



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

JOANDERSON JAMES OLIVEIRA MORAIS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA EXPANSIVIDADE DE UM SOLO
ARGILOSO DO MUNICÍPIO DE PAULISTA-PE**

**RECIFE
2017**

JOANDERSON JAMES OLIVEIRA MORAIS

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA EXPANSIVIDADE DE UM SOLO
ARGILOSO DO MUNICÍPIO DE PAULISTA-PE**

Dissertação submetida ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estudos Geotécnicos
Linha de Pesquisa: Solos Não Saturados

Orientador:

Prof. Dr. Silvio Romero De Melo Ferreira

**RECIFE
2017**

Catálogo na fonte
Bibliotecária Valdicêa Alves, CRB-4 / 1260

M827c Morais, Joanderson James Oliveira.

Caracterização geotécnica da expansividade de um solo argiloso do município de Paulista-PE / Joanderson James Oliveira Morais - 2017.

127folhas, Il. e Tabs.

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

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação Engenharia Civil, 2017.

Inclui Referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solo expansivo. 3. Solo não saturado.
4. Expansividade. 5. Elevação do nível do mar. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo. (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2017-305

JOANDERSON JAMES OLIVEIRA MORAIS

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA DA EXPANSIVIDADE DE UM SOLO ARGILOSO
DO MUNICÍPIO DE PAULISTA-PE

Dissertação submetida ao curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos necessários à obtenção do grau de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estudos Geotécnicos
Linha de Pesquisa: Solos Não Saturados

Aprovado em: 20/06/2017

Profº. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (Orientador acadêmico)
Universidade Federal de Pernambuco

Profª. Drª. Stela Fucale Sukar (Examinador científico externo)
Universidade de Pernambuco

Profº. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães (Examinador científico externo)
Universidade Federal de Pernambuco

AGRADECIMENTOS

Neste momento gostaria de agradecer primeiramente a Deus e a Nossa Senhora de Fátima por me concederem o discernimento e perseverança para conclusão do trabalho.

Aos meus familiares, em especial José Morais Neto (Pai), Bernadete Morais (Mãe), Jonathan Morais (Irmão) e Cauã Morais (Sobrinho), meus grandes apoiadores e melhores exemplos profissionais, que sempre me apoiaram, incentivaram e me deram todo o suporte nas horas mais difíceis. Agradeço pelo abraço apertado nas horas tristes e sorrisos nos momentos de conquista.

À Mariana Mendonça por todo carinho, amor, compreensão e auxílio ao longo do mestrado. Muito obrigado pelo seu companheirismo e compreensão em momentos muito difíceis.

Aos meus amigos do tempo colégio, graduação e Projetec, por todas as horas de diversão e todo incentivo fornecido, fazendo desta experiência algo memorável.

Agradeço também à Projetec pela compreensão e apoio irrestrito durante o curso de mestrado, nos dias de prova, auxílio nos materiais técnicos e dúvidas na elaboração dessa dissertação.

Deixo um agradecimento especial ao Professor Silvio Romero, por todo apoio nos momentos mais complicados e sempre me dando todo o suporte para que chegasse ao ponto de excelência nesta dissertação.

RESUMO

A variação de volume em solos expansivos pode causar sérios danos às construções. Estes Solos Não Saturados estão presentes por todo o mundo e apresentam como principal característica um aumento de volume quando submetidos ao umedecimento, e contração quando são ressecados. A expansividade está associada a dois requisitos: o extrínseco (climatologia, hidrogeologia, vegetação e ocupação antrópica) e o intrínseco (composição mineralógica, textura e estrutura do solo). A presente pesquisa tem por objetivo avaliar o comportamento de um solo expansivo na condição natural, localizado no município de Paulista, no estado de Pernambuco. A estação de tratamento de esgoto do bairro Janga foi o local escolhido para a coleta das amostras indeformadas. Em seguida, procedeu-se aos ensaios de caracterização física, química e mineralógica, além dos ensaios edométricos simples e duplos para avaliar a tensão de expansão e expansão “livre” no solo natural. O solo natural de Paulista apresentou alto potencial de expansão por todos os métodos avaliados, constatando-se uma argila de alta compressibilidade (CH) e alto índice de plasticidade. Verificou-se através da análise química e mineralógica o indicativo da presença de minerais argílicos expansivos do tipo 2:1, Mica e expansivos (esmectitas e vermiculitas), além da presença da Caulinita. A caracterização Microestrutural apresentou uma grande quantidade de poros aplanados, fruto da expansão e contração típicas de argilas com alta atividade. O ensaio de cisalhamento direto, com amostras de solo inundadas previamente, apresentou uma redução de 60% na resistência máxima e de 93% na coesão. Na média da caracterização mecânica, o solo apresentou uma expansividade do seu volume superior aos 10% e tensão de expansão de 289 kPa. As análises realizadas indicaram que qualquer tipo de obra a ser realizada neste solo ou com este solo deve ser levado em conta o período climático, o alto grau de expansividade e as formas de estabilização.

PALAVRAS CHAVES: Solo expansivo. Solo não saturado. Expansividade. Paulista.

ABSTRACT

The volume variation in expansive soils can cause serious damage to buildings. These unsaturated soils are present all over the world and have as main characteristic an increase of volume when submitted to the wetting, and contraction when they are dry. The expansivity is associated with two requirements: extrinsic (climatology, hydrogeology, vegetation and anthropic occupation) and intrinsic (mineralogical composition, texture and soil structure). The present research aims to evaluate the behavior of an expansive soil in the natural condition, located in the municipality of Paulista-PE. The sewage treatment plant of Janga neighborhood was the site chosen for the collection of undisturbed soil samples. Then, the physical, chemical and mineralogical characterization tests were carried out, besides the simple and double edometric tests to evaluate the "free" expansion and swelling tension in the natural soil. The natural soil of Paulista presented high potential for expansion by all the evaluated methods, being verified a clay of high compressibility (CH) and high index of plasticity. It was verified through the chemical and mineralogical analysis the indicative of the presence of expansive argillic minerals of the type 2: 1, Mica and expansive (smectite and vermiculite), besides the presence of Caulinite. The microstructural characterization presented a great amount of flattened pores, fruit of the expansion and typical contraction of clays with high activity. The direct shear test, with soil samples previously flooded, showed a reduction of 60% in maximum strength and 93% in cohesion. On average the soil presented an expansivity of its volume higher than 10% and expansion tension of 289 kPa. The analyzes indicated that any type of construction to be carried out on this soil or with this soil should be considered the climatic period, the high degree of expansivity and the forms of stabilization.

KEY WORDS: Swelling soil. Unsaturated soil. Expansivity. Paulista.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1.1 – Danos frequentemente causados por solos expansivos.....	18
Quadro 1.1 – Estudos Desenvolvidos com o solo de Paulista-PE.....	19
Figura 2.1 – Exemplo de Difratoograma de Raio-X para argila.	24
Figura 2.2 – Unidade estrutural tetraédrica 3D.	25
Figura 2.3 – Unidade estrutural 2D dos filossilicatos segundo.	25
Figura 2.4 – Unidade estrutural octaédrica.....	26
Figura 2.5 – Minerais potencialmente expansivos.	26
Figura 2.6 – Estrutura detalhada da Caulinita.	27
Figura 2.7 – Micrografias obtidas através de microscopia eletrônica de varredura da caulinita pura.	27
Figura 2.8 – Foto feita em um microscópio de varredura e detalhe estrutural da illita.	28
Figura 2.9 – Forma estrutural detalhada da Montmorilonita.....	28
Figura 2.10 – Foto de uma microscopia de varredura da Montmorilonita (indicado na imagem).....	29
Figura 2.11 – O aumento da saturação de uma partícula de argila com cátions de alumínio e hidrogênio.....	31
Figura 2.12 – Diferenças de capacidade de troca de cátions em dois tipos de solos.....	32
Figura 2.13 – Diferentes tipos de água associada com a expansão cristalina.	35
Figura 2.14 – Absorção de água por argilominerais: a) adsorção intercristalina de água num argilomineral do tipo 2:1 não expansivo (illita); b) absorção intracristalina de água num argilomineral do tipo 2:1 expansivo (motmorilonita).	38
Figura 2.15 – Comportamento da variação de deformação no período de tempo sob tensão (a) pequena alteração na umidade do solo, (b) mudança de umidade na periferia do solo, (c) apenas o núcleo central mantém a umidade inicial, (d) não há mudança na umidade do solo.....	39
Figura 2.16 – Ocorrência de solos expansivos no mundo.	40
Quadro 2.1 – Ocorrência de Solos Expansivos no Brasil.....	40

Figura 2.17 – Local de solos expansivos em Pernambuco.	42
Figura 2.18 – Curvas granulométricas de solos expansivos em Pernambuco.	43
Figura 2.19 – Cartas de Plasticidade-Atividade para argilas expansivas de Pernambuco.	44
Figura 2.20 – Relação entre a tensão de expansão e a umidade inicial em solos expansivos de Pernambuco.	44
Figura 2.21 – Mapa de suscetibilidade à expansão dos solos no estado de Pernambuco.	45
Quadro 2.2 – Identificação de solos expansivos.	46
Quadro 2.3 – Fatores que influenciam na expansão dos solos.	48
Quadro 2.4 – Situações em que o solo se encontra que influenciam na expansão.	49
Figura 2.22 – Exemplos de aplicação da cal: Espalhamento mecanizado e manual.	52
Figura 2.23 – Região Metropolitana do Recife em destaque no mapa de Pernambuco, com marcação em laranja para o município de Paulista.	53
Figura 2.24 – Dois exemplos da ação antrópica na vegetação da cidade de Paulista: Mata de Jaguarana e o Mangue do Janga, respectivamente.	54
Quadro 2.5 – Elementos Climáticos da região estudada durante o período 1962 até 2015.	55
Figura 2.25 – Recorte do perfil geológico ao longo da linha de costa pernambucana da Bacia do Paraíba e Localização das Bacias de Pernambuco, do Paraíba e Potiguar.	56
Figura 2.26 – Vista Geral da pedreira Poty localizada na Bacia da Paraíba com a exposição da Formação Gramame (camada 1), Formação Maria Farinha (camada 2 e 3) e Formação Maria Farinha recoberta por Formação Barreiras (Camada 4 e 5).	57
Figura 2.27 – Perfil geotécnico do solo expansivo de Olinda-PE.	59
Figura 2.28 – Influência do clima: a) Nspt, b) Camada do solo, c) Umidade volumétrica, d) Sucção mátrica e e) Deslocamento.	60
Figura 2.29 – Expansão da argila de Paulista-PE ensaiada por Bastos (1994).	61
Figura 2.30 – Balanço Hídrico e Perfil de Expansão/Contração em função do tempo medidos <i>in situ</i>	62
Figura 2.31 – Deformação da argila expansiva de Paulista-PE medida por Justino da Silva (2001).	64

