



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

Rafaella Pereira Marinho

**MELHORAMENTO DE SOLO COLAPSÍVEL E EXPANSIVO DE SANTA MARIA
DA BOA VISTA-PE**

Recife
2018

Rafaella Pereira Marinho

**MELHORAMENTO DE SOLO COLAPSÍVEL E EXPANSIVO DE SANTA MARIA
DA BOA VISTA-PE**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil.

Área de Concentração: Geotecnia

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira

Recife

2018

Catálogo na fonte
Bibliotecária Maria Luiza de Moura Ferreira, CRB-4 / 1469

M338m Marinho, Rafaella Pereira.
Melhoramento de solo colapsível e expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE / -
2018.
114 folhas, il., tab.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2018.

Inclui Referências e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Solo colapsível. 3. Solo expansivo. 4. RCD. 5. Melhoramento de
solos. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2019-068

RAFAELLA PEREIRA MARINHO

**MELHORAMENTO DE SOLO COLAPSÍVEL E EXPANSIVO DE SANTA MARIA
DA BOA VISTA-PE**

Dissertação de mestrado apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para obtenção do título de mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em: 20/12/2018

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof.^a Dr.^a Stela Fucale Sukar (examinadora externa)
Universidade de Pernambuco

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (examinador externo)
Universidade Católica de Pernambuco

À minha mãe Selma Maria Pereira, por ter
iluminado minha vida com seu amor e dedicação
e por muitas vezes ter renunciado seus sonhos
para que hoje eu estivesse realizando os meus.

AGRADECIMENTOS

A Deus por tudo que tem proporcionado à minha vida, sem ele eu jamais teria chegado até aqui.

À minha mãe Selma por ter me ensinado o caminho da fé e da perseverança, nunca medindo esforços para me apoiar e me incentivar.

Ao meu irmão Rafael Matheus pelo apoio, incentivo e até mesmo pelas críticas construtivas.

Ao meu noivo Rene Quintino por seu amor, incentivo, paciência e compreensão durante a construção deste trabalho.

Ao Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira, meu orientador, por todo ensinamento, dedicação, paciência e orientação durante a realização deste trabalho.

À Profª Drª Stela Fucale e ao Prof. Dr. Joaquim Oliveira por aceitarem o convite para participar da minha banca e pelas sugestões que ajudaram a enriquecer meu trabalho.

Aos professores do mestrado em Geotecnia da UFPE, por todo conhecimento fornecido.

À equipe técnica do Laboratório de Solos e Instrumentação, em especial Gutemberg pela colaboração durante a realização dos meus ensaios e Antônio Brito pelas informações fornecidas à cerca de outros estudos realizados nos solos de Santa Maria da Boa Vista-PE.

Ao Engenheiro Rômulo Fontoura de O. Júnior, pela grandiosa contribuição de informações relacionadas ao local desta pesquisa.

À Professora do IFPB e amiga Ana Angélica de L. T. Rocha pela ajuda na elaboração do abstract.

Ao Professor da UNICAP Sergio Carvalho de Paiva pela execução dos ensaios químicos.

Ao Professor Edval Santos do Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas (LDN) da UFPE pela assistência durante a execução dos ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura.

Aos amigos e amigas do mestrado de Geotecnia, pela amizade, ajuda e incentivo.

À Construtora JR Oliveira Ltda pelo fornecimento dos resultados da sondagem, pela coleta e transporte das amostras de solo de Santa Maria da Boa Vista.

À Ciclo Ambiental pelo fornecimento do RCD utilizado nos ensaios.

A todos, que contribuíram de forma direta ou indireta com a realização deste trabalho, meus agradecimentos.

RESUMO

Alguns solos não saturados, colapsíveis e expansivos, apresentam variação de volume quando há mudança de umidade. Nos solos colapsíveis podem ocorrer trincas, fissuras e rupturas das estruturas, enquanto nos solos expansivos surgem fissuras ou fendas nos solos (durante os períodos de seca), dentre outros problemas. Os solos selecionados para realização desta pesquisa estão localizados no município de Santa Maria da Boa Vista-PE, região de clima semi-árido, onde já existiam casos de ocorrência de solos colapsíveis. Tratam-se de dois solos, um colapsível e o outro expansivo, ambos localizados no mesmo terreno, distantes aproximadamente 40 m um do outro. Com a finalidade de reduzir ou eliminar os problemas presentes nestes solos, estudou-se o melhoramento do solo colapsível por meio da compactação na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. No solo expansivo o melhoramento foi com o incremento de RCD ao solo, nas proporções em peso de 10%, 20% e 30% de RCD. Nos solos e nas misturas foram realizados ensaios para a caracterização física e mecânica e nos solos foram realizadas análise química e microestrutural. De acordo com o Critério de Vargas (1978), o primeiro solo é considerado colapsível para todas as tensões de inundação analisadas. Quando compactado, há redução da compressão do solo, diminuição considerável dos potenciais de colapso e o solo passou a ter uma condição de não colapsível para todos os valores de tensão de inundação aplicadas. De acordo com o critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), o solo expansivo apresenta grau de expansividade alto e ao misturar solo com RCD, o grau de expansividade passou a ser baixo para as três misturas. Pelo critério de Jimenez Salas (1980), o solo expansivo foi classificado com possíveis danos graves, devido ao valor de sua tensão de expansão (181,38 kPa). Após a adição de RCD ao solo expansivo houve significativa redução dos valores das tensões de expansão (20 – 40 kPa), classificando as misturas com possíveis danos de fissuras pequenas. Concluiu-se que o solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista-PE foi melhorado pelo processo de compactação nas condições ótimas e o solo expansivo foi melhorado através do processo de compactação e substituição por RCD na proporção de 30%.

Palavras-chave: Solo colapsível. Solo expansivo. RCD. Melhoramento de solos.

ABSTRACT

Some non-saturated, collapsible and expansive soils present volume variation when there is a change in humidity. In collapsible soils can occur crack, fissures and ruptures of structures, while in the expansive soils, can arise fissures or cranny in soils (in periods of drought), among other problems. The soils selected for this reseach are located in the municipality of Santa Maria da Boa Vista – PE, a semi-arid climate region where already existed cases of collapsible soils. There are two types of soils, a collapsible and an expansive one, and both are in the same land plot, about 40 m from one another. Aiming at reducing or eliminating the problems in these soils, it was studied the improvement of the collapsible soil through compaction in the optimum humidity and specific weight apparent maximum dry and on the expansive soil, the improvement was through the RCD increment to the soil, in the weight proportion of 10, 20 and 30 percent of RCD. Tests were carried out both on the soils and on the mixtures for physical characterization and volume variation with inundation, besides that, chemical and microstructural analysis were performed on the soils. According to the Criterion of Vargas (1978), the first soil is considered collapsible for all the analyzed inudation tensions. When compacted, there was a reduction on soil compression, a significant decrease on the collapse potentials and the soil started to present a non-collapsible condition for all the inudation tension applied. Considering the Criterion of Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), the expansive soil presented a high level of expansiveness and, when mixing soil with RCD, the level of expansiveness turned to be low for all the three mixtures. Following the criterion of Jimenez Salas (1980), the expansive soil was classified with possible serious damages, due to the value of its expansion tension (181,38 kPa). By adding RCD to the expansive soil, there was a significant reduction on the results of the expansion tension (20 - 40 kPa), classifying the mixtures with possible damage on minor cracks. It was concluded that the collapsible soil of Santa Maria da Boa Vista-PE has been improved by the compaction process under optimum conditions and the expansive soil has been improved through the compaction process and substitution by RCD in the proportion of 30%.

Keywords: Collapsible soil. Expansive soil. RCD. Soil improvement.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1-	Modelos propostos para explicar estruturas instáveis de solos colapsíveis...	22
Figura 2-	Estrutura do Silte/Argila.....	22
Figura 3-	Mapa de suscetibilidade de solos colapsíveis em Pernambuco.....	26
Figura 4-	Critério de Gibbs e Bara.....	28
Figura 5-	Ensaio edométrico duplo.....	30
Figura 6-	Estrutura dos argilominerais.....	31
Figura 7-	Micrografias: a) Caulinita e b) Montmorilonita.....	31
Figura 8-	Mapa de Suscetibilidade de solos expansivos em Pernambuco.....	34
Figura 9-	Quantidade de RCD coletado no Brasil em 2016 e 2017 (t/dia).....	39
Figura 10-	Quantidade de RCD coletado nas regiões do Brasil em 2016 e 2017 (t/dia).	39
Figura 11-	Usina de Reciclagem de RCD.....	41
Figura 12-	Deformação de colapso x tensão vertical.....	43
Figura 13-	a) Curva granulométrica e b) Curva de compactação dos solos.....	44
Figura 14-	Ensaio Edométrico Duplo (GC-85, 90 e 95% e w=0,22%).....	45
Figura 15-	Ensaio Edométrico Duplo (GC-85, 90 e 95% e w=4%).....	45
Figura 16-	Ensaio Edométrico Duplo (GC-85, 90 e 95% e w=7%).....	45
Figura 17-	Critério de REGINATTO e FERRERO (1973).....	46
Figura 18-	Curva Granulométrica do solo residual.....	47
Figura 19-	Curva Granulométrica das misturas do solo residual com RCD.....	47
Figura 20-	Resultados dos recalques em função da carga aplicada.....	48
Figura 21-	Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD.....	49
Figura 22-	Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD.....	51
Figura 23-	Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD.....	52
Figura 24-	Localização da cidade de Santa Maria da Boa Vista-PE.....	53
Figura 25-	Perfil I de sondagem – Município de Santa Maria da Boa Vista-PE.....	54
Figura 26-	Perfil II de sondagem – Município de Santa Maria da Boa Vista-PE.....	54
Figura 27-	a) a escavação das valas; b) a concretagem das sapatas corridas (solução em fundações superficiais); c) a execução das estacas moldadas in loco (solução em estacas); d) a montagem das formas das vigas de cintamento (solução em estacas); e) fabricação dos painéis de alvenaria armada; f) transporte dos	56

painéis; g) montagem de uma casa; h) ajustes e acabamentos de uma casa;
i) casas concluídas.....

Figura 28-	Fluxograma do programa experimental.....	58
Figura 29-	Planta de localização os furos de sondagem do local da coleta dos solos..	60
Figura 30-	Solo rochoso encontrado no local de coleta dos solos.....	60
Figura 31-	a) Amostra deformada do solo colapsível; b) Amostra deformada do solo expansivo; c) Amostra indeformada do solo expansivo; d) Amostra de RCD.	61
Figura 32-	a) Campânula de vácuo, b) Amostras metalizadas, c) Equipamento JSM 6460 Scanning Electron Microscope (SEM), de marca Joel.....	64
Figura 33-	a) Moldagem do corpo de prova estaticamente na $w = 1,58\%$ e $\gamma_{sméd} = 15,06$ kN/cm ³ , b) Moldagem do corpo de prova com a energia de Proctor Normal na w_{ot} e $\gamma_{smáx}$	65
Figura 34-	a) Célula da prensa edométrica e b) Prensa edométrica.....	66
Figura 35-	Mapas de Unidades Geológicas do Estado de Pernambuco.....	70
Figura 36-	Mapa Pedológico do Estado de Pernambuco.....	71
Figura 37-	Mapa de Suscetibilidade ao colapso dos solos no Estado de Pernambuco....	71
Figura 38-	Mapa de Suscetibilidade à expansão dos solos no Estado de Pernambuco....	72
Figura 39-	Curvas granulométricas: a) Do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do expansivo e do RCD e b) Das misturas de solo expansivo com RCD.....	73
Figura 40-	a) Curvas de compactação do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do solo expansivo e do RCD; b) Curvas de compactação das misturas de solo expansivo com RCD.....	74
Figura 41-	Classificação de solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista pelo Critério de DESIGN OF SMALL DAMS (1960 – 1974).....	75
Figura 42-	Classificação de solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista pelo Critério de GIBBS e BARA (1962).....	75
Figura 43-	a) Comparativo entre peso específico aparente seco máximo e teor de RCD e b) Comparativo entre umidade ótima e teor de RCD.....	78

Figura 44-	Classificação de grau de expansividade do solo de Santa Maria da Boa Vista: a) Critérios de Skempton (1953) e Willams (1957); b) Critério de Daksanamurthy & Raman (1973) e c) Critério de Seed et al. (1962).....	79
Figura 45-	Eletromicrografias do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista compactado na condição de campo: a) Microestrutura em poros de empacotamento Simples com ligações instáveis entre as partículas, grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas, b) Ligações entre partículas de quartzo por siltes e argilas e empilhamento de Caulinita.....	83
Figura 46-	Eletromicrografias do solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista compactado na condição indeformado: a) Textura fina, compacta, preponderante de argilas silicatadas e poros aplanados. b) Os grãos de quartzo permeados pelas frações de siltes e argilas, presença de montmorilonita e cavidade predominante do tipo interconectada.....	84
Figura 47-	Ensaio edométrico simples das amostras indeformadas para as tensões de inundação de: a) 40 kPa, b) 80 kPa e c) 120 kPa- LSI (2017).....	86
Figura 48-	Ensaio edométrico simples do solo colapsível nas condições de campo para as tensões de inundação de: a) 10 kPa, b) 20 kPa, c) 40 kPa, d) 80 kPa, e) 120 kPa, f) 160 kPa, g) 320 kPa e h) 640 kPa.....	87
Figura 49-	Ensaio edométrico simples das amostras compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo para as tensões de inundação de: a) 10 kPa, b) 20 kPa, c) 40 kPa, d) 80 kPa, e) 120 kPa, f) 160 kPa, g) 320 kPa e h) 640 kPa.....	89
Figura 50-	Potencial de Colapso x Tensão de inundação.....	91
Figura 51-	Contextura do solo compactado na condição de campo, após carregamento e colapso a 320 kPa: a) Curva do edométrico Simples inundado a 320 kPa; b) Poros de Empacotamento Simples com maior densificação de partículas, c) curva granulométrica b) Ligações entre partículas de quartzo por silte e argila e) Curva de compactação e f) Empacotamento mais denso entre os grãos, apesar da ainda existir instabilidade no solo.....	92
Figura 52-	Representação Gráfica dos métodos de determinação de tensão de expansão.	95
Figura 53-	Comparativo entre tensão de expansão e teor de RCD.....	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 1-	Principais características dos solos colapsíveis.....	20
Tabela 2-	Locais de Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil.....	24
Tabela 3-	Métodos Indiretos e Diretos para identificação dos solos colapsíveis.....	26
Tabela 4-	Critérios de identificação dos solos colapsíveis através de ensaios e caracterização física.....	27
Tabela 5-	Critérios de Classificação dos Solos de acordo com o Potencial de Colapso....	29
Tabela 6-	Características dos Solos Expansivos.....	32
Tabela 7-	Locais de ocorrência de Solos Expansivos no Brasil.....	33
Tabela 8-	Métodos indiretos e diretos para identificação de solos expansivos.....	35
Tabela 9-	Classificação dos solos de acordo com Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade.....	37
Tabela 10-	Classificação do grau de expansividade.....	37
Tabela 11-	Possíveis danos pelo Critério JIMENEZ SALAS (1980).....	38
Tabela 12-	Resumo dos resultados dos ensaios de compactação.....	43
Tabela 13-	Resultados dos $\gamma_{smáx}$ e w_{ot} das misturas.....	47
Tabela 14-	Potenciais de colapso das amostras na umidade inicial solo (0,2%) e Misturas (1%).....	49
Tabela 15-	Potenciais de colapso das amostras estudadas na umidade de 7%.....	50
Tabela 16-	Potenciais de colapso obtidos nos ensaios edométrico simples e duplo.....	57
Tabela 17-	Quantitativo dos ensaios de laboratório realizados.....	59
Tabela 18-	Classificação do solo em função do pH.....	63
Tabela 19-	Caracterização Físicas dos solos colapsíveis, do expansivo, do RCD e das misturas.....	73
Tabela 20-	Comparativo da densidade real do RCD com outras pesquisas.....	76
Tabela 21-	Resultados do ensaio de compactação do RCD utilizado em outras pesquisas.	77
Tabela 22-	Classificação do grau de expansividade dos solos pelo método de Chen (1965).....	78
Tabela 23-	Resultados da Caracterização Química das amostras.....	80
Tabela 24-	Resultados do pH e ΔpH para os solos expansivo, RCD, solo colapsível.....	80
Tabela 25-	Classificação dos solos em função do pH segundo Guimarães (2002).....	81

Tabela 26- Valores dos percentuais de óxidos e das perdas de fogo do solo colapsível, solo expansivo e RCD.....	82
Tabela 27- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra indeformada.....	85
Tabela 28- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra compactada nas condições de campo....	88
Tabela 29- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra compactada na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo.....	90
Tabela 30- Comparativo dos potenciais de colapso entre as amostras indeformadas, compactadas nas condições de campo e compactadas na w_{ot} e $\gamma_{smáx}$	91
Tabela 31- Resultados dos ensaios de expansão realizados por outros autores.....	96
Tabela 32- Expansão “livre” (10 kPa) das amostras de solo expansivo e das misturas de solo/RCD.....	97
Tabela 33- Resultados da Tensão de Expansão (Volume Constante) do solo expansivo e das misturas de solo/RCD.....	97

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABRECON	Associação Brasileira para Reciclagem de RCD
ABRELPE Especiais	Associação Brasileira de Empresas de Limpeza Pública e Resíduos
ASCE	American Society of Civil Engineers
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
El	Expansão “Livre”
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
GC	Grau de Compactação
GSÑsat	Grupo de Solos não Saturados
Ia	Índice de Atividade
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia E Estatística
IP	Índice de Plasticidade
LC	Limite de Contração
LDN	Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
LSI	Laboratório de Solos e Instrumentação
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
PC ou CP	Potencial de Colapso
PH	Potencial Hidrogeniônico
RCC	Resíduo da Construção Civil
RCD	Resíduo de Construção e Demolição
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TRB	Transportation Research Board

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	16
1.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS.....	16
1.2	OBJETIVOS.....	17
1.2.1	Objetivo Geral.....	17
1.2.2	Objetivos Específicos.....	18
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	18
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	20
2.1	SOLOS COLAPSÍVEIS.....	20
2.1.1	Estrutura dos solos colapsíveis.....	21
2.1.2	Solos colapsíveis no Brasil.....	22
2.1.3	Crêterios de identificação dos solos colapsíveis.....	26
2.2	SOLOS EXPANSIVOS.....	30
2.2.1	Solos Expansivos no mundo e no Brasil.....	32
2.2.2	Crêterios de identificação dos solos expansivo.....	35
2.2.2.1	<i>Métodos Indiretos – SKEMPTON (1953).....</i>	<i>36</i>
2.2.2.2	<i>Métodos Indiretos – JENKINS citado por CAPUTO (1988).....</i>	<i>36</i>
2.2.2.3	<i>Métodos Indiretos – CHEN (1965); SEED et al. (1962); DAKSANAMURTHY & RAMAN (1973).....</i>	<i>36</i>
2.2.2.4	<i>Métodos Indiretos – Expansão “Livre”.....</i>	<i>37</i>
2.2.2.5	<i>Métodos Indiretos – Critério JIMENEZ SALAS (1980).....</i>	<i>38</i>
2.4.1	Melhoramento de solos através da compactação controlada.....	42
2.4.2	Melhoramento de solos com Resíduo de Construção e Demolição.....	46
2.3	RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO.....	38
2.3.1	Definição.....	40
2.3.2	Reciclagem de Resíduo de Construção e Demolição.....	40
2.4	MELHORAMENTO DE SOLOS.....	41
2.4.1	Melhoramento de solos através da compactação controlada.....	42
2.4.2	Melhoramento de solos com Resíduo de Construção e Demolição.....	46
2.5	CARACTERÍSTICAS DO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE.....	52

3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
3.1	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO.....	58
3.2	COLETA E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	59
3.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	62
3.4	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	62
3.5	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL.....	64
3.6	CARACTERIZAÇÃO DA COLAPSIBILIDADE E EXPANSIBILIDADE....	65
3.6.1	Caracterização de Colapsibilidade.....	65
3.6.2	Caracterização da Expansibilidade.....	67
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	70
4.1	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, PEDOLÓGICA E DE SUSCETIBILIDADE AO COLAPSO E A EXPANSÃO.....	70
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	72
4.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	79
4.4	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL.....	83
4.5	CARACTERIZAÇÃO HIDRO-MECÂNICA.....	84
4.5.1	Caracterização de variação de volume devido à inundação no solo colapsível na condição indeformada, compactada na condição de campo e compactada na wot e $\gamma_{sm\acute{a}x}$	85
4.5.2	Caracterização da var. de volume do solo expansivo e melhoramento com RCD	94
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	99
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES.....	99
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	101
	REFERÊNCIAS.....	102
	APÊNDICE A - SONDAGEM À PERCUSSÃO.....	109

1 INTRODUÇÃO

Será apresentada uma breve abordagem sobre os solos colapsíveis, expansivos e melhoramento de solos por meio da compactação e da adição de Resíduo de Construção e Demolição, bem como os objetivos gerais e específicos desta pesquisa e a estrutura da dissertação.

1.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

Uma característica típica de alguns solos não saturados é a tendência de sofrerem variações de volume quando são submetidos a alteração de umidade, com ou sem sobrecargas. Nos solos colapsíveis, o aumento da umidade causa redução da resistência interpartículas e rearranjo estrutural, provocando uma brusca redução de volume. Nos solos expansivos, pode ocorrer aumento de volume devido umedecimento ou redução por secagem, esses problemas são típicos em regiões com variações sazonais de umidade e sucção do solo (FERREIRA, VILAR, 2015).

De acordo com Ferreira (1995), são muitas as dificuldades em se definir com precisão estes tipos de solos. Estas dificuldades estão relacionadas as seguintes características:

- os solos colapsíveis podem apresentar expansão quando forem umedecidos sob tensões muito baixas;
- os solos expansivos podem apresentar colapso quando forem umedecidos a tensões superiores a tensão de expansão;
- os solos expansivos podem apresentar expansão nula quando em campo forem saturados ou quando forem submetidos a tensão de expansão quando inundados;
- solos compactados no ramo seco, quando forem umedecidos até alcançarem a sucção zero e posteriormente forem submetidos a tensões altas apresentam colapso;
- solos compactados no ramo seco, quando forem umedecidos até alcançarem a sucção zero e posteriormente forem submetidos a tensões baixas apresentam expansão;

As condições climatológicas e geomorfológicas do nordeste Brasileiro favorecem à formação de solos potencialmente colapsíveis e expansivos, principalmente em regiões áridas e semiáridas. Em Pernambuco, foram encontrados solos colapsíveis nos municípios Cabrobó, Carnaíba, Gravatá, Petrolândia, Petrolina, Recife e Santa Maria da Boa Vista. Os solos expansivos foram encontrados em Carnaíba, Afrânio, Petrolina, Cabrobó, Salgueiro, Serra

Talhada, Petrolândia, Ibimirim, Pesqueira, Nova Cruz, Paulista, Cabo, Olinda, Recife, Cedro, Inajá, São Francisco, Suape, Itaparica, Agrestina, Brejo da Madre de Deus, Bonito e Santa Maria da Boa Vista.

Em Santa Maria da Boa Vista-PE, os solos colapsíveis foram identificados no ano de 1987, na construção de 1856 unidades habitacionais ((FERREIRA (1988), FERREIRA e TEIXEIRA (1989), VARGAS et al (1989) e FERREIRA (1990a)). Fucale (2000) analisou resultados de ensaios de laboratório e provas de carga em estacas realizadas em solo de Santa Maria da Boa Vista. Os solos expansivos não haviam sido identificados no município de Santa Maria da Boa Vista, sua primeira identificação ocorreu por meio desta pesquisa.

As construções executadas sobre solos colapsíveis e expansivos podem apresentar vários problemas. Nos solos colapsíveis podem ocorrer trincas, fissuras ou até rupturas das estruturas. Já nos solos expansivos surgem fissuras ou fendas nos solos (durante os períodos de seca), fissuras diagonais embaixo das janelas e portas, rupturas nos pavimentos, etc (FERREIRA, 1995). O comportamento dos solos colapsíveis e expansivos vem sendo estudado pelo Grupo de Solos não Saturados (GSÑsat) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE).

Os solos selecionados para realização desta pesquisa estão localizados no terreno do novo Fórum do município de Santa Maria da Boa Vista, localizado no sertão de Pernambuco a 611 km da capital Recife. Trata-se de dois solos, o primeiro colapsível e o segundo expansivo, ambos localizados no mesmo terreno, distantes aproximadamente 40 m um do outro. Ferreira e Lacerda (1993) e Ferreira (1995) analisaram um solo colapsível e outro expansivo no município de Petrolina-PE cuja distância também é muito próxima.

Com a finalidade de reduzir ou eliminar os problemas presentes em solos colapsíveis e expansivos, estudou-se o melhoramento do solo colapsível por meio da compactação. Já no solo expansivo foi analisado o melhoramento com a adição de Resíduo de Construção e Demolição.

1.2 OBJETIVOS

Os objetivos desta pesquisa são apresentados a seguir.

1.2.1 Objetivo Geral

Avaliar o comportamento de variação de volume devido à inundação em solos colapsíveis e expansivos de Santa Maria da Boa Vista-PE, com ou sem aproveitamento de RCD.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Caracterizar fisicamente o Solo Colapsível e o Solo Expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE, bem como, o RCD, o Solo Colapsível compactado e as misturas do Solo Expansivo/RCD compactadas nas proporções em peso de 10%, 20% e 30% de RCD;
- Avaliar as características químicas do Solo Colapsível, do Solo Expansivo e do RCD;
- Avaliar as características microestruturais do Solo Colapsível e do Solo Expansivo;
- Avaliar a variação de volume do Solo Colapsível de Santa Maria da Boa Vista-PE na condição indeformada e compactada;
- Avaliar a variação de volume do Solo Expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE na condição indeformada e nas misturas do Solo Expansivo/RCD compactadas nas proporções em peso de 10%, 20% e 30% de RCD;

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está dividida em cinco capítulos, descritos a seguir.

O Capítulo I corresponde a Introdução, onde será apresentada uma breve abordagem sobre os temas que serão estudados no decorrer deste trabalho, bem como os objetivos desta pesquisa e a metodologia pela qual ela será desenvolvida.

O Capítulo II apresenta a Revisão Bibliográfica, onde serão abordados sobre solos colapsíveis, solos expansivos, resíduos de construção e demolição e melhoramento de solos, com ênfase no melhoramento de solos por compactação e com incremento de Resíduo de Construção e Demolição. Por fim, serão apresentadas as características do solo da cidade de Santa Maria da Boa Vista-PE.

No Capítulo III referente a Materiais e Métodos será apresentado o programa de investigação experimental, que inclui as etapas de coleta das amostras dos solos e do RCD, definição dos percentuais de adição de RCD, preparação das misturas, metodologia e execução dos ensaios de laboratório (caracterização física, mecânica, química e microestrutural) dos materiais estudados.

No Capítulo IV serão apresentados e analisados os resultados obtidos no programa de

investigação experimental das amostras do solo colapsível indeformada e compactada, bem como, do solo expansivo puro e com as misturas de RCD. Estes resultados ao longo do capítulo serão comparados com os resultados de outras pesquisas.

O Capítulo V traz as Conclusões e Sugestões para futuras pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

São abordados cinco temas. O primeiro e segundo abordam sobre solos colapsíveis e expansivos, respectivamente. O terceiro discorre sobre resíduos da construção e demolição, onde serão abordados sua problemática, definição, classificação e reciclagem. No quarto tema são abordados sobre os tipos de melhoramentos de solos colapsíveis e expansivos. Por fim, são apresentadas as características dos solos da cidade de Santa Maria da Boa Vista-PE.

2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Os solos colapsíveis ou metaestáveis, foram definidos na Convenção Anual ASCE (American Society of Civil Engineers), na Filadélfia, em 1976, como solos não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas seguido de grande redução em seu volume quando inundados com ou sem acréscimo de sobrecarga (CLEMENCE E FIBARR, 1981). Reginatto e Ferreira (1973) fizeram consideração que englobavam esta definição e subdividiam os solos colapsíveis em duas categorias: a primeira trata-se dos solos verdadeiramente colapsíveis que ao serem saturados não suportarão as camadas de solo acima, e os solos condicionalmente colapsíveis que ao serem saturados suportarão um valor de sobrecarga.

Segundo Barden et al. (1973), os solos colapsíveis estão sujeitos ao colapso devido sua estrutura porosa; os altos valores de sucção ou agentes cimentantes, que são enfraquecidos ao serem umedecidos; e devido à instabilidade da tensão externa aplicada. As principais características dos solos colapsíveis podem ser observadas na Tabela 1.

Tabela 1- Principais características dos solos colapsíveis

Solos Colapsíveis	
•	Solos não saturados.
	Solos com estrutura porosa ou instável, com partículas interligadas por argila, óxido de ferro, alumínio ou carbonatos.
	Solos de origem recente e de fácil drenagem de regiões tropicais úmidas com lixiviação dos horizontes superficiais.
	Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas.

Fonte: Ferreira e Vilar (2015)

O colapso nos solos é influenciado por diversos fatores: tipo de solo (granulometria), estrutura, peso específico aparente seco, umidade inicial, sucção-umidade, tipo de permeante, variação na porcentagem do mineral argílico, velocidade de inundação, tensão vertical de inundação, trajetória de tensões, etc, (FUCALE, 2000).

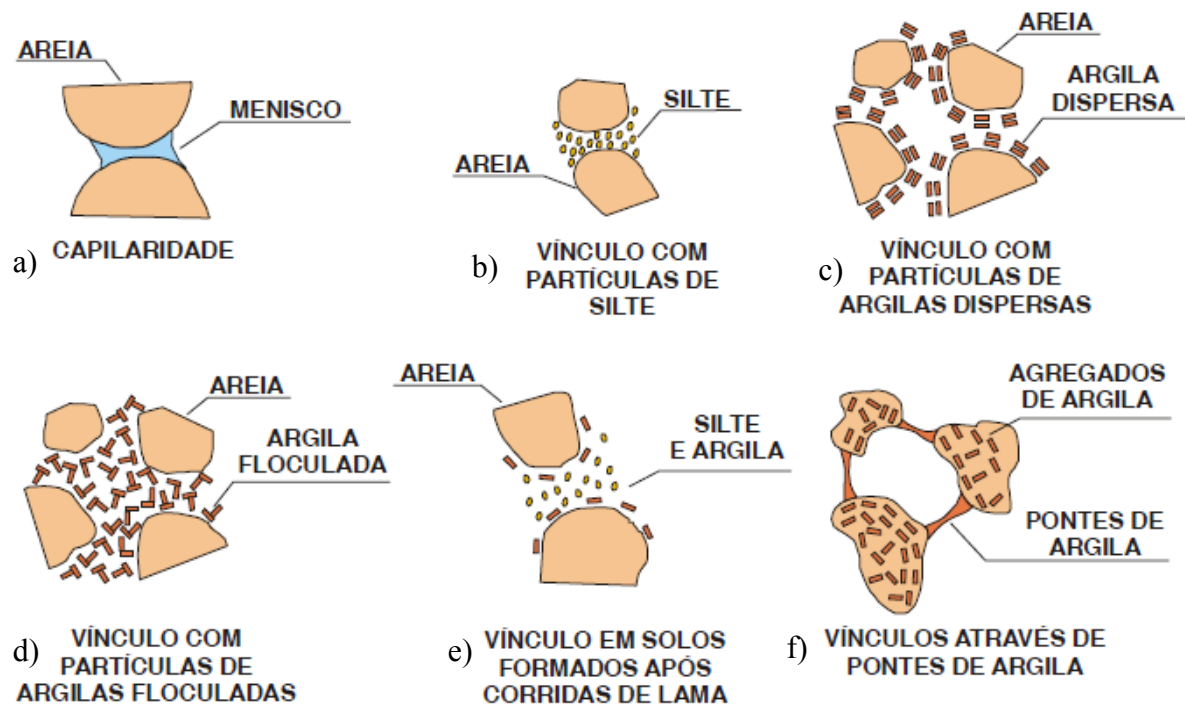
De acordo com Rodrigues e Vilar (2013) os problemas relacionados a solos colapsíveis podem ser responsáveis por recalques nas obras de construção civil, causando desde pequenos danos, como pequenas trincas em paredes, a danos mais graves, como destruição parcial ou total de paredes, pisos e instalações hidráulicas.

2.1.1 Estrutura dos solos colapsíveis

A colapsibilidade está associada ao aspecto estrutural dos solos. O solo estará sujeito ao colapso se possuir uma estrutura macro porosa e o equilíbrio entre as partículas de maior diâmetro seja metaestável (LOLLO, 2008). Segundo Ferreira (1995), nos solos colapsíveis, normalmente ocorre o arranjo de partículas granulares cobertas de partículas de argilas ou agentes cimentantes e estes solos são caracterizados por estruturas fofas com grãos de diâmetro do silte e areia fina.

