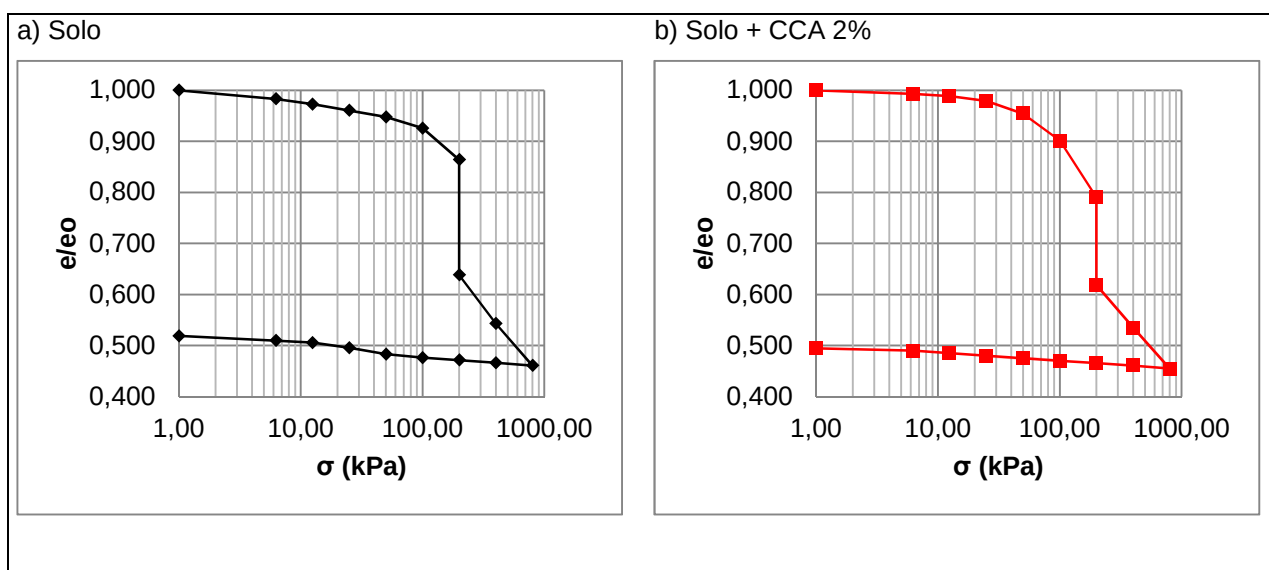
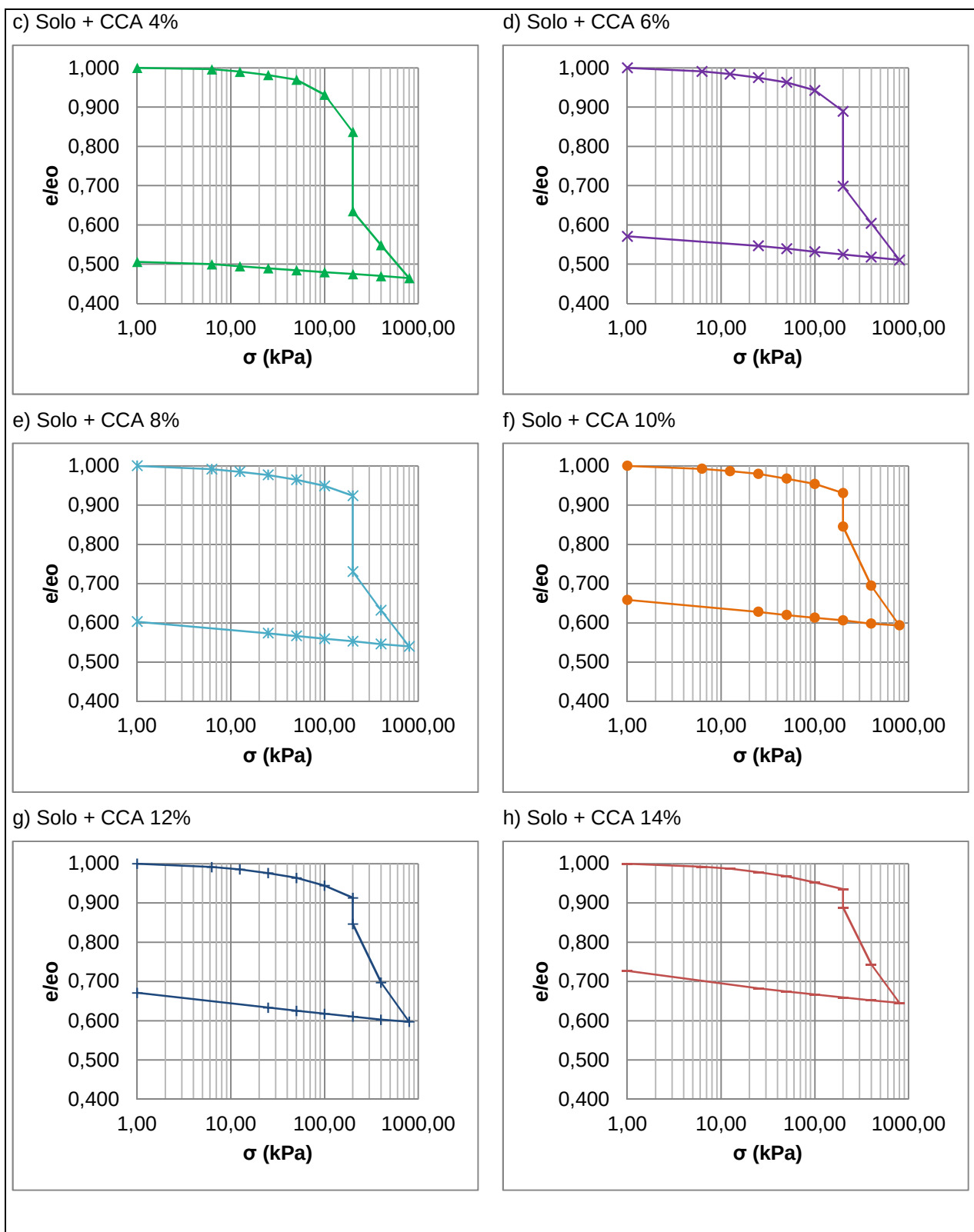


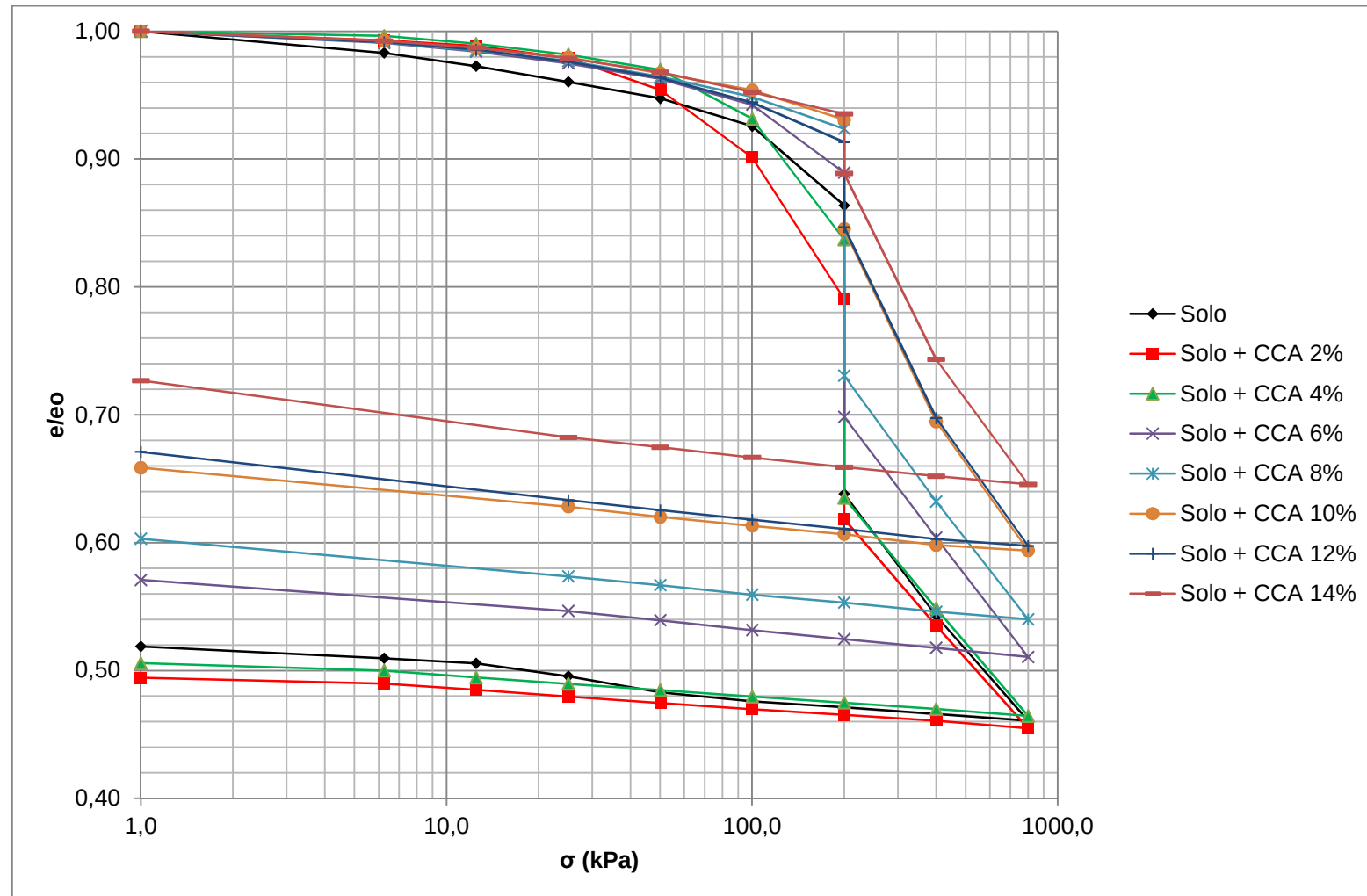
Figura 50 – Resultado dos ensaios edométricos simples (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

Os resultados do ensaio edométrico plotados em único gráfico são apresentados na Figura 51.