Figura 2.32 – Perfis de sucção matricial obtidos através do processo dinâmico (Jucá et al, 1995) e do processo estático.....	66
Figura 2.33 – Perfis de Sucção e de Deslocamento Vertical.....	68
Figura 2.34 – Ensaio de Laboratório realizados por Justino da Silva em 2004.	69
Figura 2.35 – Resultados encontrados por Justino da Silva (2004) durante a investigação de campo.	69
Figura 2.36 – Comparativo entre o potencial de expansão em relação ao peso específico aparente seco e sob tensão aplicada.....	70
Figura 2.37 – Relação entre a curva característica e a velocidade de Perda de Umidade do solo expansivo de Paulista-PE.	71
Figura 2.38 – Determinação do limite de contração e a área de histerese do solo expansivo de Paulista-PE.	72
Figura 2.39 – Variação Volumétrica da argila expansiva de Paulista-PE segundo Paiva (2009).	73
Figura 2.40 – Ensaio de Penetrômetro Dinâmico sendo realizado na área de estudo.	75
Figura 2.41 – Ensaio de Penetrômetro Estático sendo realizado na área de estudo.	75
Figura 2.42 – Distribuição dos pontos de ensaios com penetrômetros e local de execução dos ensaios.	76
Figura 2.43 – Resultados dos ensaios utilizando: Penetrômetro Estático (a) e Dinâmico (b)..	76
Figura 2.44 – Variação da tensão de expansão com o teor de cal.	78
Figura 2.45 – Variação da expansão livre com o teor de cal.....	78
Figura 2.46 – Relação entre os teores de umidade e o deslocamento vertical por cada profundidade da pesquisa.	80
Figura 2.47 – Teor de umidade volumétrico obtido em diferentes datas através da sonda de nêutrons e da relação entre índices físicos.....	81
Figura 3.1 – Esquema do Programa de Investigação Geotécnica.	82
Figura 3.2 – Modelagem de amostra indeformada tipo bloco, na profundidade 0,8m.....	84

Figura 3.3 – Execução da Microscopia Eletrônica de Varredura com o JSM LV1600 Scanning Microscope.	85
Figura 3.4 – Preparação dos cadinhos e dos corpos de prova para o ensaio edométrico.	86
Figura 3.5 – Separação da fração argila do silte, com posterior centrifugação.	87
Figura 3.6 – Saturação das amostras de solo e posicionamento nas lâminas.	88
Figura 3.7 – Saturação das amostras de solo e posicionamento nas lâminas.	88
Quadro 3.1 – Identificação de argilominerais.	88
Figura 3.8 – Etapas de preparação dos corpos de prova para o ensaio edométrico.	90
Figura 3.9 – Métodos de avaliação da tensão de expansão.	91
Figura 3.10 – Esquema do Ensaio de Cisalhamento direto.	94
Quadro 4.1 – Ensaio de Caracterização Física do Solo.	96
Figura 4.1 – Curvas Granulométricas das amostras de solos de Paulista.	97
Figura 4.2 – Variação do Peso Específico Real dos Grãos obtido pelo método do picnômetro.	98
Figura 4.3 – Critérios comumente utilizados no mundo para determinar o potencial de expansão: a) Skempton (1953) e Van Der Merve (1967) b) Daksanamurthy e Raman (1973), c) Seed et al (1962) d) Yilmaz (2006).	99
Figura 4.4 – Curva de Compactação do solo de Paulista-PE.	101
Quadro 4.2 – Classificação do pH.	102
Figura 4.5 – Eletro-micrografias do solo expansivo de Paulista com aumentos de: a) 70 vezes, b) 500 vezes, c) 1.000 vezes, d) 2.000 vezes, e) 5.000 vezes e f) 10.000 vezes.	106
Figura 4.6 – Difratoformas de Raio-X do solo de Paulista-PE.	107
Quadro 4.3 – Identificação dos argilominerais através da Difração de Raio-X.	107
Figura 4.7 – Difractometria de Raio-X.	108
Figura 4.8 – Curvas mineralógicas através de TG e DTG (a), Difração de raio-X(b).	109
Figura 4.9 – Termogravimetria diferencial realizada na pesquisa de Bastos (1994).	110
Figura 4.10 – Representação gráfica da expansão livre do solo de Paulista-PE.	111

Figura 4.11 – Comportamento do solo de Paulista após inundação e aplicação das tensões verticais de consolidação.....	113
Figura 4.12 – Métodos de tensão de expansão aplicados ao solo de Paulista: Método 1 - Expansão sob tensão, b) Método 2 - Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação, c) Método 3 - Expansão e colapso.....	114
Figura 4.13 – Avaliação do ensaio de Adensamento Duplo.....	115
Figura 4.14 – Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento: (A) Umidade Natural e (D) Drenado; Curvas Variação Volumétrica versus Deslocamento: (B) Umidade Natural e (E) Drenado; Envoltórias de Resistência: (C) Umidade Natural e (F) Drenado.	118

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Capacidade Catiônica de alguns constituintes do solo.	30
Tabela 2.2 – Locais de ocorrência, granulometria e consistência de alguns solos expansivos - PE.	43
Tabela 2.3 – Processo de identificação indireta.	47
Tabela 2.4 – Processo de identificação indireta.	47
Tabela 2.5 – Análise Química do solo segundo Justino (2005).	67
Tabela 3.1 – Ensaio realizado para caracterização física do solo de Paulista-PE	84
Tabela 4.1 – Comparativo entre as granulometrias das pesquisas já realizadas em Paulista-PE.	98
Tabela 4.2 – Parâmetros obtidos para determinação do potencial de expansão.....	100
Tabela 4.3 – Comparativo entre os Limites de Atteberg das pesquisas já realizadas em Paulista-PE.	100
Tabela 4.4 – Caracterização Química do solo de Paulista-PE.....	101
Tabela 4.5 – Valores ΔpH para as amostras de solo.....	102
Tabela 4.6 – Valores das porcentagens de óxidos e perda ao fogo no solo.....	103
Tabela 4.7 – Análise dos óxidos da argila de Paulista segundo Bastos (1994).	104
Tabela 4.8 – Teor de matéria orgânica encontrado no Solo de Paulista-PE.....	104
Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de TG/DTG.	110
Tabela 4.10 – Resultados dos vários ensaios de expansão livre já realizados no solo de Paulista-PE.	112
Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados dos ensaios de Tensão de Expansão	112
Tabela 4.12 – Tensões de Expansão da argila expansiva de Paulista-PE e comparações.	114
Tabela 4.13 – Índices físicos e parâmetros de compressibilidade do ensaio Edométrico Duplo.	116
Tabela 4.14 – Parâmetros e resultados dos ensaios de cisalhamento direto.....	116

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	17
1.1	OBJETIVOS	20
1.1.1	Objetivo Geral	20
1.1.2	Objetivos Específicos	20
1.1.3	Organização da Dissertação	20
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	22
2.1	ASPECTOS MINERALÓGICOS FORMADORES DA ARGILA	22
2.1.1	Caulinita	26
2.1.2	Ilitas	27
2.1.3	Montmorilonita	28
2.1.4	Capacidade de Troca de Cátions das Argilas	29
2.1.5	Ponto de Carga Zero	31
2.1.6	Dispersão e Flocculação do Solo	32
2.2	EXPANSÃO DOS SOLOS	33
2.2.1	Mecanismos de Expansão	35
2.2.2	Ocorrência de solos expansivos no Brasil e no Mundo	39
2.2.3	Os solos expansivos de Pernambuco	41
2.2.4	Critério de identificação dos solos expansivos e Técnicas de Ensaio	45
2.2.5	Fatores Influentes na Expansão	47
2.3	ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS.....	50
2.3.1	Tipos de Estabilização	50
2.3.2	Formas de Aplicação	51
2.4	SOLO EXPANSIVO DE PAULISTA	52
2.4.1	Diagnóstico Físico	52
2.4.2	Diagnóstico Climático	54
2.4.3	Diagnóstico Geológico	55
2.4.4	Histórico Bibliográfico do Solo Expansivo de Paulista-PE	58
2.4.4.1	Jucá et al (1992) - Laboratory and Field Tests on an Expansive Soil in Brazil	59
2.4.4.2	Bastos (1994) - Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva do Litoral Norte de Pernambuco	60
2.4.4.3	Justino da Silva (2001) - Variação Volumétrica de uma argila contráctil-expansiva não Saturada Submetida a diferentes Condições Climáticas.....	62
2.4.4.4	Justino da Silva (2002) - Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo "Shelby" em Argila Fissurada	65