Dudley (1970) e Clemencee Finbarr (1981) propuseram seis modelos para os solos de estrutura instável (Figura 1). No primeiro modelo, representados pela Figura 1a), o arranjo dos grãos de areia é mantido através da tensão capilar, o mesmo ocorre no segundo modelo (Figura 1b) onde a tensão capilar atua no contato areia-areia, areia-silte, silte-silte. O terceiro modelo (Figura 1c) apresenta as partículas de areia vinculadas as argilas dispersas, que podem ter origem no local ou podem ser transportadas. No quarto modelo (Figura 1d), os grãos de areia estão ligados por argilas floculadas e aleatórias. Outro modelo é apresentado na Figura 1e), onde os grãos de areia estão com vínculos de argilas resultantes de corrida de lama e no último modelo (Figura 1f) os agregados de argila formam grãos que são conectados por pontes de argilas, mas também podem ser conectados a siltes e argilas.

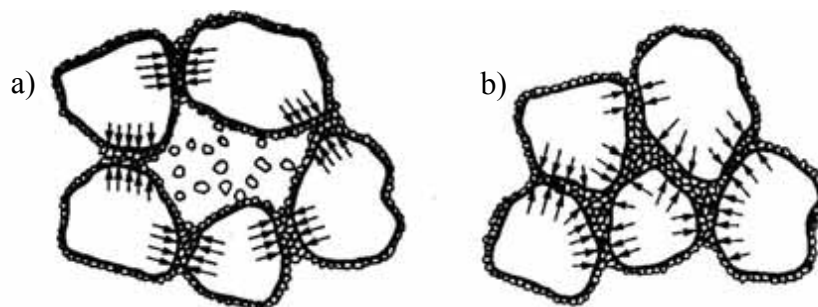
Figura 1-Modelos propostos para explicar estruturas instáveis de solos colapsíveis



Fonte: Adaptado de Dudley (1970) e Clemence & Finbarr (1981) apud Ferreira (1995)

Casagrande (1932) também sugeriu o esquema da microestrutura de um solo colapsível (silte argiloso). Na Figura 2a) é apresentada a estrutura do solo carregado antes da inundação, enquanto a Figura 2b) apresenta a estrutura do solo carregado após a inundação.

Figura 2- Estrutura do Silte/Argila



Fonte: Casagrande (1932)

2.1.2 Solos colapsíveis no Brasil

Os solos colapsíveis são encontrados em diversas regiões do mundo e englobam uma grande variedade de materiais geológicos. No Brasil geralmente ocorrem em solos aluviais,

coluviais e residuais. As regiões de clima tropical são mais favoráveis ao desenvolvimento dos solos potencialmente colapsíveis, seja pela lixiviação dos finos dos horizontes superficiais nas regiões onde há alternância entre estações secas e precipitações intensas, seja pela deficiência de umidade dos solos nas regiões áridas e semiáridas (VILAR et al, 1981).

A identificação dos solos colapsíveis está associada a obras de engenharia que compreendem grandes áreas. No Brasil, a ocorrência destes solos em grandes áreas foram citadas por QUEIROZ (1960) na barragem de Três Marias; DÉCOURT (1968) nas barragens de Jurumirim e Provisão; VARGAS (1972) na barragem de Ilha Solteira; VIOTTI (1975) na barragem de São Simões; ARAGÃO e MELO (1982) em conjuntos habitacionais de Massangana, com cerca de 1.200 casas, onde 600 casas apresentaram danos devido ao colapso do solo; FERREIRA (1988), FERREIRA e TEIXEIRA (1989) e FERREIRA (1990a) reassentamento em Itaparica no município de Petrolândia-PE e Rodelas-BA; FERREIRA e TEIXEIRA (1989) e SIGNER et al. (1989) em projeto de irrigação para o apoio à população do Reassentamento de Itaparica; MENDONÇA (1990) em projeto de irrigação de Bom Jesus da Lapa-BA e FERREIRA (1990b) apresenta resultados de um banco de dados de solos colapsíveis do estado de Pernambuco; FUCALE (2000) na construção do canal Ponta Azul com aproximadamente 35 km de extensão abrangendo os municípios de Petrolândia, Petrolina e Santa Maria da Boa Vista; SILVA (2003) na construção do Conjunto Habitacional Privê Village no município de Petrolina, composto por quatorze casas geminadas, onde oito apresentaram fissuras significativas; MENDONÇA NETO (2010) na construção de um canal de irrigação no Município de Custódia/PE, onde verificou a presença de diversas fissuras no revestimento de concreto devido a presença de água ;

Os solos colapsíveis também foram identificados na construção do Conjunto Residencial Nova Petrolina por: Torres (2014) que estudou a variação de volume e de resistência de ponta através de ensaios de campo; Borges (2016) analisou o módulo de elasticidade, resistência de ponta estática e dinâmica e a variação de volume em campo do solo colapsível de Petrolina antes e após inundação; Veríssimo (2016) estudou a variação de volume e resistência de ponta de um solo colapsível, compactado em laboratório com diferentes graus de compactação e umidade.

Os solos de Petrolina também foram estudados por Santos Neto (2015) que analisou a utilização de Resíduos da Construção Civil (RCC) em diferentes percentuais misturados a um solo colapsível, a fim de se minimizar seu colapso quando inundado e por Santos (2018) que

avaliou a resistência ao cisalhamento e o coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação.

Em Santa Maria da Boa Vista, os solos colapsíveis foram identificados no ano de 1987, na construção de 1856 unidades habitacionais ((FERREIRA (1988), FERREIRA e TEIXEIRA (1989), VARGAS et al (1989) e FERREIRA (1990a)). Algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil estão apresentadas na Tabela 2.

Tabela 2- Locais de Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil

Região	Localização	Referências
Norte	Manaus-AM	(Dias e Gonzales 1985)
	Belém-PA	(Santos Filho et al 2005)
	Palmas-TO	(Ferreira et al 2002)
	Parnaíba-PI	(Riani e Barbosa 1989)
Nordeste	Natal-RN	(Santos Júnior e Araújo 1999)
	João Pessoa-PB	(Martins et al 2004)
	Sapé – PB	(Martins et al 2004)
	Areia-PB	(Martins et al 2004)
	Recife-PE	(Ferreira 1997)
	Gravatá-PE	(Ferreira 1989)
	Carnaíba-PE	(Ferreira 1989)
	Petrolândia-PE	(Ferreira 1989 e Fucale 2000)
	Cabrobó-PE	(Ferreira 2007)
	Santa M B Vista-PE	(Ferreira 1988, Ferreira e Teixeira 1989, Vargas et al 1989, Ferreira 1990a e Fucale 2000)
	Petrolina-PE	(Aragão e Melo 1982, Ferreira 1989, Fucale 2000, Silva 2003, Santos Neto 2015, Veríssimo 2016 e Borges 2016)
	Custódia-PE	(Mendonça Neto 2010)
	Rodelas-BA	(Ferreira 1989)
	Bom Jesus da Lapa-BA	(Mendonça 1990)
Centro-Oeste	Brasília-DF	(Paixão e Carvalho 1994 e Guimarães et al 2002)
	Goiás-GO	(Moraes et al 1994)
	Itumbiara-GO	(Ferreira et al 1989)
	São Simões-GO/MG	(Viotti 1975)
	Mundo Novo dos Parecis-MS	(Futai 1997)
	Rodonópolis-MT	Conciani (1997)
	Primavera do Leste-MT.	(Soares, 2016)

Fonte: Modificado de Santos Neto (2015)

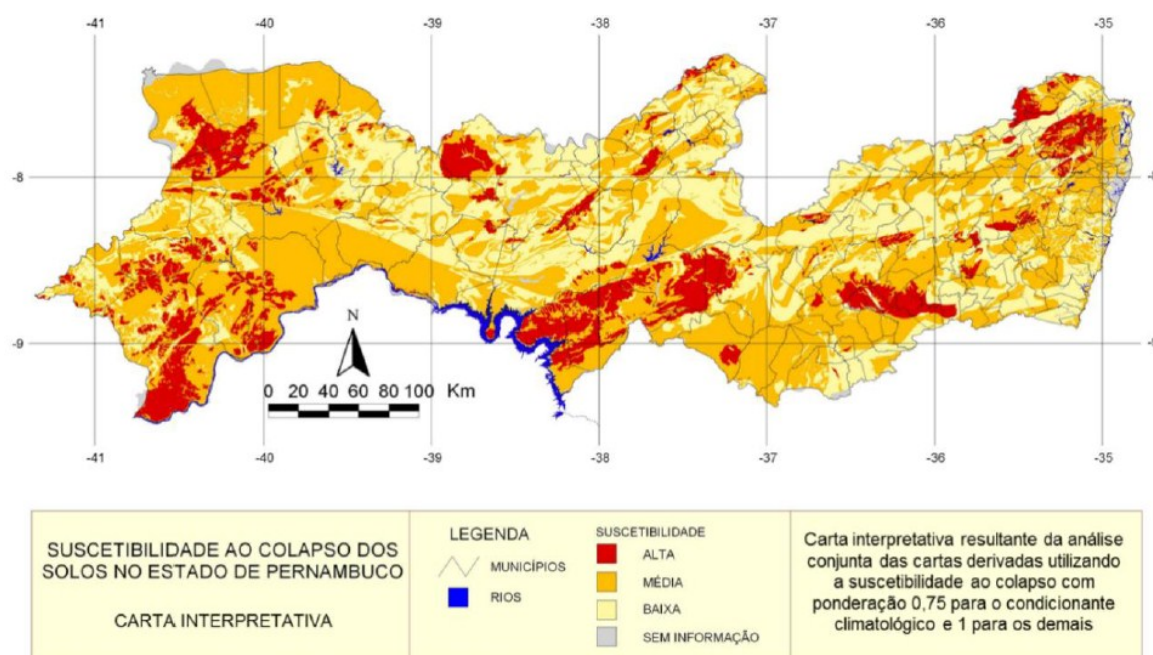
Tabela 2- Locais de Ocorrência de solos colapsíveis no Brasil (Continuação)

Região	Localização	Referências
Sudeste	Jaíba-MG	(Ferreira et al 1989)
	Manga – MG	(Bevenuto 1982)
	Três Marias-MG	(Queiroz 1960, Ferreira et al 1989)
	Uberlândia-MG	(Ferreira et al 1989)
	Ilha Solteira-SP	(Vargas 1972, Ferreira et al 1989 e Rodrigues e Loilo 2002)
	Pereira Barreto-SP	(Ferreira et al 1989)
	Bauru-SP	(Ferreira et al 1989)
	São Carlos-SP	(Vilar et al 1981, Ferreira et al 1989)
	Sumaré e Paulínia-SP	(Ferreira et al 1989)
	Mogi Guaçu-SP	(Ferreira et al 1989)
	Campinas – SP	(Albuquerque 2006)
	Itapetininga-SP	(Ferreira et al 1989)
	Canoas-SP	(Ferreira et al 1989)
	Rio Sapucaí-SP	(Ferreira et al 1989)
	São J. dos Campos – SP	(Ferreira et al 1989)
	Rio Mogi-Guaçu-SP	(Ferreira et al 1989)
	São Paulo-SP	(Ferreira et al 1989)
	Jurumirim e Provisão-SP	(Décourt 1968)
Sul	Maringá-PR	(Gutierrez et al 2004)
	Londrina-PR	(Teixeira et al 2004, Miguel e Belicanta 2004 e Gonçalves et al 2006)
	Timbé do Sul-SC	(Feuerhaumel et al 2004)
	São Leopoldo-RS	(Martins et al 2002)
	São José dos Ausentes-RS	(Feuerhaumel et al (2004)
	Gravataí-RS	(Dias 1989)

Fonte: Modificado de Santos Neto (2015)

Amorim (2004) produziu o mapa de suscetibilidade dos solos colapsíveis de Pernambuco utilizando de informações geológicas, pedológicas, climatológicas e o conhecimento geotécnico do estado de Pernambuco. Neste mapa as cidades são classificadas de acordo com o nível de suscetibilidade ao colapso (Figura 3).

Figura 3- Mapa de suscetibilidade de solos colapsíveis em Pernambuco



Fonte: Amorim (2004)

2.1.3 Critérios de identificação dos solos colapsíveis

Nas últimas décadas, foram desenvolvidos uma série de critérios e ensaios relacionados a identificação de solos colapsíveis. Alguns autores estabeleceram critérios para identificação de solos colapsíveis baseado apenas na realização de ensaios de caracterização física, enquanto outros baseiam-se na realização de ensaios específicos de compressibilidade e resistência. Os métodos para identificação dos solos colapsíveis estão apresentados na Tabela 3.

Tabela 3- Métodos Indiretos e Diretos para identificação dos solos colapsíveis

Métodos	Subdivisões	Base para definição do critério	Referências
Indireto	Identificativos	Microscopia eletrônica de varredura	Collins e McGow (1974); Wolle et al. (1978); Derbyshire e Mellors (1988)
	Orientativos	Pedologia	Ferreira (1990); Ferreira (1993)
		Ensaio expedito	Arman e Thornton (1972); Jennings e Knight (1975)

Fonte: Modificado de Ferreira (1995)

Tabela 3- Métodos Indiretos e Diretos para identificação dos solos colapsíveis (Continuação)

Métodos	Subdivisões	Base para definição do critério	Referências
Indireto	Qualitativos	Índices Físicos	Denisov (1951) ¹ ; Priklonsku (1952) ¹ ; Gibbs e Bara (1962) e 1967); Feda (1966); Kassik e Henkin (1967); Designer of Small Dams (1960 e 1974) ² ; Código de Obras da URSS (1977) ³
Direto	Avaliativos	Ensaio Edométrico Duplo	Reginatto e Ferrero (1973)
	Quantitativos	Ensaio Edométrico Simples	Bally et al. (1973); Jennings e Knight (1975); Vargas (1978); Lutenegger e Saber (1988)
		Ensaio de Campo	Ferreira e Lacerda (1993)

1 Citado por Feda (1966) – 2 Bureau of Reclamation – 3 Citado por Renisk (1989)

Fonte: Modificado de Ferreira (1995)

Os principais critérios de identificação dos solos colapsíveis por meio dos ensaios de caracterização física dos solos são apresentados na Tabela 4.

Tabela 4- Critérios de identificação dos solos colapsíveis através de ensaios e caracterização física

Referências	Expressões	Limites
DENISOV (1951) citado por REGINATTO (1970)	$K = \frac{e_l}{e_0}$	• $0,5 < K < 0,75$, altamente colapsível
		• $K = 1$, não colapsível
		• $1,5 < K < 2$, não colapsível
FEDA (1966)	$Kl = \frac{w_0}{S_0} - \frac{wp}{wl - wp}$	Se $S_0 > 80\%$ e $Kl > 0,85$, o solo é colapsível
PRIKLONSKIJ (1952) citado por FEDA (1966)	$Kd = \frac{wl - w_0}{wl - wp}$	• $Kd < 0$, altamente colapsível,
		• $Kd > 0,5$, colapsível e
		• $Kd > 1$, expansivo
GIBBS & BARA (1962)	$R = \frac{wsat}{wl}$	$R > 1$, colapsível
KASSIF e HENKIN (1967)	$K = \gamma_g \cdot w$	$K < 15$, colapsível

Fonte: Ferreira e Vilar (2015)

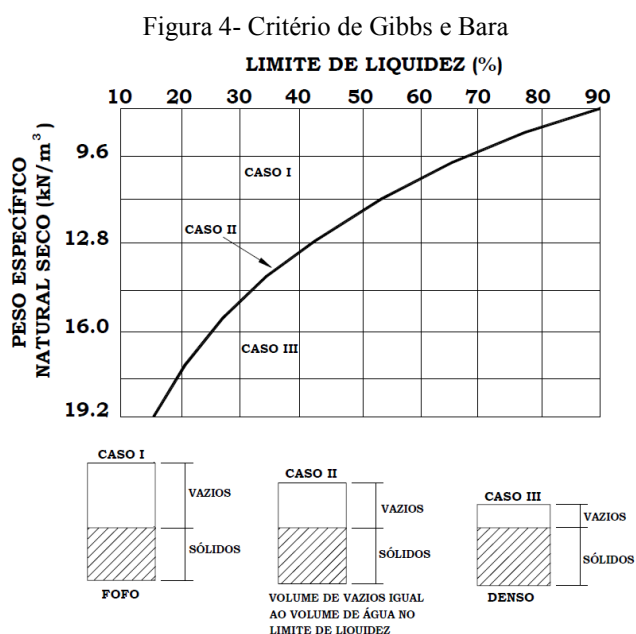
Tabela 4- Critérios de identificação dos solos colapsíveis através de ensaios e caracterização física (Continuação)

Referências	Expressões	Limites
JENNINGS e KNIGHT (1975)	Cascalho fino	$S_r < 6\%$, colapsível
		$S_r > 10\%$, não colapsível
	Areia fina	$S_r < 50\%$, colapsível
		$S_r > 60\%$, não colapsível
	Silte argiloso	$S_r < 90\%$, colapsível
		$S_r > 95\%$, não colapsível
Código de obras da URSS (1977) citado por RESNIK (1989)	$CI = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0}$ $S_r < 80\%$	Ocorre colapso para: • $1\% \leq w_p \leq 10\%$, $CI < 0,1$ • $10\% \leq w_p \leq 14\%$, $CI < 0,17$ • $14\% \leq w_p \leq 22\%$, $CI < 0,24$

Fonte: Ferreira e Vilar (2015)

Onde: K - coeficiente de subsidência; K_l - coeficiente de colapsibilidade; e_l - índice de vazios do solo no limite de liquidez; e_0 -índice de vazios no estado natural; w , w_0 é a umidade natural; S_0 é o grau de saturação natural; w_p e w_l - são respectivamente, o limite de plasticidade e o limite de liquidez; w_{SAT} é a umidade para 100% de saturação; γ_g - peso específico seco.

Segundo Lollo (2008), o Critério de Gibbs e Bara identifica a colapsibilidade de um solo através da Figura 4.



Fonte: Lollo (2008)

Onde: Caso I – solo fofo, que possui um volume de vazios maior que o necessário para conter o volume de água correspondente ao teor de umidade no limite de liquidez. Este caso é totalmente propício ao colapso.

Caso II – Neste caso o volume de vazios é igual ao volume de água no limite de liquidez.

Caso III – estado intermediário no qual o volume de vazios é igual ao volume de água correspondente ao teor de umidade no limite de liquidez. Quando for saturado, terá um comportamento plástico e não estará sujeito ao colapso.

No ensaio edométrico simples o solo é carregado até uma determinada tensão e quando ocorre a estabilização das deformações, o solo é inundado, e as deformações medidas. O ensaio edométrico duplo são utilizados dois corpos de prova, um na umidade natural do solo e outro inundado.

Jennings e Knight (1975) (para tensão de inundação de 200 kPa) e Lutenneger e Saber (1988) (para tensão de inundação de 300 kPa) propuseram critérios para determinação do potencial de colapso dos solos através dos ensaios edométricos simples, conforme Equação 1.

$$PC (\%) = 100 \frac{ec-ei}{1+ei} = 100 \frac{\varepsilon c-\varepsilon i}{1+\varepsilon i} = 100 \frac{Hc-Hi}{Hi} \quad \text{Equação 1}$$

Onde: PC corresponde ao potencial de colapso do solo; e_i , ε_i e H_i correspondem ao índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova antes da inundação; e_c , ε_c e H_c correspondem ao índice de vazios, deformação volumétrica específica e altura do corpo de prova após a inundação.

Jennings e Knight (1975) e Lutenneger e Saber (1988) relacionam o potencial de colapso com a gravidade dos problemas, enquanto Vargas (1978) relaciona o potencial de colapso com a classificação do solo, Tabela 5.

Tabela 5-Critérios de Classificação dos Solos de acordo com o Potencial de Colapso

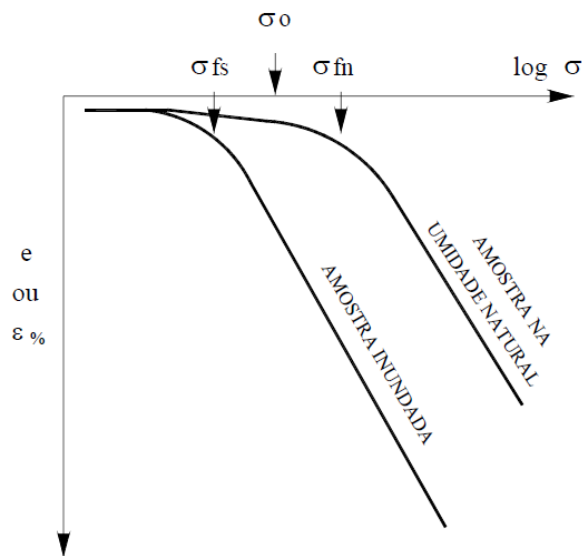
Jennings & Knight (1975) para tensão de inundação de 200 kPa.		Vargas (1978) Qualquer carga		Lutenegger & Saber (1988) para tensão de inundação de 300 kPa.	
PC (%)	Gravidade dos Problemas	PC (%)	Classificação	PC (%)	Gravidade dos Problemas
0 a 1	Sem problema	<2%	Não Colapsível	2	Leve
1 a 5	Problema moderado	>2%	Colapsível	6	Moderado
5 a 10	Problemático	-	-	10	Alto
10 a 20	Problema grave	-	-	-	-
> 20	Problema muito grave	-	-	-	-

Utilizando ensaios edométricos duplo (Figura 5), Reginatto e Ferrero (1973) propuseram um critério de identificação qualitativa do solo por meio do coeficiente de colapsibilidade C , que é determinado conforme a Equação 2.

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{vo}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{vo}} \quad \text{Equação 2}$$

Onde σ_{vpn} é a tensão de pré-consolidação do solo na umidade natural; σ_{vps} é a tensão de pré-consolidação do solo inundado; σ_{vo} é a tensão vertical devido ao peso próprio do solo em campo;

Figura 5- Ensaio edométrico duplo



A colapsibilidade dos solos, pelo método de Reginatto e Ferrero (1973), é classificada a seguir:

Se $C < 0$, o solo é verdadeiramente colapsível;

Se $0 < C < 1$, o solo é condicionalmente colapsível, e;

Se $C = 1$, o solo é não colapsível;

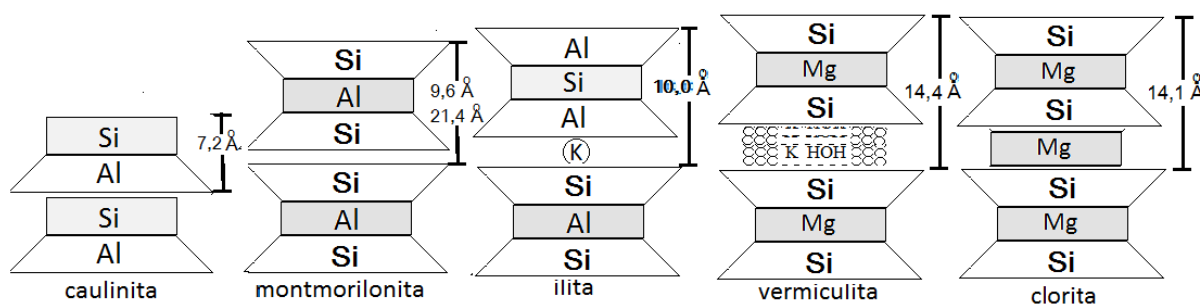
Se $C = -\infty$, o solo é colapsível e normalmente adensado, quando $\sigma_{vpn} = \sigma_{vo}$.

2.2 SOLOS EXPANSIVOS

Os solos expansivos são solos que aumentam de volume quando submetidos ao acréscimo de umidade e sofrem contração quando perdem umidade. São solos não saturados

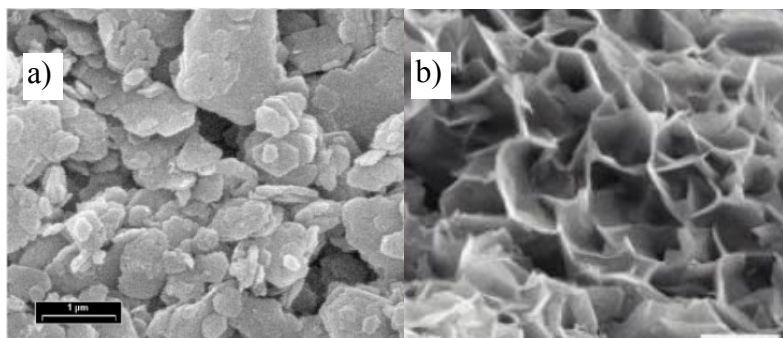
que possuem argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1 principalmente do grupo esmectitas (em especial as montmorilonitas e vermiculitas). Este tipo de estrutura é constituída por duas camadas tetraédricas de SiO_4 e uma camada de octaédrica de $\text{Al}_2(\text{OH})_6$. A sequência das folhas tetraédricas e octaédricas determina o grupo dos minerais argílicos. As camadas são unidas entre si por moléculas de oxigênio, enquanto a união com as estruturas vizinhas ocorre por forças de Van der Waals e cátions, que são ligações fracas e que conseguem ser separadas com a adsorção de água ou outro líquido polar (MITCHELL, 1976). A estrutura dos principais argilominerais formadores de solos expansivos e as micrografias obtidas através de microscopia eletrônica de varredura da caulinita e montmorilonita são apresentadas nas Figuras 6, 7a e 7b, respectivamente.

Figura 6- Estrutura dos argilominerais



Fonte: Carvalho (1997)

Figura 7- Micrografias: a) Caulinita e b) Montmorilonita



Fonte: Gardolinski et al. (2001) e Omni Laboratories (1998)

A instabilidade volumétrica dos solos é influenciada pela presença de interestratificado de montmorilonita com clorita, illita e vermiculita (FERREIRA, 1995). De acordo com Ferreira

(1995), a montmorilonita possui desde a condição de seca até a saturação completa, possui um potencial de variação de volume 50 vezes maior do que a caulinita.

Outros fatores que influenciam no potencial expansivo de um solo são: distribuição das partículas de argila, porosidade, orientação mineralógica, cimentação, perfil estratigráfico, espessura do solo, descontinuidade, etc. As principais características dos solos expansivos podem ser observadas na Tabela 6.

Tabela 6- Características dos Solos Expansivos

Solos Expansivos	
•	Solos não saturados.
•	Solos com minerais argílicos, em especial montmorilonita ou vermiculita.
•	Contrações e expansões com aparecimento de superfícies de fricção.
•	Solos com drenagem baixa e atividade alta, derivados de rochas ígneas, basicamente, basalto, diabásios e gabros e de rochas sedimentares basicamente: folhelhos, margas e calcários.
•	Solos em regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões semiáridas de clima tropical e temperado.

Fonte: Ferreira e Vilar (2015)

2.2.1 Solos Expansivos no mundo e no Brasil

Os solos expansivos são encontrados em diversos continentes do mundo. No continente AFRICANO, a ocorrência de solos expansivos se deu na Angola, Etiópia, Gana, Kênia, Nigéria, África do Sul, Tanzânia e Zíbia. Nas Américas foram encontrados no Canadá, Argentina, Peru, Venezuela, Estados Unidos. Também foram encontrados casos de solos expansivos na Austrália (Ilhas Rainhas, Austrália do Sul e Victoria), Oriente Médio (Israel, Jordânia e Arábia Saudita), Europa e Ásia (China, Índia, Romênia, Espanha, Reino Unido) (SCHREINER, 1987).

No Brasil, os solos expansivos foram encontrados nos estados do Maranhão, Rio Grande do Norte, Pernambuco, Bahia, Alagoas, Sergipe, Mato Grosso do Sul, São Paulo, Paraná e Rio Grande do Sul. Os locais de ocorrência de solos colapsíveis no Brasil, as referências e as informações dos solos são apresentadas na Tabela 7.

Tabela 7- Locais de ocorrência de Solos Expansivos no Brasil

Nº	Local	Referências	Origem/Tipo do solo/Classe Pedológica
1	Paulo Dutra – MA	FERREIRA (1988)	-
2	Parellhas – RN	LINS et al. (1986)	Formação Seridó
3	Carnaíba – PE	FERREIRA (1988)	Compl. Monteiro/Bruno N-Cálcico
4	Afrânio – PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Cachoeirinha/Areia Quartzosa/Bruno não Cálcico
5	Petrolina – PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Areia Quartzosa/Bruno não Cálcico
6	Cabrobó – PE	FERREIRA (1989)	Complexo Presidente Juscelino/Bruno não Cálcico
7	Salgueiro – PE	FERREIRA (1989)	Bruno não cálcico
8	Serra Talhada – PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não cálcico
9	Petrolândia – PE	FERREIRA (1989)	Areia Quartzosa
10	Ibimirim – PE	FERREIRA (1989)	Bruno não cálcico
11	Pesqueira – PE	SILVA e FERREIRA (2007)	Planossolo
12	Nova Cruz /Igarassu– PE	FERREIRA (1997)	Formação Barreiras
13	Paulista – PE	FERREIRA (1989)	Formação Maria Farinha
14	Olinda – PE	COSTA NUNES et al. (1982)	Formação Maria Farinha/Silticos
15	Olinda – PE	JUCA et al. (1992)	Formação Maria Farinha
16	Cabo – PE	COSTA NUNES et al. (1982)	Rochas Extrusivas Básicas
17	São Francisco – PE	LEITE e FERREIRA (2012)	Sedimento do Recôncavo, Tucano e Jatobá
18	Suape – PE	FERREIRA et al. (2012)	Formação Maria Farinha do Grupo Barreiras
19	Reservatório de Itaparica - PE – BA	SIGNER et al. (1989);	Silticos e Argilitos
20	Reservatório de Itaparica - PE – BA	SANTOS e MARINHO (1990)	Sedimentos da Bacia do Jatobá da Formação Aliança
21	Maceió – AL	FERREIRA (1988)	Bruno não cálcico
22	Aracaju – SE	CAVALCANTE (2007)	Formação Calimbi
23	Juazeiro – BA	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro
24	Recôncavo Baiano – BA	SIMÕES e COSTA FILHO (1981)	Grupos Ilha e Santo Amaro e Formação São Sebastião/ Vertissolo
25	Baía de Aratu – BA	BARRETO et al. (1982)	Vertissolo
26	Feira de Santana – BA	PRESA (1986)	Solos Residuais/Vertissolo
27	Recôncavo Baiano – BA	SIMÕES (1986)	Grupos Ilha e Santo Amaro e Formação São Sebastião/ Vertissolo
28	Salvador – BA	PRESA (1986)	-
29	Cuiabá – MT	RIBEIRO JÚNIOR et al (2006)	Grupo Cuiabá / Filito
30	Campinas – SP	SÂMARA (1981)	Podzólico
31	Sudeste de SP e PR	VARGAS et al (1989)	Formação Tubarão
32	Curitiba – PR	PEREIRA e PEJON (2004)	Formação Guabirotuba
33	Porto Alegre – RS	VARGAS et al (1989)	Formação Rosário do Sul
34	Laranjeiras – SE	GUSMÃO FILHO et al (2002)	Formação Barreiras
35	N. S. do Socorro - SE	GUSMÃO FILHO et al (2002)	Formação Barreiras
36	Grajaú – MA	GUSMÃO FILHO et al (2002)	-

Fonte: Constantino (2018)

Tabela 7- Locais de ocorrência de Solos Expansivos no Brasil (Continuação)

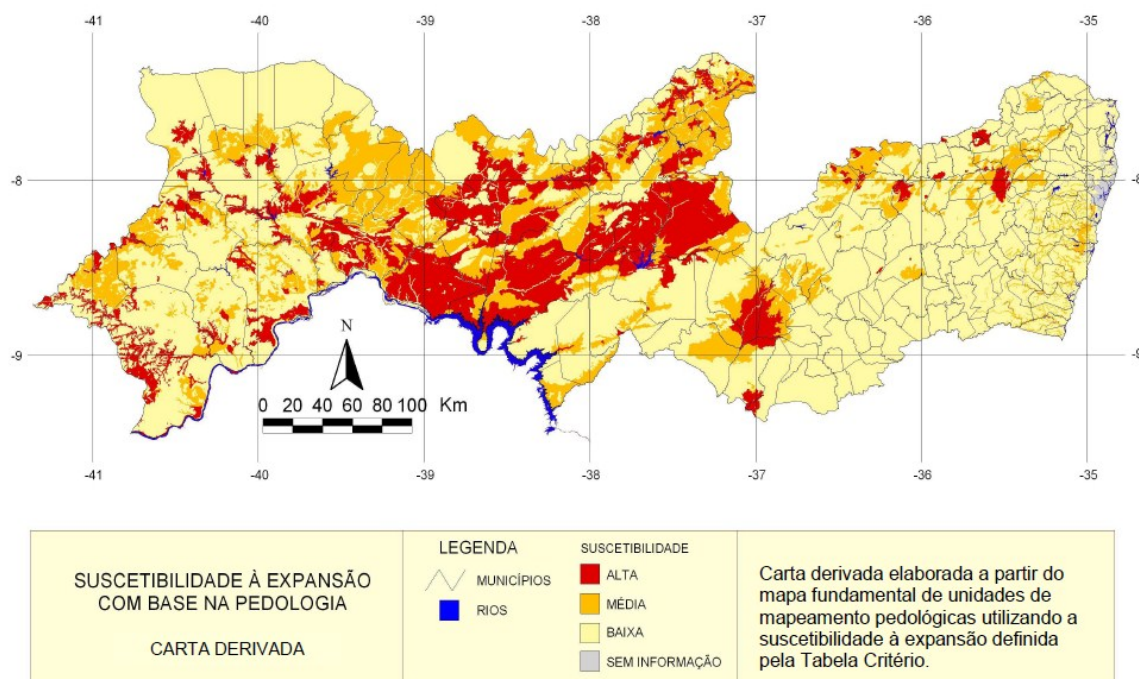
Nº	Local	Referências	Origem/Tipo do solo/Classe Pedológica
37	Agrestina – PE	SILVA (2018)	-
38	Brejo da Madre de Deus – PE	BEZERRA (2018)	-
39	Bonito – PE	SILVA, T. C. R. (2018)	-
40	Cedro-PE	FERREIRA (1989)	Grupo Cachoeirinha
41	Inajá-PE	Ferreira (1997)	Formação Inajá
42	Recife-PE	Ferreira (1997)	Formação Barreiras
43	Sta. Maria da Boa Vista – PE	ESTA PESQUISA	-

Fonte: Constantino (2018)

No Estado de Pernambuco, os solos expansivos foram encontrados em Carnaíba, Afrânio, Petrolina, Cabrobó, Salgueiro, Serra Talhada, Petrolândia, Ibimirim, Pesqueira, Nova Cruz, Paulista, Cabo, Olinda, Recife, Cedro, Inajá, São Francisco, Suape, Itaparica, Agrestina, Brejo da Madre de Deus, Bonito e Santa Maria da Boa Vista.