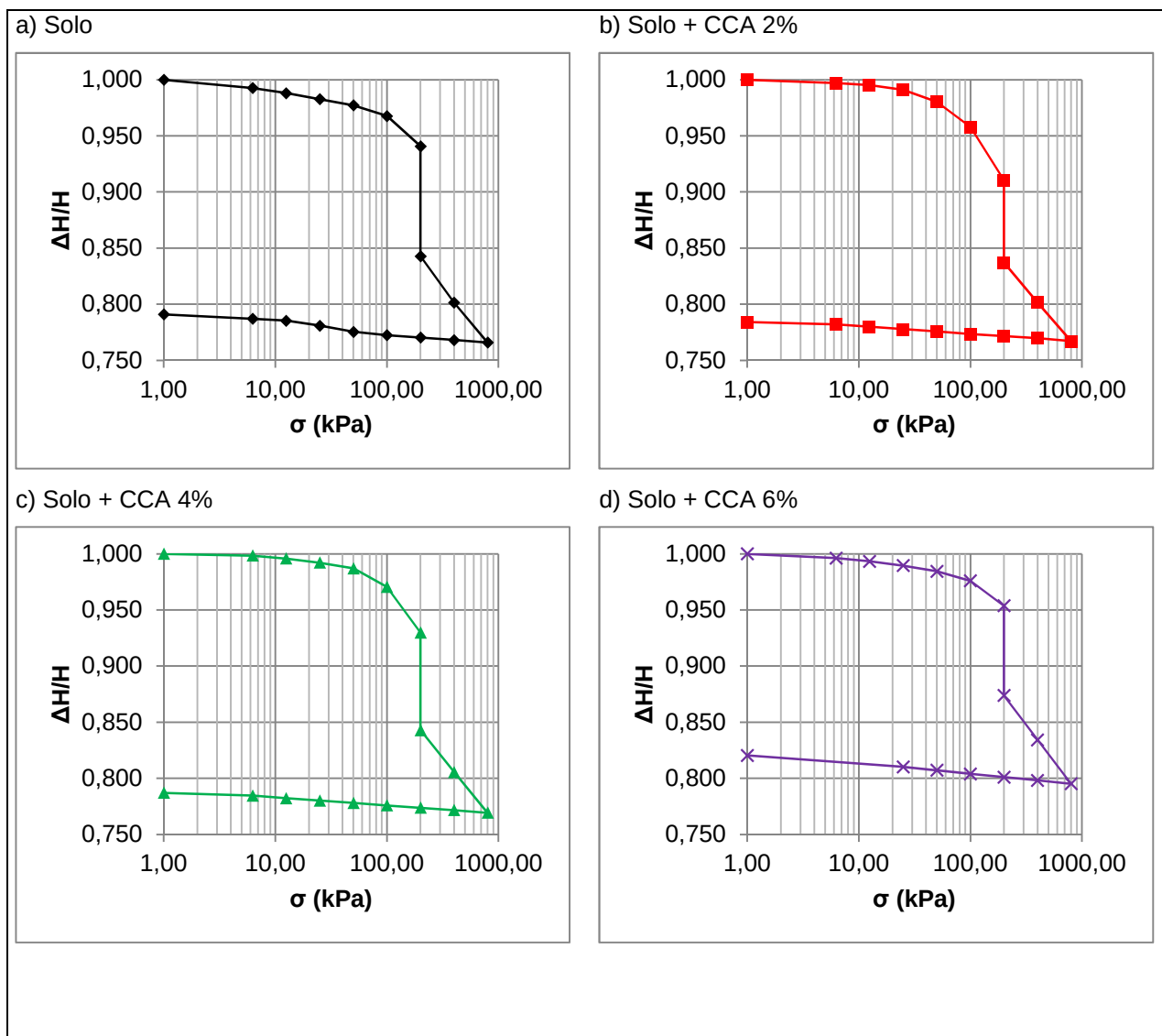
Figura 51 – Resultado dos ensaios edométricos do solo e das diferentes misturas



Fonte: Dados do próprio autor.

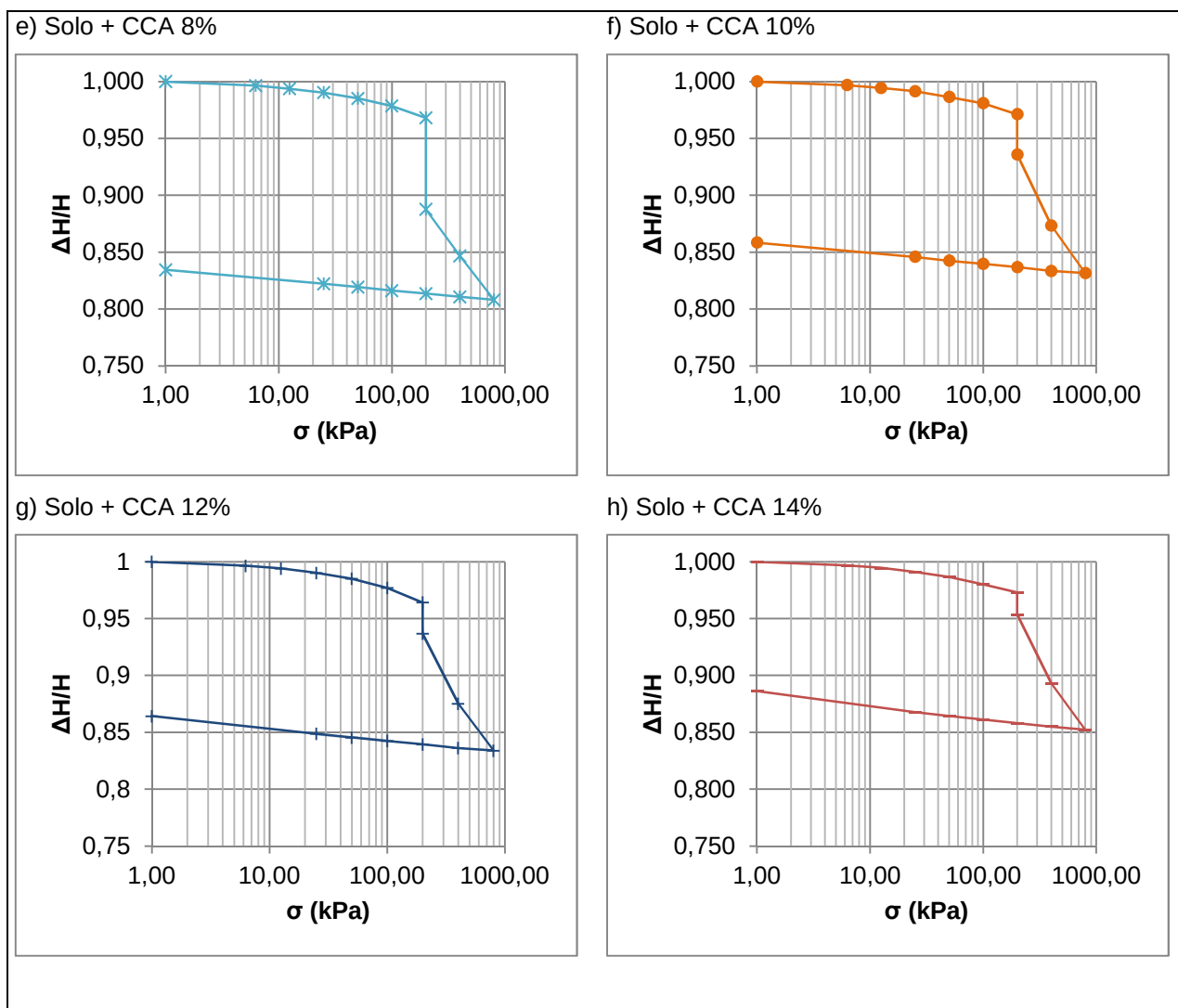
Os resultados dos ensaios edométricos apresentados relacionam a variação de tensão (σ) com a variação do índice de vazios (e/e_0), estes, no entanto, podem apresentar pequenas variações já que seu cálculo depende da massa específica dos sólidos (ρ_s), as quais podem ter sutis variações devido ao acréscimo de CCA. Em virtude disto, as Figura 52 e 53 ilustram o ensaio edométrico em termos da variação da altura do corpo de prova ($\Delta H/H$).

Figura 52 – Resultado dos ensaios edométricos simples em termos de variação de altura



Fonte: Dados do próprio autor.