2.4.4.5	Justino da Silva (2004) - Caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação ...	66
2.4.4.6	Justino da Silva (2004) - Medidas de campo e de laboratório da variação de volume em um solo expansivo não saturado.....	68
2.4.4.7	Santos (2008) - Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada.....	70
2.4.4.8	Paiva (2009) - Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo.....	72
2.4.4.9	Delmiro (2013) - Aplicações dos Solos na Construção Civil: Avaliação da Expansão Livre e Tensão de Expansão.....	74
2.4.4.10	Paiva (2016) - Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Expansivos dos Municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca-PE e de suas Misturas com Cal.....	76
2.4.4.11	Justino da Silva (2016) - Acompanhamento Sazonal do Movimento do Terreno e da Umidade de um Depósito de Argila Expansiva Não Saturada.....	79
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	82
3.1	PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO	82
3.2	MÉTODOS	83
3.2.1	Preparação e Coleta das Amostras	83
3.2.3	Caracterização Física	84
3.2.4	Caracterização Microestrutural.....	84
3.2.5	Caracterização Mineralógica	85
3.2.5.1	Análise Termogravimétrica	85
3.2.5.2	Difratometria de raio-X	87
3.2.6	Caracterização Química	89
3.2.6.1	Determinação do potencial hidrogeniônico.....	89
3.2.6.2	Capacidade de Troca Catiônica	89
3.2.6.3	Determinação dos Óxidos dos Solos	89
3.2.7	Caracterização Mecânica.....	90
3.2.7.1	Moldagem dos Corpos de Prova e Realização Ensaio Edométricos.....	90
3.2.7.2	Ensaio de Expansão “Livre”	91
3.2.7.3	Ensaio de Tensão de Expansão.....	91
3.2.7.4	Ensaio de Cisalhamento Direto	93
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS.....	95
4.1	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA	95
4.1.1	Granulometria	95
4.1.2	Peso Específico Real dos Grãos	98
4.1.3	Limites de Consistência.....	98

4.1.4	Compactação do Solo Natural	100
4.2	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA	101
4.2.1	Acidez do Solo	101
4.2.2	Capacidade de Troca Catiônica	103
4.2.3	Óxidos dos Solos	103
4.2.4	Teor de Matéria Orgânica	104
4.2.5	Grau de Saturação e Condutividade Elétrica	105
4.3	CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL	105
4.4	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA	106
4.4.1	Difração de Raio-X	107
4.4.2	Análise Termogravimétrica	109
4.5	CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA	110
4.5.1	Expansão “Livre”	110
4.5.2	Tensão de Expansão	112
4.5.3	Adensamento Duplo Natural e Inundado	115
4.5.4	Ensaio de Cisalhamento Direto	116
5	CONCLUSÕES	119
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	119
5.2	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS	120
	REFERÊNCIAS	121

1 INTRODUÇÃO

A evolução das obras de engenharia incentivou a descoberta de características importantes as quais jamais foram consideradas em projetos e planejamentos de Engenharia Civil. O estudo de novas metodologias construtivas torna-se fundamental, nos dias atuais, por propiciar os custos adequados, a eficiência técnica e preservação de recursos ambientais.

Todo e qualquer projeto construtivo necessita de um estudo adequado de reconhecimento do terreno e de todas as camadas subjacentes presentes na área. A existência de solos instáveis, sem o devido conhecimento, podem causar desde pequenos problemas de porte estrutural, até por em risco a vida humana.

O solo é denominado expansivo quando apresenta dois requisitos básicos, um intrínseco e outro extrínseco. O intrínseco está relacionado com a textura, a composição mineralógica (a fração argila apresenta minerais expansivos como montmorilonita e caulinita) e a estrutura que deve existir no solo, em nível microescalar. O requisito extrínseco está relacionado com a climatologia, a hidrogeologia, a vegetação e a ocupação antrópica que devem estar presentes na região onde o solo está inserido, elas são capazes de transferir a umidade de um ponto a outro do solo. A combinação dessas características ao entrarem em funcionamento produzem instabilidade volumétrica, sendo capazes de contrair e expandir a argila expansiva (Ayala *et al.*, 1986).

A ocorrência de solos expansivos tem sido registrada em várias partes do mundo. Frequentemente são identificados em regiões áridas e semiáridas, onde a variação de umidade é grande, locais em que a evaporação excede a precipitação pluviométrica. Segundo, já foram identificados solos expansivos em todos os continentes do mundo como as Américas (Canadá, EUA, México, Argentina, Venezuela, etc), África (Marrocos, África do Sul, Gana, etc), Europa (Espanha, França, Turquia, etc), Ásia (China, Índia, etc) e Oceania (Austrália). No Brasil, várias regiões possuem ocorrências: no centro sul, nos estados do Paraná, São Paulo e Santa Catarina; no nordeste, no norte da Bahia passando por Pernambuco até atingir o Ceará (Mahler, 1994).

A presente pesquisa disserta sobre o fenômeno da mudança de volume em solos expansivos. Uma característica que não vem sendo dada a devida importância e, ao longo dos anos, apenas elevam-se os custos socioeconômicos desse descuido. Em 2014, a New York State Division of Homeland Security and Emergency levantou em uma pesquisa os custos relacionados aos danos causados pela expansão de solos. Apenas nos Estados Unidos da

América, os valores acumulados são da ordem de U\$ 300 milhões por ano. Estima-se que os danos causados pela expansividade dos solos a obras de engenharia civil são maiores até que aqueles causados por outros desastres naturais, como tsunamis, terremotos, furacões e inundações (Jones e Holtz, 1973). Os danos causados por solos expansivos podem ser encontrados em diversas partes do mundo, dentre os mais comuns estão as rachaduras em lajes (Figura 1.1-a) e paredes (Figura 1.1-b), fissuras em fundações (Figura 1.1-c), fissuras e deslocamentos no pavimento de vias (Figura 1.1-d) e rompimento de tubulações (Figura 1.1-e). Além dos citados, os solos expansivos podem causar instabilidade de taludes e avarias em portas e janelas de edificações.

Figura 1.1 – Danos frequentemente causados por solos expansivos.



Fonte: a) Collier (2010); b) Justino da Silva (2001); b) Hearn e Fleener (2017); d) Rasal (2005); e) Theodorovicz (2015).

Estima-se que 25% dos problemas encontrados em casas ou edifícios dos EUA são causados por solos expansivos, segundo a New York State Division of Homeland Security and Emergency (2014). No Brasil, não é diferente, muito embora não seja levado em conta como principal causa de determinado problema encontrado nas residências nacionais. Normalmente,

os danos causados por solos expansivos são atribuídos a práticas deficitárias ou erros de construção, esquecendo que os problemas relativos a estes solos aparecem ao longo do tempo. O custo de recuperação destas estruturas não é baixo e normalmente são danos de grande potencial e a recuperação depende de um tratamento no subsolo da obra. Além da recuperação da infraestrutura danificada, se faz necessário um tratamento específico no local do solo expansivo para eliminar todas as chances de reaparecimento do problema. Por exemplo, o aparecimento de fissuras em uma casa não será resolvido com paliativos nas paredes da casa, só após o tratamento da fundação elevando o custo da solução.

No âmbito do estado de Pernambuco, existe uma grande ocorrência de solos expansivos desde a região metropolitana do Recife, passando pelo agreste e zona da mata, até o sertão. Em virtude destas várias descobertas de solos expansivos no estado, Amorim (2004) desenvolveu um estudo para identificar locais com suscetibilidade de ocorrências de solos expansivos ou colapsíveis. O objetivo principal era apoiar o planejamento do uso e ocupação dos solos na elaboração dos projetos e nas construções de engenharia. Do total de alta expansividade, quase toda essa suscetibilidade está concentrada entre os municípios de Arcoverde e Salgueiro, com outras muitas suscetibilidades médias e altas espalhadas pelo estado.

Dentre os vários locais, cita-se como objeto desta pesquisa, o solo expansivo do município de Paulista-PE, localizado na estação de tratamento de esgoto do bairro do Janga e bastante discutido em diversas bibliografias (Quadro 1.1). O presente estudo apresentará como diferencial uma variabilidade de que caracterizarão esta argila expansiva.

Quadro 1.1 – Estudos Desenvolvidos com o solo de Paulista-PE.

Tipo	Quantidade	Autores
Dissertação de Mestrado	2	Bastos (1994); Santos (2008);
Teses de Doutorado	3	Justino da Silva (2001); Paiva (2009); Paiva (2016);
Pesquisas Científicas	6	Jucá et al (1992); Justino da Silva (2002), (2004), (2004) e (2016); Delmiro (2013);

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo Geral

O objetivo principal desta pesquisa é a análise do comportamento físico, químico, mineralógico, microestrutural e mecânico de um solo expansivo localizado na cidade de Paulista-PE, investigando as suas características e seu desempenho no seu estado natural.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Detalhar as características fisiográficas da região;
- Caracterizar o solo expansivo de Paulista quanto a sua química, física, mecânica, mineralógica e microestrutural;
- Comparar o comportamento do solo de Paulista-PE com os resultados já obtidos por estudos anteriores (Quadro 1.1);
- Avaliar os resultados e elaborar modelos que permitam prever o comportamento geral do solo em campo ou no laboratório;

1.1.3 Organização da Dissertação

No Capítulo 1, introdução, são apresentados os solos expansivos sob o ponto vista teórico e prático, com um breve resumo dos impactos relacionados e importância do devido conhecimento deste tema. Além da apresentação da pesquisa, neste capítulo são expostos os objetivos.

No Capítulo 2, apresenta-se a revisão bibliográfica, documentando informações sobre a origem, formação e composição dos solos expansivos, seu comportamento físico, químico e mecânico. Além do comentar como a estabilização de solos pode contribuir para a sua usabilidade no mais diversos campos da engenharia. Apresenta-se também uma descrição da área em estudo, com uma abordagem sobre a geologia regional e como a argila expansiva do local foi originada. Por fim, são apresentados todos os estudos já realizados com o solo expansivo de Paulista-PE, bem como os resultados levantados por esses trabalhos.

No Capítulo 3, faz-se uma caracterização dos materiais utilizados para desenvolvimento da pesquisa e os métodos empregados para tal. Inicialmente é descrito o programa de investigação geotécnica, com todo o planejamento estabelecido para coleta e análise das amostras. Todos os métodos utilizados nos ensaios de laboratório para realizar a caracterização física, química, microestrutural, mineralógica e mecânica, bem como as normas associadas a essas pesquisas foram dissertadas nesse capítulo.

No Capítulo 4, analisa-se e discute-se os resultados obtidos na campanha experimental. Nesta etapa foram discutidos os ensaios de caracterização física (granulometria, limites de consistência, umidades e densidades), caracterização química (PH, óxidos e capacidade de troca catiônica), mineralógica (por termogravimetria (TG) e difratometria de raios-X), microestrutural (Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV), além dos ensaios de expansão livre, tensão de expansão e resistência ao cisalhamento. Por fim, os resultados da caracterização mecânica do solo são comparados com os resultados encontrados na literatura.