Amorim (2004) produziu o mapa de suscetibilidade dos solos expansivos de Pernambuco, classificando as cidades de acordo com o grau de expansividade (alto, médio e baixo), ver Figura 8.

Figura 8-Mapa de Suscetibilidade de solos expansivos em Pernambuco



Fonte: Amorim (2004)

2.2.2 Critérios de identificação dos solos expansivo

A identificação de solos expansivos ocorre através de métodos diretos e indiretos (SCHREINER (1987) e FERREIRA (1995)).

Os métodos indiretos são aqueles que utilizam a identificação mineralógica, os índices físicos, os limites de consistência ou parâmetros ligados à textura, composição e comportamento dos solos, já os métodos diretos são aqueles que são baseados na medida da expansão induzida ao solo ou tensão necessária para impedi-la (FERREIRA, 1995). Os métodos para identificação dos solos expansivos são apresentados na Tabela 8.

Tabela 8-Métodos indiretos e diretos para identificação de solos expansivos

Métodos	Subdivisões	Base para definição do critério	Referências
Indireto	Identificativos	Difração de raio-X Microscopia Eletrônica de varredura Análise termodiferencial Adsorção de etileno-glicol Físico-químicos	Carcedo et al, (1986) Fink et al. (1971)
	Qualitativos	Granulometria Consistência e índices físicos Classificação geotécnica	Prikonskij, (1952) Skempton(1953) Seed et al. (1962); Van Der Merwe (1964); Chen (1965); Vijayverviya e Ghazzaly. (1973); Rodriguez Ortiz (1975); Cuellar (1978)
	Orientativos	Geologia, Pedologia; Geomorfologia, Identificação visual	Patrick e Snethen (1976); Carcedo et al (1986), Ferreira (1990c e 1993a);
Direto	Avaliativos	Ensaio de expansão de Lambe	Lambe (1960)
	Quantitativos	Ensaio de expansão livre e tensão de expansão	Seed et al., (1960); Chen (1965) Vijayverviya e Ghazzaly. (1973); Rodriguez Ortiz (1975); Cuellar (1978) Jimenez Salas (1980); Escario (1967 e 1969) Aitchison et al., (1974);
		Ensaio edométricos simples e duplo Ensaio edométricos com sucção controlada	Johnson (1978);Mc Keen, (1980)

Fonte: Ferreira (1995)

2.2.2.1 Métodos Indiretos – SKEMPTON (1953)

De acordo com Skempton (1953), a atividade da superfície de um solo fino é definida pela Equação 3:

$$I_a = \frac{IP}{\% < 0,002\text{mm}}$$

Equação 3

Onde: I_a = índice de atividade, IP = Índice de Plasticidade e $\% < 0,002 \text{ mm}$ é a porcentagem em peso de partículas menores que $0,002 \text{ mm}$.

Em função do valor do Índice de atividade, as argilas podem ser classificadas como:

- Inativas ($I_a < 0,75$);
- Normais ($0,75 < I_a < 1,25$);
- Ativas ($I_a > 1,25$).

2.2.2.2 Métodos Indiretos – JENKINS citado por CAPUTO (1988)

Segundo Jenkins citado por Caputo (1988), os solos podem ser classificados de acordo com o índice de Plasticidade em:

- Fracamente plásticos ($1 < IP < 7$);
- Medianamente plásticos ($7 < IP < 15$)
- Altamente plásticos ($IP > 15$).

2.2.2.3 Métodos Indiretos – CHEN (1965); SEED et al. (1962); DAKSANAMURTHY & RAMAN (1973)

A classificação de solos expansivos com base no Limite de Liquidez (LL) e no Índice de Plasticidade (IP) está expressa na Tabela 9.

Tabela 9-Classificação dos solos de acordo com Limite de Liquidez e Índice de Plasticidade

GRAU DE EXPANSÃO	CHEN (1965)	SEED et al. (1962)	DAKSANAMURTHY & RAMAN (1973)
Muito Alto	LL > 60	IP > 35	LL > 70
Alto	40 < LL ≤ 60	20 < IP ≤ 35	50 < LL ≤ 70
Médio	30 ≤ LL ≤ 40	10 ≤ IP ≤ 20	35 < LL ≤ 50
Baixo	LL < 30	< 10	20 ≤ LL ≤ 35

2.2.2.4 Métodos Diretos - Expansão “Livre”

Os ensaios de Expansão “Livre” determinam a variação de espessura da amostra, em percentual, relacionando a altura inicial com a final, quando a amostra é colocada no edômetro, carregada a uma pequena tensão e posteriormente inundadas.

Alguns métodos utilizam pequenas sobrecargas antes da inundação. Seed *et al.* (1962) utiliza sobrecarga de 7 kPa, enquanto Vijayvergiya & Ghazzaly (1973) utiliza 10 kPa.

A expansão “livre” (%) pode calculada através da Equação 4.

$$E_l = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad \text{Equação 4}$$

Onde: E_l = expansão “livre”, em percentagem; ΔH = altura da expansão devido a saturação; H = altura do corpo de prova antes da inundação.

A classificação do grau de expansividade dos solos quanto à expansão livre e à tensão de expansão encontra-se na Tabela 10.

Tabela 10- Classificação do grau de expansividade

Critério de SEED et al. (1962)	Critério de VIJAYVERGIYA & GHAZZALY (1973)		Grau de Expansividade
Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 7 kPa	Expansão livre (%) para tensão de sobrecarga 10 kPa	Tensão de expansão (kPa)	
0-1	<1	<30	Baixa
1-5	1-4	<30-120	Média
5-25	4-10	120-300	Alta
>25	>10	>300	Muito alta

2.2.2.5 Métodos Diretos- Critério de JIMENEZ SALAS (1980)

O critério proposto por Jimenez Salas (1980) classifica os possíveis danos que podem ocorrer caso não sejam tomadas as devidas precauções.

A classificação dos danos está relacionada a tensão de expansão dos solos através do valor de tensão de expansão (kPa), Tabela 11.

Tabela 11-Possíveis danos pelo Critério JIMENEZ SALAS (1980)

Tensão de Expansão	Possíveis Danos
>200	Demolição
Entre 100 e 200	Danos Graves
Entre 50 e 100	Fissuras Importantes
Entre 20 e 50	Fissuras Pequenas
<20	Sem Danos

Fonte: Jimenez Salas (1980)

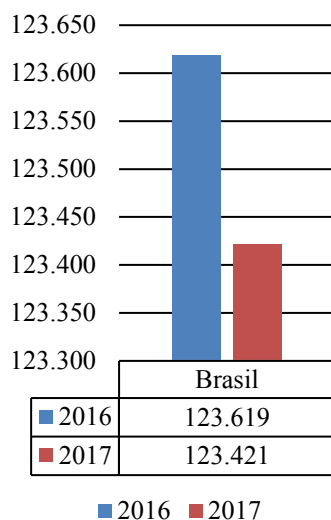
2.3 RESÍDUO DE CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO

A Construção Civil é um segmento muito importante para o crescimento econômico e social do Brasil. No entanto, é um dos setores que mais causam impactos ambientais no país, através do consumo de recursos naturais, alteração das paisagens ou geração de resíduos.

De acordo com ABRELPE (2017), a geração total de resíduos sólidos urbanos (RSU) no Brasil em 2017 foi de 78,4 milhões de toneladas, em relação a 2016 houve um crescimento de 1%. Segundo Fonseca (2012), a geração de RCD em cidades brasileiras atinge proporções de 51 a 70% da massa dos resíduos sólidos urbanos, cujo destino incorreto traz prejuízos econômicos, sociais e ambientais ao país.

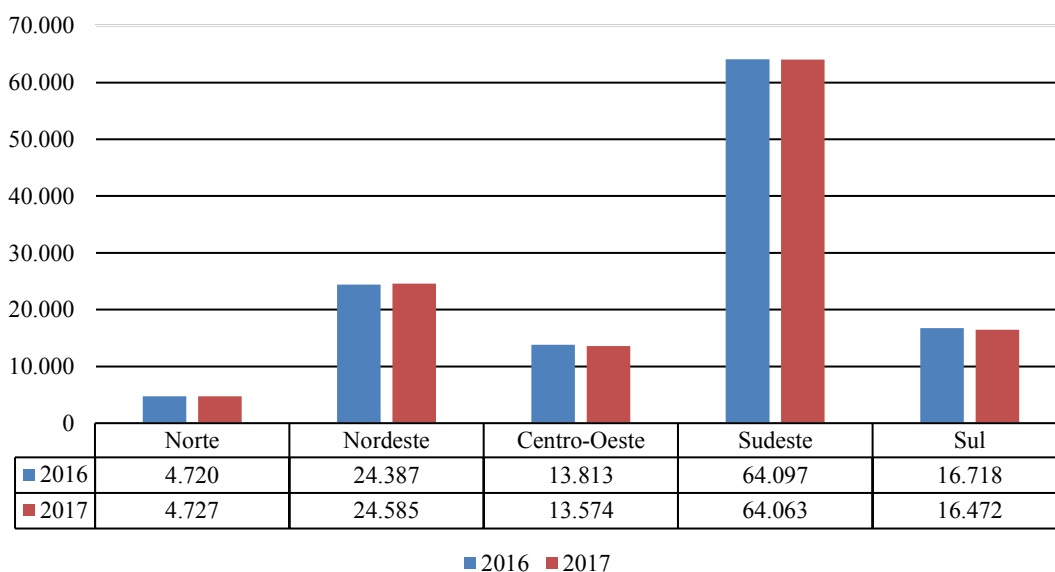
A quantidade total de RCD que os municípios coletaram no ano de 2017 foi de aproximadamente 45 milhões de toneladas, o que um aumento em cerca de 1% em relação a 2016 (ABRELPE, 2017). Apesar de ser um valor elevado, trata-se apenas do RCD coletado pelos logradouros públicos. A quantidade de RCD coletado no Brasil e nas regiões nos anos de 2016 e 2017 é apresentada nas Figuras 9 e 10.

Figura 9-Quantidade de RCD coletado no Brasil em 2016 e 2017 (t/dia)



Fonte: ABRELPE (2017)

Figura 10-Quantidade de RCD coletado nas regiões do Brasil em 2016 e 2017 (t/dia)



Fonte: ABRELPE (2017)

Segundo o Sindicato da Indústria da Construção Civil no Estado de Pernambuco – SINDUSCON/PE, a geração de resíduos do grande Recife equivale a aproximadamente 4.500 toneladas por dia. Da quantidade total de RCD gerado no estado de Pernambuco, cerca de 30% do resíduo é gerado por empresas construtoras, enquanto o restante é gerado por pessoas físicas, em reformas e pequenas construções, entre outros (PERNAMBUCO, 2012).

De acordo com Pinto (2005), a falta de eficiência ou, em alguns casos, a ausência de políticas públicas que regulamentam os fluxos da destinação dos Resíduos da Construção Civil nas cidades, associada ao descompromisso dos geradores de resíduo no manejo e na sua destinação, provocam os seguintes impactos ambientais:

- degradação das áreas de manancial e de proteção permanente;
- proliferação de agentes transmissores de doenças;
- assoreamento de rios e córregos;
- obstrução dos sistemas de drenagem, tais como piscinões, galerias, sarjetas, etc.
- ocupação de vias e logradouros públicos por resíduos, com prejuízo à circulação de pessoas e veículos, além da própria degradação da paisagem urbana;
- existência e acúmulo de resíduos que podem gerar risco por sua periculosidade.

A geração dos resíduos e seu depósito ilegal em terrenos baldios, acostamentos, rodovias ou aterros clandestinos têm aumentado ainda mais os impactos ambientais. Para reverter esta situação criaram-se ações como a Resolução CONAMA nº 307/2002, onde são estabelecidas diretrizes, critérios e procedimentos para a Gestão dos Resíduos da Construção Civil.

2.3.1 Definição

Os Resíduos de Construção e Demolição (RCD) ou Resíduos da Construção Civil (RCC) são aqueles provenientes de construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, e os oriundos da preparação e da escavação de terrenos, tais como: tijolos, blocos cerâmicos, concreto em geral, solos, rochas, metais, resinas, colas, tintas, madeiras e compensados, forros, argamassa, gesso, telhas, pavimento asfáltico, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica etc., comumente chamados de entulhos de obras, caliça ou metralha (CONAMA, 2002).

A LEI 12305/2010 define Resíduos da Construção Civil como os gerados nas construções, reformas, reparos e demolições de obras de construção civil, incluídos os resultantes da preparação e escavação de terrenos para obras civis.

2.3.2 Reciclagem de Resíduo de Construção e Demolição

O desenvolvimento e o crescimento das grandes cidades causam diversos problemas

relacionados a geração de resíduos sólidos. Uma maneira de reduzir os impactos causados pelos Resíduos da Construção e Demolição é através da reciclagem, visto que os resíduos brasileiros quando bem separados não geram grandes riscos ambientais, já que suas características químicas e minerais são semelhantes aos agregados naturais e solos (KARPINSK *et al.*, 2009).

As usinas de reciclagem estão trabalhando no Brasil desde 1986 (Miranda et al, 2009 apud ABRECON, 2015), mas o número de usinas só veio crescer em 2002 com a Resolução 307 do CONAMA. A Usina Recicladora de Resíduos de Construção e Demolição situada em Camaragibe-PE, recicla resíduos provenientes de obras públicas ou privadas e possui uma central de tratamento capaz de processar 1000 toneladas/dia de resíduos (Figura 11).

Figura 11- Usina de Reciclagem de RCD



O processo de reciclagem se inicia nas obras, onde o Resíduo de Construção e Demolição é coletado e posteriormente destinado a Usina Recicladora de RCD que recebe, recicla os resíduos e emite um certificado mensalmente para o cliente apresentando a quantidade de resíduos que foi recebida e atestando a destinação correta de acordo com a legislação ambiental vigente.

2.4 MELHORAMENTO DE SOLOS

Melhorar um solo significa alterar suas propriedades a fim de aumentar seu desempenho. De acordo com Silva (2012), os tipos de estabilização dos solos podem ser classificados em: estabilidade mecânica, estabilidade granulométrica e estabilização físico-química.

Segundo Soliz (2007), estabilizar mecanicamente um solo é utilizar da compactação para que aconteça um rearranjo das partículas do mesmo. A estabilização mecânica utiliza do

processo de compactação do solo, proporcionando redução da porosidade e aumento da resistência (SANTOS et al., 1995).

Na estabilização granulométrica, as propriedades do solo são alteradas por meio da correção granulométrica que ocorre com o acréscimo ou remoção de determinadas quantidades de frações do solo ou adicionando fibras metálicas, minerais, vegetais ou sintéticas ao solo (PAIVA, 2016).

Segundo AZEVEDO (2010), a estabilização química é realizada com a adição de uma ou mais substância química ao solo, que ao reagirem com o solo proporcionam o melhoramento de suas características.

A escolha do método de estabilização dos solos dependerá dos fatores econômicos, da finalidade da obra, das características dos materiais e das propriedades dos solos que precisam ser estabilizadas (BARBOSA, 2013).

Nesta pesquisa estudou-se o melhoramento do solo colapsível por meio da compactação, enquanto no solo expansivo foi analisado o melhoramento com adição de Resíduo de Construção e Demolição e compactação.

2.4.1 Melhoramento de solos através da compactação controlada

Existem alguns métodos que podem ser utilizados para minimizar ou eliminar os efeitos do colapso nos solos. Sua escolha dependerá das características do solo colapsível, do tipo e do peso da estrutura a ser construída, do prazo para execução e dos fatores econômicos. O método de estabilização utilizando a compactação é um dos métodos mais práticos e eficientes na minimização do potencial de colapso de solos, além disso proporciona redução da permeabilidade e aumento da resistência ao cisalhamento dos solos.

Tendo em vista que uma das soluções mais eficientes para o melhoramento de solos colapsíveis é a destruição da estrutura do solo pela compactação, nesta pesquisa foram realizados ensaios a fim de melhorar o solo colapsível. De acordo com Ferreira (2010), ao compactar o solo na umidade ótima e massa específica aparente seca máxima, o solo se tornará estável na presença de água para diferentes valores de tensões.

O melhoramento de solos por meio de compactação já foi estudado por Ferreira (1988), Guimarães Neto (1997), Souza Neto (2004), Mendonça Neto (2010) e Veríssimo (2016).

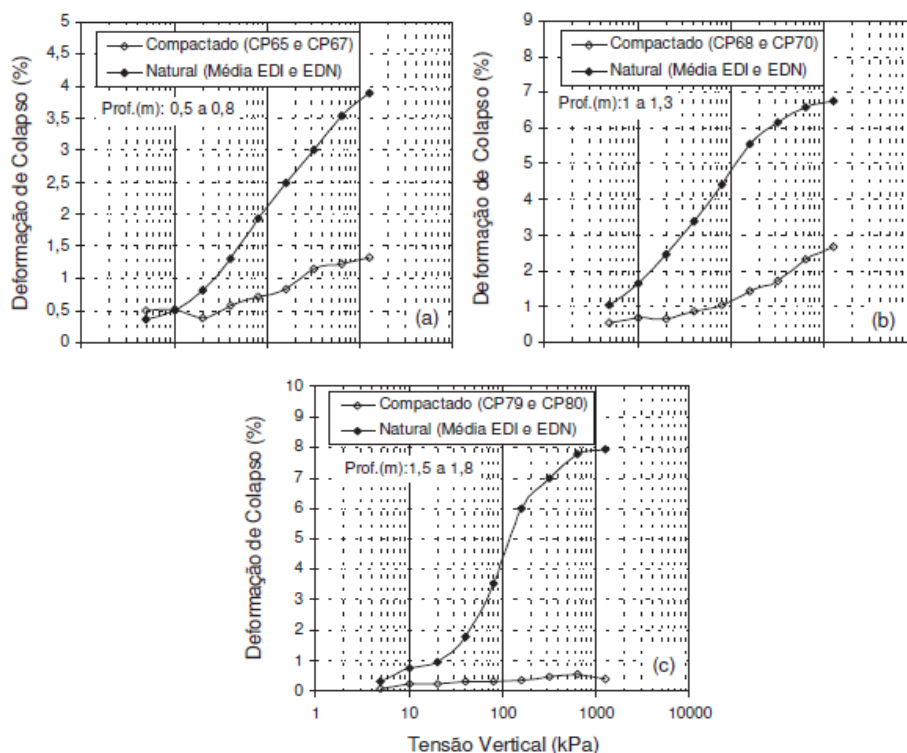
Souza Neto (2004) através dos ensaios realizados comprovou a eficiência da compactação na redução da colapsibilidade de um solo. Foram realizados ensaios na amostra com umidade natural e na amostra compactada inundada. A finalidade deste estudo foi verificar o efeito da compactação de um solo na redução do potencial de colapso. O resumo com os resultados dos ensaios de compactação nas amostras em condição de campo e nas amostras compactadas encontra-se na Tabela 12. A compactação resultou na redução do colapso do solo (Figuras 12).

Tabela 12-Resumo dos resultados dos ensaios de compactação

Prof.(m)	Condição de Campo							Compactada			
	Umidade (%)			$\gamma_{dm\acute{a}x}$ (kN/m ³)			S (%)	W _{ot} (%)	$\gamma_{sm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	S (%)	GC
	mín.	média	máx.	min.	média	máx.					
0,5-0,8	0,38	0,87	1,59	15,1	16	17	4,9	11,3	18	62,4	90,0
1,0-1,3	0,71	1,65	2,45	15,1	16	16,6	7,4	11	18,8	71,2	86,2
1,5-1,8	0,58	1,72	2,82	15,5	16	16,8	9,0	9,7	19,7	74,6	82,2
2,0-2,3	1,56	2,18	3,46	15	16,5	17,2	10,1	8,8	20,3	77,3	82,3
2,5-2,8	1,55	2,96	3,71	17,1	18,1	18,8	18,2	10,2	20	84,2	91,5

Fonte: Souza Neto (2004)

Figura 12- Deformação de colapso x tensão vertical

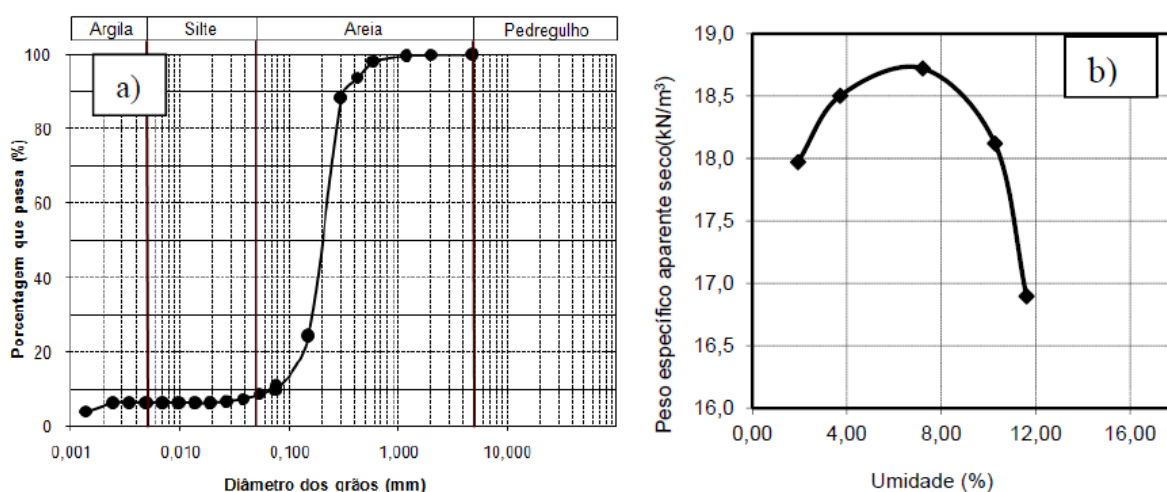


Fonte: Souza Neto (2004)

De acordo com Souza Neto (2004), a eficiência da compactação na redução da colapsibilidade do solo variou com a profundidade, sendo maior quanto mais profunda fosse a amostra.

Veríssimo (2016) avaliou a colapsibilidade de um solo de Petrolina-PE antes e após a compactação. As Figuras 13a) e 13b) apresentam a curva granulométrica e a curva de compactação deste solo.

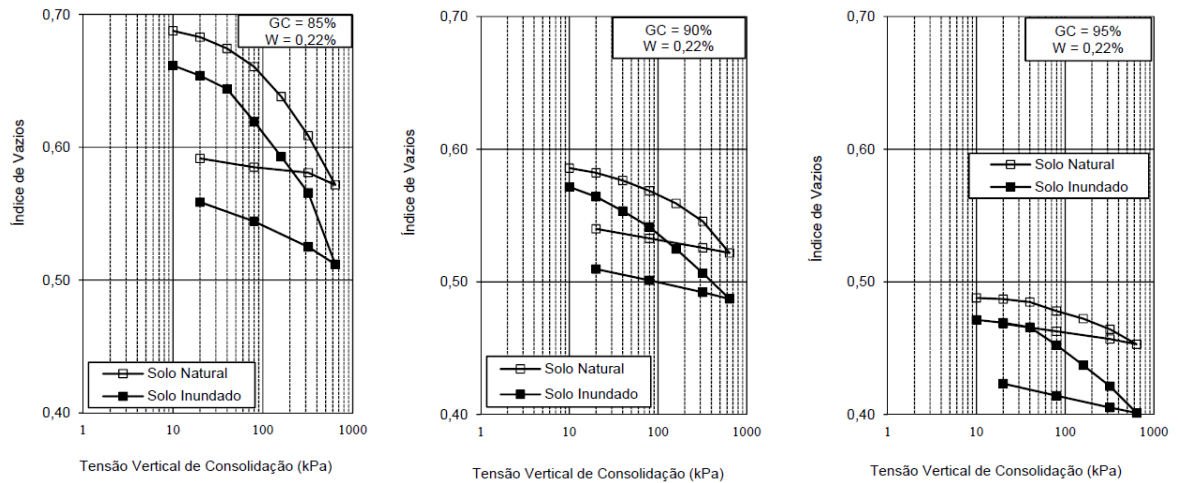
Figura 13- a) Curva granulométrica e b) Curva de compactação dos solos



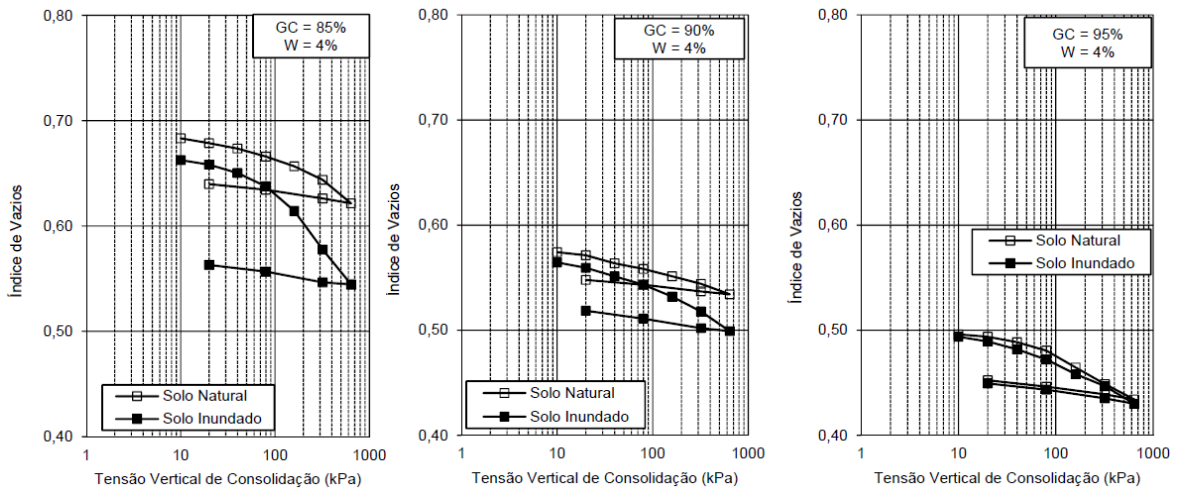
Fonte: Veríssimo (2016)

A umidade natural do solo é de 0,22% e o valor do peso específico aparente seco máximo é de 18,70 kN/m³, na umidade ótima de 7,21%. No ensaio edométrico duplo, verificou-se que os corpos de prova obtiveram os menores índices de vazios nas umidades de 4,00% e 7,00% com o GC = 95%, conforme apresentam Figuras 15 e 16. O aumento do grau de compactação inicial influenciou no aumento do peso específico aparente seco das amostras.

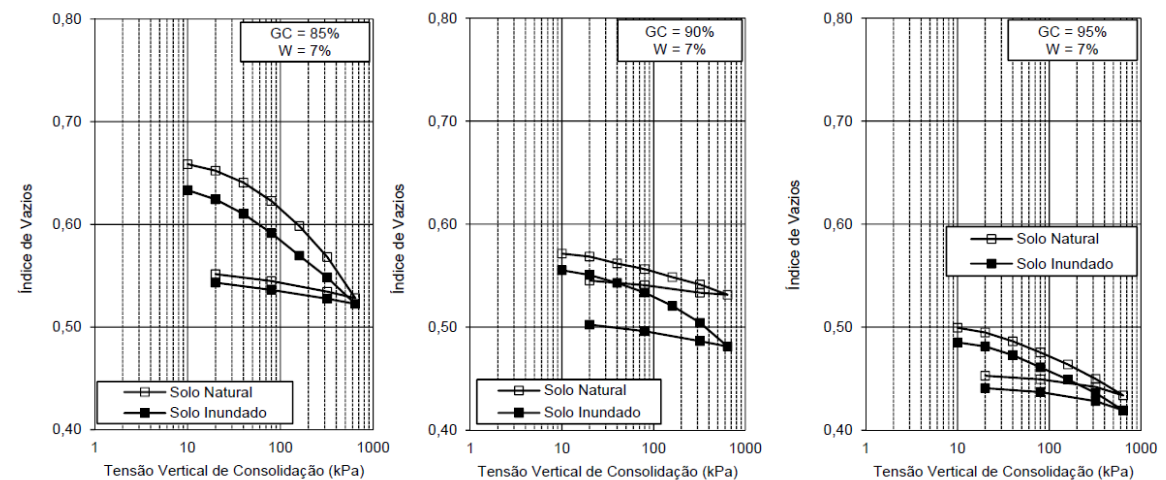
Nas amostras com umidades de 4,00% e 7,00% com GC = 95%, não houve diferença significativa entre os índices de vazios dos corpos de prova na umidade natural e os previamente inundados (Figuras 15 e 16).

Figura 14- Ensaio Edométrico Duplo (GC=85, 90 e 95% e $w=0,22\%$)

Fonte: Veríssimo (2016)

Figura 15- Ensaio Edométrico Duplo (GC=85, 90 e 95% e $w=4\%$)

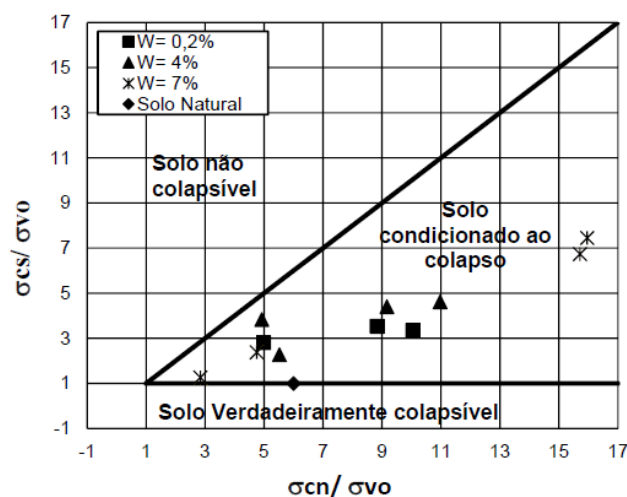
Fonte: Veríssimo (2016)

Figura 16- Ensaio Edométrico Duplo (GC=85, 90 e 95% e $w=7\%$)

Fonte: Veríssimo (2016)

De acordo com a representação gráfica do Critério de Reginatto e Ferrero (1973), verifica-se que na condição de campo, o solo vai tornando-se verdadeiramente colapsível e à medida que o grau de compactação e a umidade crescem, o solo torna-se condicionado ao colapso (ver Figura 17).

Figura 17- Critério de REGINATTO e FERRERO (1973)



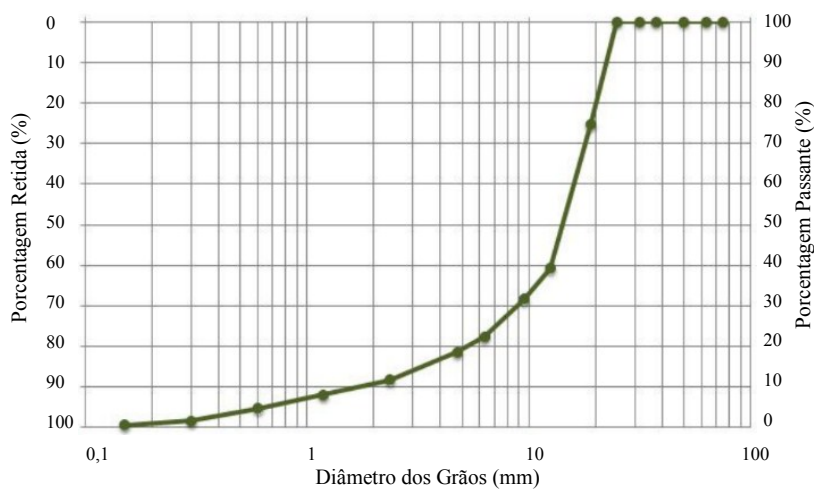
Fonte: Veríssimo (2016)

2.4.2 Melhoramento de solos com Resíduo de Construção e Demolição

Os agregados reciclados do RCD vêm sendo bastante utilizados em diversas atividades da Construção Civil, inclusive no melhoramento de solos. Ferreira e Thomé (2011), Santos Neto (2015), Macedo (2016) e Silva (2018) estudaram a utilização de RCD como alternativa para melhoramento de solos, no entanto não foi encontrada nenhuma pesquisa que utilizou RCD para melhoramento de solos expansivos.