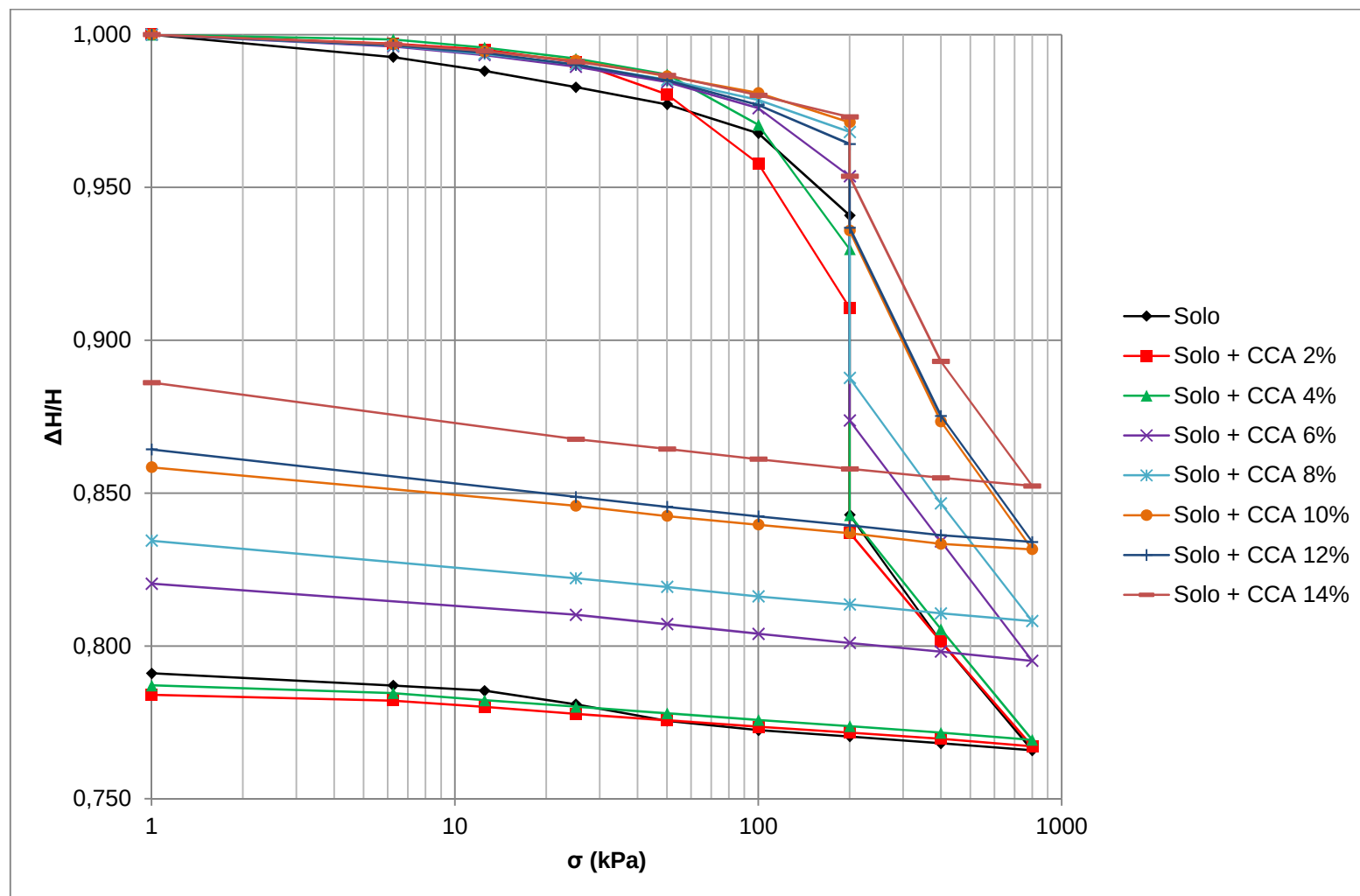
Figura 53 – Resultado dos ensaios edométricos simples em termos de variação de altura (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

Os ensaios edométricos em função da variação da altura dos corpos de prova têm seus resultados apresentados em um único gráfico (Figura 54).

Figura 54 – Resultado dos ensaios edométricos do solo e das diferentes misturas em função da variação da altura dos corpos de prova



Fonte: Dados do próprio autor.

Pode-se observar que apesar da diferença de valores ao utilizar a relação com índice de vazios (e/e_o), em comparação com a variação da altura ($\Delta H/H$) as curvas se equivalem, logo, os dados utilizados para o cálculo do potencial de colapso fornecem o mesmo resultado, pois a variação dos valores é a mesma, tanto com (e/e_o) quanto ($\Delta H/H$).

Os índices físicos obtidos por meio do ensaio edométrico são mostrados na Tabela 20.

Tabela 20 – Índices físicos obtidos pelos ensaios edométricos

Teor de CCA (%)	W _i (%)	W _f (%)	ρ_{di} (g/cm ³)	ρ_{df} (g/cm ³)	S _{r_i} (%)	S _{r_f} (%)	e _i	e _f
0	12,44	14,56	1,52	1,88	43,60	91,61	0,77	0,40
2	11,23	13,73	1,54	1,94	40,36	97,40	0,75	0,37
4	12,05	14,10	1,52	1,93	42,49	98,54	0,76	0,38
6	12,27	14,26	1,55	1,87	45,35	90,49	0,72	0,41
8	12,32	15,30	1,54	1,86	45,63	96,01	0,72	0,43
10	12,27	16,08	1,55	1,81	45,76	93,21	0,71	0,47
12	12,36	17,57	1,55	1,76	46,32	93,19	0,70	0,47
14	12,29	17,76	1,53	1,75	45,07	93,53	0,71	0,52

Fonte: Dados do próprio autor.

Os potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I) em função do percentual de CCA são apresentados na Tabela 21.

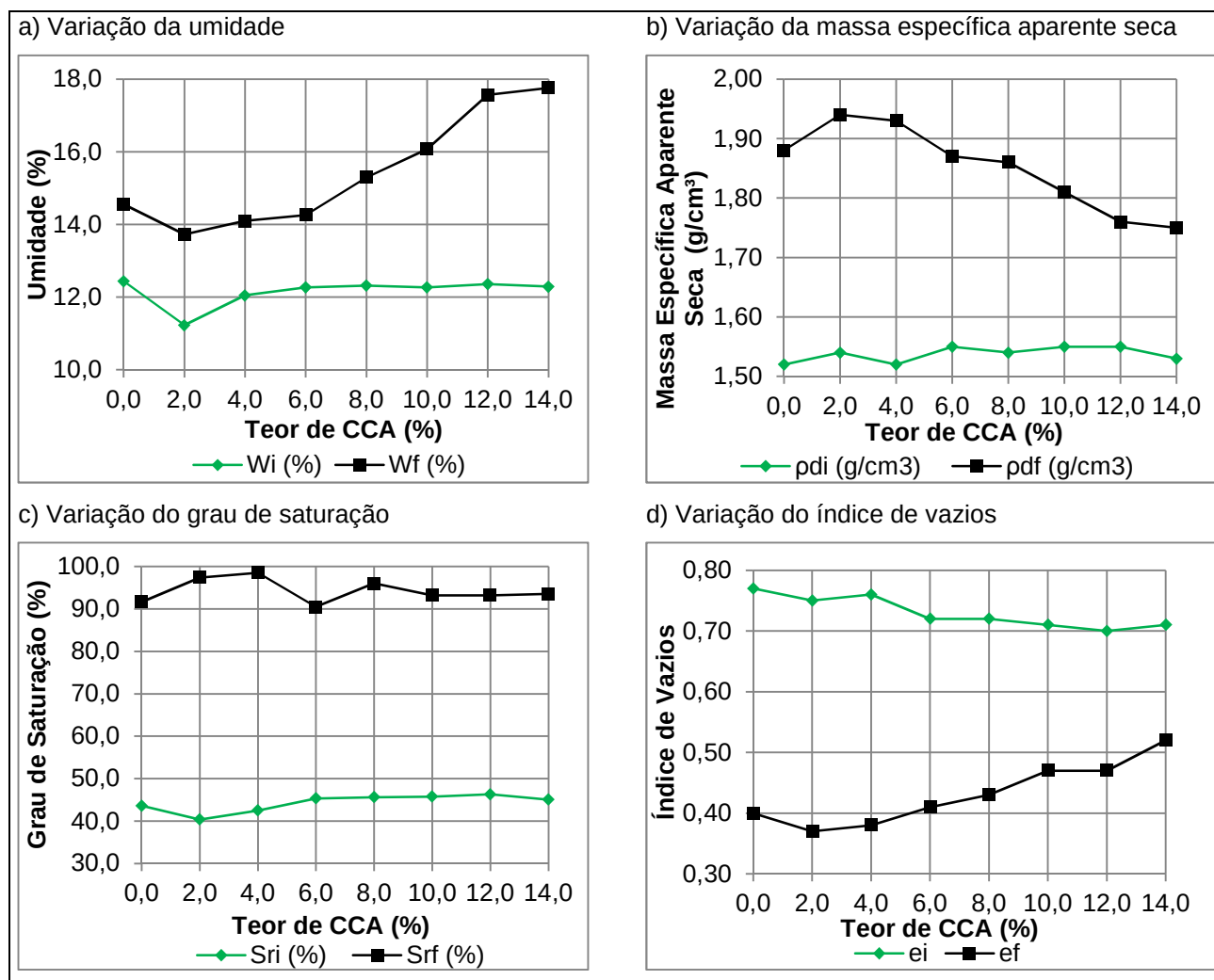
Tabela 21 – Potenciais de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I)

Teor de Cinza (%)	CP (%)	I(%)
0	9,80	10,42
2	7,36	8,08
4	8,70	9,36
6	7,99	8,38
8	8,05	8,38
10	3,54	3,64
12	2,74	2,84
14	1,94	1,99

Fonte: Dados do próprio autor.

A Figura 55 ilustra a variação dos índices físicos com o teor de CCA, antes e após o ensaio edométrico.

Figura 55 – Variação dos índices físicos nos ensaios edométricos com CCA



Fonte: Dados do próprio autor.

Tendo a umidade ótima de 12,3%, obtida no ensaio de compactação proctor normal do solo puro, como embasamento para moldagem dos corpos de prova, as umidades iniciais se mostraram muito próximas da prevista, possuindo um desvio de umidade de +0,1% para o solo, -1,1% para 2% de CCA, -0,2% para 4% CCA e 0% para 6%, 8%, 10% e 14% de CCA, +0,1% para 12% de CCA, que geraram graus de saturação iniciais próximos de 45%.