No Capítulo 5, apresentam-se as conclusões do trabalho e sugestões para pesquisas futuras.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Para um melhor entendimento dos assuntos abordados posteriormente, neste capítulo será realizada uma revisão bibliográfica gradual do assunto. Descreve-se sobre a conceituação da formação e estrutura do solo. Em seguida são apresentadas as propriedades físicas e químicas das argilas, especificando sua importância na expansão do solo, quais as características fundamentais desse mecanismo, como e quando a expansividade pode ocorrer. Para finalizar, é conceituado o processo de estabilização dos solos desse tipo e as principais formas de aplicação dos mais diversos modos, com maior detalhe para o uso da cal na estabilização.

2.1 ASPECTOS MINERALÓGICOS FORMADORES DA ARGILA

A origem das argilas na crosta terrestre está relacionada com a decomposição química e física de diversos tipos de rochas, como granito e gnaiss. São chamadas de partículas secundárias ou de alteração, sendo formadas a partir da exposição às condições reinantes na superfície terrestre. Após a ação das intempéries, o resultado é um composto de silicato de alumínio hidratado (óxido de sílica somada a óxido de silício e água), ou seja, as argilas.

Lamana (2009) cita que as argilas fazem parte da família dos silicatos, sendo formadas por apenas um mineral argiloso ou, mais comumente, por uma mistura deles com um dos minerais em predominância, além de alguns percentuais de matéria orgânica e impurezas. Na família dos silicatos existem pelo menos 41 divisões, estando frequentemente associados aos alumínio, em poucos casos magnésio e ferro. Sendo assim é dito: “Todo argilomineral é uma argila, mas nem toda argila é um argilomineral”.

Para chegar no resultado final do nosso estudo que são as argilas, se faz importante conhecer o seu processo de formação desde quando era apenas um pequeno elemento no processo de formação da terra. Sendo assim, Oliveira e Brito (1998) descrevem no capítulo 2 do livro Geologia de Engenharia o processo de diferenciação geoquímica da terra, onde resultou na formação da sua parte sólida mais externa (crosta terrestre), e a partir disso dez elementos ali se concentraram, totalizando cerca de 99% da sua composição. Destes, o oxigênio (46,6%) e o silício (28,2%) são os elementos mais comuns nos minerais formadores de rocha, os silicatos. Os demais são: Al (8,2%), Fe (5,6%), Ca (4,2%) e os 6,2% restantes para Na, K, Mg, Ti e P.

Oliveira e Brito (1998) ainda complementam com o estudo dos silicatos, mostrando que estruturalmente eles apresentam silício (segundo elemento mais predominante na parte sólida da crosta terrestre) na forma do íon Si^{+4} situado entre quatro íons de O^{-2} compondo um arranjo tetraédrico $(\text{SiO}_4)^{-4}$. O alumínio (Al^{+3}), terceiro elemento mais abundante, não só substitui em

parte o silício neste arranjo, como também os cátions Fe^{+3} e Mg^{+2} . O restante da estrutura dos silicatos é formado por cátions dos outros elementos comuns (Na^+ , K^+ , Ca^{+2} , etc.), moléculas de água ou íons hidroxila.

Os silicatos são divididos em subclasses conforme o tipo de ligação entre as estruturas tetraédricas. O pequeno número de elementos que compõem esses minerais se combinam nas mais diversas proporções, tornando muito grande o número de espécies, de composição variada e complexa.

Os minerais da subclasse filossilicatos são hidratados e suas unidades tetraédricas se dispõem em folhas, onde cada tetraedro é ligado a outros três por oxigênios em comum. Uma série de cadeias duplas, formadas pela unidade aniônica $[(\text{Si},\text{Al})_2\text{O}_5]^{-2}$ (Figura 2.1), repete-se indefinidamente em duas direções. Sendo assim Lamana (2009) deixa bastante evidente que todos argilominerais são filossilicatos, ou seja, silicatos que formam lâminas, de baixa dureza, densidade também relativamente baixa e boa clivagem em uma direção. Rochas argilosas como folhelho e siltito são também incluídas neste conceito no comércio desses materiais.

Os minerais argilosos são aqueles constituintes e característicos das argilas, aos quais estas devem as suas propriedades. São geralmente cristalinos, tratando-se quimicamente de silicatos hidratados podendo conter os cátions Al^{3+} , Mg^{2+} , Fe^{2+} , Ca^{2+} , K^+ , entre outros, e dispostos estruturalmente em camadas e folhas ou, eventualmente, em cadeias ou fitas (Silva, 2010).

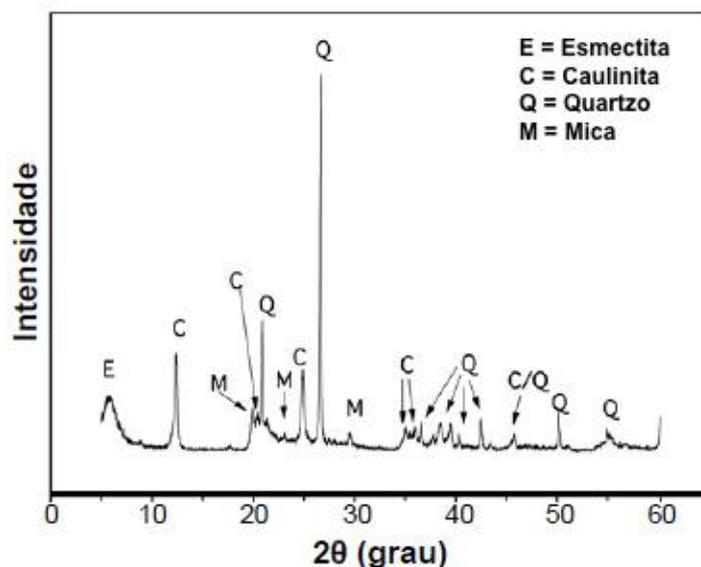
Os argilominerais (filossilicatos secundários) apresentam íons O^{-2} e OH^- , desempenhando papel importante na configuração geral da estrutura, podendo construir elementos estruturais, tetraedros e octaedros, dispostos em camadas alternadas. A classificação das espécies é baseada no arranjo dessas camadas, no espaçamento entre eles e nos elementos químicos envolvidos. Estas estruturas são derivadas da alteração intempérica de outros minerais, como feldspatos (comumente alterados em caulinita), olivina, piroxênios e anfibólios, sendo também produtos da alteração de vidro vulcânico que é uma substância amorfa (não cristalina) resultante da rápida consolidação do magma (Oliveira e Brito, 1998).

Os minerais argilosos ou argilomineirais, possuem como característica principal as reduzidas dimensões de seus cristais. Segundo Lamana (2009), é necessário a utilização de métodos especiais para a identificá-los:

- a) Microscopia eletrônica de varredura ou análise mineralógica por difração de raios-X. Dentre os dois métodos o mais usado é a difração de raios X, que tem como produto final um difratograma, um tipo de gráfico como a Figura 2.1;

b) Absorção atômica ou análise química quantitativa por fluorescência de raios-X.

Figura 2.1 – Exemplo de Difratoograma de Raio-X para argila.



Fonte: Chaves et al (2013).

Na identificação das rochas formadas por minerais argilosos através da cor tem-se alguns padrões definidos por Pedrassani (2008). As cores podem ser as mais variadas, como verde, branco, vermelho, marrom, cinza, entre outros, as quais são influenciadas pela composição química e pelas condições físico-químicas do espaço em que estão inseridos. Sendo assim, Pedrassani (2008) definiu de maneira geral em Biografia das Argilas como as diferentes cores podem traduzir as rochas:

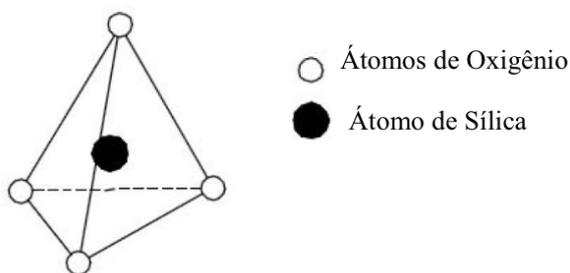
- a) Verde – compostos de ferro na forma reduzida, presentes em minerais como clorita, montmorillonita e galuconita. Em alguns casos, a cor pode ocorrer devido a minerais de cobre ou olivinas;
- b) Vermelho, laranja e amarelo – presença de hidróxidos e óxidos de ferro;
- c) Cinza e preto – composta por matéria orgânica, às vezes de óxidos de manganês ou de magnetita;
- d) Roxa – pode estar relacionada a óxidos de ferro e manganês muito embora não tenha sua origem bem definida;
- e) branca – ausência dos compostos mais frequentes em argilas, como ferro, manganês e titânio, além de matéria orgânica.

A maior parte dos argilominerais encontrados na natureza é de estrutura lamelar. Estes podem ser divididos em grupos ou famílias: camadas 1:1; camadas 2:1; camadas 2:2 ou 2:2:1. A nomenclatura 1:1 e 2:1 refere-se ao número de camadas de tetraedros de SiO_4 e de octaedros

de $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, respectivamente, que entram na constituição da cela unitária da estrutura cristalina do argilomineral (Santos, 1989).

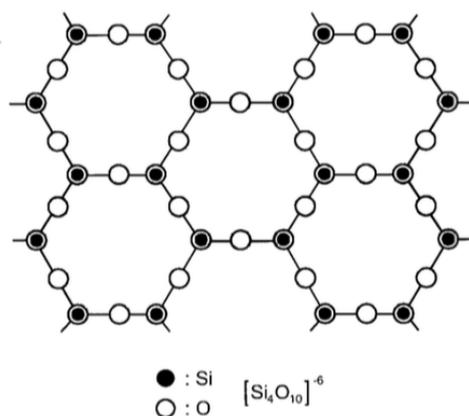
A unidade estrutural tetraédrica, Figura 2.2, é constituída por quatro átomos de oxigênio, O^{2-} , equidistante de um átomo de silício, Si^{4+} formando um tetraedro. Os átomos de oxigênio posicionam-se nos vértices do tetraedro e o de silício ocupa o seu centro. Os tetraedros dispõem-se hexagonalmente, de modo que as suas bases são coplanares e os topos apontam todos na mesma direção (Mitchell, 1993).