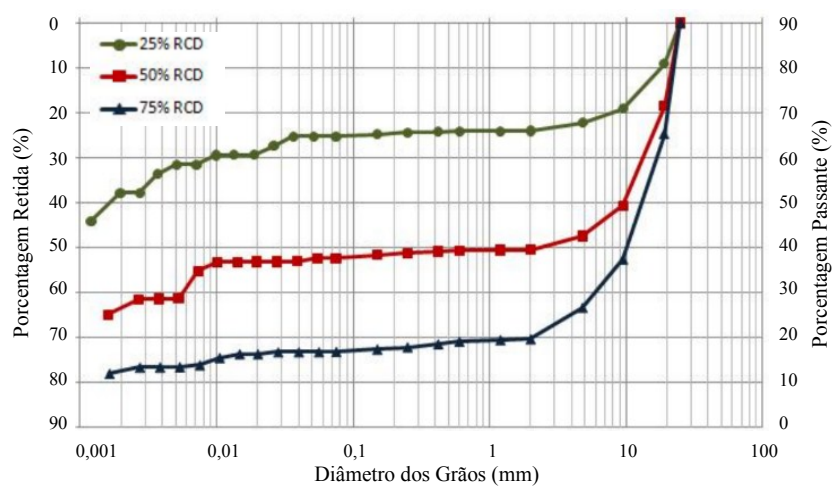
Ferreira e Thomé (2011) avaliaram a utilização do RCD como reforço de um solo residual de basalto. A curva granulométrica da amostra de solo residual encontra-se na Figura 18. Foram realizadas 3 misturas com diferentes teores de RCD e de solo: a primeira mistura com 25% de RCD e 75% de solo; a segunda com 50% de RCD e 50% de solo; e a terceira com 75% de RCD e 25% de solo, a curva granulométrica das misturas está representada na Figura 19.

Figura 18- Curva Granulométrica do solo residual



Fonte: Ferreira e Thomé (2011)

Figura 19- Curva Granulométrica das misturas do solo residual com RCD



Fonte: Ferreira e Thomé (2011)

O solo ensaiado apresentou um $\gamma_{sm\acute{a}x}$ com o valor igual a 1419 kg/m³, e uma w_{ot} de 27,2%. As três misturas ensaiadas, com os seus respectivos teores de resíduos (25%, 50% e 75%), apresentaram como resultados dos $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} que estão representados na Tabela 13.

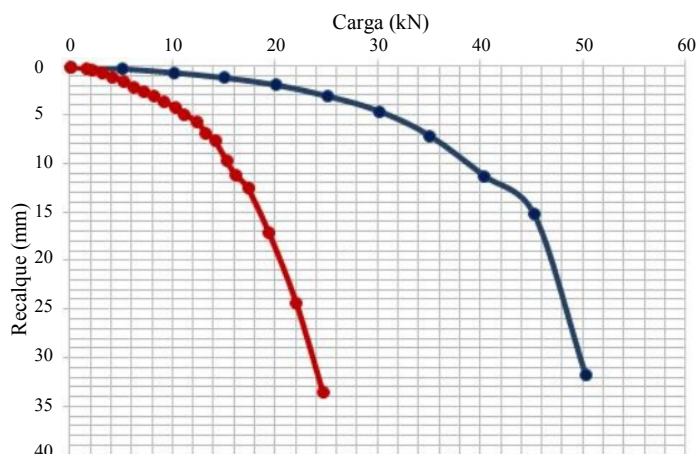
Tabela 13- Resultados dos $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e w_{ot} das misturas

Mistura	Peso Específico Aparente Seco Máximo (kN/m ³)	Umidade Ótima (%)
25%RCD-75%Solo	14,37	26,4
50%RCD-50%Solo	14,43	24,5
75%RCD-25%Solo	14,77	24,4

Fonte: Adaptado de Ferreira e Thomé (2011)

Em termos de resistência, a mistura que apresentou o melhor resultado de capacidade de suporte foi a que possui 50% de RCD e 50% de solo, sendo essa a dosagem utilizada na camada de solo-RCD para o ensaio de placa, na qual reduziu significativamente os valores de recalque para a mistura de solo/RCD, Figura 20.

Figura 20- Resultados dos recalques em função da carga aplicada



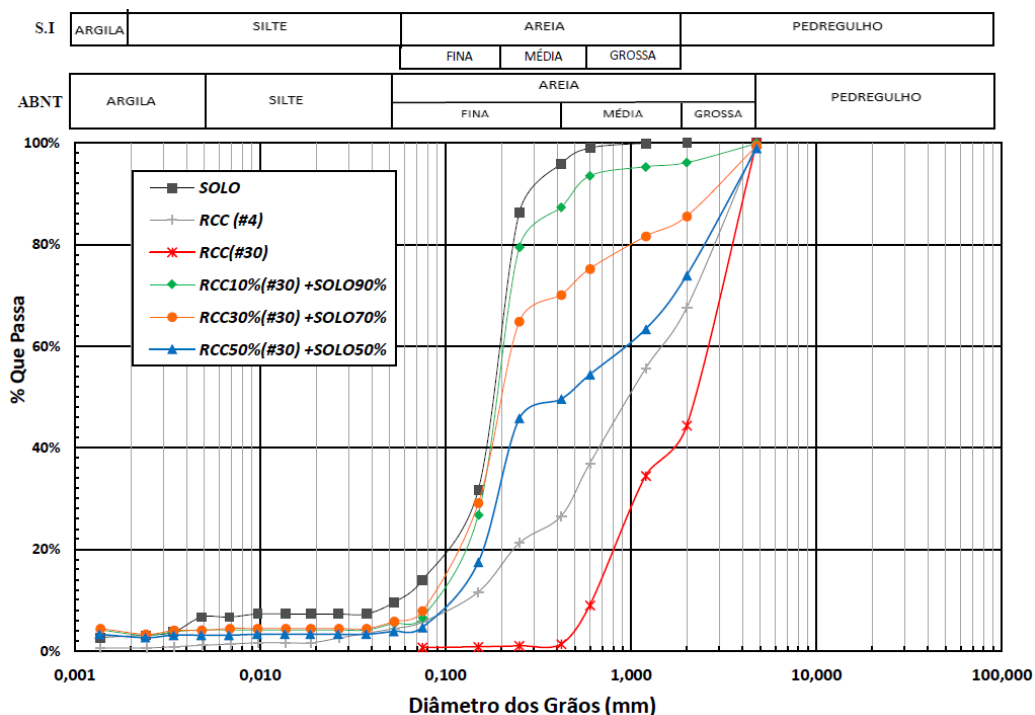
Fonte: Ferreira e Thomé (2011)

Analisando-se os valores obtidos de carga de ruptura, observa-se que com a adição de resíduo de construção e demolição em um solo residual de basalto, mais a sua compactação, houve um aumento de 264% da capacidade de carga.

Santos Neto (2015), estudou o melhoramento de um solo colapsível em Petrolina-PE. A análise granulométrica deste solo, indica um solo muito uniforme e mal graduado.

O solo é não líquido e não plástico, pertence ao grupo SP-SM na classificação do SUCS e A-2-5 na classificação TRB. O valor do peso específico aparente seco máximo, obtido na energia do Proctor Normal, é de 18,50 kN/m³, na umidade ótima de 7,30%. Foram analisadas amostras compactadas nas condições de umidade natural 0,2% (solo) e 1% (misturas) e nas umidades de 4% e 7% para o solo e as misturas. As curvas granulométricas do solo e das misturas de solo com RCD estão apresentadas na Figura 21.

Figura 21- Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD



Fonte: Santos Neto (2015)

O colapso do solo, atingiu maior resultado no edométrico simples na umidade natural (0,2%), alcançando um valor máximo de 8,38% na tensão de 160 kPa e grau de compactação de 85%. Para as misturas com 10% de RCC#30 atinge valor máximo de 6,47% em 160 kPa, na umidade de 1%. Enquanto que o potencial de colapso das misturas com 30% de RCC#30 e 50% de RCC#30, os maiores valores de potencial de colapso foram de 5,72% e 5,65%, verificados após a inundação do ensaio, sob tensão de 160kPa, respectivamente, nas mesmas condições com 1%, Tabela 14.

Tabela 14: Potenciais de colapso das amostras na umidade inicial solo (0,2%) e Misturas (1%)

Potenciais de Colapso (%)em diferentes Tensões Verticais de Inundação (kPa) e Graus de Compactação(%)									
Amostras	10 kPa			40 kPa			160 kPa		
	85	90	95	85	90	95	85	90	95
Solo (Veríssimo, 2015)	3,02	1,26	1,06	5,29	2,14	1,91	8,38	5,99	4,05
RCC _{#30} 10% + Solo 90%	0,94	0,74	1,01	3,61	1,86	1,64	6,47	3,05	3,52
RCC _{#30} 30% + Solo 70%	0,92	0,65	0,95	3,57	1,79	1,59	5,72	2,92	3,46
RCC _{#30} 50% + Solo 50%	0,64	0,51	0,75	2,75	1,73	1,36	5,65	2,71	3,35

Fonte: Santos Neto (2015)

Segundo o critério de Vargas (1978), no qual o solo é considerado colapsível quando seu potencial de colapso for superior a 2%, observou-se que na umidade inicial o solo deixa de ser colapsível a partir do acréscimo de 10% de RCC#30 e grau de compactação de 90% e 95% e, nas tensões de 10 kPa e 40 kPa, ver Tabela 14.

Na umidade de 7%, os valores dos potenciais de colapso decrescem com o acréscimo de 10% de RCC#30, para o grau de compactação de 85% e em todas as tensões estudadas, obtendo o mesmo resultado para 90% e melhor resultado com grau de compactação de 95%, Tabela 15.

Tabela 15: Potenciais de colapso das amostras estudadas na umidade de 7%

Potenciais de Colapso (%) em diferentes Tensões Verticais de Inundação (kPa) e Graus de Compactação(%)									
Amostras	10 kPa			40 kPa			160 kPa		
	85	90	95	85	90	95	85	90	95
Solo (Veríssimo, 2015)	1,35	1,01	0,25	3,33	1,61	1,14	6,13	3,50	2,20
RCC#30 10% + Solo 90%	0,43	0,44	0,23	1,61	1,25	0,94	2,18	1,52	1,19
RCC#30 30% + Solo 70%	0,35	0,30	0,24	1,60	1,25	0,91	2,14	1,31	1,09
RCC#30 50% + Solo 50%	0,27	0,29	0,18	1,52	1,24	0,72	2,03	1,30	1,04

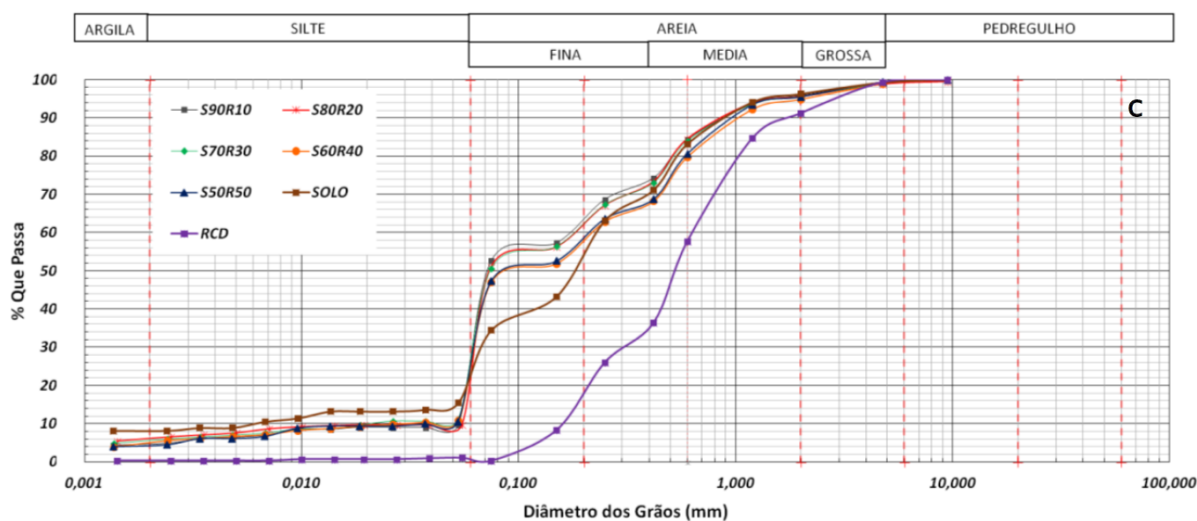
Fonte: Santos Neto (2015)

Com base nos resultados apresentados, entende-se que a adição do RCC#30 funciona, na redução do colapso do solo de Petrolina; a elevação do grau de compactação e aumento da umidade traz melhora significativa ao solo, reduzindo seu Potencial de Colapso.

Macedo (2016) analisou a utilização de RCD misturado ao solo como alternativa de melhorar sua resistência. O solo foi classificado, segundo SUCS, como uma areia argilosa (SC), já o RCD foi enquadrado como areia pedregulhosa (SP). Foram realizadas 5 misturas de solo com RCD, nas proporções de 10, 20, 30, 40 e 50% de RCD em relação ao peso do solo seco. As curvas granulométricas do solo e das misturas de solo com RCD estão representadas na Figura 22.

A mistura dos resíduos de construção e demolição ao solo não causou alterações significativas quanto à granulometria, devido ao tamanho da partícula de RCD e do solo serem muito semelhantes. Foram realizadas misturas de solo-RCD nas proporções de 10%, 20%, 30%, 40% e 50% de RCD em relação ao peso do solo seco.

Figura 22-Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD

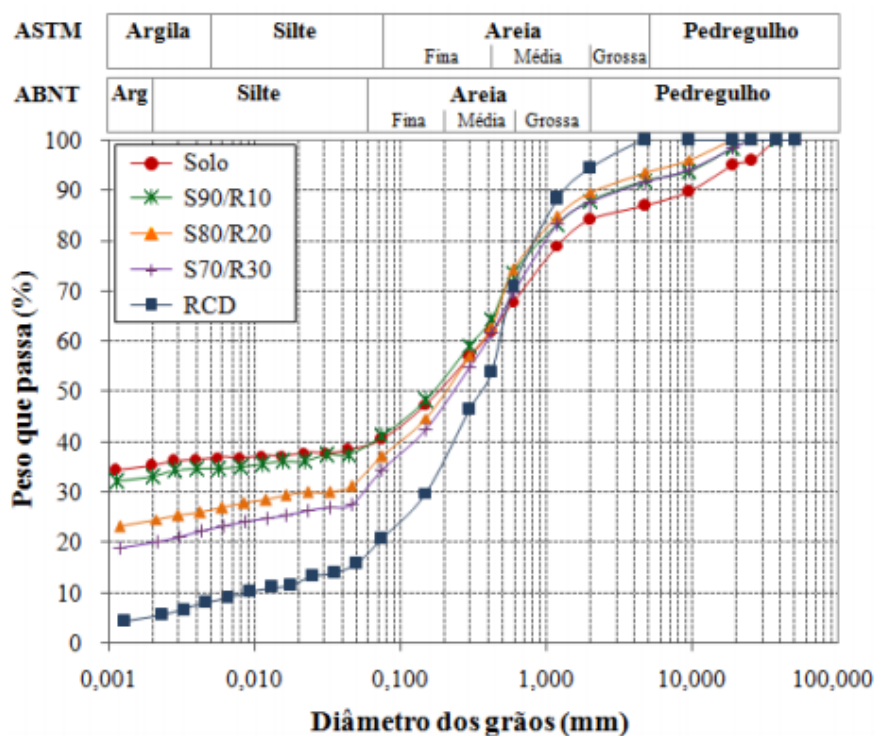


Os resultados dos ensaios de resistência ao cisalhamento do solo e as misturas de solo com RCD expressam que a mistura de solo-RCD apresentou decréscimo da coesão com o aumento do RCD, exceto para a amostra com 50% de RCD que houve aumento, já o ângulo de atrito para as amostras se igualou ou ficou abaixo do obtido para o solo. Os melhores parâmetros de resistência ao cisalhamento (menor coesão e maior ângulo de atrito) foram quando misturado 70% do solo com 30 % RCD (S70R30). Portanto, o RCD apresenta um grande potencial quanto a aplicação no melhoramento do solo.

Outra pesquisa realizada com a finalidade de analisar a utilização de RCD em melhoramento de solos foi realizada por SILVA (2018). Nesta pesquisa foi estudado o comportamento de um solo areno-argiloso ao ser adicionado RCD. O solo é classificado como areia argilosa (SC), segundo o SUCS e é do tipo A-7-6, de acordo com o TRB. Foram realizadas 3 misturas de solo com RCD, nas proporções de 10, 20 e 30% de RCD em relação ao peso do solo seco. As curvas granulométricas do solo e das misturas de solo com RCD estão representadas na Figura 23.

O acréscimo de agregado reciclado de RCD provocou mudanças no solo referente às características físicas como: aumento da fração de areia, redução da porosidade, da plasticidade e da umidade ótima, aumento do peso específico seco máximo e melhoria das características para aplicação como subleito de pavimentos.

Figura 23- Curvas granulométricas do solo, RCD e das misturas de solo/RCD



Fonte: Silva (2018)

Ao analisar os resultados de resistência ao cisalhamento dos solos e as misturas de solo/RCD percebe-se que a resistência na ruptura e as deformações elasto-plásticas do solo não foram influenciadas significativamente pelo agregado de RCD.

2.5 CARACTERÍSTICAS DO MUNICÍPIO DE SANTA MARIA DA BOA VISTA-PE

O município de Santa Maria da Boa Vista-PE, localiza-se a 08°48'28" de latitude sul, 39°49'32" de longitude oeste e está a uma altitude de 361 metros, limitando-se ao norte com Parnamirim, ao Sul com o estado da Bahia, ao leste com Orocó e ao oeste com Lagoa Grande (Figura 24). Encontra-se na bacia do rio São Francisco e do rio Pontal e possui clima semiárido. Os verões são quentes e úmidos, os invernos são mornos e secos e as primaveras são muito quentes e secas. Segundo IBGE (2018), a cidade possui 39.435 habitantes e um território de 3.000,77 km².

Figura 24- Localização da cidade de Santa Maria da Boa Vista-PE

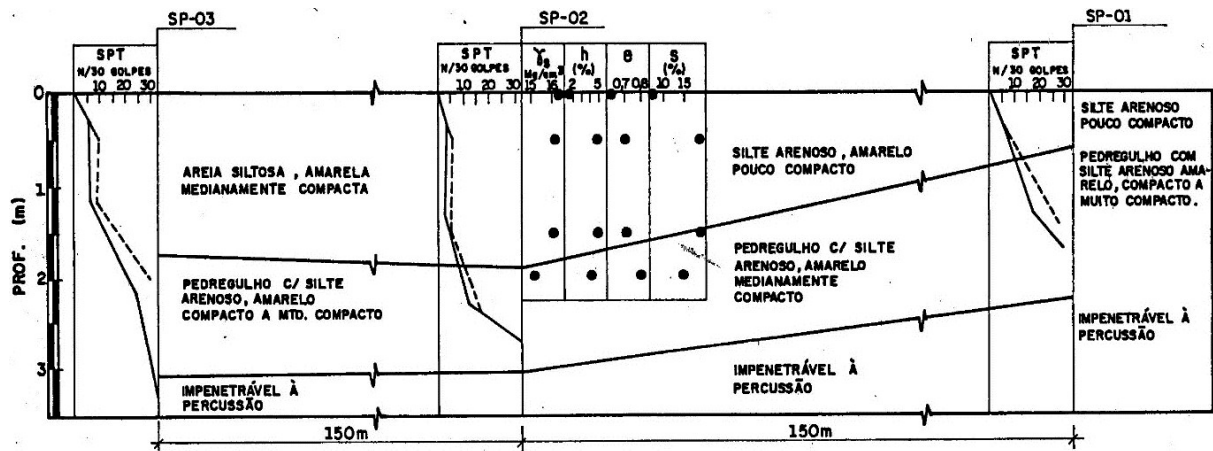


Fonte: Cunha et al. (2012)

Jatobá (1991) analisou amostras deformadas, compactadas estaticamente, de solos de Santa Maria da Boa Vista através de ensaios edométricos simples e duplos. Os ensaios edométricos simples foram realizados para as tensões de inundação de 20, 40, 80 e 160 kPa e os potenciais de colapso obtidos para cada tensão foram 0,86; 1,81; 2,37 e 2,93 %, respectivamente. Nos ensaios edométricos duplos, os potenciais de colapso obtidos foram 0,33; 1,05; 2,24; 5,51; 9,09 e 11,86 %, para as tensões de 20, 40, 80, 160, 320 e 640 kPa, respectivamente. Portanto, quanto maior foi a tensão de inundação, maiores foram os potenciais de colapso.

Em Santa Maria da Boa Vista, solos colapsíveis foram identificados no ano de 1987, na construção de 1856 unidades habitacionais (FERREIRA (1988)). Dois perfis de solos foram analisados, cada um com três furos de sondagens (Figuras 25 e 26). Verifica-se no perfil I dois tipos de solos na superfície uma areia siltosa ou silte arenoso seguido de pedregulho com silte arenoso. O impenetrável à percussão é atingido a 2,5 ou 3,0 m de profundidade, Figura 25.

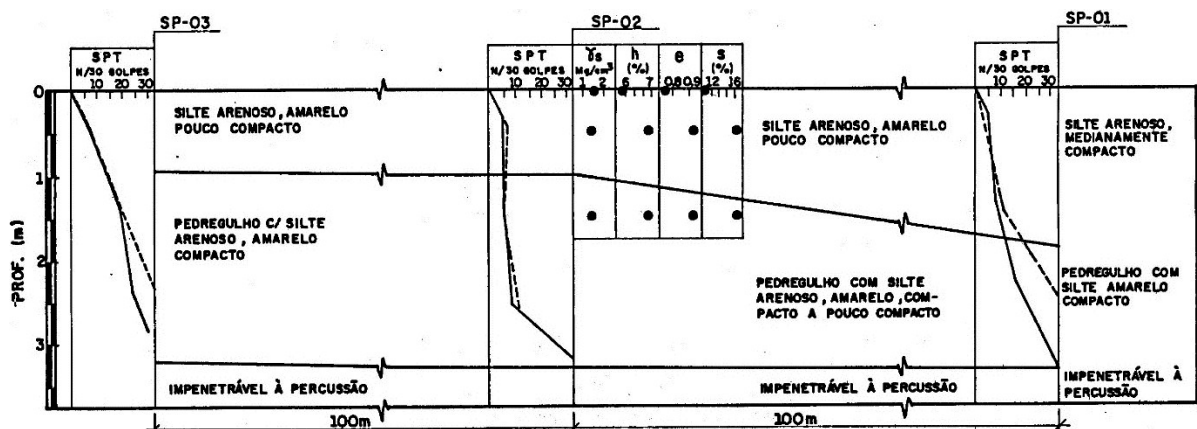
Figura 25- Perfil I de sondagem – Município de Santa Maria da Boa Vista-PE



Fonte: Ferreira (1988)

No perfil II, verifica-se através da sondagem à percussão que a primeira camada de solo corresponde a um silte arenoso pouco compacto e de cor amarela, enquanto a segunda camada é constituída por pedregulhos com silte arenoso, compacto, da cor amarela. A partir da segunda camada o solo se torna impenetrável à percussão. Os índices de resistência à penetração na primeira camada de solo está entre 5 e 10 golpes e na segunda camada corresponde a 10 golpes até atingir a camada impenetrável (Figura 26).

Figura 26- Perfil II de sondagem – Município de Santa Maria da Boa Vista-PE



Fonte: Ferreira (1988)

Ferreira e Teixeira (1989) realizaram estudos que englobavam a análise de uma solução de fundação para a construção das 1856 moradias. As unidades habitacionais foram constituídas por um, dois ou três quartos, com áreas construídas de 38, 48 e 58 m², respectivamente. Devido a ocorrência de solos colapsíveis na região, o projeto de fundações apresentados pelos construtores foi de realizar a substituição do solo por material compactado até um metro de profundidade, com posterior inundação do fundo das valas com 500 litros de água por metro linear de fundação e o material da escavação seria colocado de volta na vala e compactado em camadas de 0,15 m, com densidade máxima de 19,0 kN/m³ e umidade de compactação de 5 %. Além da compactação deveria ser executada uma fundação contínua em alvenaria de pedra.

Como solução de fundação foi proposta a execução de 4 estacas nas casas de um quarto e nas casas de dois e três quartos foram executadas 6 estacas, de 1 a 3,5 m de comprimento. Inicialmente a idéia seria de apoiar as estacas na camada de solo resistente que possui grande quantidade de cascalho (camada impenetrável). No entanto, ao avaliar a capacidade de suporte do solo nas condições naturais e inundado percebeu-se que o solo também apresentava colapso nesta camada.

Diante dos resultados desfavoráveis dos ensaios, a solução recomendada foi a compactação do fundo das valas utilizando um martelo de 0,60 tf e acrescentando pedras quebradas. Para facilitar a compactação, foram adicionadas pequenas quantidades de água ao solo durante a compactação. A capacidade de suporte do solo foi avaliada através de provas de cargas em placas e em estacas. Os ensaios de placas foram realizados com e sem saturação e a partir dos seus resultados foram realizados ensaios de prova de carga nas estacas já executadas na posição final como base para as casas. Foram realizados um total de 35 provas de carga, 8 em placas e 27 em estacas “teste”.

Duas soluções de fundações foram propostas com base nos resultados de ensaios: uma em estacas e outra em fundações superficiais. Nos casos em que a camada de alteração de rochas era superficial (até 0,50 m de profundidade) uma fundação contínua era executada e para maiores profundidades era utilizada a solução dos construtores, porém com umidade de compactação de 8% ao invés de 5%. As etapas construtivas das casas de Santa Maria da Boa Vista-PE encontram-se na Figura 27.

Figura 27- a) a escavação das valas; b) a concretagem das sapatas corridas (solução em fundações superficiais); c) a execução das estacas moldadas in loco (solução em estacas); d) a montagem das formas das vigas de cintamento (solução em estacas); e) fabricação dos painéis de alvenaria armada; f) transporte dos painéis; g) montagem de uma casa; h) ajustes e acabamentos de uma casa; i) casas concluídas.



Fonte: Ferreira (1988)

Outra pesquisa relacionada aos solos de Santa Maria da Boa Vista-PE foi realizada por FUCALE (2000).

No ensaio edométrico simples o potencial de colapso da amostra de solo de Santa Maria da Boa Vista atinge o valor máximo de 14,74% para tensão vertical de consolidação de 160 kPa, apresentando um comportamento de pico. Os potenciais de colapso assumem valores relativamente altos para todas as tensões, exceto na tensão de 20 kPa. No ensaio edométrico duplo houve crescimento no potencial de colapso à medida que se aumentava a tensão vertical de consolidação. Os valores dos potenciais de colapso obtidos nos ensaios edométricos simples e duplo são apresentados na Tabela 16.

Tabela 16-Potenciais de colapso obtidos nos ensaios edométrico simples e duplo

Tensão (kPa)	Potencial de Colapso (%)	
	Edométrico Duplo	Edométrico Simples
10	1,314	-
20	2,297	0,421
40	3,715	5,184
80	5,200	7,230
160	9,247	14,740
320	12,400	12,200
640	-	-
1280	-	-

Fonte: Fucale (2000)

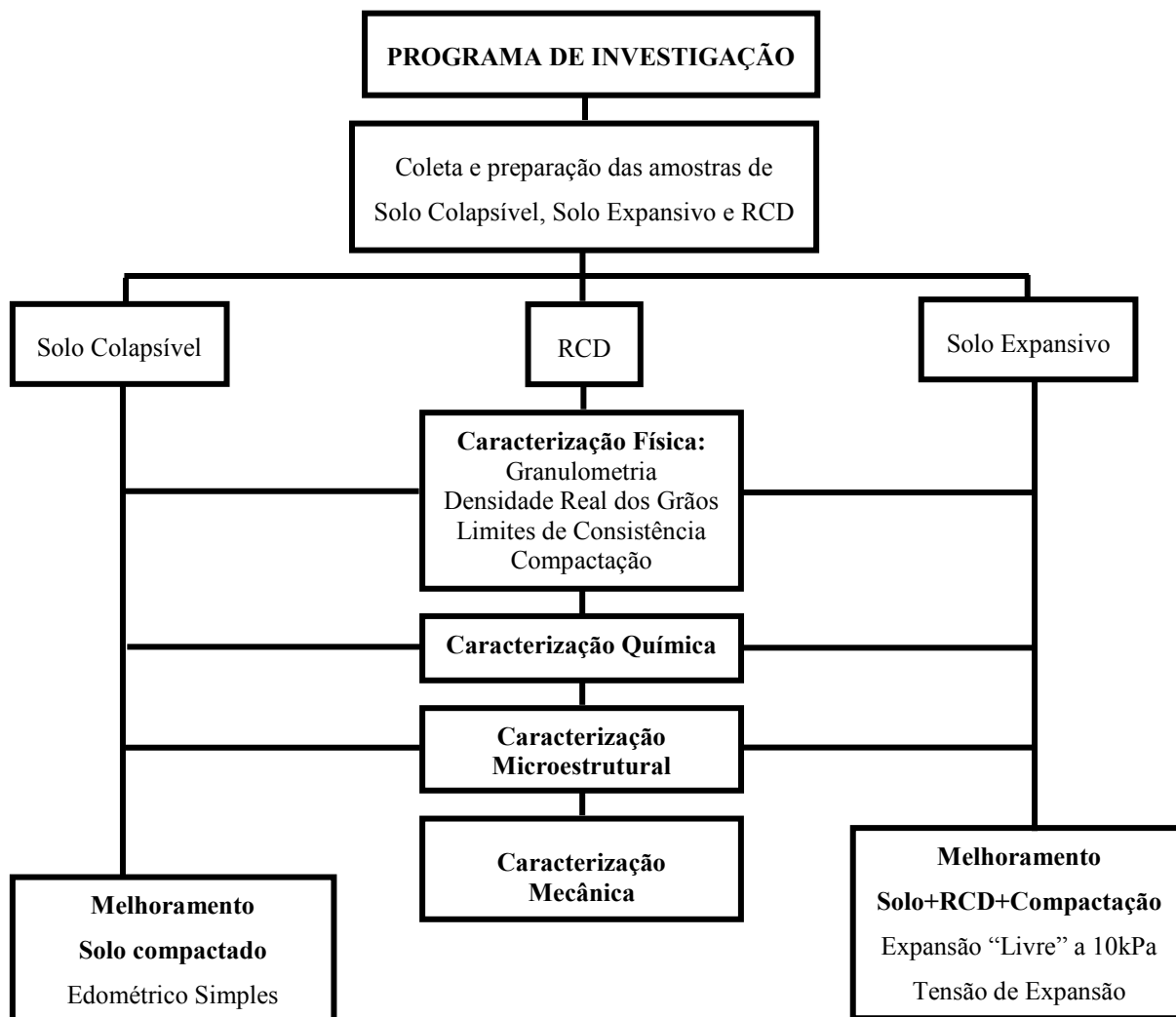
3 MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta-se o programa de investigação experimental, que inclui as etapas de coleta das amostras dos solos e do RCD, definição dos percentuais de adição de RCD, preparação das misturas, metodologia e execução dos ensaios de laboratório dos materiais estudados.

3.1 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

O programa de investigação experimental utilizado para as amostras de solo colapsível, de solo expansivo, de RCD e das misturas de solo expansivo/RCD foi apresentado na Figura 28.

Figura 28-Fluxograma do programa experimental



Fonte: A autora (2018)

Os ensaios de laboratório foram realizados seguindo as recomendações das normas técnicas da ABNT. Foram realizados ensaios de caracterização Física e Mecânica no solo colapsível, no solo expansivo, no solo colapsível compactado e nas misturas de solo expansivo/RCD compactadas em diferentes proporções. No RCD foram realizados ensaios de caracterização Física e Química. Além do RCD, as amostras de solo colapsível e solo expansivo foram investigadas através de ensaios químicos. Os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura foram realizados nas amostras de solo colapsível compactadas nas condições de campo sem carregamento, a 320 kPa com e sem inundação e no solo expansivo.

Os ensaios executados na amostra indeformada do solo colapsível foram obtidos através do relatório de ensaio (LSI (2017)) e utilizaram os mesmos procedimentos e condições de execução dos ensaios realizados durante o desenvolvimento desta pesquisa. A quantidade de ensaios laboratoriais realizados encontra-se na Tabela 17.