Os resultados de moldagem dos corpos de prova com umidade abaixo da necessária para saturá-los, baixa massa específica aparente seca e elevado índice de vazios inicial, sugerem misturas potencialmente colapsíveis.

Pode-se perceber um aumento na umidade final conforme se aumentou o teor de CCA, provavelmente pelo aumento da absorção de água pela CCA.

Os demais índices mantiveram a tendência, tanto antes quanto após o ensaio edométrico.

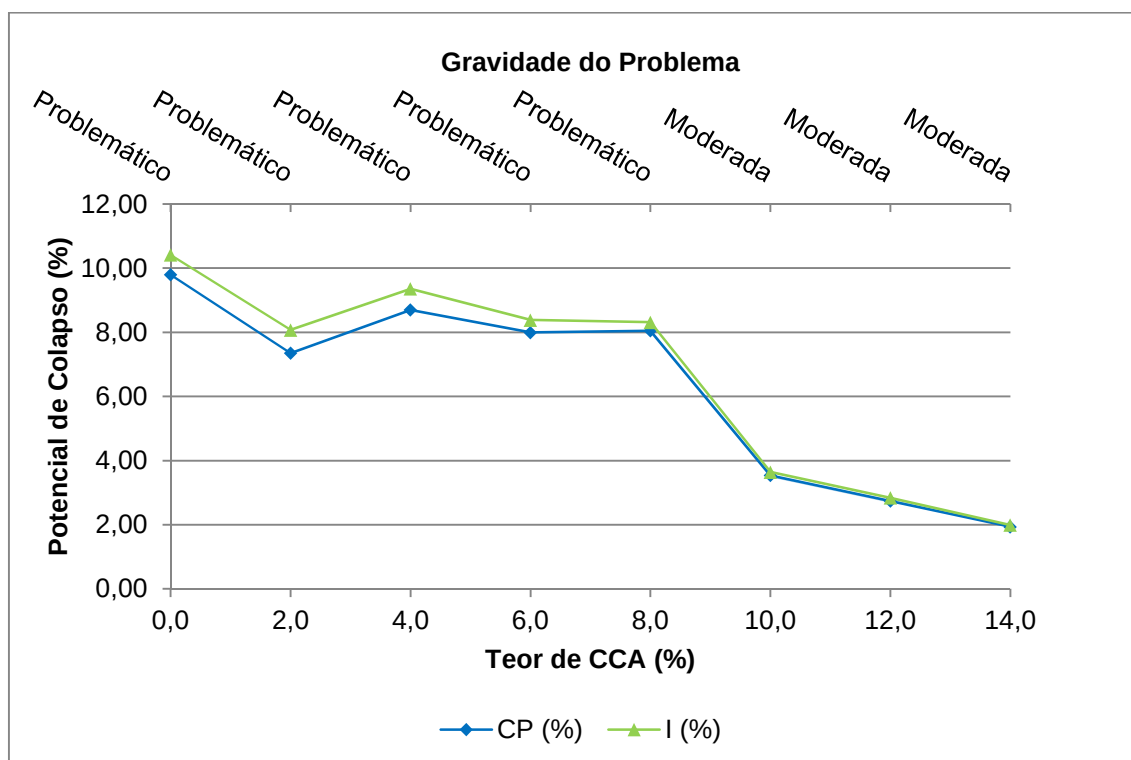
O índice de vazios inicial, variando de 0,70 a 0,77 mostra uma das condições de contorno inicialmente estabelecidas, ou seja, solo e misturas com grau de compactação de 80%.

A pequena redução do índice de vazios final de 0,40 do solo para 0,37 com 2% de CCA e 0,39 com 4% de CCA ilustra um comportamento próximo daquele do solo. Com 6% e 8% de CCA o índice de vazios final teve um leve aumento, 0,41 para o primeiro e 0,43 para o segundo, dando indícios de menor compressibilidade.

O maior aumento do índice de vazios em relação ao solo foi observado no terceiro grupo (10% - 14%) com 10% e 12% de CCA houve um aumento de 0,40 para 0,47, e com 14,0% passou para 0,52 indicando ser a mistura menos compressível.

Os potenciais de colapso segundo os critérios de Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado, de acordo com o percentual de CCA, são apresentados pela Figura 56.

Figura 56 – Variação dos coeficientes de colapso segundo Jennings e Knight (1975) (CP) e Jennings e Knight (1975) modificado (I), em função do teor de CCA



Fonte: Dados do próprio autor.

Os potenciais de colapso seguiram a mesma tendência após a adição de CCA, se mantendo em torno de 8%, classificando as misturas como “problemáticas” conforme Jennings e Knight (1975), com exceção de 10%, 12% e 14% de CCA as quais elevaram as misturas para “moderada”.

Pode ser percebido que o acréscimo de CCA em 2% e 4% aumentou a compressibilidade em relação ao solo, como observado pela maior inclinação da reta no primeiro trecho de compressão (6,25 kPa a 200 kPa), em especial de 100 kPa a 200 kPa. Dando indícios que as referidas misturas se deformaram mais neste primeiro trecho.

Entre 200 kPa e 200 kPa na condição saturada, as misturas reduziram levemente o colapso, demonstrado pela variação da relação e/e_o , com 0,226 do solo para 0,172 com 2% de CCA (23,9% de redução) e 0,202 com 4% de CCA (10,6% de redução).

A reta no segundo trecho de compressão (200 kPa no colapso a 800 kPa) sofreu pouca alteração nas porcentagens de substituição anteriormente mencionadas. Com a deformação total (e/e_o) ligeiramente superior, passando de 0,461 do solo para 0,455 (2% de CCA) e 0,464 (4% de CCA).

2% e 4% de CCA em substituição mostraram retas de descompressão (800 kPa a 1 kPa) paralelas quase sobrepostas, muito próximas ao solo. Tais teores não diminuíram a porosidade o suficiente para uma redução da compressibilidade deste material, tendo um comportamento semelhante ao solo.

Apesar da redução no colapso, os potenciais de colapso segundo os critérios de Jennings e Knight (1975) e Jennings e Knight (1975) modificado, foram pouco alterados com 2% e 4% de CCA, permanecendo classificados como “problemático”, como mostrado na Figura 56.

O solo teve um potencial de colapso (CP) de 9,80% diminuído para 7,36% com 2% de CCA (2,44% de redução), 8,70% com 4% de CCA (1,1% de redução). E um potencial de colapso (I) reduzido de 10,42% para 8,08% (2,34% de redução) e 9,36% (1,06% de redução) com 2% e 4% de CCA, respectivamente.

A partir da substituição de 6% de CCA, houve menor inclinação da reta no primeiro trecho de carregamento (6,25 kPa a 200 kPa).

Em relação ao colapso, o segundo grupo de misturas (6% e 8% de CCA) surtiu pouco efeito, com a variação da relação e/e_o (de 200 kPa a 200 kPa umedecido) passando 0,226 do solo para 0,161 com 6% de CCA (28,8% de redução) e 0,193 com 8% de CCA (14,6% de redução). Demonstrando uma deformação menor no momento do colapso.

Decréscimo também observado pela menor inclinação no segundo trecho (200,00 kPa no colapso a 800,00 kPa). Assim, o segundo grupo percentual de substituição reduziu a deformação total, em relação ao solo, notado pelo aumento da relação e/e_o em 800 kPa de 0,461 do solo para 0,511 com 6% de CCA (10,8% de aumento) e 0,585 com 8% de CCA (26,9% de aumento).

As retas originadas pelo descarregamento (800 kPa a 1 kPa) com 6% e 8% de substituição se mostraram paralelas entre si e também em relação ao solo, com menor variação do índice de vazios com aumento do teor de cinza.

O potencial de colapso, segundo o critério de Jennings e Knight (1975), para o solo teve um valor de 9,80% sendo reduzido para 8% com 6% de CCA e 8,05% com 8% de CCA, ambos com 1,8% de redução permanecendo como “problemático” conforme apresentado na Figura 56. Segundo Jennings e Knight (1975) modificado, o potencial de colapso foi reduzido de 10,42% do solo para 8,38% (2,04% de redução) nos dois teores.

As substituições de 10%, 12% e 14% de CCA demonstraram os resultados mais expressivos. No primeiro trecho de carregamento (6,25 kPa a 200 kPa) há uma menor deformação, demonstrada pela menor inclinação das curvas. Em 200 kPa a relação e/e_o se elevou de 0,864 do solo para 0,931 (7,8% de aumento), 0,913 (5,7% de aumento) e 0,935 (8,2% de aumento) com 10%, 12% e 14% de CCA, respectivamente.

A deformação do trecho 200 kPa a 200 kPa saturado, obteve os menores valores nestes percentuais de substituição sendo reduzidos de 0,226 para 0,085 com 10% de CCA (62,4% de redução), 0,066 com 12% CCA (70,8% de redução) e 0,047 (79,2% de redução) com 14% de CCA.

O aumento da relação e/e_o , em 800 kPa demonstra que a deformação total em relação ao solo foi reduzida, se elevando de 0,461 do solo para 0,594 com 10% de CCA (28,8% de aumento), 0,598 com 12% de CCA (29,7% de aumento) e 0,646 com 14% de CCA (40,1% de aumento).

As retas de descompressão (800 kPa a 1 kPa) dos percentuais anteriores, assim como as demais misturas, ficaram paralelas ao solo, mas com a menor variação de índice de vazios dentre todas as porcentagens.