Figura 2.2 – Unidade estrutural tetraédrica 3D.



Fonte: Cristelo (2001).

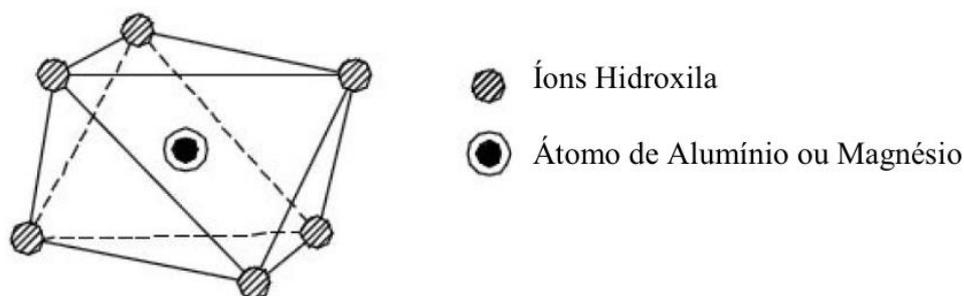
Figura 2.3 – Unidade estrutural 2D dos filossilicatos segundo.



Fonte: Oliveira e Brito (1998).

Quanto à unidade estrutural octaédrica, Figura 2.4, esta é constituída por seis átomos de oxigênio, O^{2-} , ou hidróxilo, OH^- , que se dispõem segundo os vértices de um octaedro, estando igualmente espaçados de um átomo de alumínio, Al^{3+} , ou de magnésio, Mg^{2+} . Estas unidades básicas dispõem-se hexagonalmente através da partilha de hidróxilos ou oxigênios por octaedros vizinhos, dando origem a folhas estruturais octaédricas (Mitchell, 1993).

Figura 2.4 – Unidade estrutural octaédrica.

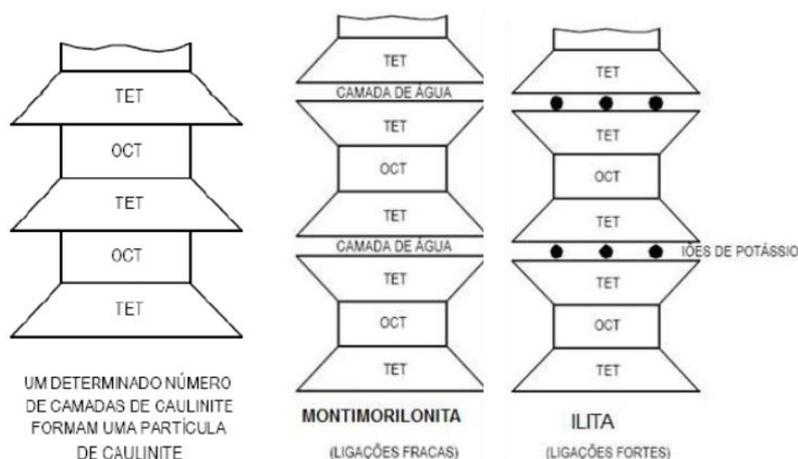


Fonte: Cristelo (2001).

É com base no número e natureza das folhas estruturais existentes nas camadas estruturais que se estabelecem os tipos estruturais (1:1, 2:1, 2:1:1). Assim, a combinação de uma folha tetraédrica com uma folha octaédrica dá origem a uma unidade estrutural do tipo 1:1, designada por unidade Te-Oc, enquanto que a combinação de duas folhas tetraédricas e uma folha octaédrica forma uma unidade estrutural do tipo 2:1 ou Te-Oc-Te.

A sequência repetitiva das capas tetraédricas e octaédricas determinam o grupo do mineral argiloso. Os grupos dos minerais argilosos cristalinos mais importantes para esta pesquisa são: grupo da Caulinita, grupo da Montmorilonita, e o grupo da Ilita, como estão apresentados na Figura 2.5.

Figura 2.5 – Minerais potencialmente expansivos.



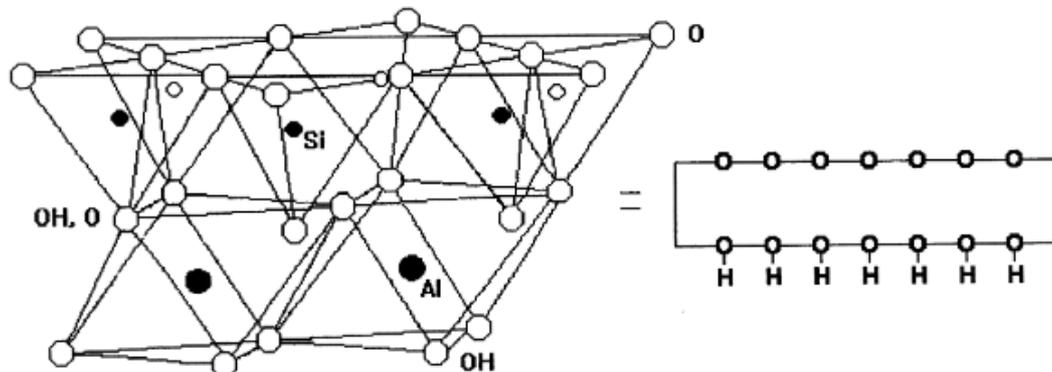
Fonte: Cristelo (2001).

2.1.1 Caulinita

É o argilomineral originado da alteração de aluminossilicatos (feldspatos e micas) formado por camadas 1:1. Cada camada consiste de uma folha de tetraedros de SiO_4 e uma folha de octaedros de $\text{Al}_2(\text{OH})_6$, as quais estão ligadas entre si, em uma única camada através do oxigênio presente. A fórmula estrutural é representada por $(\text{OH})_8\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}$, a qual em termos

percentuais tem a seguinte composição percentual: $\text{SiO}_2=46,5\%$, $\text{Al}_2\text{O}_3=39,5\%$ e $\text{H}_2\text{O}=14\%$ (Carvalho, 1997).

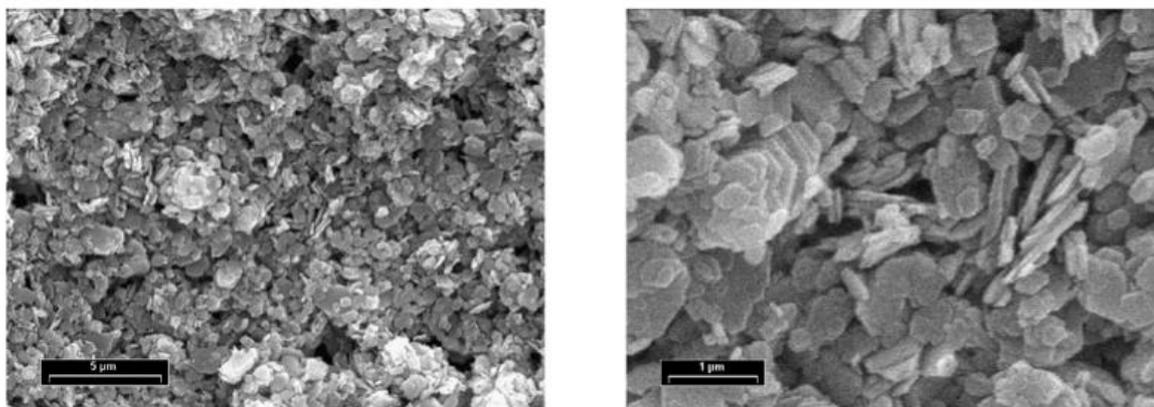
Figura 2.6 – Estrutura detalhada da Caulinita.



Fonte: Gardolinski et al (2001).

Oliveira e Brito (1998) detalham que a caulinita é bastante estável possuindo uma estrutura que resiste muito bem à penetração da água nas camadas, sendo considerada não expansiva quando em processo de saturação. Por esse motivo é muito utilizada em produções industriais.

Figura 2.7 – Micrografias obtidas através de microscopia eletrônica de varredura da caulinita pura.

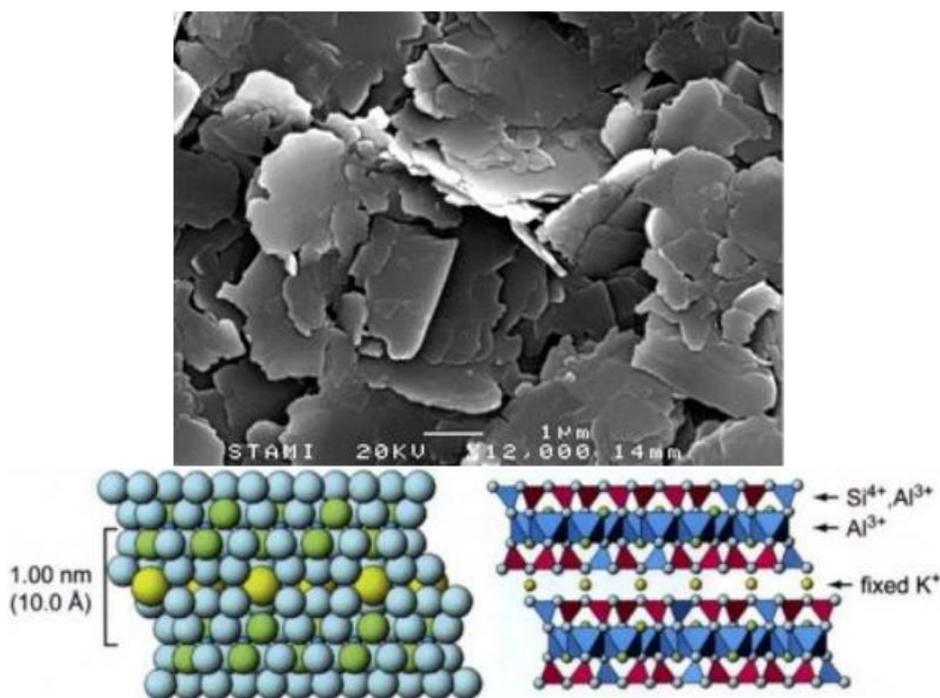


Fonte: Gardolinski et al (2001).