Tabela 17- Quantitativo dos ensaios de laboratório realizados

Amostras	Granulometria	Densidade Real	LL	LP	LC	Compactação	Edométrico simples	Expansão livre (10KPa)	Tensão de expansão (vol. cte)	MEV	Ensaio químicos	Quantidade
Solo Expansivo	1	1	1	1	1	1	7	1	1	1	2	18
Solo Colap. *	1	1	1	1		1	16	-	-	3	2	26
Solo Colap. **	1	1	1	1		1	3	-	-	-	-	8
RCD	1	1	1	1		1	-	-	-	-	2	7
90%SE-10%RCD	1	1	1	1	1	1	-	1	1	-	-	8
80%SE-20%RCD	1	1	1	1	1	1	-	1	1	-	-	8
70%SE-30%RCD	1	1	1	1	1	1	-	1	1	-	-	8
TOTAL												83

*realizado pela autora; **realizado por LSI (2017)

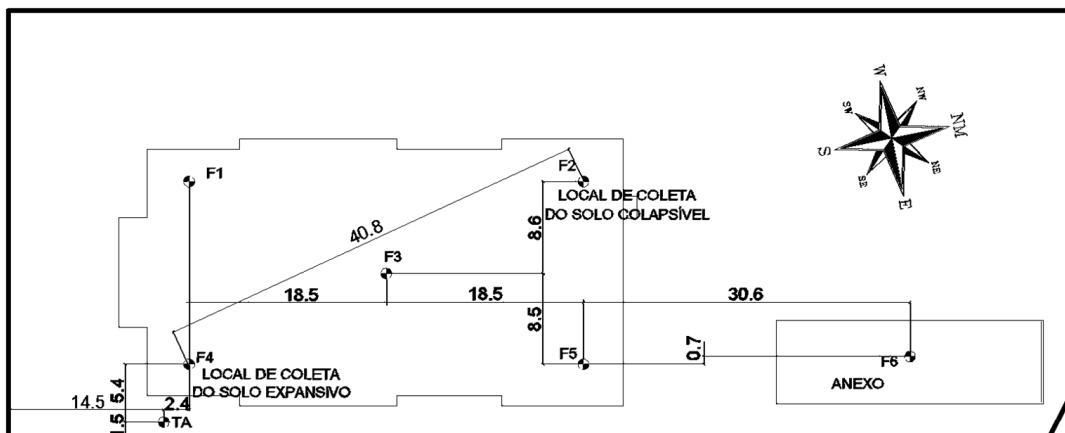
Fonte: A autora (2018)

3.2 COLETA E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

As amostras dos solos foram coletadas em um terreno localizado na cidade de Santa Maria da Boa Vista-PE, que faz parte da Região Administrativa Integrada de Desenvolvimento do Polo Petrolina e Juazeiro e tem o nono maior PIB do Sertão de Pernambuco (IBGE, 2018). O Resíduo de RCD utilizado foi proveniente de uma usina recicladora de RCD, localizada em Camaragibe-PE e fornecido pela Escola Politécnica de Pernambuco-Universidade de Pernambuco. A planta de localização dos furos de sondagens do terreno está representada na

Figura 29.

Figura 29-Planta de localização os furos de sondagem do local da coleta dos solos



Fonte: Oliveira Júnior (2016)

As sondagens fornecidas pela Construtora responsável pela execução da obra são apresentados na Apêndice A. A sondagem F2 (Apêndice A-2) identifica o solo colapsível como uma areia fina, muito siltosa com pedregulhos, de medianamente compacta a compacta, com NSPT 22 golpes/0,30 m. O impenetrável a percussão ocorreu a 0,50 m de profundidade e não foi encontrado lençol freático na profundidade analisada. A sondagem F4 (Apêndice A-4) apresenta solos semelhantes ao da sondagem F2 (Apêndice A-2), identificando o solo como uma areia de fina a média, silto argilosa, com poucos pedregulhos, medianamente compacta com NSPT 16 golpes/0,30m. De acordo com o ensaio de sondagem, aos 0,60 m de profundidade o solo apresentou-se impenetrável à percussão e não foi encontrado lençol freático na profundidade pesquisada, conforme apêndice A-4.

O nível da água foi encontrado 2 m abaixo do nível natural do terreno com base no teste de absorção realizado à parte pela Construtora responsável pela execução da obra.

Na profundidade em que o solo se apresentou impenetrável foram encontradas alterações de rochas, conforme apresenta Figura 30.

Figura 30- Solo rochoso encontrado no local de coleta dos solos



Fonte: Oliveira Júnior (2016)

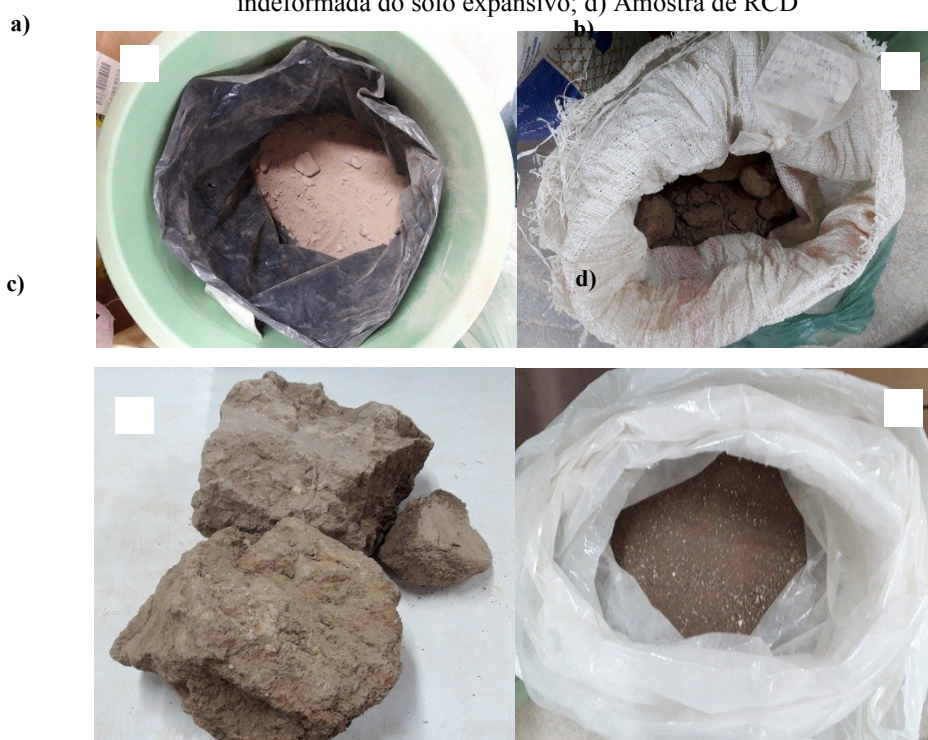
As amostras dos solos deformadas e indeformadas (tipo bloco) foram coletadas próximas aos furos de sondagens F2 (a partir de 0,15 m de profundidade) e F4 (a partir de 0,15 m de profundidade), pela Construtora Jr. Oliveira Ltda e levada ao Laboratório de Solos e Instrumentação-LSI da Universidade Federal de Pernambuco.

As amostras deformadas do solo colapsível correspondem a 35 kg (Figura 31a) e as deformadas e indeformadas do solo expansivo a 30 kg (Figura 31b e 31c, respectivamente), ambas foram condicionadas em sacos plásticos e posteriormente colocadas em sacos ráfias.

As amostras indeformadas do Furo F2 foram coletadas em bloco de 0,40 m x 0,40 m x 0,40 m e as do Furo F4 foram coletadas de amostras das alterações de rocha (Figura 31c), em formatos irregulares e condicionadas em caixa procurando evitar perda de umidade.

A amostra coletada de RCD correspondeu a aproximadamente 75 kg e foi dividida em sacos plásticos para facilitar o transporte até a Universidade Federal de Pernambuco (Figura 31d). No LSI a amostra foi pesada e armazenada até a realização dos ensaios de caracterização física, mecânica e química. Não foi necessária a realização de ensaio de composição gravimétrica nem beneficiamento do RCD, pois os resíduos provenientes da usina recicladora de resíduos já passam pelo processo de beneficiamento na própria usina.

Figura 31- a) Amostra deformada do solo colapsível; b) Amostra deformada do solo expansivo; c) Amostra indeformada do solo expansivo; d) Amostra de RCD



Fonte: A autora (2017)

3.3 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Para a caracterização física dos solos coletados, do RCD e das misturas do solo do furo F4 (expansivo) com RCD nas proporções 90%SE10%RCD, 80%SE20%RCD e 70%SE30%RCD foram realizados os seguintes ensaios obedecendo as recomendações da ABNT:

- NBR 6457/2016 - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização;
- NBR 7181/2016 - Análise granulométrica;
- NBR 6508/1984 - Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica;
- NBR 6459/2016 – Determinação do limite de liquidez;
- NBR 7180/2016 – Determinação do limite de plasticidade;
- NBR 7183/1982 – Determinação do limite e relação de contração de solos;
- NBR 7182/2016 – Ensaio de compactação.

Os ensaios de granulometria foram utilizados para identificar quais faixas granulométricas do RCD poderiam ser utilizadas para o melhoramento do solo expansivo. Verificou-se que as partículas sólidas do RCD retidas na peneira Nº 100 poderiam favorecer o melhoramento do solo expansivo passante nesta peneira. Portanto, o RCD utilizado foi do material passante na peneira Nº 4 (4,8 mm) e retido na peneira Nº 100, que foi adicionado ao solo do furo de sondagem F4.

3.4 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Os ensaios químicos foram realizados no Laboratório de Análises Químicas da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP). A metodologia utilizada na realização dos ensaios foi do Manual de Métodos de Análise de Solo da EMBRAPA (SILVA et al. (2017)).

A análise química foi realizada nas amostras de solo expansivo, RCD e solo colapsível. Cada resultado foi obtido a partir de uma determinação feita em triplicata e a diferença entre as determinações não deveria ultrapassar 0,1% do valor relacionados à titulação, caso ultrapassassem este valor, seria necessário repetir as análises até que os resultados ficassem dentro do limite de tolerância estabelecida pela EMBRAPA. Os resultados dos ensaios

químicos dos solos foram analisados de acordo com o sistema de classificação de solos da EMBRAPA (SANTOS et al. (2018)).

Com a finalidade de verificar a qualidade do solo e a suscetibilidade à expansão, foram analisadas as seguintes características: Potencial Hidrogeniônico em água pH H₂O, Potencial Hidrogeniônico em cloreto de potássio pH KCl, Potencial Hidrogeniônico em cloreto de Cálcio pH CaCl₂, Carbono Orgânico (g/Kg), Matéria Orgânica (g/Kg), Cálcio trocável (meq Ca⁺⁺/100g solo), Magnésio trocável (meq Mg⁺⁺/100g solo), Potássio trocável (meq K⁺/100g solo), Sódio trocável (meq Na⁺/100g solo), Acidez extraível (meq (H⁺⁺⁺+Al⁺⁺⁺)/100g solo), Soma de cátions (S) (meq/100g solo), Capacidade de troca de cátions (T) (CTC meq/100g solo), Percentagem de saturação de bases (V) (% V), Percentagem de água na pasta saturada e no extrato de saturação (% H₂O) e Condutividade elétrica no extrato de saturação (μS/cm/25°C).

A acidez de um solo pode ser determinada em função do pH em água e pH em KCl. De acordo com Guimarães (2002), a classificação em função do pH, é expressa na Tabela 18.

Tabela 18- Classificação do solo em função do pH

Classificação	Valor do pH
Extremamente ácido	pH ≤ 4,3
Fortemente ácido	4,3 < pH < 4,4
Ácido	4,5 < pH < 5,4
Moderadamente ácido	5,5 < pH < 5,9
Levemente ácido	6,0 < pH < 6,5
Neutro	6,6 < pH < 7,3
Alcalino	7,4 < pH < 8
Fortemente alcalino	pH > 8,0

Fonte: Guimarães (2002)

Os ensaios para determinação dos óxidos dos solos foram realizados no Laboratório de Fluorescência de Raios-X da Universidade Federal de Pernambuco. As amostras foram secas em estufa a 110°C e uma porção de amostra seca foi levada a uma mufla, a 1000°C, por 2 horas, para determinação de perda ao fogo. Uma outra porção de amostra seca foi prensada em cápsula de alumínio com 30 toneladas de força. As pastilhas prensadas foram analisadas em espectrômetro de fluorescência de raios-X Rigaku modelo ZSX Primus II, equipado com tubo de Rh e 7 cristais analisadores.

3.5 CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

A microestrutura do solo expansivo e do solo colapsível foram observadas por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV. Foram moldadas amostras indeformadas do solo expansivo e amostras compactadas na mesma condição de campo do solo colapsível sem carregamento e com carregamento de 320 kPa (sem e com inundação).

Os ensaios foram realizados no Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas (LDN) da UFPE. As amostras foram moldadas cuidadosamente seguindo as etapas a seguir:

- os corpos de prova foram moldados em formato prismático, nas dimensões de 7 a 10 mm, com uso de luvas e sem que nenhum instrumento cortante ou pontiagudo tocasse na superfície de observação;
- os corpos de prova foram fixados em um suporte metálico (com diâmetro de 75 mm e altura de 10 mm) por meio de fita de carbono dupla face;
- em seguida os corpos de prova foram colocados na campânula de vácuo do tipo Cressington Carbon Coater 108 Carbon/A para metalização, onde recebiam uma película fina de grafite fina que tinha por finalidade o carregamento eletrostático propiciando uma boa condução do feixe de elétrons (Figura 32 a e b) .

Após a metalização, a placa com as amostras foi levada até o equipamento JSM 6460 Scanning Electron Microscope (SEM), de marca Joel, que operou a 30 Kv e possui uma ampliação de até 40.000 vezes (Figura 32 c). Este equipamento irá fornecer imagens de topografia da superfície da amostra.

Figura 32 – a) Campânula de vácuo, b) Amostras metalizadas, c) Equipamento JSM 6460 Scanning Electron

a) b) Microscópio (SEM), de marca Joel



Fonte: A autora (2018)

As imagens captadas aparecem em um monitor onde eram feitos os devidos ajustes de

brilho, foco e contraste para melhorar a qualidade das imagens. As imagens foram ampliadas em 50, 100, 200, 500, 1000, 2000, 5000 e 10000 vezes, dependendo da amostra.

3.6 CARACTERIZAÇÃO DA COLAPSIBILIDADE E EXPANSIBILIDADE

Os ensaios edométricos simples realizados na amostra próxima ao furo de sondagem F2 evidenciaram que o solo era colapsível e nas amostras do furo F4 que o solo era expansivo. A programação dos ensaios edométricos para a caracterização da colapsibilidade e expansibilidade foram realizados em amostras deformadas e indeformadas.

3.6.1 Caracterização de Colapsibilidade

Na amostra indeformada de solo colapsível já haviam sido realizados ensaios de caracterização edométrica pelo LSI (2017), como a quantidade de amostra indeformada era pouca e o solo possuía umidade muito baixa (1,58%), além de peso específico aparente seco que variava de 14,41 kN/m³ a 15,57 kN/m³, não foi possível aproveitar mais amostras desse bloco porque quando se moldavam os corpos de provas havia amolgamento.

Portanto, foram realizados ensaios edométricos em amostras compactadas estaticamente em laboratório nas mesmas condições de campo (na umidade de 1,58% e peso específico aparente seco médio de 15,06 kN/m³) e em amostras compactadas com energia Proctor Normal na umidade ótima (7,5%) e peso específico aparente seco máximo (19,94 kN/m³), Figura 33.

Figura 33- a) Moldagem do corpo de prova estaticamente na $w = 1,58\%$ e $\gamma_{sméd} = 15,06 \text{ kN/cm}^3$, b) Moldagem do corpo de prova com a energia de Proctor Normal na w_{ot} e $\gamma_{máx}$.



Fonte: A autora (2017)

As amostras compactadas nas condições de campo não tem a mesma microestrutura da amostra indeformada, mas as características macroscópicas são semelhantes e irão auxiliar na interpretação dos resultados.

a) Procedimentos para execução do Ensaio Edométrico Simples

Os ensaios edométricos simples foram executados numa prensa tipo Bishop com braço de relação 1:10, com incremento de tensão ($\Delta\sigma/\sigma=1$) no carregamento. Na medição de variação de altura dos corpos de prova utilizou-se um extensômetro com sensibilidade de 0,01 mm.

Após a moldagem das amostras, estas foram condicionadas nas células edométricas (Figura 34 a), num sistema de pedras porosas e papéis filtro inicialmente secos ao ar, e o conjunto posteriormente montado na prensa (Figura 34 b). Inicialmente aplicou-se uma tensão de 1,25 kPa para que ocorresse o assentamento do sistema e posteriormente fosse zerado o extensômetro. Tendo feito isto, foram aplicadas cargas adicionais à célula de adensamento, em estágios, com incremento de tensão de ($\Delta\sigma/\sigma = 1$) no carregamento, para obter tensões totais de 10 kPa a 1280 kPa, até a tensão de inundação.



Fonte: A autora (2018)

Os ensaios nas amostras compactadas foram realizados para as tensões de inundação de 10, 20, 40, 80, 160, 320 e 640 kPa.

A duração de cada estágio de tensão foi basicamente a mesma ao longo de todo o ensaio. Para cada estágio de tensão foram realizadas leituras no extensômetro da altura do

corpo de prova, com resolução de 0,01 mm, nos intervalos de tempo de 0;0,10; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 minutos antes e após a tensão de inundação.

Completadas as leituras correspondentes a todos os carregamentos empregados, efetuou-se o descarregamento do corpo de prova em estágios. O descarregamento ocorreu em 4 estágios, referentes as tensões de 640 kPa, 160 kPa, 40 kPa e 10 kPa. Após ter realizado todo o descarregamento, retirou-se o anel com o corpo de prova da célula de adensamento, enxugou-se as superfícies expostas do corpo de prova e retirou-se porções do material para determinar a umidade final do solo.

Dois ensaios edométricos especiais foram realizados na tensão de 320 kPa. Um corpo de prova a umidade constante foi carregado por estágio até a tensão de 320 kPa, teve medidos seus recalques, como descrito anteriormente, foi descarregado e da amostra foram moldados corpos de provas para observar a microestrutura no MEV. O outro teve as mesmas etapas do primeiro e após a estabilização dos recalques na tensão de 320 kPa foi inundado, o solo colapsou, foi retirada a água de inundação, dessecado sob tensão e descarregado, posteriormente foram moldados os corpos de prova para observar a microestrutura.

3.6.2 Caracterização da Expansibilidade

A expansibilidade foi aferida em amostras do solo indeformada (alteração de rocha) e em amostras compactadas do solo com adição de RCD nas proporções de 10%, 20% e 30%, na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo das misturas.

Nas amostras indeformadas e compactadas foram realizadas ensaios de Expansão “Livre” e Tensão de Expansão.

a) Expansão “Livre”

Os ensaios de Expansão “Livre” determinam a variação de espessura da amostra, em percentual, relacionando a altura inicial com a final, quando a amostra é colocada no edômetro, carregada a uma pequena tensão e posteriormente inundadas. As tensões mais utilizadas são de 1 kPa, 7 kPa e 10 kPa, e em alguns casos, os autores não citam a tensão utilizada, dando a entender que esta fosse nula (JUCÁ e LINS, 1991 apud FERREIRA, 1995).

As amostras indeformadas do solo expansivo e as amostras compactadas das misturas de solo expansivo com RCD foram moldadas em anéis de aço inoxidável com altura de 20,00

mm e área de 40 cm² e foram submetidas a tensão de 10 kPa. A expansão do solo foi acompanhada até sua estabilização.

b) Tensão de Expansão

A tensão de expansão foi determinada no solo expansivo através de seis métodos: Método 1: Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação; Método 2: Expansão e Colapso sob tensão; Método 3: Volume constante; Método 4: Edométrico Duplo; Método 5: Rao et al (1988) e Método 6: Justo et al (1984). Nas misturas de solo expansivo com RCD a tensão de expansão foi determinada apenas pelo Método 3: Volume Constante.

Nas misturas do solo expansivo com RCD as tensões de expansão foram determinadas pelo Método 3 - Volume constante.

No início dos ensaios, foi aplicada uma tensão de 1,25 kPa para que ocorresse o assentamento do sistema e posteriormente fosse zerado o extensômetro. As tensões aplicadas tiveram incremento de ($\Delta\sigma/\sigma = 1$) no carregamento, sendo o valor inicial de 10 kPa e final de 1280 kPa. O descarregamento ocorreu em 4 estágios, referentes as tensões de 640 kPa, 160 kPa, 40 kPa e 10 kPa.

Método 1: Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação - Inicialmente a amostra foi levada a expandir, sendo inundada. Depois disto, cada corpo de prova foi submetido a diferentes tensões verticais de consolidação (10, 20, 80, 160, 320, 640 kPa), aplicadas em estágios, com incremento de tensão de ($\Delta\sigma/\sigma = 1$) no carregamento, sendo o valor inicial de 10 kPa e final de 1280 kPa. As deformações foram medidas em intervalos de tempo de 0;0,10; 0,25; 0,5; 1; 2; 4; 8; 15; 30; 60; 120; 240; 480 e 1440 minutos, até a estabilização ser alcançada. Após a estabilização, a amostra é consolidada com o aumento de tensão, até que a altura inicial da amostra seja alcançada. A tensão máxima obtida é a tensão de expansão da amostra. A tensão de expansão corresponde à média das tensões obtidas nos seis corpos de prova, correspondente a altura inicial.

Método 2: Expansão e Colapso sob tensão - Consiste em aplicar em cada amostra de solo uma das tensões a seguir: 10, 20, 80, 160, 320 e 640 kPa, que foram aplicadas por estágios, sendo a amostra, em seguida, inundada e medidas as deformações ocorridas. Os resultados deste ensaio são utilizados para traçar uma reta, em papel semi-logarítmo, com os pontos que correspondem as tensões aplicadas e as deformações ocorridas para cada tensão. A partir desta

reta, encontra-se a tensão de expansão que é obtida por extrapolação, correspondente a deformação zero.

Método 3: Volume constante - Consiste em inundar um corpo de prova, ajustado na prensa edométrica, e à medida que o solo aumentava de volume, aplicava-se uma tensão para impedir a expansão. A tensão de expansão do solo à volume constante corresponde a soma das tensões aplicadas ao corpo de prova.

Método 4: Edométrico Duplo - Consiste em determinar a tensão de expansão através do ensaio edométrico duplo. A tensão de expansão corresponde aquela que apresentar, no corpo de prova inundado, o mesmo índice de vazios do corpo de prova na umidade natural.

Método 5: Rao et al. (1988) - Consiste em aplicar pequenas tensões sobre o corpo de prova, quando inundado, para impedir a variação de volume. Após atingir a tensão de volume constante, aplica-se tensões como no ensaio de adensamento. De acordo com Rao et al. (1988), a tensão de expansão é obtida através de procedimento gráfico similar ao utilizado para determinação da tensão de pré-consolidação de uma argila saturada.

Método 6: Justo et al. (1984) - Neste método a tensão de expansão é obtida através da interseção da curva de inundação sob tensão com a curva de umidade constante.

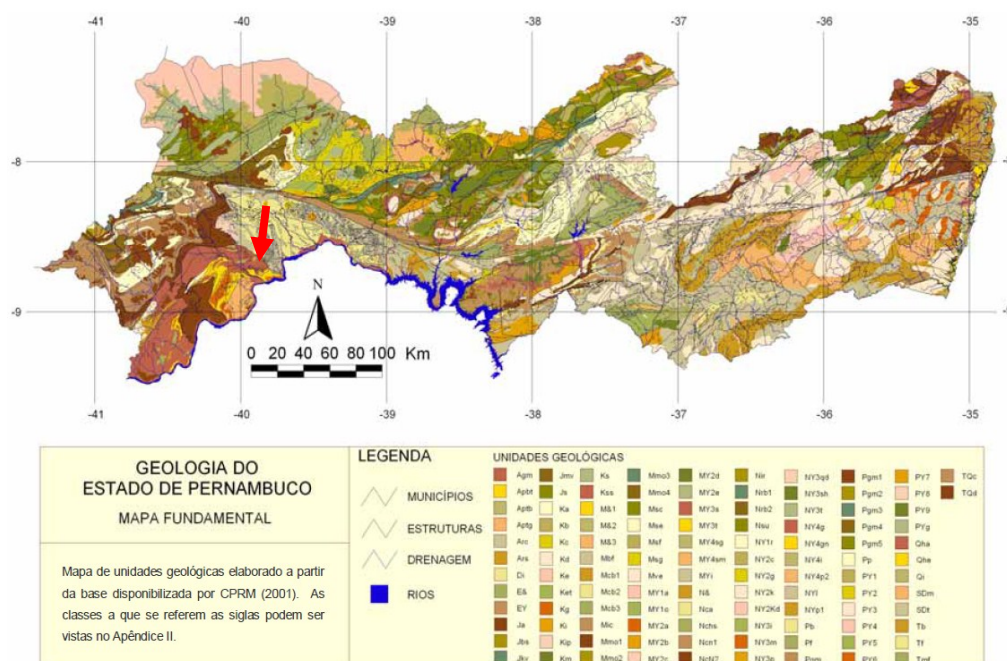
4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

São apresentadas a caracterização geológica, pedológica, de suscetibilidade ao colapso e a expansão, bem como os resultados dos ensaios de caracterização Física, Mecânica, Química e Microestrutural das amostras do solo colapsível indeformada e compactada, bem como do solo expansivo e das misturas de solo expansivo com RCD.

4.1 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA, PEDOLÓGICA E DE SUSCETIBILIDADE AO COLAPSO E A EXPANSÃO

As amostras de solo de Santa Maria da Boa Vista-PE são caracterizadas, de acordo com o Mapa de Unidades Geológicas de Pernambuco, como Qha (Cenozóico-Quaternário), solo composto por sedimentos aluvionares, arenosos, argilosos e conglomeráticos, ver Figura 35. A unidade litoestratigráfica é de sedimentos holocênicos. A mineralogia dominante é o quartzo e a secundária é o feldspato. Neste solo a suscetibilidade ao colapso e a expansão é média.

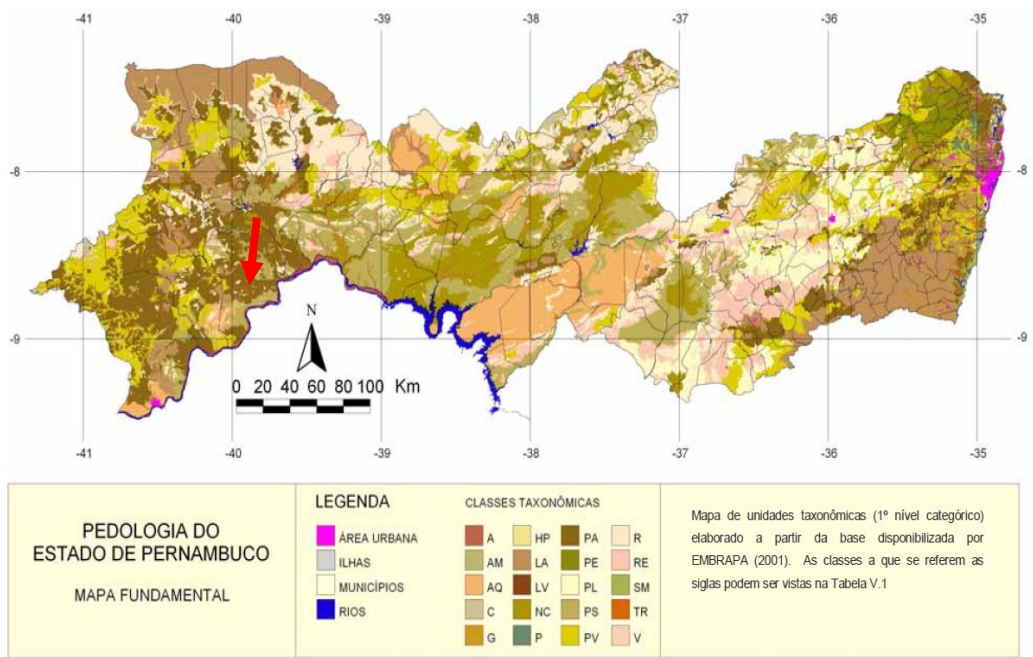
Figura 35: Mapas de Unidades Geológicas do Estado de Pernambuco



Fonte: Adaptado de CPRM (2001)

Quanto à pedologia, as amostras de solo desta pesquisa são caracterizadas como PA-Podzólico Amarelo, Figura 36.

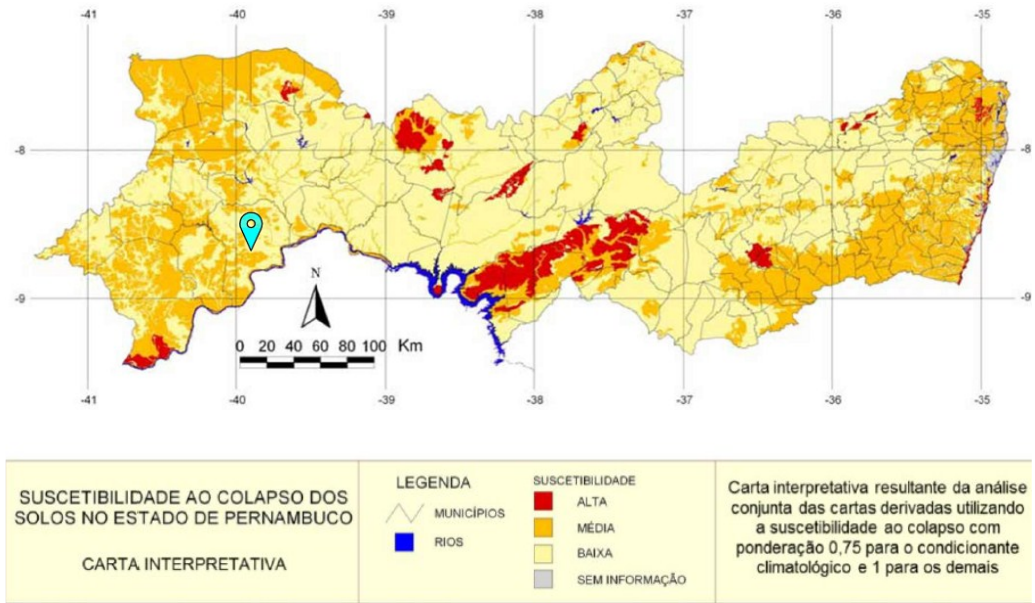
Figura 36: Mapa Pedológico do Estado de Pernambuco



Fonte: Adaptado de EMBRAPA (2001)

De acordo com o Mapa de Suscetibilidade ao Colapso e o Mapa de Suscetibilidade à Expansão dos solos no Estado de Pernambuco elaborado por Amorim (2004), as amostras de solo utilizadas nesta pesquisa possuem suscetibilidade ao colapso e à expansão média, ver Figura 37.

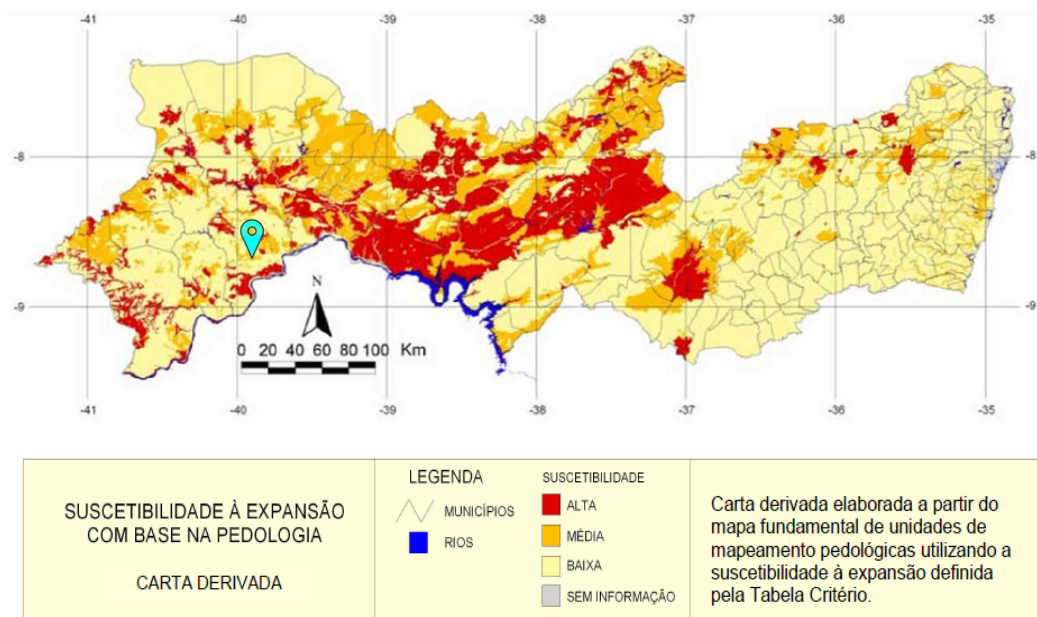
Figura 37: Mapa de Suscetibilidade ao colapso dos solos no Estado de Pernambuco



Fonte: Adaptado de Amorim (2004)

Conforme o Mapa de Suscetibilidade à Expansão dos solos no Estado de Pernambuco, as amostras de solo utilizadas nesta pesquisa possuem suscetibilidade à expansão média, Figura 38.