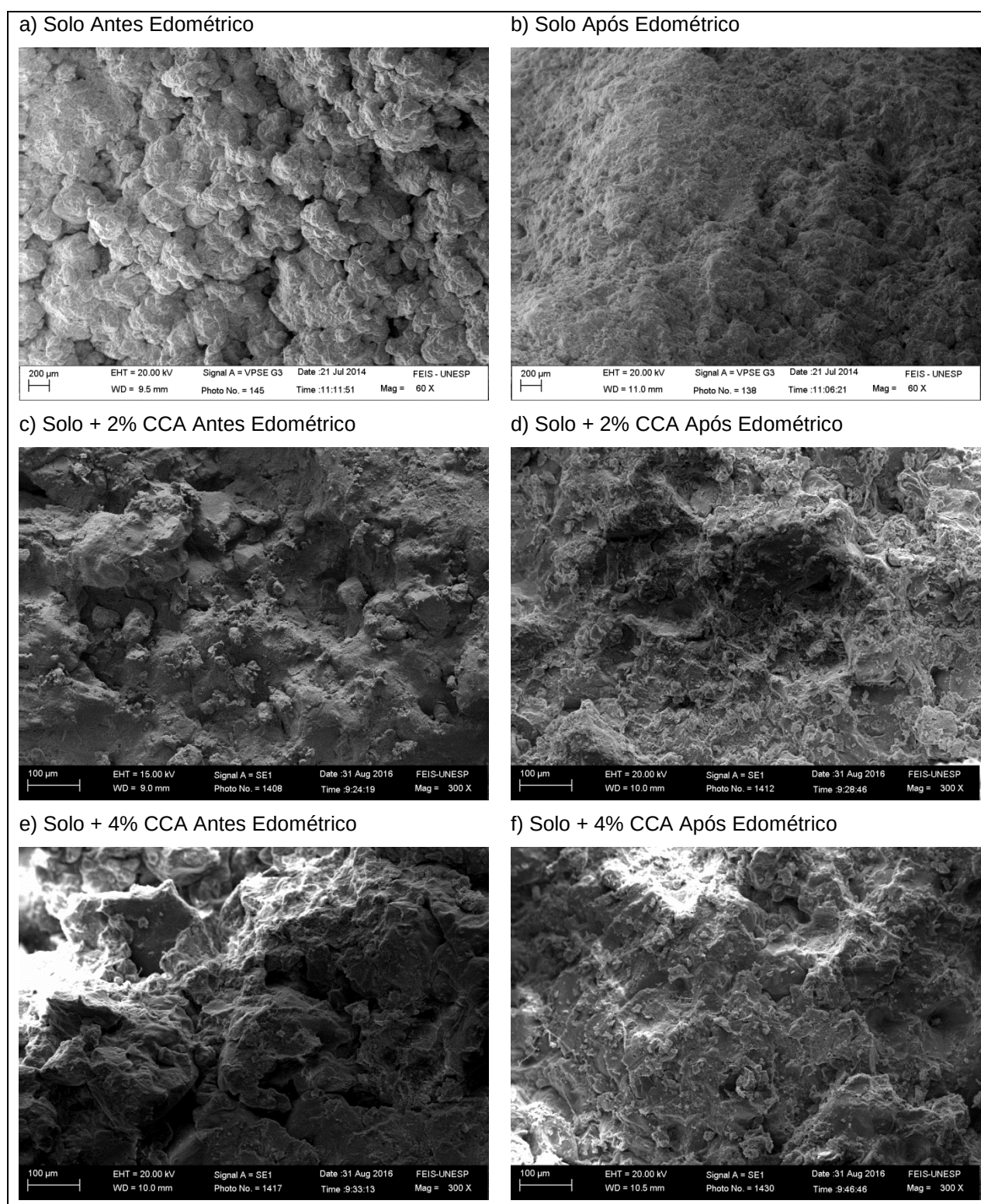
O potencial de colapso (CP), de acordo com o critério de Jennings e Knight (1975), foi reduzido de 9,80% do solo para 3,54% com 10% de CCA (6,26% de redução), 2,74% com 12% de CCA (7,06% de redução), 1,94 com 14% de CCA (7,86% de redução) sendo classificados como “moderado” (Figura 56). Considerando o critério de Jennings e Knight (1975) modificado, o potencial de colapso (I) sofreu redução de 10,42% do solo para 3,64% (6,78% de redução), 2,84% (7,58% de redução) e 1,99% (8,43% de redução), com 10%, 12% e 14% de CCA, respectivamente.

Este último grupo se destacou dos demais, com misturas menos compressíveis até 200 kPa, menores deformações no colapso e na altura final dos corpos de prova, com pouca alteração na descompressão. Alterando a classificação da gravidade do problema segundo Jennings e Knight (1975) para “moderada”, destacando-se o percentual de 14% de CCA.

5.5 Caracterização Microestrutural (Microscopia Eletrônica de Varredura)

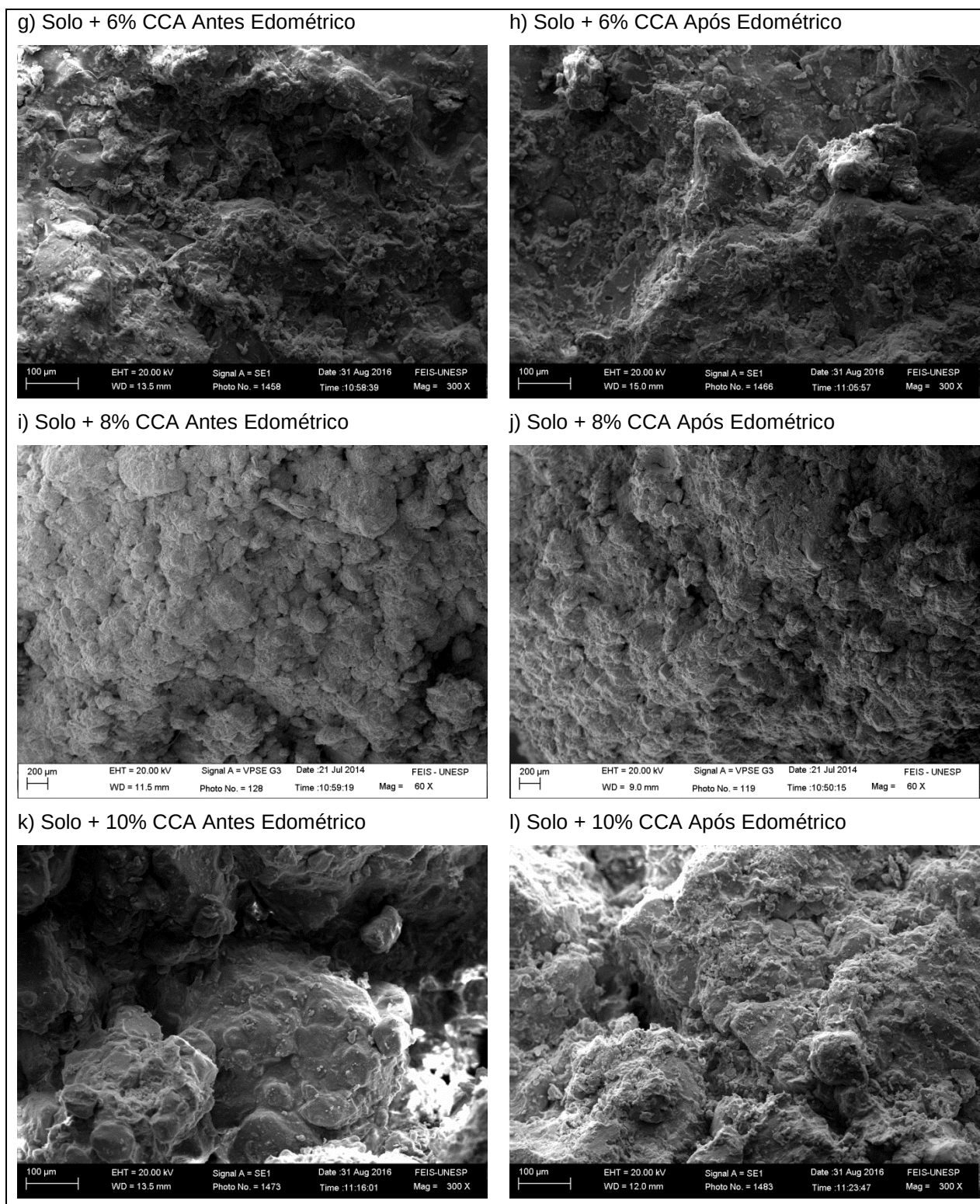
Este item demonstra os resultados de caracterização microestrutural do solo e das misturas antes e após os ensaios edométricos (Figuras 57 a 59).