2.1.2 Ilitas

As ilitas, também conhecida como hidromica, têm uma estrutura cristalina semelhante à da montmorilonita, embora sejam diferentes na composição química, a qual é expressa por: $(\text{OH})_4\text{Ky}(\text{Al}_4\text{Fe}_4\text{Mg}_4)(\text{Si}^{8-y}\text{Al}_y)\text{O}_{20}$, onde y , varia de 1 a 1,5, sendo assim menos expansivas. A estrutura da ilita consiste em uma folha octaédrica de gibsita entre duas folhas tetraédricas de silício (Carvalho, 1997). São comuns em folhelhos de origem marinha (Figura 2.8).

Figura 2.8 – Foto feita em um microscópio de varredura e detalhe estrutural da ilita.

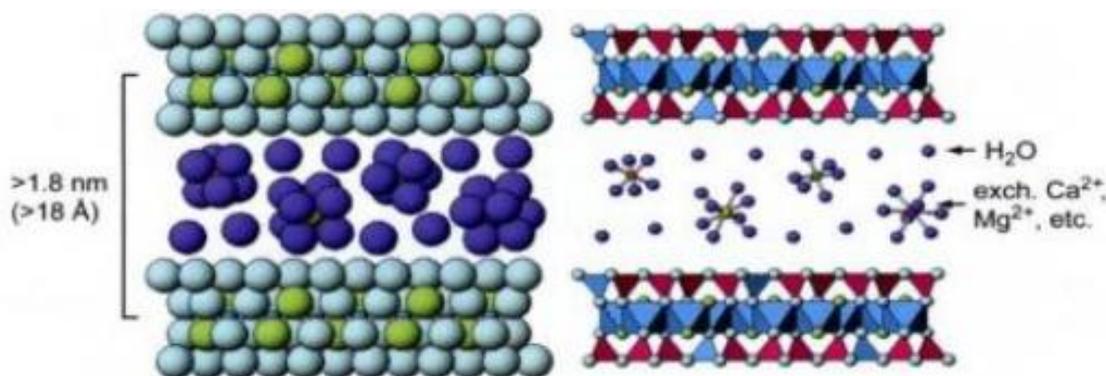


Fonte: Campos (2011).

2.1.3 Montmorilonita

A composição química do grupo da montmorilonita é expressa por: $(OH)_4Al_4Si_8O_{20} \cdot nH_2O$, onde n é água interlamelar. Os argilominerais do grupo motmorilonita diferem desta fórmula devido às substituições isomórficas que ocorrem no reticulado cristalino e nos cátions trocáveis. A motmorilonita ou esmectita é formada pelo empilhamento ao acaso de duas folhas tetraédricas de silicato com uma folha octaédrica de alumínio no meio, ligadas entre si pelo oxigênio comum às folhas, vide Figura 2.9 (Carvalho, 1997).

Figura 2.9 – Forma estrutural detalhada da Montmorilonita.



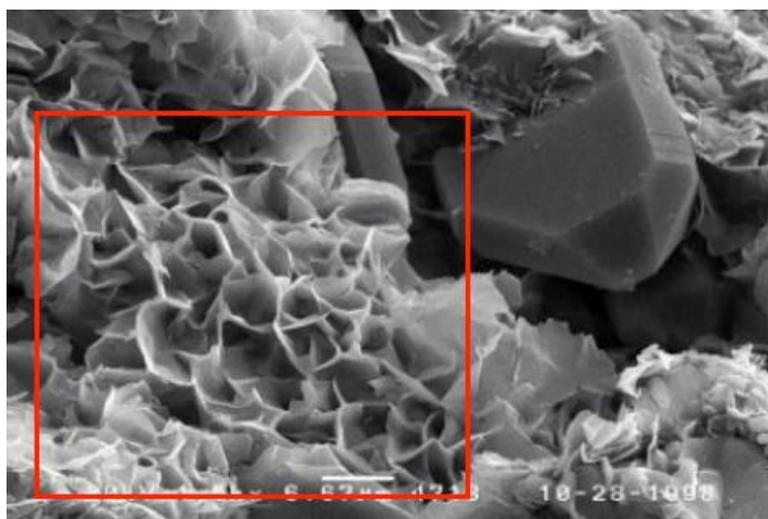
Fonte: Campos (2011).

A ligação entre as camadas é fraca e com as substituições isomórficas, a motmorilonita tem uma grande tendência em separar as camadas, absorvendo água e causando expansão.

Na família das montmorilonitas, destaca-se a bentonita (nome devido ao grande depósito descoberto no forte Benton, estado de Wyoming, Estados Unidos, em 1888).

A Figura 2.10 mostra um quadro dos principais argilominerais formadores dos solos expansivos.

Figura 2.10 – Foto de uma microscopia de varredura da Montmorilonita (indicado na imagem).



Fonte: OMNI Laboratories (1998).

2.1.4 Capacidade de Troca de Cátions das Argilas

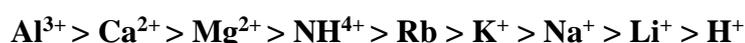
Van Raij (1969) define a capacidade de troca de cátions (C.T.C.) como uma característica físico-química fundamental do solo. Indica a quantidade de íons positivos que um solo é capaz de reter em determinadas condições e permutar por quantidades estequiometricamente equivalentes de outros íons do mesmo sinal. É uma área do conhecimento com bastante utilidade na prática da agronomia, principalmente quando está focado nos estudos de fertilidade, além disso torna-se um atributo indispensável para o detalhamento de unidades de solo.

Através da C.T.C., segundo Van Raij (1969), é possível indicar as atividades coloidais e assim torna-se importante para caracterização das unidades de solos. Em certos casos é possível, pela C.T.C., ter ideia dos minerais que predominam na fração argila, sem recorrer a determinações diretas da mineralogia.

Especificamente tratando da capacidade de troca de cátions das argilas, Lamana (2009) aborda sobre a facilidade de infiltração dos íons positivos entre as lâminas dos minerais argilosos quando soluções aquosas entram em contato com argilas, atravessam-na e dali sai facilmente, pois as ligações químicas são muito fracas. Isso ocorre nas partículas de argila,

pois a sua superfície está predominantemente envolvida por cargas negativas. Então os íons positivos existentes na solução aquosa não penetram na estrutura do mineral, apenas prendem-se às superfícies das partículas de argila.

Complementando as definições anteriores Mitchell (1993), comenta que a facilidade como serão atraídos os íons positivos depende e muito da valência do cátions em solução. Hofmeister estabeleceu através da sequência de Hofmeister ou série liotrópica, como seria a sequência de preferenciabilidade de troca de cátions para uma mesma concentração. A sequência é a seguinte:



Da esquerda para a direita é que funciona a ordem de preferenciabilidade de troca. Qualquer íon a esquerda pode substituir íons à sua direita. Sendo assim, essa característica tem grande influência no comportamento plástico das argilas pois se o cátions trocável for o cálcio a plasticidade será diferente das propriedades existentes quando o cátion é o sódio, o qual é considerado frágil comparado ao anterior na série liotrópica.

A capacidade de troca catiônica (CTC) exprime-se atualmente em milimol por carga a cada 100g de argila seca e varia com o tipo de argila. Vale ressaltar que em muitas bibliografias se pode encontrar unidades não mais usuais são elas: meq100g⁻¹ (massa) e meq100cm⁻³ (volume), são equivalentes a 10 mmolc kg⁻¹ (massa) e 10 mmolc dm⁻³ (volume) mais comuns hoje nos artigos científicos relacionados à capacidade de troca catiônica. Como se pode ver na Tabela 2.1 sobre a CTC de alguns tipos de constituintes do solo, segundo Meurer (2006).

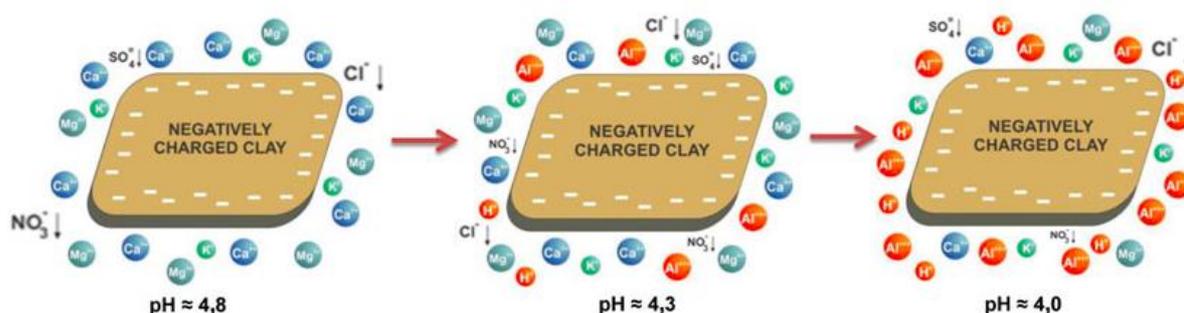
Tabela 2.1 – Capacidade Catiônica de alguns constituintes do solo.

Constituintes do solo	C.T.C. (mmolc x 100g)
Matéria orgânica	2000 – 4000
Vermiculita	1000 – 1500
Montmorilonita	800 – 1500
Ilita	100 – 400
Clorita	100 – 400
Caulinita	30 – 150
Óxidos de Fe e Al	20 – 60

Fonte: Meurer (2006).

A Figura 2.11 apresenta as cargas elétricas negativas de um colóide envolvendo-os e quando essa argila entra em contato com uma solução aquosa composta dos mais variados cátions positivos as cargas dos polos diferentes se atraem e de cargas semelhantes se repelem. Outro ponto muito importante apresentado na Figura 2.11 é que em muitas condições do solo têm influência sobre a CTC, dentre elas: PH, natureza dos cátions trocáveis, concentração da solução e natureza da fase sólida. Como se pode ver a variação dos cátions trocáveis a partir da mudança do PH quando o solo é submetido a adição de ácidos a solução que o envolve.

Figura 2.11 – O aumento da saturação de uma partícula de argila com cátions de alumínio e hidrogênio.



Fonte: Grain SA (2013).