Figura 38: Mapa de Suscetibilidade à expansão dos solos no Estado de Pernambuco



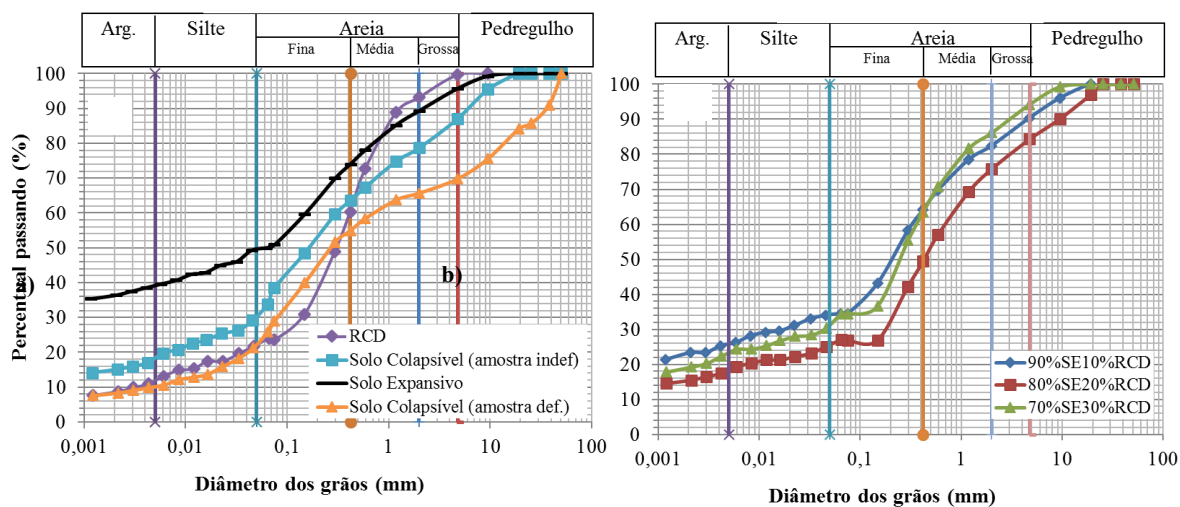
Fonte: Adaptado de Amorim (2004)

4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

As curvas granulométricas do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do expansivo e do RCD são apresentados na Figura 39a e do solo expansivo e do RCD utilizados nas misturas encontram-se na Figura 39b.

Os resultados das frações granulométricas, dos limites de consistência, dos pesos específicos real dos grãos, das classificações SUCS e TRB e dos índices de atividade encontram-se na Tabela 19.

Figura 39- Curvas granulométricas: a) Do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do expansivo e do RCD e b) Das misturas de solo expansivo com RCD



Fonte: A autora (2018)

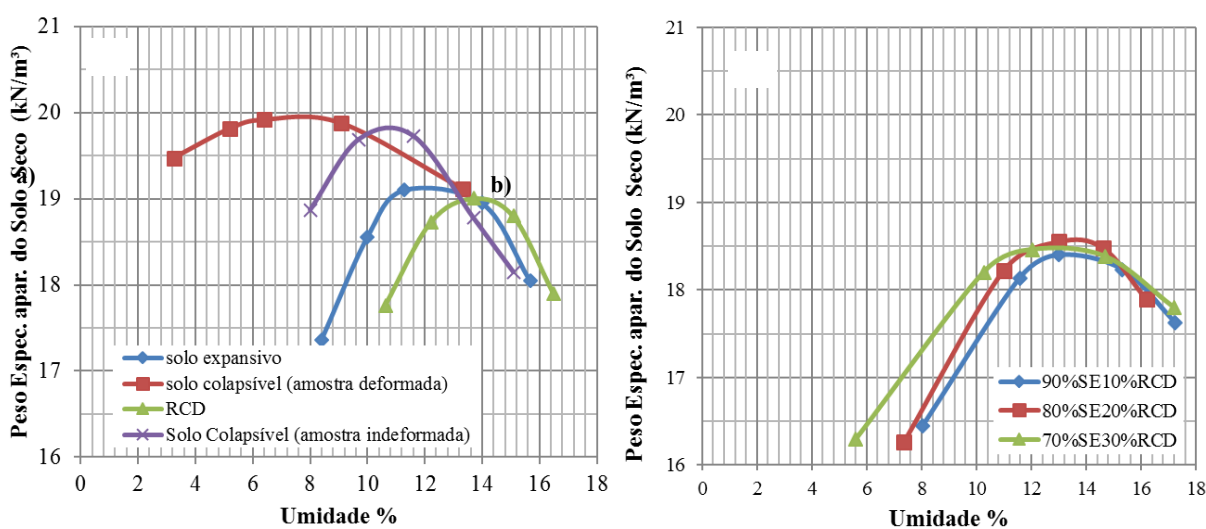
Tabela 19- Caracterização Físicas dos solos colapsíveis, do expansivo, do RCD e das misturas

Ensaio		Solo Colapsível (amostra deformada)	Solo Colapsível (amostra indeformada)	Solo Expansivo	RCD	90%SE-10%RCD	80%SE-20%RCD	70%SE-30%RCD
Frações Granulométricas	Pedregulho (%)	30	13	5	1	10	16	6
	Areia (%)	48	57	45	77	56	59	63
	Silte (%)	12	12	11	10	8	7	8
	Argila (%)	10	18	39	12	26	18	23
Limites de Consistência	LL (%)	NL	23	28	NL	23	22	22
	LP (%)	NP	14	16	NP	14	15	16
	IP (%)	-	9	12	-	9	7	6
	LC (%)	NC	-	17	NC	14	14	14
Peso Específico Real dos Grãos (kN/m³)		26,46	26,70	26,11	26,35	26,42	26,42	26,39
Classificação Unificada		SM	SC	CL	SM	SC	SC	SC
Classificação da TRB		A-2-4	A-4	A-6	A-2-4	A-2-4	A-2-4	A-2-4
Umidade Ótima (%)		7,5	10,80	12,50	13,69	13,70	13,50	13,00
Peso esp. Apar. Seco máximo (kN/m³)		19,94	19,80	19,25	19,00	18,40	18,60	18,50
Atividade Ia=IP/%<0,002mm		-	0,60	0,33	0,00	0,39	0,46	0,32

Fonte: A autora (2018)

As curvas de compactação do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do solo expansivo, do RCD e misturas de solo expansivo com RCD estão representadas na Figuras 40.

Figura 40- a) Curvas de compactação do solo colapsível (amostra deformada e indeformada), do solo expansivo e do RCD; b) Curvas de compactação das misturas de solo expansivo com RCD



Fonte: A autora (2018)

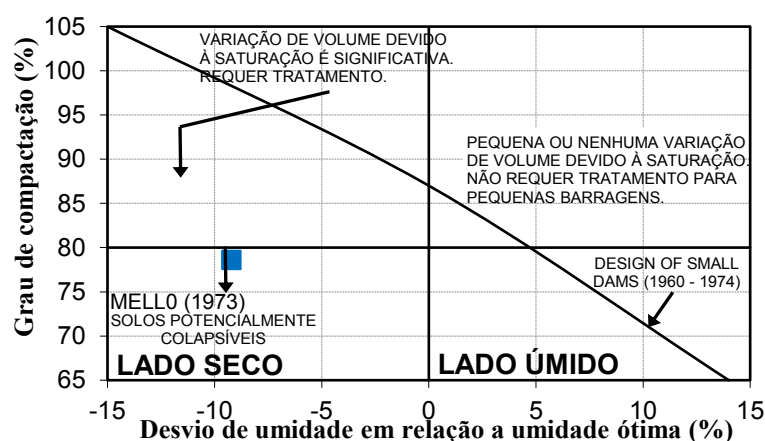
O solo colapsível (amostra deformada) é constituído por 10% de argila, 12% de silte, 48% de areia e 30 % de pedregulho. Trata-se de um solo Não Líquido e Não Plástico. A densidade real dos grãos do solo colapsível é 2,646. Na classificação SUCS é uma areia siltosa (SM) e na classificação TRB se enquadra no grupo A-2-4 (pedregulho ou areia siltosa ou argilosa). A umidade ótima e peso específico aparente seco máximo do solo colapsível são 7,5% e 19,94 kN/m³, respectivamente.

O solo colapsível (amostra indeformada) é constituído por 18% de argila, 12% de silte, 57% de areia e 13 % de pedregulho. Apresenta Limite de Liquidez de 23%, Limite de Plasticidade de 14% e tem índice de plasticidade de 9%, o que o classifica como um solo de média plasticidade ($7 < IP < 15$) e atividade normal ($I_a = 0,60$). A densidade real dos grãos do solo colapsível é 2,670. Na classificação SUCS é uma areia argilosa (SC) e na classificação TRB se enquadra no grupo A-4 (solos siltosos).

De acordo com o ensaio de compactação, a umidade ótima e peso específico aparente seco máximo do solo colapsível (amostra indeformada) é de 10,80% e 19,80 kN/m³,

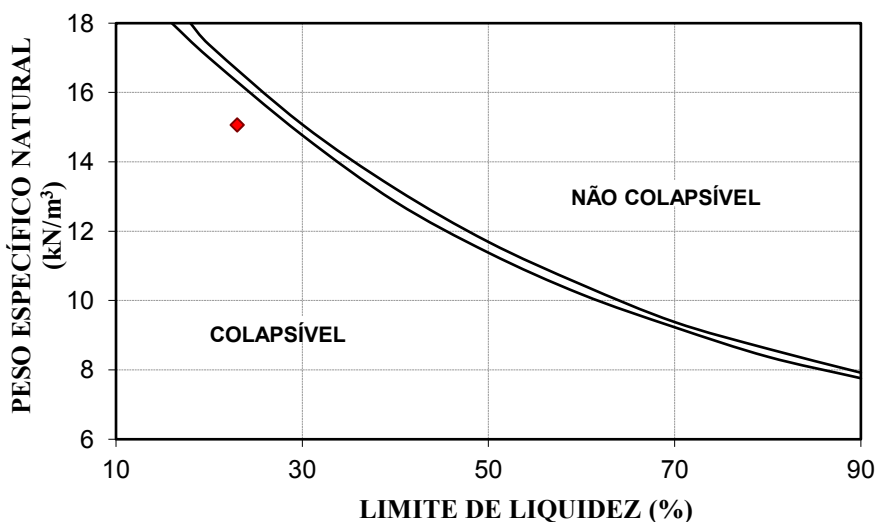
respectivamente, enquanto na amostra de solo colapsível deformada os valores são 7,5% e 19,94 kN/m³. Na classificação de Design of Small Dams (1960-1978) e de Gibbs e Bara (1962), o solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista é identificado como verdadeiramente colapsível e colapsível, respectivamente, Figura 41 e 42.

Figura 41- Classificação de solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista pelo Critério de DESIGN OF SMALL DAMS (1960 – 1974)



Fonte: Adaptado de Mello (1973)

Figura 42-Classificação de solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista pelo Critério de GIBBS e BARA (1962)



Fonte: Adaptado de Gibbs e Bara (1962)

O solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista é constituído por 39% de argila, 11% de silte, 45% de areia e 5% de pedregulho (Tabela 19). Tem índice de plasticidade de 12% o que o classifica como um solo de média plasticidade e atividade normal ($I_a=0,33$). A densidade real

dos grãos do solo expansivo é 2,611. O solo pertence ao Grupo CL (Argilas de baixa plasticidade) pela classificação do SUCS e A-6 (solos argilosos) pela classificação TRB. De acordo com os métodos de classificação de Skempton (1953) o solo é inativo e segundo Willams (1957), Daksanamurthy & Raman (1973), Seed et al. (1962) e Chen (1965) o solo é de baixa expansividade.

O RCD é constituído por 12% de argila, 10% de silte, 77% de areia e 1% de pedregulho. Possui comportamento de solos granulares, não apresentando Limite de Liquidez, de Plasticidade e de Contração (Tabela 19). A densidade real dos grãos do RCD é 2,635. Considerando as classificações da SUCS e TRB utilizadas para solos no RCD, este pode ser classificado como SM (areia siltosa) e A-2-4 (pedregulho ou areia siltosa ou argilosa), respectivamente. A densidade real do RCD foi de 2,635, semelhante aos valores encontrados em outras pesquisas, conforme apresentado na Tabela 20.

Tabela 20- Comparativo da densidade real do RCD com outras pesquisas

Tipo de Resíduo	Densidade Real	Autor
RCD	2,635	Esta pesquisa (2018)
RCD	2,641	Barbosa (2013)
RCD	2,640	Silva (2018)
RCD	2,620	Macedo (2016)
RCD	2,604	Santos Neto (2015)

Fonte: A autora (2018)

Avaliando-se o solo expansivo e o RCD, percebe-se que a umidade ótima dos mesmos possui valores relativamente elevados, isso se deve à presença de materiais cerâmicos no RCD e da quantidade de argila presente no solo expansivo; estes materiais provocam alta absorção de água (Tabela 21). A partir dos resultados do ensaio de compactação, percebe-se que o RCD apresenta um peso específico aparente seco máximo de 19,00 kN/m³ e umidade ótima de 13,69%; resultados semelhantes foram encontrados na pesquisa de alguns autores, conforme Tabela 21.

Tabela 21- Resultados do ensaio de compactação do RCD utilizado em outras pesquisas

Tipo de Resíduo	W _{ot} (%)	$\gamma_{sm\acute{a}x}$ (kN/m ³)	Autor
RCD	13,69	19	Esta Pesquisa (2018)
RCD	13,4	19,1	Macedo (2016)
RCD	13,52	18,72	Silva (2018)
RCD	12,62	18,55	Barbosa (2013)

Fonte: A autora (2018)

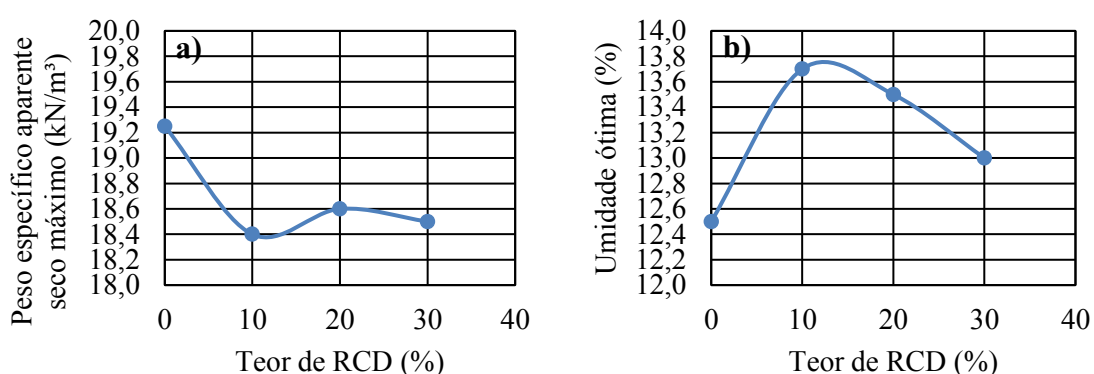
A adição do RCD ao solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista modifica a caracterização física dos solos. Há diminuição dos percentuais de argila e silte e aumento nos percentuais de areia e pedregulho. A diminuição dos percentuais de argila deve-se ao peneiramento realizado antes de fazer as misturas de solo expansivo com RCD, onde o solo expansivo utilizado foi o passante na peneira N° 100 e o RCD utilizado foi o retido na peneira N° 100. A amostra de 80%SE20%RCD apresentou a maior redução no percentual de argila entre as três misturas de solo expansivo com RCD. A densidade real do solo expansivo e das misturas com RCD praticamente não apresenta variações, isto se deve aos dois materiais possuírem os respectivos valores individuais muito próximos. Ao adicionar RCD ao solo expansivo, o Limite de Liquidez assim como o Índice de Plasticidade diminuíram, isso se deve à diminuição dos percentuais de argila à medida que se acrescenta RCD. As misturas 90%SE10%RCD, 80%SE20%RCD e 70%SE30%RCD foram classificadas como SC (Areias argilosas) pela classificação SUCS e A-2-4 (pedregulhos ou areias siltosos ou argilosos) pela classificação TRB.

Com o acréscimo de RCD ao solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista houve mudança em suas características para uso em subleito. O solo expansivo quando misturado ao RCD passa de A-6 para A-2-4, ou seja, deixou de ter um comportamento como subleito de sofrível a mau e passa a ter comportamento de excelente a bom. Segundo a classificação de Jenkins citado por Caputo (1988), a amostra de solo expansivo ($7 < IP < 15$) e as misturas de 90%SE10%RCD ($7 < IP < 15$) e de 80%SE20%RCD ($7 < IP < 15$) são medianamente plásticas, enquanto a amostra de 70%SE30%RCD ($1 < IP < 7$) é fracamente plástica.

Nas misturas de solo expansivo com RCD houve uma pequena diminuição no peso específico aparente seco máximo e um aumento na umidade ótima. O menor valor de $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e o maior valor de W_{ot} dentre as misturas de solo expansivo/RCD ocorre na mistura de 90%SE10%RCD.

Resultado semelhante ao de Santos Neto (2015), que ao estudar a mistura de um solo colapsível ($\gamma_{sm\acute{a}x} = 18,50 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 7,30\%$) com RCD ($\gamma_{sm\acute{a}x} = 13,39 \text{ kN/m}^3$, $w_{ot} = 19,72\%$) obteve uma diminuição no peso específico aparente seco máximo e um aumento na umidade ótima. O aumento da umidade ótima foi acompanhado da redução do peso específico aparente seco máximo, a recíproca também é verdadeira, isso acontece para que seja mantida a mesma capacidade de suporte e energia de compactação em todas as amostras ensaiadas (Figura 43).

Figura 43- a) Comparativo entre peso específico aparente seco máximo e teor de RCD e b) Comparativo entre umidade ótima e teor de RCD



Fonte: A autora (2018)

A classificação do grau de expansividade das amostras pelos métodos de Chen (1965) encontra-se na Tabela 22. De acordo com este método tanto o solo como as misturas de solo/RCD apresentam grau de expansividade baixo, pois os Limites de Liquidez são menores do que 30%.

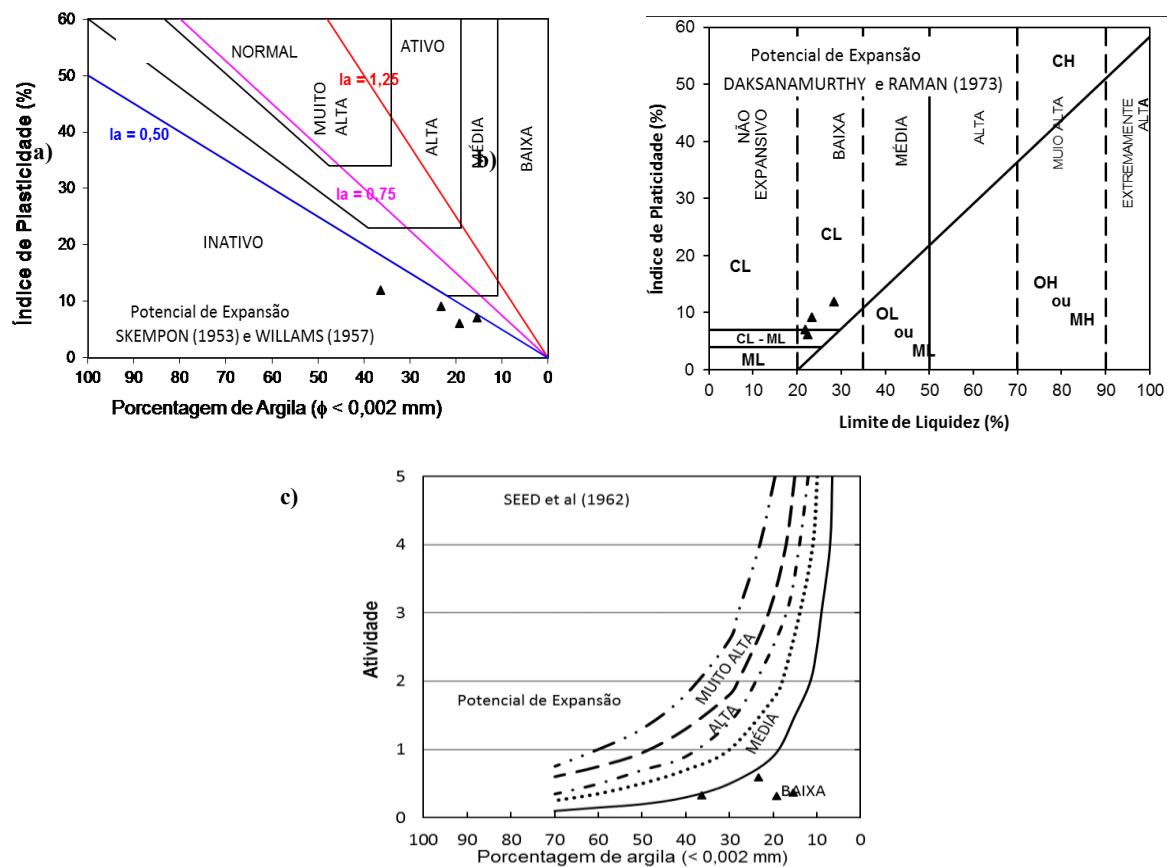
Tabela 22- Classificação do grau de expansividade dos solos pelo método de Chen (1965)

Amostras	LL (%)	Grau de Expansividade Chen (1965)
Solo Expansivo	$28 < 30$	Baixo
90%SE10%RCD	$23 < 30$	Baixo
80%SE20%RCD	$22 < 30$	Baixo
70%SE30%RCD	$22 < 30$	Baixo

Fonte: A autora (2018)

De acordo com os métodos de classificação de grau de expansividade de Skempton (1953) e Willams (1957) o solo e as misturas de solo/RCD são considerados inativos e pelos critérios de Daksanamurthy & Raman (1973) e Seed et al. (1962) o solo bem como as três misturas de solo/RCD são foram considerados com baixa expansividade, Figura 44.

Figura 44- Classificação de grau de expansividade do solo de Santa Maria da Boa Vista: a) Critérios de Skempton (1953) e Willams (1957); b) Critério de Daksanamurthy & Raman (1973) e c) Critério de Seed et al. (1962)



Fonte: Adaptado de Skempton (1953) e Willams (1957); Daksanamurthy e Raman (1973) e Seed et al. (1962).

4.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Os resultados da caracterização química do solo colapsível, do expansivo e do RCD estão expressos na Tabela 23.

Tabela 23- Resultados da Caracterização Química das amostras

Determinações	Unidades	Amostras		
		Solo Colapsível	Solo Expansivo	RCD
Terra fina (tf)	%	100	100	100
pH em água	-	7,60	5,87	7,45
pH em KCl	-	4,94	3,62	5,52
pH em CaCl ₂	-	5,02	4,70	4,99
Carbono Orgânico	g/kg	0,38	0,26	0,76
Matéria Orgânica	g/kg	0,66	0,45	1,31
Alumínio trocável (Al ⁺⁺⁺)	cmol _c /kg	0,00	0,10	0,00
Ca ⁺⁺ trocável	cmol _c /kg	3,50	6,70	20,30
Mg ⁺⁺ trocável	cmol _c /kg	12,50	7,40	1,30
Na ⁺ trocável	cmol _c /kg	0,1	1,5	0,2
K ⁺ trocável	cmol _c /kg	0,3	0,1	0,3
% saturação de Sódio (n)	%	0,22	5,01	0,67
H ⁺ + Al ⁺⁺⁺ extraível	cmol _c /kg	11,00	13,90	0,60
Valor de S (soma de cátions)	cmol _c /kg	16,36	15,64	22,07
Hidrogênio extraível (H ⁺)	cmol _c /kg	5,00	0,20	21,00
Valor de CTC (Cap. Troca Cátions)	cmol _c /kg	27,36	29,54	22,67
Valor de V (% Sat. de Base)	%	59,80	52,95	97,35
% Saturação de Alumínio (m)	%	0,00	0,01	0,00
% água no extrato saturação	%	25,0	38,2	30,8
Cond. Elétrica no ext. sat.	mS/cm/25°C	196,0	577,4	1318,0

Legenda (fórmulas utilizadas): $S = Na^{++} + K^{+} + Ca^{2++} + Mg^{2+}$, $CTC = S + Al^{3++} + H^{+}$, $V = 100 \times S/T$; $m = (100 \times Al^{3+}) / (S + Al^{3+})$, $n = 100 \times Na^{+}/T$.

Fonte: A autora (2018)

Os valores de pH e ΔpH encontrados nos solos expansivo, colapsível e RCD e a classificação das amostras de acordo com os valores do pH estão apresentados nas Tabelas 24 e 25 respectivamente.

Tabela 24- Resultados do pH e ΔpH para os solos expansivo, RCD, solo colapsível

Determinações	Amostras		
	Solo Colapsível	Solo Expansivo	RCD
pH em água	7,60	5,87	7,45
pH em KCl	4,94	3,62	5,52
pH em CaCl ₂	5,02	4,70	4,99
ΔpH	-2,66	-2,25	-1,93

Fonte: A autora (2018)

Tabela 25- Classificação dos solos em função do pH segundo Guimarães (2002)

Determinações	Classificação segundo Guimarães (2002)		
	Solo Colapsível	Solo Expansivo	RCD
pH em água	Alcalino	Moderadamente ácido	Alcalino
pH em KCl	Ácido	Extremamente ácido	Moderadamente ácido
pH em CaCl ₂	Ácido	Ácido	Ácido

Fonte: A autora (2018)

A variação entre o pH em água e o pH em KCl ($\Delta\text{pH} = \text{pH}(\text{KCl}) - \text{pH}(\text{água})$) está associada à presença de argilominerais em processo de intemperização e à presença de alumínio trocável (H^+ , Al^{3+}), responsável pela floculação do argilomineral (PAIVA, 2016). Segundo Kiehl (1979) apud Moraes (2017), quando o valor de ΔpH é negativo indica a predominância de argilas silicatadas e quando é positivo indica a presença de óxidos de ferro e de alumínio.

Baseado na classificação de Kiehl (1979) apud Moraes (2017), para todas as amostras ensaiadas verificou-se um ΔpH negativo indicando que os solos têm predominância de argilas silicatadas.

Analisando os resultados de outras pesquisas do estado de Pernambuco, Moraes (2017) ao estudar o solo de Paulista encontrou um pH em água de 4,91 (ácido), pH em KCl (extremamente ácido) de 3,34 e pH em CaCl₂ de 3,62 (extremamente ácido), semelhante ao solo expansivo no pH em KCl. Paiva (2016) ao estudar o solo de Ipojuca encontrou um pH em água de 5,55 (moderadamente ácido), pH em KCl (extremamente ácido) de 3,57 e pH em CaCl₂ de 4,82 (ácido), semelhante ao solo expansivo desta pesquisa.

Os cátions Na^+ , K^+ , Ca^{2+} e Mg^{2+} são denominados de bases trocáveis e os íons H^+ + Al^{3+} são conhecidos por acidez extraível. A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) é calculada através das somas dos cátions (S) com a soma dos íons H^+ , Al^{3+} . O solo colapsível apresentou uma capacidade de troca catiônica de 27,36 cmol_c/kg, o solo expansivo de 29,54 cmol_c/kg e o RCD de 22,67 cmol_c/kg. O Embrapa (2001) utiliza como referência 27 cmol_c/kg para distinguir valores altos de CTC dos valores baixos. Analisando-se os valores encontrados nas amostras pesquisadas, o solo expansivo e o solo colapsível apresentam valores altos de CTC e o RCD apresenta baixa capacidade de troca catiônica.

Buol et al. (1997) indica que valores de CTC maiores do que 20 cmol_c/kg, podem apresentar altos percentuais de montmorilonita. Levando em consideração as amostras

estudadas, todas possuem valores de CTC acima de 20 cmol_c/kg, portanto devem apresentar altos teores de montmorilonitas.

De acordo com o Embrapa (2001), os solos são considerados ricos se possuírem valor superior a 5% de matéria orgânica. No casos das amostras estudadas, o valor de matéria orgânica é inferior a 5%, portanto, nenhuma amostra é rica em matéria orgânica.

As amostras de solo colapsível, solo expansivo e RCD apresentam percentual de saturação e base (V) superior a 50%, o que os caracteriza como solos eutróficos. Os valores de saturação com sódio (n) são inferiores a 15%, portanto possuem baixa saturação com sódio. A condutividade elétrica do extrato de saturação é baixa no solo colapsível, expansivo e RCD (577,4; 196,0 e 1318,0 mS/cm/25°C).

Os percentuais dos Óxidos e de Perda de fogo presentes nos solos colapsível e expansivo e no RCD, obtidos pelo Método da Fluorescência de raio-X, estão apresentados na Tabela 26.

Tabela 26: Valores dos percentuais de óxidos e das perdas de fogo do solo colapsível, solo expansivo e RCD

Óxidos	Solo Colapsível	Solo Expansivo	RCD
Na ₂ O	1,09	1,03	0,38
MgO	0,84	1,63	1,09
Al ₂ O ₃	14,95	21,43	17,74
SiO ₂	71,56	58,31	52,64
P ₂ O ₅	0,06	0,06	0,26
K ₂ O	4,89	2,65	1,63
CaO	1,37	1,28	12,12
TiO ₂	0,66	1,00	0,87
MnO	0,05	Nd	0,05
Fe ₂ O _{3t}	2,36	6,11	3,30
Outros	0,32	0,26	3,67
P.F	1,85	6,24	6,25
Total	100,00	100,00	100,00

Fonte: A autora (2018)

Os resultados estão expressos em peso%. A análise química das amostras analisadas

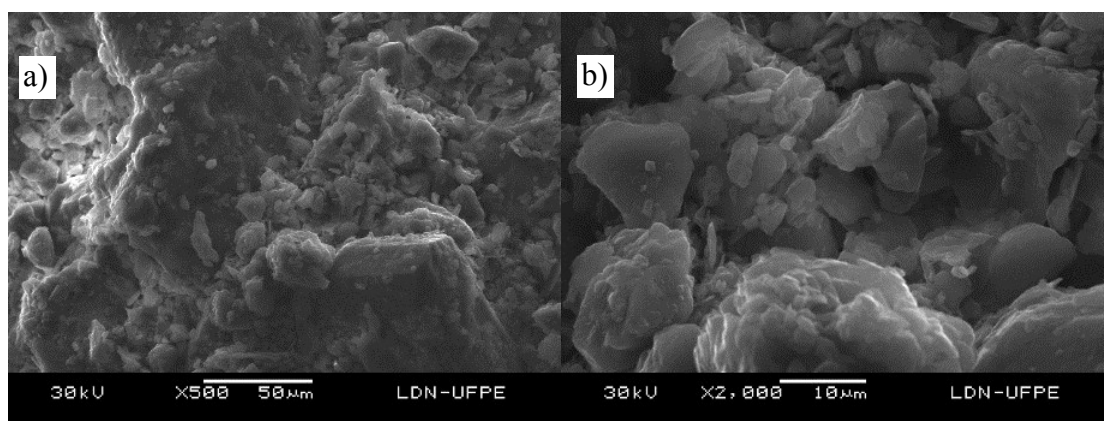
mostram que os maiores constituintes são SiO_2 e Al_2O_3 . O solo colapsível apresentou maior percentual de óxidos de silício. O RCD apresenta elevado percentual de CaO , sua origem está associada a presença de cal em diversos componentes construtivos. Como os teores de Fe_2O_3 são menores que 80 g/kg, os solos e o RCD são considerados hipoférricos.

4.4 CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

As eletromicrografias dos solos colapsível e expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE foram obtidas através da Microscopia Eletrônica de Varredura.

O solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista compactado na condição de campo ($w = 1,58\%$ e $\gamma_{\text{max}} = 15,06 \text{ KN/m}^3$) apresenta uma matriz constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são quase totalmente de quartzo, sendo de tamanhos variados e de formas subarredondadas e subangulares (Figura 45a). A argila reveste total ou parcialmente os grãos do esqueleto (areia), quase sempre não se estendendo ou formando pontes entre eles. Este tipo de estrutura condiciona a formação predominante de um tipo de porosidade, designada Poros do Empacotamento Simples, que são os espaços vazios resultantes da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas, (Figura 45b).

Figura 45- Eletromicrografias do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista compactado na condição de campo: a) Microestrutura em poros de empacotamento Simples com ligações instáveis entre as partículas, grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas, b) Ligações entre partículas de quartzo por siltes e argilas e empilhamento de Caulinita.