Figura 57 – Resultado da caracterização microestrutural



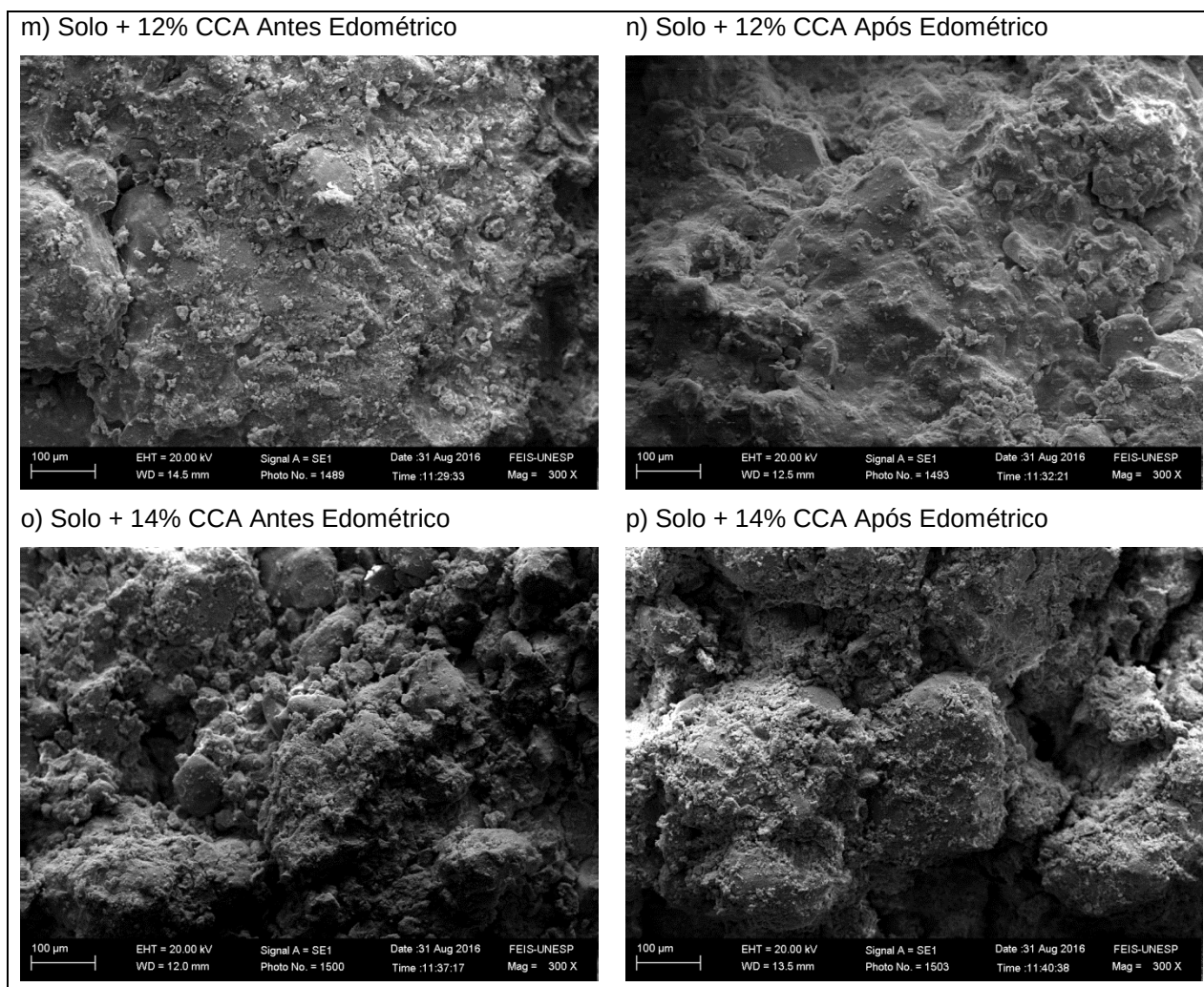
Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 58 – Resultado da caracterização microestrutural (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

Figura 59 – Resultado da caracterização microestrutural (continuação)



Fonte: Dados do próprio autor.

Pode-se perceber em (a) a distribuição dos poros na estrutura floculada do solo, ao final do ensaio edométrico o índice de vazios foi reduzido como mostrado em (b).

Em comparação ao solo, no início do ensaio, as misturas tiveram seus vazios preenchidos pela cinza de casca de arroz, indicando o processo de estabilização física.

Após o ensaio edométrico, as estruturas das misturas se mostram muito semelhantes à sua estrutura antes do ensaio edométrico, indicando menor deformação das mesmas, possivelmente pela aglutinação entre os grãos provocada pela inserção da cinza de casca de arroz, elevando o grau de cimentação entre as partículas.

Assim como nos ensaios de granulometria e edométrico, a cinza de casca de arroz mostrou que preencheu os vazios do solo, resultado que pode ser percebido visualmente por meio do ensaio de microscopia eletrônica de varredura.

As Tabelas 22 a 26 resumem o resultado de outros autores, em comparação com esta pesquisa.

Tabela 22 – Resumo dos resultados de outros autores

Referência	Solo(s)	Aditivo(s)	Observações
Próprio autor	A-4 SC	Cinza de Casca de Arroz	Redução do IP; Redução $\rho_{d\text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Redução do CP
Ola (1977)	A-1-a A-2-4 A-6 A-7-6	Cal	Redução do IP; Redução $\rho_{d\text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima
Baghdadi (1990) <i>apud</i> Miller e Azad (2000)	Caulinita e Argilas bentoníticas	Resíduo da Produção de Cimento	Redução do IP; Aumento da resistência à compressão simples
Bell (1996)	(1) Argilominerais e Solos Argilosos (2) Argilas rijas a muito rijas	Cal	(1) Aumento do LL e LP; Aumento da resistência; Aumento do módulo de Young; Redução da Suscetibilidade à expansão (2) Redução do IP; Redução $\rho_{d\text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Aumento do CBR

Fonte: Dados do próprio autor.

Tabela 23 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)

Miller <i>et al</i> (1997) <i>apud</i> Miller e Azad (2000)	Xistos	Resíduo da Produção de Cimento	Redução do IP; Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Redução da compressibilidade; Redução do CP
Basha <i>et al</i> (2005)	Residual de granito	Cimento e Cinza de Casca de Arroz	Aumento do LL; Redução do IP; Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Aumento da resistência à compressão simples; Aumento do CBR
Yin, Mahmud e Shaaban (2006)	Contaminado com chumbo	Cimento e Cinza de Casca de Arroz	Redução da mobilidade do chumbo; Redução da resistência à compressão não confinada
Lin <i>et al</i> (2007)	A-4	Cal hidratada e Cinza de Lodo de Esgoto	Comportamento CL antes da estabilização; ML após a estabilização; Redução do Potencial expansivo; Aumento da resistência à compressão simples; Aumento do CBR
Alhassan (2008)	A-7-6 CH	Cinza de Casca de Arroz	Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Aumento da resistência à compressão não confinada; Aumento do CBR

Fonte: Dados do próprio autor.

Tabela 24 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)

Peethamparan, Olek e Lovell (2008)	Argila	Resíduo da Produção de Cimento	Aumento da resistência à compressão simples; Aumento na temperatura de hidratação
Chen e Lin (2009)	Coesivo	Cimento e Cinza de Lodo	Redução do IP; Aumento da resistência à compressão; Redução da expansão; Aumento do CBR
Osinubi, Ljimdiya e Nmadu (2009)	A-7-6 CH	Cal e Cinza de Bagaço de Cana	Redução do IP; Redução do LL; Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima
Choobbasti <i>et al</i> (2010)	Argiloso	Cal e Cinza de Casca de Arroz	Redução do IP; Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento: da umidade ótima, da fragilidade, da resistência ao cisalhamento, do CBR
Miqueleiz <i>et al</i> (2012)	Argila Crua	Cimento Cal Hidráulica Cal Hidratada	Características necessárias para confecção de tijolos forma alcançadas: Esforço a compactação; Resistência à compressão; Teor de umidade; Taxa de absorção de água; Densidade; Durabilidade

Fonte: Dados do próprio autor.

Tabela 25 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)

Ramírez <i>et al</i> (2012)	Areias	Cal e Cinza de Bagaço de Cana	Produção de Blocos; Melhora nas propriedades mecânicas e durabilidade; Sem ganho de resistência com o tempo
Yang e Wei (2012)	Areia	(1) Sílica Angular (2) Contas de Vidro	(1) Aumento do ângulo de atrito interno; Estruturas mais estáveis; Menos suscetíveis à liquefação (2) Redução do ângulo de atrito interno; Aparecimento de microestruturas instáveis
Fattah, Rahil e Al-Soudany (2013)	Argiloso	Cinza de Casca de Arroz	Redução do IP; Redução do LL; Redução $\rho_{d\text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Aumento da resistência não confinada
Sargent <i>et al</i> (2013)	Aluvial	Escória de Alto Forno	Ganho de resistência, durabilidade e rigidez
Zhang <i>et al</i> (2013)	Argiloso	Metacaulim	Microestrutura mais compacta; Aumento da resistência à compressão simples; Redução da contração

Fonte: Dados do próprio autor.

Tabela 26 – Resumo dos resultados de outros autores (continuação)

Gupta, Goyal e Anaokar (2014)	(1) CH (2) Argila (3) Laterítico (4) Expansivo	(1) Cimento e Cinza de Casca de Arroz (2) Cal e Cinza de Casca de Arroz (3) Cinza de Casca de Arroz (4) Cal, Cinza de Casca de Arroz e Gesso	(1) (2) e (3): Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; (4) Aumento $\rho_{d \text{ máx}}$; Redução da umidade ótima; Aumento do CBR
Roy (2014)	Argila	Cimento e Cinza de Casca de Arroz	Redução $\rho_{d \text{ máx}}$; Aumento da umidade ótima; Aumento da resistência à compressão não confinada; Aumento do CBR
Singhai e Singh (2014)	Argila	Cinza Volante e Cinza de Casca de Arroz	Redução do IP; Redução do LL; Redução da expansão livre
Fagundes <i>et al</i> (2015)	A-4 SC	Cinza de Casca de Arroz	Aditivo Inerte; Redução do CP
Ziaie e Kamalzare (2015)	ML	Cimento, Cal e Micro sílica	Todos reduziram o CP, mas a Cal obteve os melhores resultados

Fonte: Dados do próprio autor.