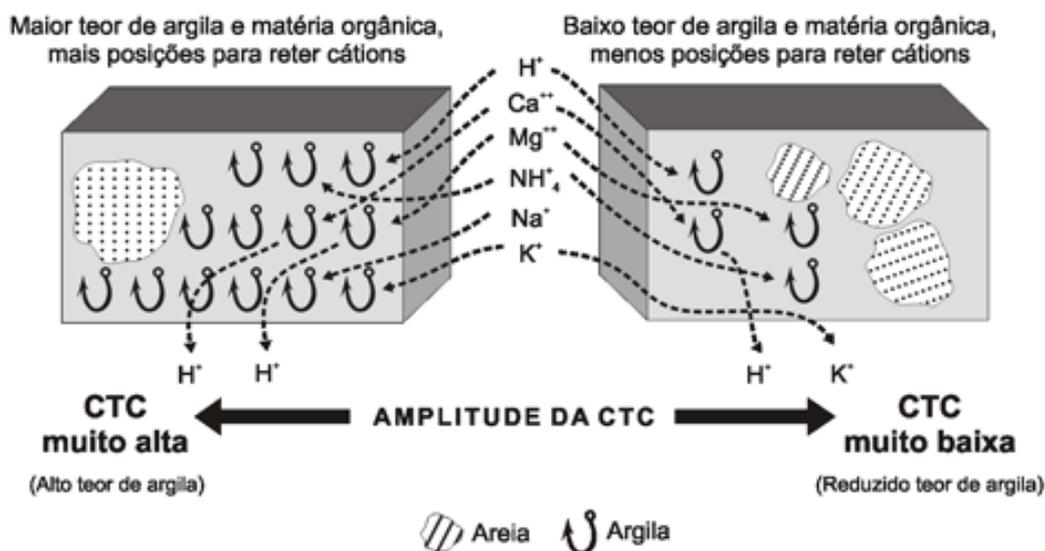
O aumento da saturação de uma partícula de argila com cátions de alumínio e hidrogênio ocasionou o aumento da acidez do solo, como se pode ver da esquerda para a direita na Figura 2.11 (os valores de pH mostrados são indicados para uma medição numa solução de cloreto de potássio).

2.1.5 Ponto de Carga Zero

O ponto de carga zero é definido como o valor de pH (logaritmo negativo da concentração, atividade hidrogeniônica) em que a quantidade de prótons adsorvidos gerando cargas positivas é igual ao número de hidroxilas que geram cargas negativas, sendo a carga superficial do colóide igual a zero. Cabe ressaltar que é uma característica específica para cada mineral, pois quando o pH da solução supera o PCZ predominam cargas negativas e quando inferior ao PCZ as cargas positivas são as predominantes.

Como se observa na Figura 2.12, se a quantidade de cargas elétricas negativas são iguais as positivas, atinge-se o ponto de equilíbrio chamado de ponto carga zero (PCZ). Caso ocorra uma amostra com um maior teor de argila e matéria orgânica (grande presença de íons negativos) terá uma alta capacidade de troca com cátions. Caso contrário verá uma CTC muito baixa com menos posições para reter cátions.

Figura 2.12 – Diferenças de capacidade de troca de cátions em dois tipos de solos.



Fonte: Monte Braga (2012).

Barbosa (2013) complementa que no ponto de carga elétrica zero (PCZ), ocorre a floculação que, por sua vez, tem influência favorável na estruturação do solo, razão pela qual é aconselhável que o pH de solos com os referidos tipos de colóides não se afastem muito do PCZ. Caso o PCZ fique distante de zero a argila se dispersa e podem ocorrer muito por causa dos óxidos de ferro e alumínio contribuintes para o aumento do PCZ (Monte Braga, 2012).

2.1.6 Dispersão e Floculação do Solo

Segundo Mitchell (1993), a argila torna-se muito suscetível aos efeitos dos campos de forças desbalanceadas, que surgem quando as interfaces das partículas do solo interagem com a água e cátions adsorvidos em soluções, tudo isso devido ao pequeno tamanho da partícula de argila e sua grande área superficial. O mecanismo pelo qual a estrutura da argila se desenvolve é conhecido através de uma dupla camada elétrica ou camada difusa quando está seca, quando hidratada forma-se a solução do solo e assim a distribuição de íons. Assim, podem ocorrer duas formas de estruturas distintas formadas quando ocorre a solução do solo:

- Pela agregação das partículas unitárias que ocorrem, há interação entre duas partículas pela força de Van Der Waals;
- As forças de repulsão, que são consequência da repulsão das cargas elétricas de mesmo sinal ocorrendo quebraimento gradual do material maciço por contração rachaduras provocadas pela secagem, Moniz (1975).

Entre as partículas de uma dispersão coloidal existem dois tipos fundamentais de forças:

- a) As forças de atração (como já citado anteriormente), que ocorrem quando as partículas estão muito próximas; resultantes da orientação de dipolos ou da coordenação do movimento de elétrons entre as partículas;
- c) As forças de repulsão, que são consequência da repulsão das cargas elétricas de mesmo sinal. Quando, em uma dispersão coloidal em meio líquido predominam as forças de atração, ocorre a floculação ou coagulação e as partículas agrupam-se formando pequenos flocos que decantam até o fundo do recipiente. Quando predominam as forças de repulsão, a dispersão tende a se estabilizar, não ocorrendo a aproximação entre as partículas e aí temos a dispersão ou floculação.

Moniz (1975) cita que o processo de agregação ou atração das partículas se inicia pela floculação dos coloides do solo. Segundo Lambe e Withman (1979), quando em uma dispersão coloidal em meio líquido predominam as forças de atração, ocorre a floculação ou coagulação e as partículas aproximam-se formando pequenos flocos que decantam até o fundo do recipiente. A tendência de floculação se dá por um decréscimo na espessura da dupla camada reduzindo a repulsão elétrica. Sendo assim, dois aspectos devem ser considerados para entender esse processo: em razão do aumento de determinadas variáveis (concentração eletrolítica do meio, valência do íon e temperatura); e da diminuição de outras características (constante dielétrica, tamanho do íon hidratado, pH e adsorção aniônica). Em especial, destacamos o pH, pois deverá diminuir as cargas negativas, provocando uma maior atração entre as partículas e facilitando a floculação.

A dispersão tende a se estabilizar quando predominarem as forças de repulsão, ocorrendo a aproximação entre as partículas. Também conhecido como desfloculação, esse processo tem relação com o aumento da espessura da Dupla Camada Difusa. O resultado disso é a mobilização da argila, migrando para o interior do perfil ou sendo arrastada pelo escoamento superficial da água (erosão).

2.2 EXPANSÃO DOS SOLOS

A expansividade dos solos é uma característica comumente encontrada em materiais constituídos por minerais argílicos, potencialmente instáveis e facilmente absorvem água. Pereira (2004) menciona, de forma geral, na sua devida proporção, todos os solos são expansivos quando a tensão efetiva entre suas partículas é reduzida por uma razão qualquer. Ou seja, é necessário entender que qualquer solo pode se expandir sem ser um solo expansivo. Quando estes são simplesmente carregados, por um determinado tempo, após a retirada da

carga poderá haver um aumento de volume do solo causado pelo alívio de tensão. Barbosa (2013) complementa o contexto citando o processo de cisalhamento de solos muito compactados onde a interação entre as partículas ao rolarem uma sobre outra podem causar uma dilatação e provocar aumento de volume do solo sem necessariamente ele ser expansivo.

Um solo é considerado expansivo quando apresenta variação de volume superior a 1% (Pereira, 2004) sendo resultante da mudança de umidade ou sucção, sendo esse aumento ocasionado apenas pela alteração do teor de umidade, sem qualquer variação nas cargas aplicadas nesse solo.

Além disso, as características mineralógicas de um solo expansivo são as seguintes: argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1, combinação de duas folhas tetraédricas (Te) e uma folha octaédrica (Oc), principalmente do grupo esmectitas. Nas montmorilonitas e vermiculitas verifica-se uma maior instabilidade volumétrica, além dos interestratificados de montmorilonita como a clorita, illita e vermiculita ou até mesmo de outros minerais, como a haloisita também apresentam capacidade de expansão, porém mais limitada, (Ferreira, 1995).

A expansibilidade é, essencialmente, um fenômeno físico-químico de grande complexidade, embora também possa estar associada a causas mecânicas, como já foi citado acima. O fenômeno de expansibilidade nas argilas é explicado com base nas forças existentes entre partículas e entre camadas estruturais (Silva, 2010).

A expansividade nas argilas pode ocorrer, além das suas propriedades intrínsecas, também das circunstâncias às quais são impostas e encontradas no meio ambiente onde estão inseridos. Sendo assim, se faz necessário o devido conhecimento das características de um solo expansivo pois ao identificá-lo e classificá-lo quanto ao seu potencial e tensão de expansão (variação de volume e força aplicada a uma mostra já expandida, respectivamente), será possível saber o valor de tensão necessário para que a amostra retorne ao seu volume inicial. Com o resultado em mãos o engenheiro responsável poderá realizar uma análise quantitativa dos problemas que possam surgir caso esse solo seja utilizado como material de construção e também qualitativa caso esse solo esteja localizado abaixo da construção em estudo. A melhor definição para o comportamento dos solos expansivos são destacadas:

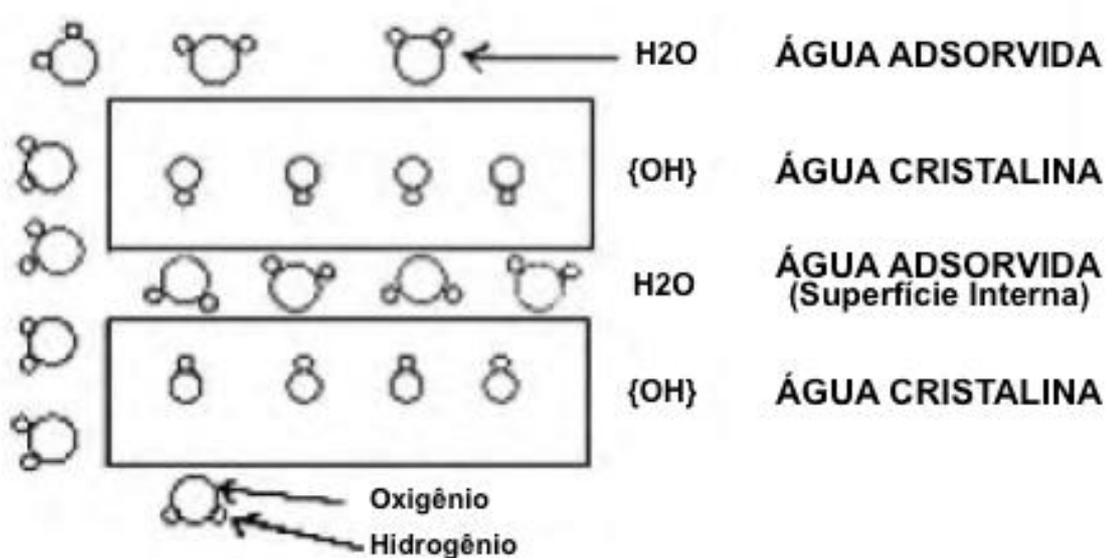
Solos Expansivos: São solos não saturados; possuem argilominerais de estrutura laminar do tipo 2:1 principalmente do grupo esmectitas, como as montmorilonita ou vermiculita. Contrações e expansões com aparecimento de superfícies de fricção; solos com drenagem baixa e atividade alta, derivados de rochas ígneas, basicamente Basalto, Diabases e Gabos, e

de rochas sedimentares basicamente: Folhelhos, Margas e Calcários; São de regiões onde a evapotranspiração excede a precipitação, regiões de alternância de estações secas e chuvas intensas e concentradas (Barbosa, 2013).