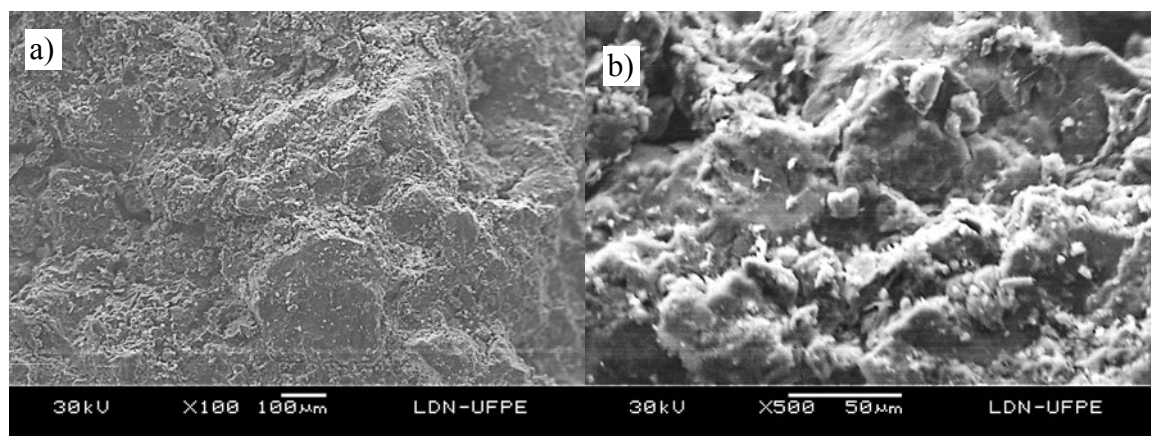


Fonte: A autora (2018)

A matriz do solo expansivo indeformado de Santa Maria da Boa Vista é caracterizada por uma textura fina, compacta, preponderante de argilas silicatadas. Os grãos de quartzo são

permeados pelas frações de siltes e argilas (Figura 46a) . Há presença de montmorilonita. Há uma grande quantidade de poros aplanados, fruto da expansão e contração típicas de argilas expansivas (Figura 46b). Cavidade “Vugh” também ocorre, sendo predominante do tipo interconectada.

Figura 46- Eletromicrografias do solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista compactado na condição indeformado: a) Textura fina, compacta, preponderante de argilas silicatadas e poros aplanados. b) Os grãos de quartzo permeados pelas frações de siltes e argilas, presença de montmorilonita e cavidade predominante do tipo interconectada.



Fonte: A autora (2018)

4.5 CARACTERIZAÇÃO HIDRO-MECÂNICA

São apresentados os resultados dos ensaios edométricos simples realizados no solo colapsível na condição indeformada fornecidos pelo LSI (2017), compactado estaticamente nas mesmas condições de campo e compactado na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. Com base nestes resultados é verificada a eficiência da compactação na redução do potencial de colapso do solo colapsível.

No solo expansivo e nas misturas de solo expansivo com RCD são avaliadas a expansão “livre” e a tensão de expansão a fim de se verificar a efetividade da redução da expansão após a adição de RCD ao solo expansivo.

4.5.1 Caracterização de variação de volume devido à inundação no solo colapsível na condição indeformada, compactada na condição de campo e compactada na w_{ot} e $\gamma_{smáx}$

A caracterização de variação volumétrica do solo colapsível na condição indeformada foi realizada por LSI (2017) por meio de ensaios edométricos simples. As condições iniciais e finais dos corpos de provas das amostras do solo colapsível indeformado e os valores dos potenciais de colapso referentes a cada tensão de inundação aplicada estão apresentados na Tabela 27.

Tabela 27- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaio Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra indeformada

Tensão de Inundação kPa	Índices Físicos Iniciais				Índices Físicos Finais				Potencial de Colapso (%)
	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	E	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	e	
40	15,57	1,58	6,07	0,682	16,74	21,56	100	0,565	5,72
80	14,41	1,59	5,06	0,819	16,29	23,21	100	0,608	9,05
120	15,20	1,58	5,72	0,724	17,25	19,80	100	0,519	8,75

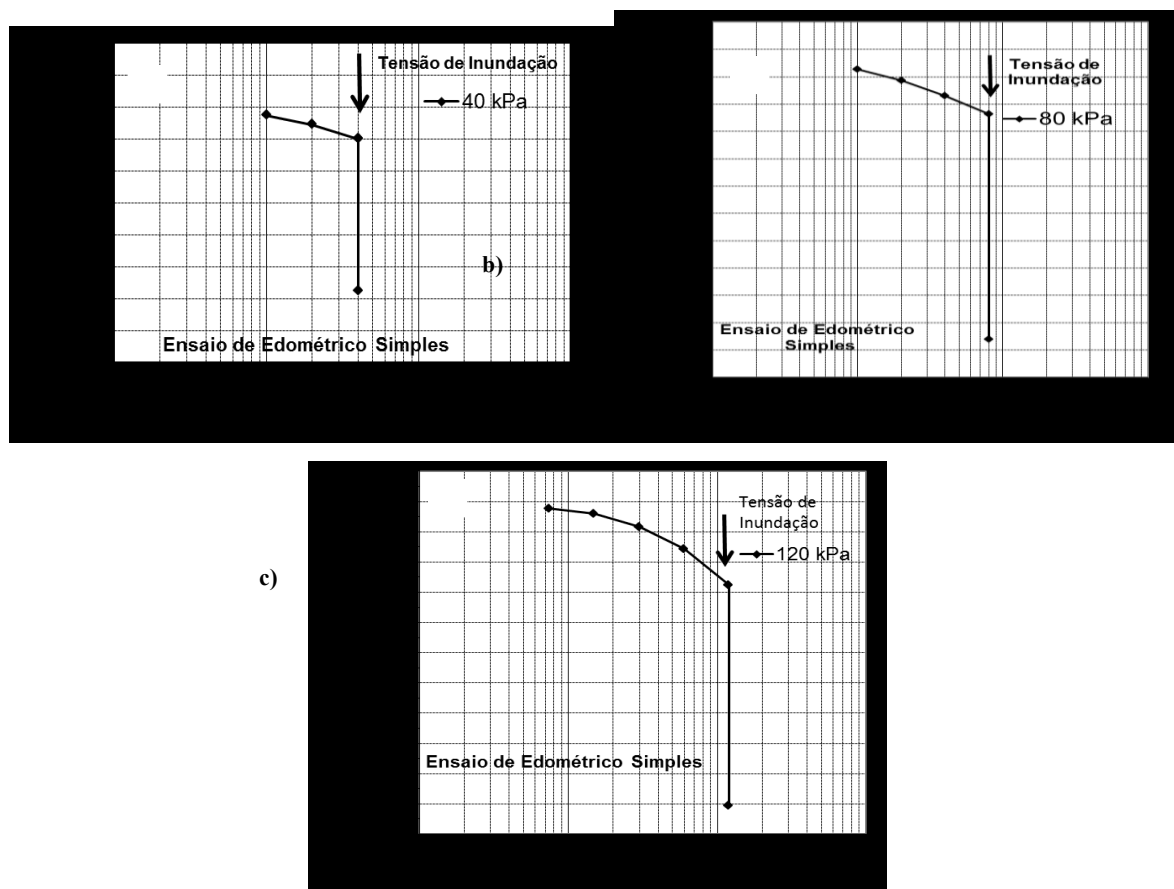
Fonte: LSI (2017)

Onde: γ_s - Peso Específico Aparente Seco, w- Umidade, Sr – Grau de Saturação, e – Índice de Vazios, $CP = 100 \Delta H/H_i$ – Potencial de Colapso, ΔH - Variação da altura do corpo de prova devido à inundação; H_i - Altura do corpo de prova antes da inundação.

De acordo com os resultados dos ensaios, com o aumento da tensão de inundação, para uma mesma umidade inicial, houve crescimento no potencial de colapso. O valor máximo de potencial de colapso ocorreu para a tensão de inundação de 80 kPa.

As curvas de variação de índice de vazios com a tensão vertical de consolidação para as tensões de inundação de 40, 80 e 120 kPa, fornecidas por LSI (2017), são apresentados na Figura 47.

Figura 47- Ensaio edométrico simples das amostras indeformadas para as tensões de inundação de: a) 40 kPa, b) 80 kPa e c) 120 kPa

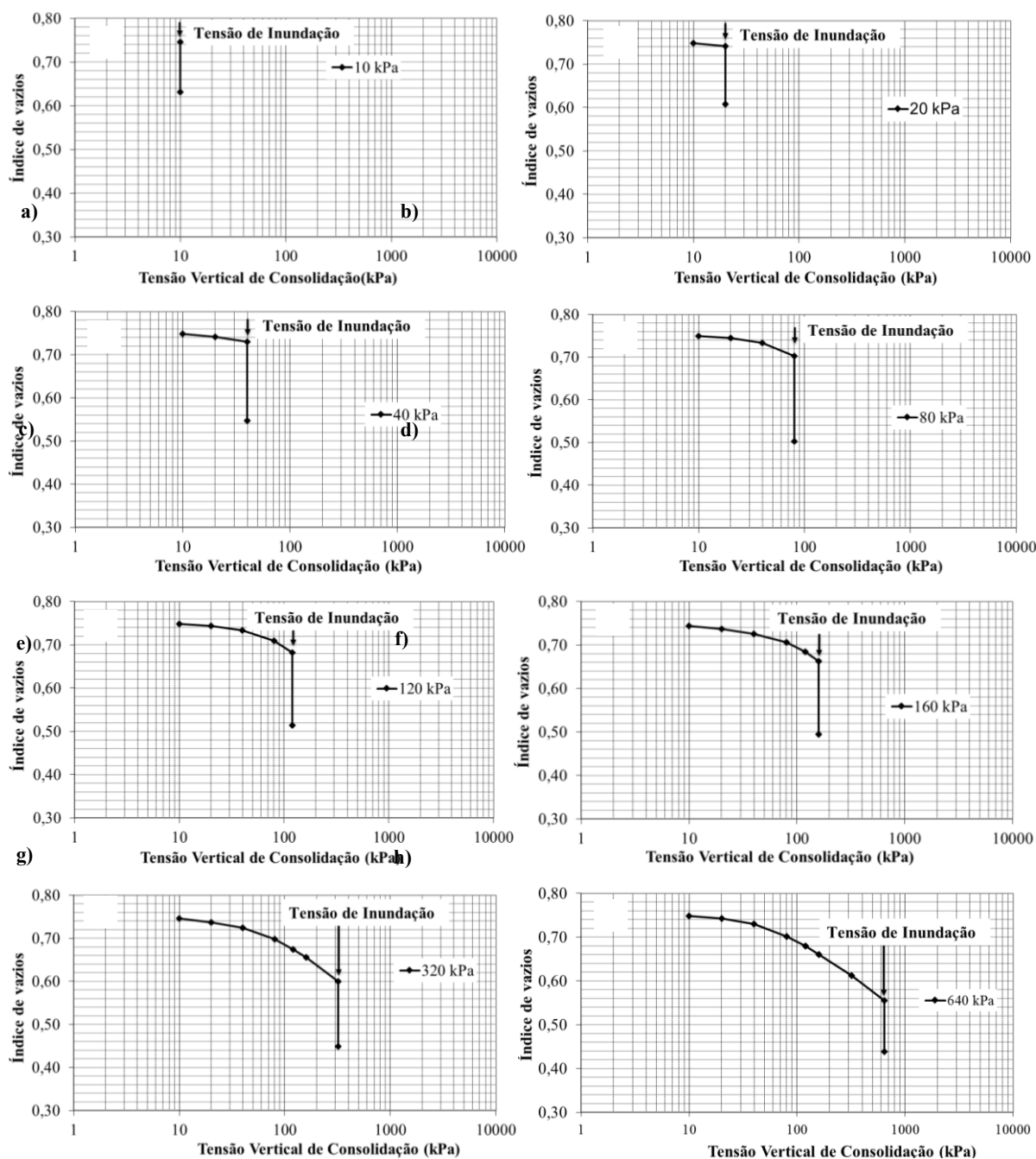


Fonte: LSI (2017)

Segundo o Critério de Vargas (1978), o solo da amostra indeformada é considerado colapsível para todas as tensões de inundação, pois obteve valores de potenciais de colapso maiores do que 2%, Ver Tabela 27.

Com a finalidade de analisar a influência da compactação no solo colapsível, foram realizados ensaios com as amostras compactadas nas mesmas condições de campo e moldadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo. As curvas de variação do índice de vazios com a tensão vertical aplicada no ensaio edométrico simples realizadas em amostras compactadas nas mesmas condições de campo são apresentadas na Figura 48.

Figura 48- Ensaio edométrico simples do solo colapsível nas condições de campo para as tensões de inundação de: a) 10 kPa, b) 20 kPa, c) 40 kPa, d) 80 kPa, e) 120 kPa, f) 160 kPa, g) 320 kPa e h) 640 kPa.



Fonte: A autora (2018)

Observa-se que os valores dos potenciais de colapso da amostra compactada nas condições de campo classificam o solo, de acordo com Vargas (1978), como colapsível para todas as tensões de inundação. Isso mostra que a compactação da amostra nas condições de campo não são suficientes para reduzir o potencial de colapso.

Os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova, bem como os valores dos potenciais de colapso obtidos nos ensaios realizados com as amostras compactadas na umidade e peso específico aparente seco de campo estão apresentadas na Tabela 28.

Tabela 28- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra compactada nas condições de campo

Tensão de Inundação (kPa)	Índices Físicos Iniciais				Índices Físicos Finais				Potencial de Colapso (%)
	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	e	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	e	
10	15,06	1,57	5,49	0,757	19,86	23,50	98,55	0,631	6,59
20	15,06	1,57	5,49	0,757	19,78	22,95	100,00	0,607	7,72
40	15,06	1,57	5,49	0,757	19,78	20,61	99,76	0,547	10,59
80	15,06	1,57	5,49	0,757	19,87	19,02	100,00	0,503	11,71
120	15,06	1,57	5,49	0,757	19,86	19,40	99,98	0,513	9,99
160	15,06	1,57	5,49	0,757	19,86	19,00	100,00	0,495	10,09
320	15,06	1,57	5,49	0,757	19,90	17,00	100,00	0,449	9,46
640	15,06	1,57	5,49	0,757	19,96	16,70	100,00	0,439	7,47

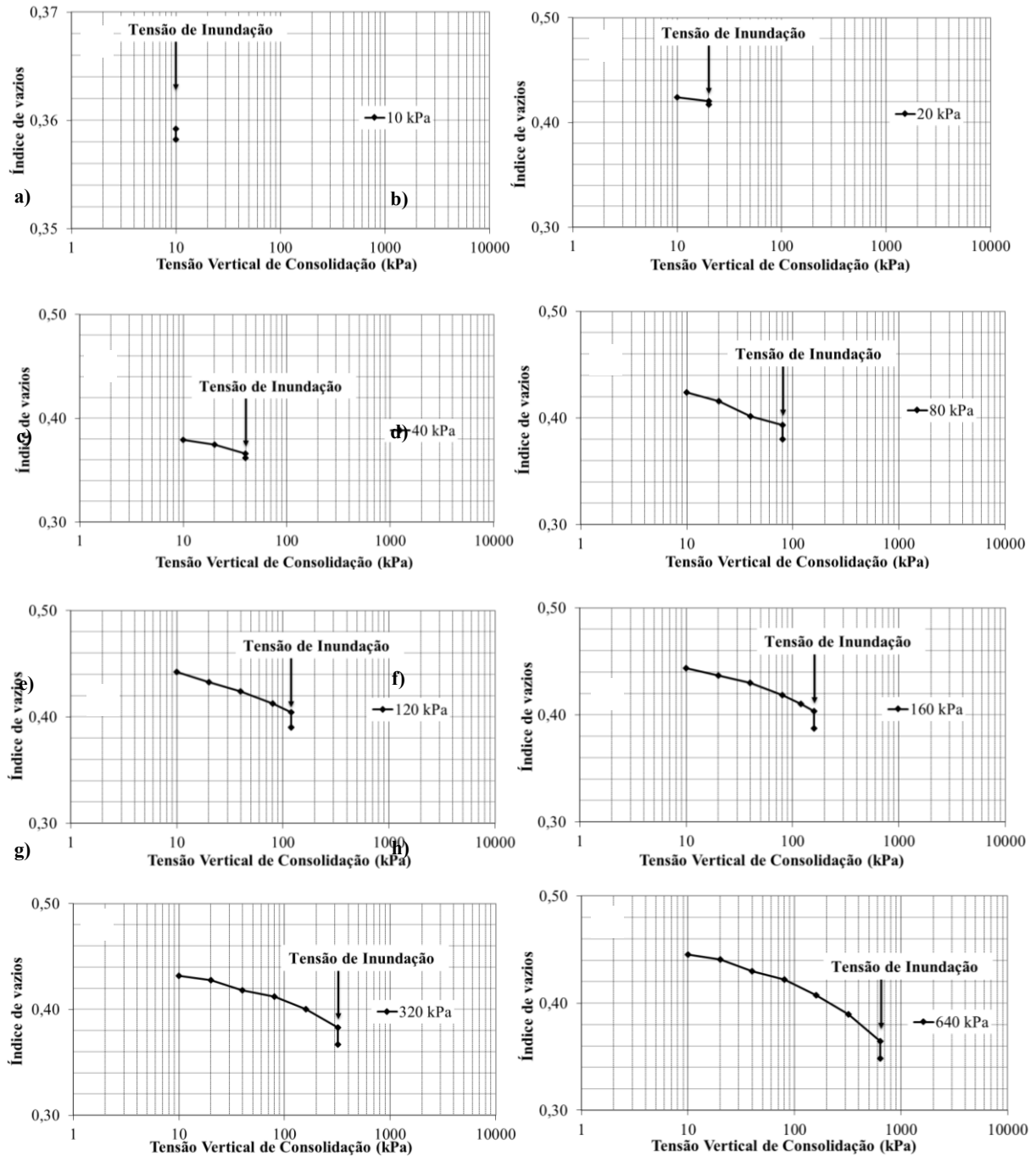
Fonte: A autora (2018)

Onde: γ_s - Peso Específico Aparente Seco, w- Umidade, Sr – Grau de Saturação, e – Índice de Vazios, CP = 100 $\Delta H/H_i$ –Potencial de Colapso, ΔH - Variação da altura do corpo de prova devido à inundação; H_i - Altura do corpo de prova antes da inundação.

As curvas dos ensaios edométricos simples, em amostras compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, para as tensões de inundação de 10, 20, 40, 80, 120, 160, 320 e 640 kPa encontram-se na Figura 49.

Verifica-se que os potenciais de colapso da amostra compactada na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo apresentam uma redução significativa quando comparados aos das amostras na condição indeformada ou compactada nas condições de campo.

Figura 49- Ensaio edométrico simples das amostras compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo para as tensões de inundação de: a) 10 kPa, b) 20 kPa, c) 40 kPa, d) 80 kPa, e) 120 kPa, f) 160 kPa, g) 320 kPa e h) 640 kPa.



Fonte: A autora (2018)

O valor máximo de potencial de colapso é de 1,20% para a tensão de 640 kPa, o que classifica o solo de acordo com o Critério de Vargas (1978), como não colapsível, ver Tabela 36. Isso mostra a eficiência da compactação do solo nas condições de umidade ótima e peso

específico aparente seco máximo, reduzindo os potenciais de colapso tornando o solo não colapsível.

Os índices físicos iniciais e finais dos corpos de prova, bem como os valores dos potenciais de colapso resultantes dos ensaios realizados com as amostras compactadas na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo estão apresentados na Tabela 29.

Tabela 29- Índices físicos iniciais e finais dos Ensaios Edométricos Simples e resultados dos Potenciais de colapso da amostra compactada na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo

Tensão de Inundação (kPa)	Índices Físicos Iniciais				Índices Físicos Finais				Potencial De Colapso (%)
	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	e	γ_s kN/m ³	w(%)	Sr(%)	e	
10	19,36	7,60	54,86	0,367	23,90	13,54	100	0,358	0,07
20	18,49	7,60	46,62	0,431	23,23	15,77	100	0,417	0,22
40	19,09	7,60	52,12	0,386	23,96	13,67	100	0,362	0,30
80	18,46	7,60	46,43	0,433	23,45	14,35	99,93	0,380	0,95
120	18,16	7,30	42,23	0,457	23,16	14,74	100	0,390	1,01
160	18,22	7,30	42,71	0,452	23,35	14,64	100	0,387	1,16
320	18,38	7,14	42,98	0,440	23,34	13,87	100	0,367	1,15
640	18,21	7,14	41,69	0,453	23,08	13,17	100	0,348	1,20

Fonte: A autora (2018)

Onde: γ_s - Peso Específico Aparente Seco, w- Umidade, Sr – Grau de Saturação, e – Índice de Vazios, CP = 100 $\Delta H/H_i$ –Potencial de Colapso, ΔH - Variação da altura do corpo de prova devido à inundação; H_i - Altura do corpo de prova antes da inundação.

Uma comparação dos valores do potencial de colapso na condição indeformada, compactada nas condições de campo e compactada na w_{ot} e $\gamma_{smáx}$ encontra-se na Tabela 30 e na Figura 50. Observa-se que para a tensão de inundação de 80 kPa o potencial de colapso apresentou comportamento de pico tanto para a amostra indeformada como para a amostra compactada. Resultados similares foram encontrados por FERREIRA (1995) e FUCALE (2000).

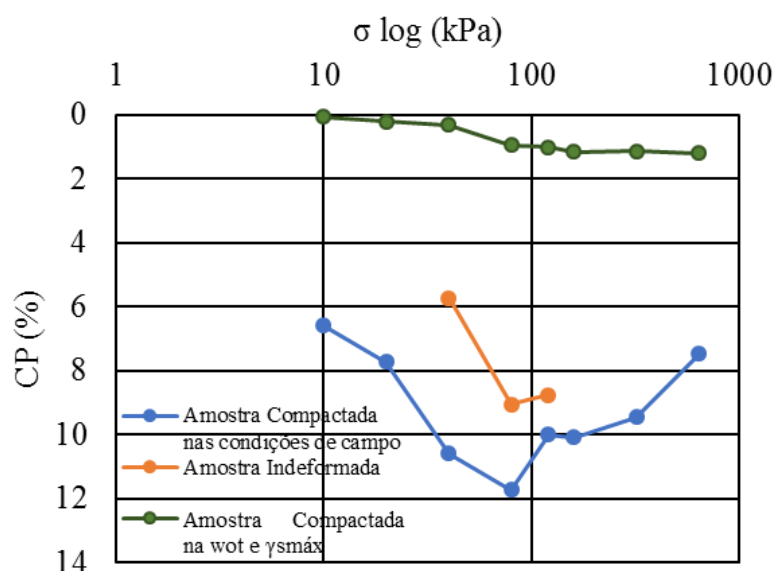
Os potenciais de colapso das amostras compactadas nas condições de campo obtiveram valores superiores aos da amostra indeformada, Tabela 30. Isso se deve à quebra da estrutura das partículas do solo durante o processo de compactação.

Tabela 30-Comparativo dos potenciais de colapso entre as amostras indeformadas, compactadas nas condições de campo e compactadas na w_{ot} e $\gamma_{sm\acute{a}x}$

Tensão de Inundação kPa	Potencial de Colapso das amostras indeformadas (%)	Potencial de Colapso das amostras compactadas nas condições de campo (%)	Potencial de Colapso das amostras compactadas na w_{ot} e $\gamma_{sm\acute{a}x}$ (%)
40	5,72	10,59	0,30
80	9,05	11,71	0,95
120	8,75	9,99	1,01

Fonte: A autora (2018)

Figura 50- Potencial de Colapso x Tensão de inundação

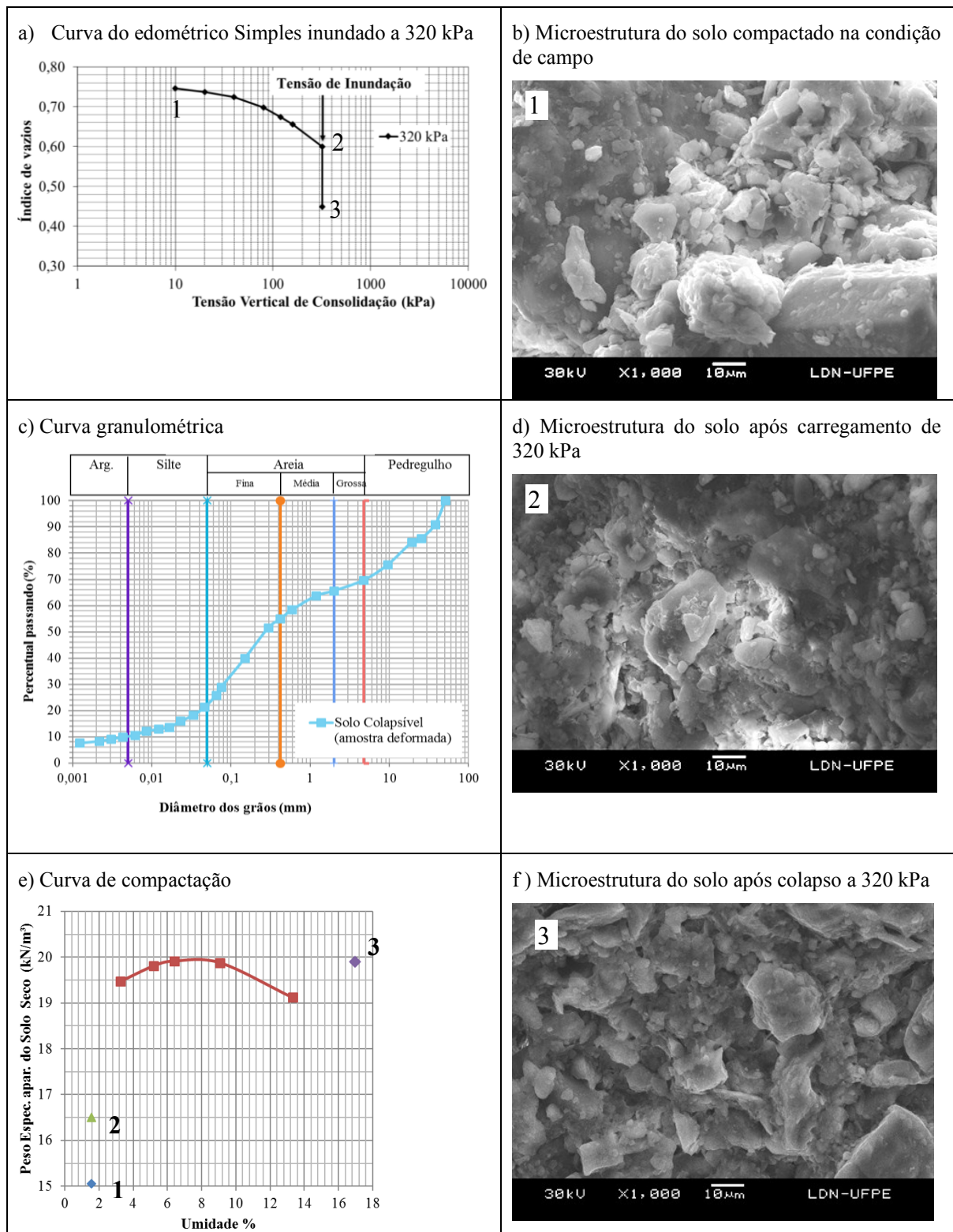


Fonte: A autora (2018)

De acordo com Vargas (1978), a amostra de solo indeformada e compactada nas condições de campo são consideradas colapsíveis para todas as tensões de inundação analisadas, uma vez que, seus potenciais de colapso obtiveram valores acima de 2%, já na amostra de solo compactada na w_{ot} e $\gamma_{sm\acute{a}x}$ o solo não é colapsível.

A Figura 51 apresenta a microestrutura do solo compactado na mesma condição de campo de Santa Maria da Boa Vista: antes de ser submetido ao carregamento; após ser submetido à tensão de 320 kPa e recalcar (8,04%); e após a inundação e colapsar (9,46%). Apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras (secagem, alívio de tensão, corte, etc) a análise da microestrutura traz aspectos relevantes.

Figura 51- Contextura do solo compactado na condição de campo, após carregamento e colapso a 320 kPa: a) Curva do edométrico Simples inundado a 320 kPa; b) Poros de Empacotamento Simples com maior densificação de partículas, c) curva granulométrica b) Ligações entre partículas de quartzo por silte e argila e) Curva de compactação e f) Empacotamento mais denso entre os grãos, apesar da ainda existir instabilidade no solo.



Fonte: A autora (2018)

O solo compactado estaticamente na condição de campo apresenta: índice de vazios inicial de 0,757 (Figura 51a número 1), com microestrutura de Empacotamento Simples (Figura 51b número 1), como predominantemente arenoso (Figura 51c), a umidade natural de 1,57% e peso específico aparente seco de $15,06 \text{ kN/m}^3$ (Figura 51d). O solo comprimiu 8,04% sob a tensão vertical de 320 kPa na mesma umidade inicial, com peso específico seco de $16,50 \text{ kN/m}^3$. A inundação causou um colapso de 9,46%, o índice de vazios passou a 0,449 (Figura 51a número 3), o peso específico aparente seco passou a $19,90 \text{ kN/m}^3$, umidade 17,00% e grau de saturação de 100 %.

A microestrutura do solo após colapso é similar àquela na condição de campo. Há, entretanto, um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso. A microestrutura do solo ainda era instável e os grãos de areia estavam revestidos com argila iluvial, (Figura 51f número 3), A percolação da água provocou um carreamento das partículas de argilas que preencheram os vazios presentes na amostra indeformada.

Conforme esperado, a compactação do solo na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo, resultou na redução da compressão do solo, diminuindo consideravelmente os valores dos potenciais de colapso. Considerando o critério de VARGAS (1978), a compactação conduzirá o solo a uma condição de não colapsível para todos os valores de tensão de inundação aplicadas às amostras.

Para a tensão de inundação de 40 kPa houve uma redução de 94,75% do potencial de colapso após a compactação do solo. Nas tensões de inundação de 80 kPa e 120 kPa a redução do potencial de colapso foram de 89,50% e de 88,45%, respectivamente.

Veríssimo (2016) verificou que o solo na condição de campo foi classificado por Reginatto e Ferrero (1970) como verdadeiramente colapsível e à medida que o grau de compactação e a umidade cresciam, o solo tornava-se condicionado ao colapso.

Souza Neto (2004) através dos ensaios realizados comprovou a eficiência da compactação na redução da colapsibilidade de um solo. Em sua pesquisa verificou que a eficiência da compactação na redução da colapsibilidade do solo variou com a profundidade, sendo tanto maior quanto mais profunda a amostra, devido ao aumento da quantidade de finos.

Verifica-se que apenas o processo de compactação do solo na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo já melhora o solo colapsível, tornando-o se problemas para qualquer nível de tensão aplicada segundo Jennings e Knight (1975) e Lutenegeger e Saber (1988).

4.5.2 Caracterização da variação de volume do solo expansivo e melhoramento com RCD

Inicialmente será abordado a variação de volume do solo expansivo e posteriormente do solo melhorado com adição de RCD.

a) Solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista

A Expansão “Livre” do solo expansivo sob a tensão de 10 kPa é de 8,58%. Segundo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) o grau de expansividade é alto.

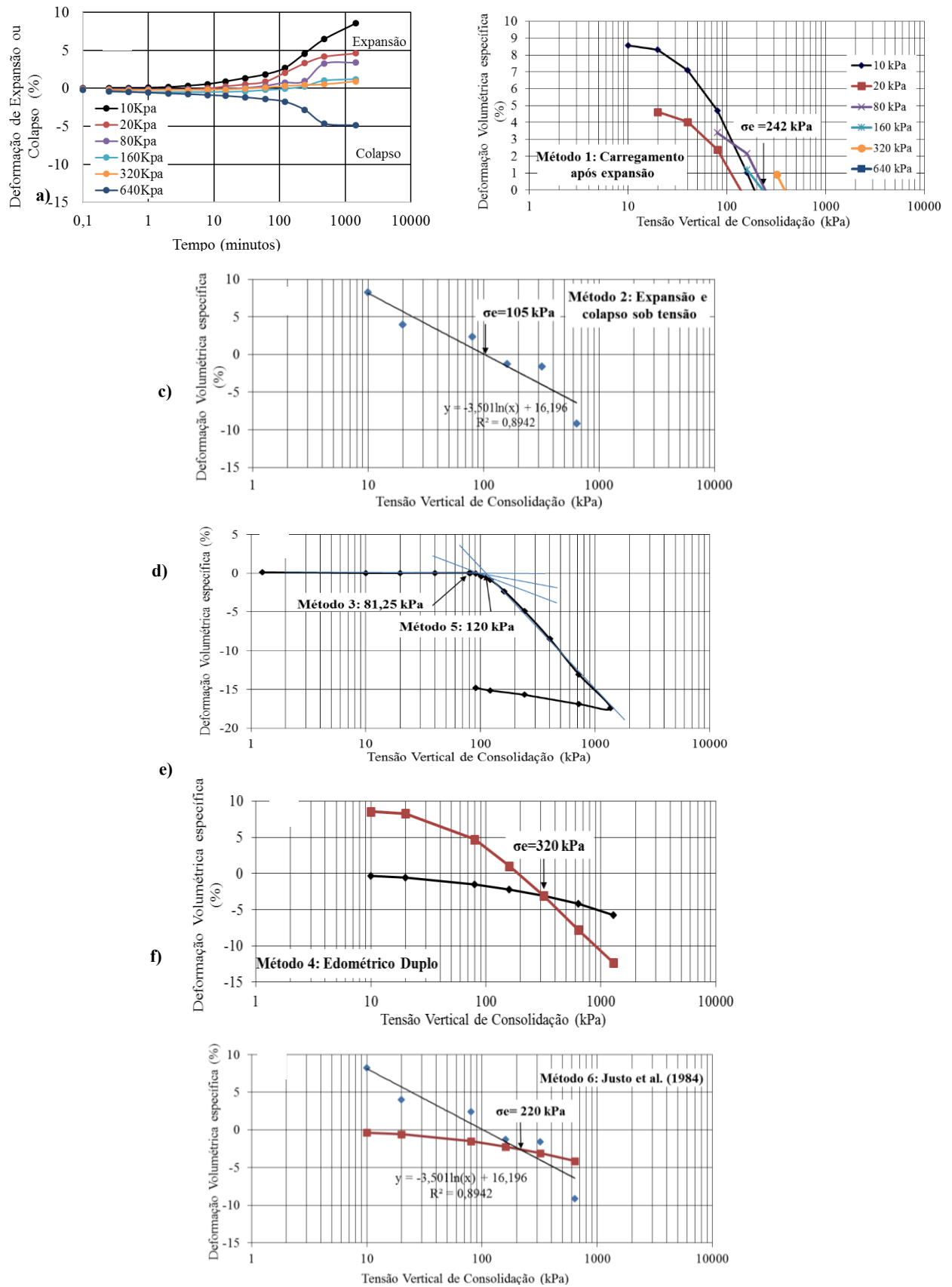
A tensão de expansão foi determinada no solo expansivo através de seis métodos: Método 1: Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação; Método 2: Expansão e Colapso sob tensão; Método 3: Volume constante; Método 4: Edométrico Duplo; Método 5: Rao γ (1988); Método 6: Justo et al (1984).