6 CONCLUSÕES

1. A cinza de casca de arroz não alterou de forma significativa os limites de liquidez e plasticidade, e conseqüentemente do índice de plasticidade.
2. O acréscimo da cinza de casca de arroz reduziu a massa específica aparente seca máxima, aumentou a umidade ótima, colocando o solo com aditivo entre uma areia siltosa a uma areia silto-argilosa, quando comparado com curvas de compactação de diversos solos brasileiros.
3. Em relação à distribuição granulométrica (peneiramento e sedimentação), a menor porcentagem constituinte do solo em estudo está dentro da faixa predominante da cinza de casca de arroz, neste caso o silte. Predominantemente houve redução da fração areia e aumento da fração silte, tornado o solo com uma melhor distribuição granulométrica.
4. A granulometria a laser demonstrou, assim como os ensaios de peneiramento e sedimentação, que a cinza de casca de arroz preencheu os espaços, observados pela concentração de sua curva quase que totalmente entre o primeiro pico e o vale do solo, o aditivo elevou o volume dos mesmos.
5. Variando-se o grau de compactação nos ensaios edométricos, foi observado que a partir de 90% de GC o colapso era insignificante, sendo conceituado com gravidade do problema “nenhum” segundo Jennings e Knight (1975).
6. O estudo da influência da cinza de casca de arroz nos ensaios edométricos mostrou 3 grupos distintos (2% a 4%, 6% a 8% e 10% a 14%). Os dois primeiros não demonstraram resultados significativos, diferente do último grupo. Este se mostrou capaz de reduzir o potencial de colapso nas condições estudadas, conceituando-o segundo Jennings e Knight (1975) como gravidade do problema “moderada”.

7. Dentre os 3 grupos mencionados no item 6, destacou-se no último grupo (10% a 14%) o percentual de 14%, por ter obtido o menor valor de potencial de colapso, mostrando a eficácia da cinza de casca de arroz no processo de estabilização física, comprovada pelos ensaios de microscopia eletrônica de varredura, a qual demonstrou preencher os vazios e aglutinar as partículas de solo, tornando-as menos compressíveis.
8. Recomenda-se substituir parte do solo, com as características pesquisadas, pelo teor mínimo de 10% de cinza de casca de arroz em obras lineares, ou obras com solo fofo que não exijam processo de compactação, a fim de reduzir os gastos tanto com corte e aterro quanto no uso de estabilizantes tradicionais como a cal e o cimento.
9. O solo foi estabilizado fisicamente pela cinza de casca de arroz, que aumentou a cimentação entre as partículas de solo, resultando na redução de sua metaestabilidade e do potencial de colapso do solo.

7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

1. Realizar ensaios edométricos duplos, a fim de comparar os índices de compressão, recompressão e tensão de pré-adensamento das misturas pesquisadas.
2. Elaborar as curvas de retenção das misturas, bem como efetuar ensaios que possam mensurar a sucção das mesmas, como papel filtro ou edométrico com sucção controlada, de modo que a influência da sucção no processo de colapso com a cinza de casca de arroz possa ser verificada.
3. Realizar ensaios de compressão triaxial (CD e CU) com o objetivo de verificar a influência da coesão no comportamento do solo.

REFERÊNCIAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 6508:** grãos de solo que passam na peneira de 4,8 Mm: determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984b.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 7181:** solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984d.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 11798 EB 2096:** materiais para sub-base ou base de solo cimento. Rio de Janeiro, 1990.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - ABNT. **NBR 12253:** solo cimento: dosagem para pavimento. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 12254 NB 1337:** execução de sub-base ou base de solo cimento. Rio de Janeiro, 1990.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM. **D5333:** standard test method for measurement of collapse potential of soils. Rio de Janeiro, 2003.

ALBERS, A. P. F; MELCHIADES, F. G.; MACHADO, R.; BALDO, J. B.; BOSCHI, A. O. Um método de caracterização de argilominerais por difração de raios x. **Cerâmica**, São Paulo, v. 48, n. 305, p. 34-37, 2004.

ALHASSAN, M. Potentials of rice husk ash for soil stabilization. **AU Journal of Technology**, West Bengal, v. 11, p. 246-250, 2008.

AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco**. 2004. 224 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

ARAKI, M. S. **Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal**. 1997. 121 f. Dissertação (Mestrado), Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1997.

AYDAT, T.; HANNA, A. M. Assessments of soil collapse prediction methods. **International Journal of Engineering**, Tehran, v. 25, n. 1, p. 19-26, 2012.

AZEVEDO, A. L. C. **Estabilização de solos com adição de cal. Um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem no solo após a adição de cal.** ano. 114 f. Dissertação (Mestrado Profissional), Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, ano.

AZEVEDO, A. L. C.; OLIVEIRA JÚNIOR, A.; PEDROSA, R. A. E RAMALHO, R. W. **Estabilização de solos com adição de cal.** 1998. 78 f. Dissertação (Mestrado), Pontifícia Universidade Católica de Campinas, Campinas, 1998.

BARDEN, L.; MCGOWN, A.; COLLINS, K. The collapse mechanism in partly saturated soils. **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 7, p. 49-60, 1973.

BASHA, E. A.; HASHIM, R.; MAHMUD, H. B.; MUNTOHAR, A. S. Stabilization of residual soil with rice husk ash and cement. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 19, n. 6, p. 448-453, 2005.

BELL, F. G. **Lime stabilization of clay materials and soils.** **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 42, n. 4, p. 223-237, 1996.

BENATTI, J. C. B. **Colapsibilidade com sucção controlada de um solo coluvionar e laterítico de Campinas/SP.** 2010. 189 f. Dissertação (Mestrado), Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2010.

BENATTI, J. C. B.; RODRIGUES, R. A.; MIGUEL, M. G. Aspects of mechanical behavior and modeling of a tropical unsaturated soil. **Geotechnical and Geological Engineering**, Dordrecht, v. 31, n. 5, p. 1569-1585, 2013.

BENCHOUK, A.; ABOU-BEKR, N.; TAIBI, S. Potential collapse for a clay soil. **International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering**, Washington, v. 3, p. 43-47, 2013.

BENKADJA, R. **Influence de l'essence sur le degre de l'affaissament des sols.** In: IAEG CONFERENCE, 10., London. **Proceedings...** London: [s. n.], 2006. p. 1-12.1 CD-ROM.

BILLONG, N.; MELO, U. C.; KAMSEU, E.; KINUTHIA, J., M.; NJOPWOUO, D. Improving hydraulic properties of lime–rice husk ash (RHA) binders with metakaolin (MK). **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 25, p. 2157-2161, 2001.

BUENO, B. S.; VILAR, O. M. **Mecânica dos solos.** São Carlos: Universidade de São Paulo, 1979. 136 p. v. 1. Apostila.

Camacho, J. (2007) in Lollo, J. A (Org.). **Solos colapsíveis: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas.** Cultura Acadêmica, cap.3, p. 73 - 95. São Paulo.

CHAO-LUNG, H.; ANH-TUAN, B., L.; CHUN-TSUN, C. Effect of rice husk ash on the strength and durability characteristics of concrete. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 25, p. 3768-3772, 2011.

CHEN, L.; LIN, D. F. Stabilization treatment of soft subgrade soil by sewage sludge ash and cement. **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v. 162, p. 321-327, 2009.

CHOOBBASTI, A., J.; GHODRAT, H.; VAHDATIRAD, M. J.; FIROUZIAN, S.; BARARI, A.; TORABI, M.; BAGHERIAN, A. Influence of using rice husk ash in soil stabilization method with lime. **Frontiers of Earth Science in China**, Beijing, v. 4, n. 4, p.471-480, 2010.

DAVIES, G. I. **Análise e modelagem do comportamento colapsível de um solo arenoso**. São Carlos, 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2000.

DE MELLO, V. F. B. **Class notes of soils mechanics**. São Paulo: EP-USP University of São Paulo, 1973.

DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO G. **Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores**. 2007. 60 p. EDIPUCRS, Pontifícia Universidade Católica do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

DUDLEY, J. H. Review of collapsing soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, Ann Arbor, v. 96, p. 925-947, 1970.

FAGUNDES, L. P.; YACoub, J. D.; LIMA, A. C.; NAKATSUCHI, F. R.; LOLLO, J. A.; AKASAKI, J. L.; TASHIMA, M. M. Improvement of collapsible soil behavior of a lateritic soil using rice husk ash. **Key Engineering Materials**, Pfaffikon, v. 668, p. 290-296, 2016.

FATTAH, M. Y.; RAHIL, F. H.; AL-SOUDANY, K. Y. H. Improvement of clayey soil characteristics using rice husk ash. **Journal of Civil Engineering and Urbanism**, Iran, v. 3, p. 12-18, 2013.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALÉ, S. T. **Características de variação de volume em solos colapsíveis do estado de Pernambuco**. In: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia, 9, Anais, São Pedro, 1999. 1 CD-ROM.

FERREIRA, S. R. M.; FUCALÉ, S. T.; AMORIM, S. F.; LACERDA, W. A. Comportamento de variação de volume em solo colapsível da cidade de Palmas - Tocantins. In: CONG. BRAS. MEC. SOLOS E ENG. GEOTÉCNICA, 12, [S. l.]. **Anais...** [S. l.: s. n.], 2002. 1 CD-ROM.

GUIMARÃES, R. C.; CAMAPUM DE CARVALHO, J.; PEREIRA, J. H. F. Contribuição à análise da colapsividade dos solos porosos do Distrito Federal. In: CONG. BRAS. MEC. SOLOS E ENG. GEOTÉCNICA, 12, **Anais...** [S. l.: s. n.], 2002. 1 CD-ROM.

GUPTA, M. A.; GOYAL, A. S.; ANAOKAR, M. R. Soil stabilization using waste rice husk ash, cement, lime & gypsum. In: INTERNATIONAL CIVIL ENGINEERING SYMPOSIUM, 2014, Tamilnadu. **Proceedings...** Tamilnadu: [s. n.], 2014. p. 1-7.

GUTIERREZ, N. H. M.; NÓBREGA, M. M. T.; VILAR, O. M. Influence of the microstructure in the collapse of a residual clayey tropical soil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Heidelberg, v. 68, n. 1, p. 107-116, 2009.

HASKINS, D. R.; BELL, F. G. Indexing the collapse behaviour of granite saprolite at Injaka dam, South Africa. In: ENGINEERING GEOLOGY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 9., 2002, South Africa. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 2002.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. A guide to construction on or with materials exhibiting additional settlement due to "collapse" of grain structure. In: CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 7., 1975, [S. l.]. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 1975. p. 99-105, 1975.

JIANG, M.; HU, H.; LIU, F. Summary of collapsible behaviour of artificially structured loess in oedometer and triaxial wetting tests. **Canadian Geotechnical Journal**, Ottawa, v. 49, n. 10, p. 1147-1157, 2012.

KAWAHASHI, J. et al. Estabilização de solos siltsosos expansivos de São Paulo com ligantes com elevado teor de escória para pavimentação. **Transportes**, São Paulo, v. 18, n. 2, p. 5-16, 2010.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HARDCASTLE, H. Stress ratio effects on collapse of compacted clayed sand. **Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE**, Reston, v. 117, n. 5, p. 714-730, 1991.

LI, P.; VANAPALLI, S. K.; LI, T. Understanding the collapsible behavior of loess from microstructure information. Unsaturated Soil Mechanics: from Theory to Practice. In: ASIA PACIFIC CONFERENCE ON UNSATURATED SOILS, 6., Guilin. **Proceedings...** Guilin: [s. n.], 2015.

LIN, D. F.; LIN, K. L.; HUNG, M. J.; LUO, H. L. Sludge ash/hydrated lime on the geotechnical properties of soft soil. **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v. 145, p. 58-64, 2007.

LOLLO, J. A. **Solos colapsáveis**: identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas. São Paulo: Cultura Acadêmica, 2007. 260 p.

LOLLO, J. A.; RODRIGUES, R. A.; ELIS, V. R.; PRADO, R. Use of electrical resistivity to identify collapsible soils in Brazil. **Bulletin of Engineering Geology and the Environmental**, Amsterdam, v. 70, n. 2, p. 299-307, 2011.

LOURENS, J. P.; CZAPLA, H. Prediction of collapse settlement of high embankment. **Civil Engineering in South Africa**, Johannesburg, v. 29, n. 2, p. 49-57, 1987.

LUTENEGGER, A. J., SABER, R. T. Determination of Collapse Potential of Soils. **Geotechnical Testing Journal**, Conshohocken, v. 11, n. 3, p. 173-178, 1988.

MILLER, G. A.; AZAD, S. Influence of soil type on stabilization with cement kiln dust. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 14, n. 2, p. 89-97, 2000.

MIQUELEIZ, L.; RAMÍRES, F.; SECO, A.; NIDZAM, R. M.; KINITHIA, J. M.; ABU TAIR, T.; GARCIA, R. The use of stabilized clay soil for sustainable construction materials. **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 133-134, p. 9-15, 2012.

OLA, S. A. The potentials of lime stabilization of lateritic soils. **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 11, n. 4, p. 305-317, 1977.

OSINUBI, K. J.; LJIMDIYA, T. S.; NMADU, I. Lime stabilization of black cotton soil using bagasse ash as admixture. **Advanced Materials Research**, Pfaffikon, v. 62-64, p. 3-10, 2009.

PAYÁ, J. La transmutación sostenible de los residuos para nuevas materias primas en el ámbito del concreto. **Dyna edición especial**, Medellín, v. 79, n. 175, p. 38-47, 2012.

PEETHAMPARAN, S.; OLEK, J.; LOVELL, J. Influence of chemical and physical characteristic of cement kiln dusts (CKDS) on their hydration behavior and potential suitability for soil stabilization. **Cement and Concrete Research**, Kidlington, v. 8, p. 803-815, 2008.

PEREIRA, J. H. F.; FREDLUND, D. G. Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, Reston, v. 126, n. 10, p. 907-916, 2000.

PHANIKUMAR, B. R.; RAGHAV, R.; BHARGAV, K. Collapse behaviour of a lateritic soil. **Geomechanics and Geoengineering: An International Journal**, Abingdon, v.11, p.119-124, 2015.

PINTO, C. S. **Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas**. 3ª edição, Oficina de Textos. São Paulo, 2006.

RAMÍREZ, A. R.; GARCÍA, P. M.; REYES, J. M.; JUÁREZ, D. C. A.; PONCE, Y. G. The use sugarcane bagasse ash and lime to improve the durability and mechanical properties of compacted soil blocks. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 34, p. 296-305, 2012.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973, Moscow. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 1973. p. 177-183.

RÊGO, J. H. S. **A cinza de casca de arroz (CCAs) amorfa e cristalina como adição mineral ao cimento: aspecto da microestrutura das pastas.** 2004. 274 p. Tese (Doutorado) - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 2004.

RODRIGUES, R. A. **A influência do esgoto doméstico como fluido de saturação no colapso de um solo arenoso.** 2003. 115 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista “Júlio de Mesquita Filho”, Ilha Solteira, 2003.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão do lençol freático.** 2007. 262 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RODRIGUES, R. A.; LOLLO, J. A. Influence of domestic sewage leakage on the collapse of tropical soils. **Bulletin of Engineering Geology and the Environment**, Heidelberg, v. 66, p. 215-223, 2007.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. Análise do comportamento colapsível de um solo usando ensaios de compressão triaxial e edométricos. In: COBRAMSEG, 16., 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas: [s. n.], 2012.

RODRIGUES, R. A.; SOUZA, A.; LOLLO, J. A. Estudo da colapsibilidade dos solos de Ilha Solteira - SP para projetos de fundações rasas e profundas. In: CONG. BRAS. MEC. SOLOS E ENG. GEOTÉCNICA, 12., 2002, [S. l.]. **Anais...** [S. l.: s. n.], 2002. 1 CD-ROM.

ROY, A. Soil stabilization using rice husk ash and cement. **International Journal of Civil Engineering Research**, New Delhi, v. 5, p. 49-54, 2014.

SANTORO, J.; DINIZ, H. N. Análise da colapsividade de solos a partir do método geofísico do potencial espontâneo e sondagens geotécnicas SPT. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA, 10., 2001, Ouro Preto. **Anais...** Ouro Preto: [s. n.], 2001. 1CD-ROM.

SARGENT, P.; HUGHES, P. N.; ROUAINA, M; WHITE, M. G. The use of alkali activated waste binders in enhancing the mechanical properties and durability of soft alluvial soils. **Engineering Geology**, Amsterdam, v. 152, p. 96-108, 2012.

SINGHAI, A. K.; SINGH, S., S. Laboratory study on soil stabilization using fly ash and rice husk ash. **International journal of research in engineering and technology**, v. 3, p. 348-351, 2014.

- SMITH, T. D.; DEVINE, H. Collapsible soil settlement predictions using pressuremeter measured strains. In: IAEG CONFERENCE, 9., 2002, Cape Town. **Proceedings...** Cape Town: [s. n.], 2002. 1 CD-ROM.
- SU, S.; ZHU, H. **The application of a multi-index synthetic evaluation method in the assessment of geological hazards.** In: IAEG Conference, 9, Proceedings, Cape Town, 2002. 1 CD-ROM.
- TASHIMA, M. M.; FIORITI, C. F.; AKASAKI, J. L.; PAYÁ, J.; SOUZA, L. C., MELGES, J. L. P. Cinza de casca de arroz (CCA) altamente reativa método de produção e atividade pozolânica. **Ambiente Construído**, São Paulo, v. 12, n. 2, p. 151-163, 2012.
- TASHIMA, M. M.; SILVA, C. A. R.; AKASAKI, J. L.; BARBOSA, M. B. The possibility of adding rice husk ash (RHA) to the concrete. In: CONFERENCE ON THE USE OF RECYCLED MATERIALS IN THE BUILDING AND STRUCTURES, 2004, [S. l.]. **Proceedings...** [S. l.: s. n.], 2004.p. 1-10.
- TORKAMAN, J., ASHORI, A., MOMTAZI, A.S (2014). Using wood fiber waste, rice husk ash, and limestone powder waste as cement replacement materials for lightweight concrete blocks. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 50, p. 432-436, 2014.
- VAN TUAN, N.; YE, G.; VAN BREUGEL, K.; FRAAIJ, A. L. A.; DAI, B. D. The study of using rice husk ash to produce ultra high performance concrete. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 25, p. 2030-2035, 2011.
- VARGAS, M. **Introdução à mecânica dos solos.** São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, 1977.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. **Revisiting classical methods to identify collapsible soils.** Soils and Rocks, v. 38, p. 265-278, 2015.
- YAN, J.; WEI, L. M. Collapse of loose sand with the addition of fines: the role of particle shape. **Géotechnique**, London, v. 62, p. 1111-1125, 2012.
- YIN, CHUN-YANG; MAHMUD, H. B.; SHAABAN, MD G. Stabilization/ solidification of lead-contaminated soil using cement and rice husk ash. **Journal of Hazardous Materials**, Amsterdam, v. 137, n. 3, p. 1758-1764, 2006.
- ZHANG, M.; GUO, H.; EL-KORCHI T.; ZHANG, G.; TAO, M. Experimental feasibility study of geopolymers as the next generation soil stabilizer. **Construction and Building Materials**, Amsterdam, v. 47, p. 1468-1478, 2013.
- ZHANG, W.; ZHANG, S.; QI, C. Research on loess collapsibility of medio-pleistocene (Q2) loess under self-weight. In: IAEG CONFERENCE, 11, 2010, Auckland. **Proceedings...** Auckland: [s. n.], 2010. p. 919.

ZIAIE, M. R.; KAMALZARE, M. Improving physical characteristics of collapsible soil (case study: Tehran-Semnan railroad). **Journal of Engineering Geology**, London, v. 2, p-2869-2889, 2015.