Nas misturas de solo expansivo com RCD a tensão de expansão foi determinada apenas pelo Método 3: Volume Constante. A representação gráfica de todos os métodos de determinação de tensão de expansão aplicados no solo em estudo está indicada na Figura 52.

O valor da tensão de expansão pelo método 1 (carregamento após expansão) foi de 242 kPa (Figura 52b) e pelo método 2 (expansão e colapso sob tensão) foi de 105 kPa (Figura 52c). A diferença entre o método 1 e 2 se deve a ordem entre a aplicação e a inundação. No método 1 a amostra é inundada e depois carregada, enquanto no método 2 a amostra é carregada e depois inundada.

A tensão de expansão obtida pelo método 3 (volume constante) foi de 81,25 kPa (Figura 52d), neste ensaio a amostra é inundada e sua expansão é impedida pelo acréscimo de carga, até que ocorra a estabilização das deformações. O método 5 ocorre inicialmente como no método 3 até atingir a tensão do volume constante, depois continua-se o carregamento como nos ensaios de adensamento. Neste método a tensão de expansão tem um valor de 120 kPa (Figura 52d). Pelos métodos 4 e 6, as tensões de expansão obtidas são de 320 kPa e 220 kPa (Figura 52e e 52f), respectivamente.

Figura 52- Representação Gráfica dos métodos de determinação de tensão de expansão



Fonte: A autora (2018)

No gráfico de expansão e colapso sob tensão (Figura 52c), verificou-se que para a tensão de 10 kPa a deformação ao longo do tempo foi de expansão, para a tensão de 20 kPa houve colapso até os primeiros 4 min e para tensão de 80 kPa houve colapso até o primeiro minuto, para depois ocorrer expansão. Na tensão de 160 kPa houve colapso nos primeiros 120 minutos, para a tensão de 320 kPa houve colapso apenas nos primeiros 30 minutos, diferentemente do que aconteceu na tensão de 640 kPa que teve deformação de colapso durante todo o ensaio. A Tabela 31 apresenta um comparativo entre os ensaios de expansão realizados por outros autores em solos expansivos do estado de Pernambuco.

Tabela 31- Resultados dos ensaios de expansão realizados por outros autores

Método de Tensão de Expansão	Tensão de Expansão (kPa)					
	Santa Maria da Boa Vista-PE	Petrolândia-PE	Cabrobó-PE	Paulista-PE	Paulista-PE	Paulista-PE
	Esta Pesquisa	Ferreira e Ferreira (2009)	Barbosa (2013)	Paiva (2016)	Morais (2017)	Constantino (2018)
Carregamento após expansão	242	333	90	300	342	-
Expansão e colapso sob tensão	105	239	100	180	250	-
Volume constante	81,25	242	87	275	275	81,7
Edométrico Duplo	320	-	-	-	-	-
Rao et al. (1988)	120	-	120	-	-	-
Justo et al. (1984)	220	-	80	-	-	-
Média	181,38	271,33	95,40	251,67	289,00	81,7

Fonte: A autora (2018)

As diferentes trajetórias de tensões aplicadas ao solo levam a obtenção de valores de tensão de expansão diferentes para cada método, este mesmo comportamento foi observado nas argilas de Cabrobó, pesquisado por Barbosa (2013), nas argilas de Paulista, pesquisadas por Constantino (2018), Paiva (2016) e Moraes (2017) e nas argilas de Petrolândia-PE analisadas por Ferreira e Ferreira (2009).

b) Solo expansivo de Santa Maria da Boa Vista melhorado com RCD

Os valores das expansões “livres” ($El = 100\Delta h/h_0$), com tensão de consolidação de 10 kPa, são apresentados na Tabela 32, tanto do solo expansivo quanto das misturas de solo expansivo/RCD.

Tabela 32- Expansão “livre” (10 kPa) das amostras de solo expansivo e das misturas de solo/RCD

Amostras	Expansão “Livre” a 10 kPa (%)
Solo Expansivo	8,58
90%SE10%RCD	0,90
80%SE20%RCD	0,63
70%SE30%RCD	0,62
Redução da Expansão “livre” do Solo expansivo/70%SE30%RCD	92,77

Fonte: A autora (2018)

Os resultados de tensão de expansão das misturas 90%SE10%RCD, 80%SE20%RCD, 70%SE30%RCD, bem como do solo expansivo estão na Tabela 33.

Tabela 33- Resultados da Tensão de Expansão (Volume Constante) do solo expansivo e das misturas de solo/RCD

Solo/Mistura	Tensão de Expansão (Método do Volume Constante) – kPa
Solo Expansivo	81,25
90%SE10%RCD	26,25
80%SE20%RCD	23,75
70%SE30%RCD	20,00

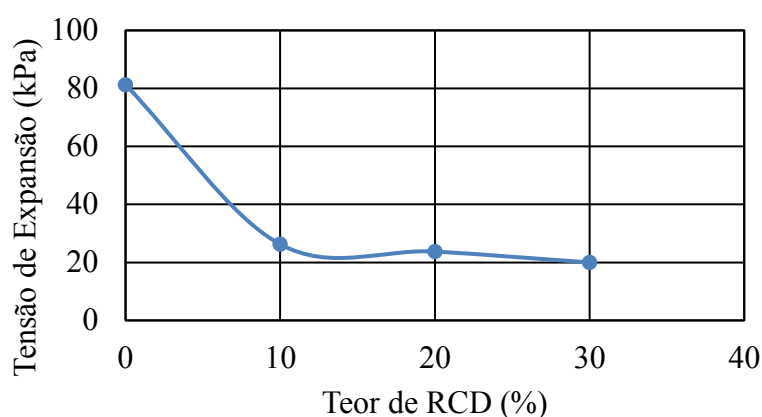
Fonte: A autora (2018)

A adição de RCD ao solo expansivo reduziu significativamente os resultados das tensões de expansão. Verifica-se que o menor valor de tensão de expansão foi encontrado para

a mistura 70%SE30%RCD, onde foi adicionado 30% de RCD ao solo expansivo. A diminuição da expansibilidade do solo se deve à substituição de parte das partículas finas do solo expansivo por partículas mais grossas do RCD, alterando assim as características que influenciavam na sua expansão.

Houve uma redução de 75,38% no valor da tensão de expansão quando o solo foi misturado a 30% de RCD. A Figura 53 mostra a redução da tensão de expansão do solo com o acréscimo de RCD nas misturas.

Figura 53- Comparativo entre tensão de expansão e teor de RCD



Fonte: A autora (2018)

De acordo com o critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), o grau de expansividade (expansão “livre”) do solo puro foi classificado como alto e ao misturar solo com RCD nas proporções de 10, 20 e 30% o grau de expansividade passou a ser baixo para as três misturas.

Pelo critério de Jimenez Salas (1980), o solo expansivo foi classificado com possíveis danos graves, devido ao valor de sua tensão de expansão (181,38 kPa), Tabela 31. Com a adição de RCD ao solo houve redução nos valores das tensões de expansão, classificando as misturas de solo/RCD com possíveis danos de fissuras pequenas.

O solo de Ipojuca/PE investigado por Ataíde e Ferreira (2016), com o acréscimo de 30% de areia ao solo reduziu a tensão de expansão de 250 kPa para 99 kPa, no entanto, a mistura ainda foi classificada com possíveis danos de fissuras importantes pelo critério de Jimenez Salas (1980).

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

As principais conclusões e as sugestões para trabalhos futuros são apresentadas a seguir.

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O solo colapsível (amostra indeformada) é classificado como SC na classificação SUCS e como A-4 (solos siltosos) na TRB, já o solo colapsível (amostra deformada) na classificação SUCS é uma areia siltosa (SM) e na TRB se enquadra no grupo A-2-4 (pedregulho ou areia siltosa ou argilosa).

De acordo com o critério de DESIGN OF SMALL (1960 – 1974), o solo é potencialmente colapsível e pelo Critério de GIBBS e BARA (1962) é colapsível. Segundo Vargas (1978), é considerado colapsível para todas as tensões de inundação analisadas, uma vez que, seus potenciais de colapso obtiveram valores acima de 2%.

Os ensaios químicos mostram que o solo colapsível é um solo eutrófico, com baixa saturação de sódio e baixa condutividade elétrica no extrato de saturação.

O solo colapsível compactado na condição de campo apresenta uma matriz constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são quase totalmente de quartzo e a argila reveste total ou parcialmente os grãos do esqueleto (areia). Este tipo de estrutura condiciona a formação predominante de um tipo de porosidade, designada Poros do Empacotamento Simples, que são os espaços vazios resultantes da junção de partículas de diferentes tamanhos e formas.

Após o colapso a microestrutura do solo é similar às da amostra do solo compactada na condição de campo, entretanto, há um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso.

Os potenciais de colapso nas condições de campo são superiores aos da amostra indeformada, isso se deve à quebra da estrutura das partículas do solo durante o processo de compactação.

A variação do potencial de colapso com a tensão de inundação apresenta um comportamento de pico para a tensão de 80 kPa. O processo de compactação do solo na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo conduziu o solo a uma condição de não

colapsível para todos os valores de tensão de inundação aplicadas às amostras, considerando o critério de VARGAS (1978).

O solo expansivo é classificado como CL (Argilas inorgânicas de baixa e média plasticidade) pela classificação do SUCS e A-6 (solos argilosos) pela classificação TRB.

A matriz do solo expansivo indeformado é caracterizada por uma textura fina, compacta, preponderante de argilas silicatadas. Os grãos de quartzo são permeados pelas frações de siltes e argilas. Há presença de montmorilonita. Há uma grande quantidade de poros aplanados, fruto da expansão e contração típicas de argilas expansivas.

Trata-se de um solo eutrófico, com baixa saturação de sódio e baixa condutividade elétrica no extrato de saturação.

A Expansão “Livre” do solo expansivo foi de 8,58%. De acordo com o critério de Vijayvergiya & Ghazzaly (1973), o grau de expansividade do solo puro foi classificado como alto e ao misturar solo com RCD nas proporções de 10, 20 e 30% o grau de expansividade passou a ser baixo para as três misturas. A maior redução do valor de expansão “livre” ocorre ao adicionar 30% de RCD ao solo expansivo, reduzindo a expansão “livre” para 0,62%, o que corresponde a uma redução de 92,77% do valor de expansão “livre”.

Ao adicionar RCD ao solo expansivo nas proporções de 10%, 20% e 30% em peso seco de RCD, as amostras passaram a ser classificadas como SC (Areias argilosas) pela classificação SUCS e A-2-4 (pedregulhos ou areias siltosas ou argilosos) pela classificação TRB, acontecendo assim uma mudança nas características para uso em subleito. O solo expansivo quando misturado ao RCD passa de A-6 para A-2-4, ou seja, deixou de ter um comportamento como subleito de sofrível a mau e passa a ter comportamento de excelente a bom. Percebe-se também que houve aumento na densidade real das três misturas, este comportamento se deve ao fato do RCD possuir densidade maior do que o solo expansivo. Os Limites de Liquidez assim como os Índices de Plasticidade diminuíram, isso se deve a redução dos percentuais de argila à medida que se acrescenta RCD.

Ao acrescentar RCD ao solo expansivo, houve uma diminuição no peso específico aparente seco máximo e um aumento na umidade ótima. O menor valor de $\gamma_{sm\acute{a}x}$ e o maior valor de w_{ot} dentre as misturas de solo expansivo/RCD ocorre na mistura de 90%SE10%RCD.

O incremento de RCD também reduziu a tensão de expansão do solo expansivo. Verificou-se que o menor valor de tensão de expansão foi encontrado para a mistura com adição de 30% de RCD, reduzindo a tensão de expansão para 20 kPa, o que corresponde a uma redução de 75,38% no valor da tensão de expansão. Pelo critério de Jimenez Salas (1980), o solo puro

foi classificado com possíveis danos graves, devido ao valor de sua tensão de expansão (181,38 kPa). A adição de 30% de RCD ao solo reduziu a tensão de expansão para 20 kPa, classificando a mistura de solo/RCD com os possíveis danos de fissuras pequenas.

Deve-se destacar nesta pesquisa a importância da investigação geotécnica mais aprofundada, não limitando-se apenas aos ensaios de sondagem, pois as duas amostras de solo, localizadas a 40 m de distância uma da outra, possuíam bastante semelhança nos resultados dos ensaios de sondagens, mas ao avaliar a variação de volume devido à inundação verificou-se que uma amostra é de solo colapsível e outra de solo expansivo. O município de Santa Maria da Boa Vista-PE ainda não possuía ocorrência de solos expansivos, sua primeira identificação foi nesta pesquisa.

A identificação de solos colapsíveis e expansivos foi realizada por métodos diretos que avaliam variação de volume devido à inundação. O solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista foi melhorado pelo processo de compactação nas condições ótimas e o solo expansivo por meio de compactação e substituição por RCD na proporção de 30%.

5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Analisar a influência do RCD na resistência ao cisalhamento das misturas de solo expansivo/RCD;
- Realizar ensaios de difração de raio-X para identificar melhor os componentes das amostras;
- Realizar ensaio de microscopia eletrônica de varredura para as misturas de solo expansivo/RCD e para o solo colapsível compactado com a finalidade de analisar o arranjo estrutural dos solos após o melhoramento;
- Realizar ensaios de caracterização química para as misturas de solo/RCD;
- Avaliar a viabilidade econômica do uso do RCD no melhoramento de solos.

REFERÊNCIAS

- ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6457: amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. **NBR 6459**: solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 1984b.
- _____. **NBR 6508**: grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984d.
- _____. **NBR 7180**: solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 1984.
- _____. **NBR 7181**: solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 1984a.
- _____. **NBR 7182**: solos: ensaio de compactação. Rio de Janeiro, 1986.
- _____. **NBR 7183**: Determinação do limite e relação de contração de solos. Rio de Janeiro, 1982.
- _____. **NBR 10004**: Resíduos sólidos: classificação. Rio de Janeiro, 2004a.
- ABRECON (2015). **Relatório Pesquisa Setorial 2014-2015. A reciclagem de Resíduo de Construção e Demolição no Brasil**. São Paulo. Disponível em: <https://abrecon.org.br/pesquisa_setorial/> acesso em: 01/11/2018.
- ABRELPE (2017) - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE EMPRESAS DE LIMPEZA PÚBLICA E RESÍDUOS ESPECIAIS: **Panorama dos Resíduos Sólidos no Brasil 2017**. São Paulo. 74 f. Disponível em: <<http://abrelpe.org.br/download-panorama-2017/>>. Acesso em: 05 de novembro de. 2018.
- AMORIM, S. F. (2004). **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Dissertação (mestrado). Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 168 p.
- ARAGÃO, C. J. G. e MELO, A. C. (1982). “**Fundações Rasas em Solos Colapsíveis no Semi-árido em Pernambuco**”. VII COBRAMSEF, Olinda-PE, Vol.2, pp. 19-40.
- ATAÍDE, S. O. F. e FERREIRA, S. R. M. (2016). **Estudos da Estabilização de um Solo Expansivo de Ipojuca-PE Utilizado em Aterros Compactados**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG. p 19-22. Belo Horizonte-MG.
- AZEVEDO, A. L. C., (2010). **Estabilização de Solos Com Adição de Cal – Um Estudo Sobre a Reversibilidade das Reações que Acontecem no Solo Após a Adição de Cal**. Dissertação de (Mestrado) Universidade Federal de Ouro Preto, Minas Gerais, 114p.
- BARBOSA, V. (2013). **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 111 f.
- BARDEN, L.; MCGROW, A. e COLLINS, K. (1973). “**The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil**”. Engineering Geology, Vol.7, pp. 49-60.

BORGES, J. J. S. (2016). **Avaliação do modo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco. Recife. 192p.

BRASIL. Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). Resolução CONAMA nº 307, de 5 de julho de 2002. Estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos da construção civil. Brasil, 2002.

BUOL, S. W.; HOLE, F. D.; MCCracken, F. D.; SOUTHARD, R. J.; (1997). **Soil Genesis and Classification**. 2.th.ed. Ames: Iowa State University, 527p.

CARVALHO, J. B. Q. (1997). **Fundamentos da Mecânica dos Solos**. Campina Grande: Gráfica Marconi.

CASAGRANDE, A. (1932). **The structure of Clay and Its Importance in Foundation Engineering**. *Journal Boston Soc. Of Civil Engrs.* 19 (4), pp. 168-209.

CAPUTO, H. P. (1988). **“Mecânica dos Solos e suas Aplicações”**. Editora L T C., Rio de Janeiro-RJ, Vol.1, 6ª edição.

CHEN, F. H. (1965). **“ The Use of piers to Prevent the Uplifting of the lightly Loaded Structures Founded on Expansive Clays”**. Proc 1st Int. Conf. Exp. Soils, Texas, pp. 152-171.

CLEMENCE, S. P. e FINBARR, A. O. (1981). **“Design Considerations for Collapsible Soils”**. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.7, Nº GT3, March, pp. 305-317.

CONSTANTINO, C. S. (2018). **Estabilização de um solo expansivo do município de Paulista com uso de cinza de casca de arroz**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 100f.

CUNHA, T. J. F. et al. (2012). **Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento. Solos do Município de Santa Maria da Boa Vista: Margem Esquerda do Rio São Francisco**, Estado de Pernambuco, Petrolina. 62 p.

DAKSANAMURTHY, V. e RAMAN, V. (1973). **A simple method of identifying na expansive soil**. *Soil and Foundations, Japanese Society of Soil Mechanic na Foundation Engineering*, Vol. 13 (1), Pp. 97 – 104.

DÉCOURT, L. (1968). **“Comparação entre Recalques Previstos e Observados no Terreno de Fundação da Barragem de Promissão”**. 7th Seminário Nacional de Grandes Barragens, Rio de Janeiro-RJ, Vol.2.

DUDLEY, J. H. (1970). **“Review of Collapsing Soils”**. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 96, Nº SM3, May, pp. 925-947.

SILVA, A. E. et al (2017). **Manual de métodos de análise de solo**. 3ª edição. Brasília-DF: EMBRAPA. 574p.

SANTOS, H. G. et al (2018). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 5ª edição. Brasília-DF: EMBRAPA, 586p.

EMBRAPA (2001). **Zoneamento Agroecológico do Estado de Pernambuco**. Recife. CD-ROM. Serviço Nacional de Levantamento e Conservação de Solos, Documentos; Nº. 35.

FERREIRA, S. R. M. (1995). **Colapso e Expansão em Solos Naturais não Saturados Devidos à Inundação**. Tese de Doutorado. Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ, D.Sc., Engenharia Civil). 379 p.

FERREIRA, S. R. M. (1988). **“Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos”**. Relatório Anual do CNPq, Recife-PE, 156p.

FERREIRA, S. R. M. e TEIXEIRA, D. C. L. (1989). **“Collapsible Soil - a Pratical Case in Construction, Pernambuco, Brazil”**. Proc. of the 12th I.C.S.M.F.E., Rio de Janeiro-RJ, Vol.1, pp. 603-606.

FERREIRA, S. R. M. (1990a). **“Geology and Pedology Related to Collapsible Soils in Pernambuco”**. Proc. Of the 6th IAGE Congress. Balkema, Amsterdan, pp. 617- 621.

FERREIRA, S. R. M. (1990b). **“Banco de Dados de Solos Especiais – Colapsíveis em Pernambuco”**. IX COBRAMSEF, Salvador-BA, Vol.1, pp. 81-87.

FERREIRA, S. R. M. e LACERDA, W. A. (1993). **“Variação de Volume em Solo Colapsível Medidas através de Ensaio de Campo e de Laboratório”**. Revista Solos e Rochas, Vol.16, Nº 4, pp. 245-253.

FERREIRA, S. R. M. e FERREIRA, M. G. V. X. (2009). **Mudanças de volume devido à variação do teor de umidade em um Vertissolo no Semi-Árido de Pernambuco**. Revista Brasileira de Ciência do Solo (Impresso), v. 33, p. 779-791.

FERREIRA, S. R. M. (2010). **Microestrutura de solos colapsíveis e técnica de melhoramento**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 15, 2000, Gramado. Anais... [S.I]: ABMS.

FERREIRA, S. R. M. e VILAR, O. M. E. (2015). **Solos não saturados no contexto geotécnico**. São Paulo : Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. p. 415-436.

FERREIRA, M. C.; THOMÉ, A. (2011). **Utilização de resíduo da construção e demolição como reforço de um solo residual de basalto, servindo como base de fundações superficiais**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, nº 18, pp. 1-12.

FONSECA, E. C. A. (2012). **Análise numérica do comportamento de muros reforçados com geossintéticos construídos com material de aterro não convencional**. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília. 93 f

FUCALE, S. P. (2000). **Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do Estado de Pernambuco**. Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco – UFPE. Recife. 138 f.

GARDOLINSKI, J. E., WYPYCH, F., CANTÃO, M. P. (2001). **Esfoliação E Hidratação Da Caulinita Após Intercalação Com Uréia.** Disponível em: <http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S0100-40422001000600010&lng=pt&nrm=iso&tlng=pt> acesso em: 10/10/2018.

GIBBS, H. J. e BARA, J. L. (1962), “**Predicting Surface Subsidence from Basic Soil test**”. Special Technical Publication, nº 322, ASTM, Philadelphia.

GUIMARÃES, J. E. P. (2002). **A Cal – Fundamentos e Aplicações na Engenharia Civil.** 2ª ed. Recife: Editora Universitária da UFPE.

GUIMARÃES NETO, J. S. F. (1997). **Análise de Alguns Fatores que Influenciam a Colapsibilidade dos Solos Devido à Inundação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 107 f.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2018). **Estimativa Populacional.** Rio de Janeiro. Disponível em <https://cidades.ibge.gov.br/brasil/pe/santa-maria-da-boavista/panorama> acesso em: 16 de setembro de 2018.

JATOBÁ, L. B. (1991). “**Solos Especiais – Solos Colapsíveis**”. Relatório Anual do CNPq, Recife – PE.

JENNINGS, J. E., e KNIGHT, K. (1975), “**A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to a Collapse of Grain Structure**”. Proceedings IV Regional Conference for Africa on Soil Mech. and Found. Eng., Durban, pp. 99-105.

JIMENEZ, S. J. A. (1980). **Cimentaciones em terrenos expansivos o cola sables.** in: Geotecnia Y Cimentos 111, Vol. 1, ED. Rueda, Madrid. PP533-650.

JUSTO ALPAÑES, J. L.; DELGADO, A. E RUIZ, J. (1984), “**The influence of stress-path in the collapse –swelling of soils at the laboratory**”. Proceedings 5th International Conference on Expansive Soils, Adelaide, pp. 67-71.

KARPINSK, L. A. et al. (2009). **Gestão Diferenciada de resíduos da construção civil : uma abordagem ambiental.** Disponível em: <<http://www.sinduscondf.org.br/portal/arquivos/GestaodeResiduosPUCRS.pdf>> acesso em: 01/11/2018.

_____. **Lei nº 12.305**, de 2 de Agosto de 2010. Institui a Política Nacional de Resíduos Sólidos; altera a Lei nº 9.605, de 12 de fevereiro de 1998, e dá outras providências. Diário Oficial da República Federativa do Brasil, Brasília, DF, 3 ago. 2010a. Disponível em: <https://www.planalto.gov.br/ccivil_03/_ato2007-2010/2010/lei/12305.htm>. Acesso em: 11 jul. 2018.

LSI - LABORATÓRIO DE SOLOS E INSTRUMENTAÇÃO. Departamento de Engenharia Civil - UFPE. (2017). **Relatório dos ensaios de Granulometria, Limites de Consistência, Compactação e Edométricos Simples do Fórum do Município de Santa Maria da Boa Vista-PE.** Recife.

LOLLO, J. A. (2008). **Solos colapsíveis : identificação, comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo : Cultura Acadêmica : Universidade Estadual Paulista, Pró Reitoria de Graduação. 262 p.

LUTENNEGER, A. J. e SABER, R. T., (1988). “**Determination of Collapse Potencial of Soils**”. Geotechnical Testing Journal, ASTM, Vol. 11, nº 3, Setembro, pp. 173-178.

MACEDO, M. C. (2016). **Investigação sobre o comportamento geomecânico de misturas de solo com resíduos de pneus e resíduos de construção e demolição**. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Universidade de Pernambuco, Recife. 122 f.

MENDONÇA, M. B. (1990). “**Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**”. Tese de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro-RJ.

MENDONÇA NETO, H. C. (2010). **Análise do comportamento do colapso de um solo colapsível utilizado em canal de irrigação**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 100p.

MITCHELL, J. K. (1976). **Fundamentals of soil behavior**, 2 nd Ed John Willey e sons, inc New York. P.422.

MORAIS, J. J. O. (2017). **Caracterização Geotécnica da expansividade de um solo argiloso do município de Paulista-PE**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 127f.

OLIVEIRA JÚNIOR, R. F. (2016). **Envio de Planta de Locação dos Furos de Sondagem, Teste de absorção dos solos e Fotografias do local de coleta das amostras**. 02 de ago. 2018. Enviado às 11:35. Mensagem para: rafaella-marinho@hotmail.com.

OMNI Laboratories (1998). **Montmorillonite Image**. Disponível em: < <http://webmineral.com/specimens/picshow.php?id=1285&target=Montmorillonite#.WYp50KPOpTY>>. Acesso em: 10 de julho de 2018.

PAIVA, S. C., (2016). **Estudo Do Comportamento Geomecânico dos Solos Expansivos dos Municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca – PE e de suas misturas com cal**. Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 168 f.

PERNAMBUCO. **Plano Estadual de Resíduos Sólidos**. Governo do Estado de Pernambuco, Recife, 2012. 304 p.

PINTO, T. P. (2005). **Gestão ambiental de resíduos da construção civil: a experiência do Sinduscon-SP**. 48 p.

QUEIROZ, L. A. (1960). “**Compressible Foundation at Três Marias Earth Dam**”. PROC., 8th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering , México, Vol.2, pp. 763-776.

RAO, R. R., RAHARDJO, H. e FREDJUND, D. G. (1988). **Close from Heave Solutions for Expansive Soils**. *Journ. Geotech. Eng. A.S.C.E.* Vol. 114, nº 5, pp. 573-588.

REGINATTO, A. R., e FERRERO, J. C. (1973). **“Colapse Potencial of Soils and Soil-Water Chemistry”**. Proc. Of the 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, Vol.2.2, pp. 177-183.

RODRIGUES, R. A.; VILAR, O. M. (2013). **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d’água**. Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades, v. 01, n. 06, pp. 13-27.

SANTOS, M.; LIMA, D.; BUENO, B. (1995). **“Estabilização dos solos com cal e betume”**. In: 6º Reunião de pavimentação urbana, pp.74 – 97, Santos – São Paulo, Abril.

SANTOS NETO, F. C. (2015). **Uso de resíduos da construção civil para melhoramento de solos colapsíveis**. Dissertação (Mestrado – Construção Civil) - Escola Politécnica - UPE, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife. 143 f.

SANTOS, B. N. A. (2018). **Análise de Resistência ao Cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina-PE**. Dissertação (Mestrado – Geotecnia). Universidade Federal de Pernambuco, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 125 f.

SCHREINER, H. D. (1987). **“State of the art review on expansive soils”** Imperial College, London.

SEED, H. B.; WOODWARD, R. J.; LUNDGREN, R. (1962). **“Prediction of Swelling Potencial for Compacted Clays”**. Proc. ASCE, J. Soil Mechanics and Foundations Division, V.88, sm 3, pp 53-87.

SIGNER, S.; MARINHO, F. A. M. ; SANTOS, N. B. E ANDRADE, C. M. M. (1989). **“Expansive and Collapsible soil in Semi-arid Region”** . Proc., I. C. S. M. F. E., pp. 647 -650, Rio de Janeiro.

SILVA, A. C. (2018). **Comportamento hidromecânico de um solo areno-argiloso adicionado com resíduos de pneus e resíduos de construção e demolição**. Dissertação (Mestrado)- Escola Politécnica da Universidade de Pernambuco, Universidade de Pernambuco, Recife, 144 f.

SILVA, O. S. (2012). **Estudo de propriedades Geotécnico de um Solo Argiloso, Potencialmente Expansivo, Compactado com e sem Adição de Cal**. Dissertação (Mestrado) da Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco. 150p.

SILVA, M. J. R. DA. (2003). **Comportamento Geomecânico De Solos Colapsíveis e Expansivos Em Petrolina-PE: Cartas De Suscetibilidade**. Universidade Federal de Pernambuco, Recife. 110 f.

SKEMPTON, A. W. (1953). **The collodial activity of clays**. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS. 3rd., 1953 Zurich, Proceeding. Zurich, 1953. v.1, p. 57–61.

SOLIZ, V. V. P. (2007). **Estudo dos três solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica**. Dissertação (Mestrado). COPPE/UFRJ, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

SOUZA NETO, J. B., (2004). **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso)**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, 432 p.

TORRES, M. S. (2014). **Avaliação da Colapsibilidade e da Resistência de Ponta de um Solo de Petrolina Devido a Inundação**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 97p.

VARGAS, M. (1972). **“Fundações de Barragens de Terra sobre Solos Porosos”**. 3th Seminário Nacional de Grandes Barragens. Revista Construção Pesada, São Paulo, pp. 77-81. 1977.

VARGAS, M. (1978). **“Introdução a Mecânica dos Solos**, São Paulo McGraw-Hill.

VARGAS, M. et al (1989). **“Expansive Soils in Brazil”**. **Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics**. 12th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rio de Janeiro-RJ, pp. 77-81.

VERÍSSIMO, K. J. S., (2016). **Avaliação da colapsibilidade e resistência de Ponta em um solo arenoso compactado de Petrolina-PE com e sem inundação**. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 144f.

VIJAYVERGIYA, V. N. e GHAZZALY, O. I. (1973), **“Prediction of Swelling Potential for Natural Clays”**. Proceedings of the 3rd International Conference on Expansive Soils, Hayfa, Vol. 1, pp. 227-236.

VILLAR, O. M., RODRIGUES, J. E. e NOGUEIRA, J. B. (1981). **“Solos Colapsíveis: Um problema para a Engenharia e Solos”**. Proc. 1st Simpósio Brasileiros de Solos Tropicais, Rio de Janeiro, pp. 209-224.

VIOTTI, C. B. (1975). **“Instrumentação das Fundações em São Simões”**. 10th Seminário Brasileiro de Grandes Barragens, Curitiba.

Apêndice A-2: Furo de sondagem F2

[illegible]

Apêndice A-4: Furo de sondagem F4

PENETRAÇÃO			PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL			
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm		N.ÁGUA	PROFUN. (m)	AMOSTRAS				
			GOLPES/30cm					INICIAIS	FINAIS		
			30cm INICIAIS 30cm FINAIS 0 10 20 30 40								
4	6	10	</								

Apêndice A-5: Furo de sondagem F5

PENETRAÇÃO			PERCUSSÃO (SPT)			PROFUNDIDADE		PROFUNDIDA-DE	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL
15 cm	15 cm	15 cm	GOLPES 30 cm		N.ÁGUA	PROFUN. (m)	AMOSTRAS		
			GOLPES/30cm					INICIAIS	FINAIS
3 33	4	12			7 33/10	16		0,45	Areia fina, silto argilosa, com frag. de raízes, resto de mat. orgânica, poucos pedregulhos, de pouco compacta a compacta, marrom escuro. Areia fina, siltosa, micacea, com frag. de rocha, muito compacta, variegada. Limite da sondagem Obs: 1) Aos 0,55m o terreno apresentou-se impenetrável a percussão (trépano). 2) Não foi encontrado lençol freático na profundidade pesquisada.
				0,55					

Apêndice A-6: Furo de sondagem F6