2.2.1 Mecanismos de Expansão

A mudança de volume dos materiais argilosos expansivos é causada pela combinação de vários fatores. A propriedade mais importante dos argilominerais expansivos é a capacidade de mudar de volume pela sorção de moléculas de água ou outros íons polares em sua estrutura. Os argilominerais possuem um diâmetro de grãos menores que 2 mm e uma forma cristalográfica em folhas. Estes fatores dão ao argilomineral uma área superficial muito grande e estas lhe conferem a propriedade de adsorção de água. Todos os argilominerais atraem água para as suas superfícies, mas somente alguns a conduzem para a sua estrutura interna, Figura 2.13.

Figura 2.13 – Diferentes tipos de água associada com a expansão cristalina.



Fonte: Velde (1992).

Os mecanismos de expansão das argilas podem ser mecânicos e/ou físico-químicos. Sendo o segundo um processo de grande complexidade, enquanto o primeiro é relacionado com a movimentação deste tipo de solo.

Para Taylor e Smith (1986), a expansão mecânica ocorre em resposta às forças de descompressão elástica e estão relacionadas ao fator tempo; na prática podem ser devido às escavações feitas pelo homem, à ação dos movimentos tectônicos e à erosão.

Segundo Neves (1993), os mecanismos de expansibilidade físico-químicos podem ser intercrystalinos ou intracrystalinos e osmóticos. Ou segundo Snethen et al. (1977), os mecanismos físico-químicos que determinam o potencial expansivo de um argilomineral são: atração superficial das partículas, hidratação de cátions e repulsão osmótica.

A expansibilidade intercrystalina ocorre quando a absorção de água se faz através das superfícies externas dos cristais dos minerais argilosos e dos vazios entre esses cristais, ou seja, quando é possível a absorção de água no interior dos cristais ou entre as camadas estruturais. A água absorvida forma sucessivas camadas monomoleculares sobre as partículas dos minerais argilosos, afastando as unidades estruturais e as próprias partículas, (Neves, 1993). A illita apresenta expansibilidade intercrystalina devido à forte atração eletrostática gerada pelos íons monovalentes K^+ que ligam as camadas estruturais e não permitem a entrada de água.

A atração superficial das partículas dos argilominerais é um mecanismo gerado pela magnitude das forças eletrostáticas provenientes das cargas elétricas negativas nas superfícies das partículas dos argilominerais, que tendem a ser compensadas pela atração de cátions que se encontram em solução na água livre dos poros e particularmente por moléculas polares, como as da água.

Presa (1984) conclui que a influência deste mecanismo na mudança de volume provém do esforço desenvolvido para neutralizar o desequilíbrio das cargas. Desta forma, a quantidade de água na dupla camada aumentará até que ocorra uma suficiente mudança de volume na massa do solo.

A hidratação, segundo Presa (1984), ocorre devido às substituições isomórficas e cátions adsorvidos, que originam uma variação de carga e conseqüentemente aumentam a capacidade de atração de moléculas de água (hidratação), ocasionando variações de volume. Este mecanismo influencia na expansibilidade pelo aumento que o raio iônico dos cátions sofrem à medida que vão sendo hidratados, gerando um aumento de volume na massa de solo.

A repulsão osmótica ou expansibilidade osmótica é um mecanismo importante em condições de umidade e concentração iônica elevadas pois a partir dele se originam as maiores alterações de volume. Olphen (1963) afirma que no processo de expansibilidade osmótica são conhecidas duas fases:

- a) Primeira fase: Em virtude das diferenças de concentração iônica ocorre a entrada das moléculas de água entre as camadas dos argilomineirais, ou entre as superfícies planas

das partículas adjacentes, tendendo a separá-las (interação eletroestática entre as superfícies e os cátions dispersos e a energia de adsorção das moléculas de água). Junto à superfície estruturante da argila ocorre a maior concentração de água e diminui cada vez que se afasta dessas camadas. Segundo Pereira (2004), nessa fase o contato da água com concentrações iônicas diferentes permite o ingresso de água com a finalidade de equilibrar as diferenças de concentrações, resultando num aumento da dupla camada e conseqüentemente no volume do solo;

- b) Segunda fase: as superfícies das partículas estão já separadas por distâncias superiores a quatro camadas monomoleculares de água, sendo por isso a energia de adsorção já relativamente reduzida, o que permite que a energia de repulsão da dupla camada elétrica se sobreponha. Com a continuação da adsorção de moléculas de água a referida distância tende a aumentar e com ela as forças de repulsão (Olphen, 1963).

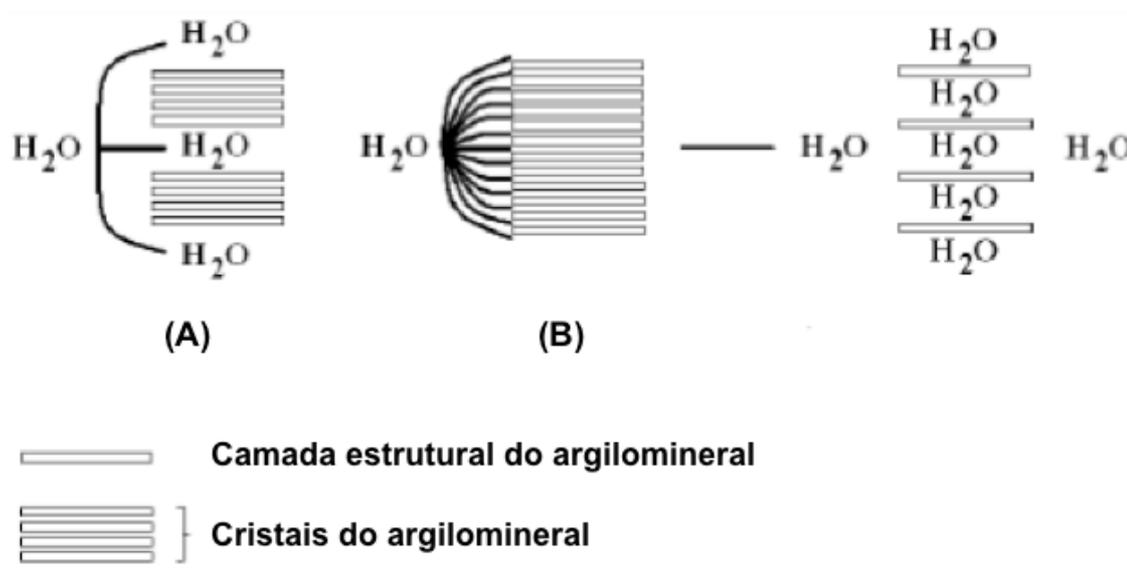
Di Maio (1996) complementa o conceito de expansibilidade osmótica citando a dependência desse processo em relação a natureza dos cátions trocáveis. As argilas em que o cátion trocável é o sódio exibem uma expansibilidade muito maior que aquelas em que esse papel é assumido pelo cálcio. Isto porque os cátions monovalentes, e em fraca concentração, originam pressões de expansão superior devido à formação de duplas camadas elétricas mais extensas. Assim, a adição de produtos à base de cálcio, nomeadamente a cal, é um dos processos existentes para diminuir a expansibilidade das argilas, embora nem todos os minerais argilosos apresentem este tipo de expansibilidade, especialmente os minerais de maiores dimensões.

Dependendo do nível de interação entre moléculas de água e a superfície do argilomineral, haverá a expansão intercadas essencialmente osmótica ou estrutural em nível cristalino. A expansão intracristalina ocorre devido às forças atrativas que ligam as camadas estruturais serem menores que as responsáveis pela absorção de água (Gillott, 1993 apud Pereira, 2004). Desta forma, a água absorvida forma diversas monocamadas sobre as superfícies dos argilominerais, separando suas partículas ou suas unidades estruturais (Figura 2.14).

A expansibilidade intracristalina é justificada pelo desequilíbrio entre as forças atrativas que ligam as camadas estruturais (inferiores) e as forças atrativas responsáveis pela absorção de água e depende da natureza cristalográfica do argilomineral, (Gillot, 1987). Como nas argilas predominam cargas eletronegativas, quando estas entram em contato com a água, seus íons H^+ são atraídos pelas partículas de argila e ocupam posições entre as lâminas cristalográficas, separando-as para atraí-los. Resultando em “dupla camada” (várias capas de molécula de água

fortemente adsorvidas). Existindo cátions trocáveis, cada cátion tende a rodear-se de dipolos de água, em consequência, há um aumento do espaço laminar e, com isso, do inchamento.

Figura 2.14 – Absorção de água por argilominerais: a) adsorção intercrystalina de água num argilomineral do tipo 2:1 não expansivo (ilita); b) absorção intracristalina de água num argilomineral do tipo 2:1 expansivo (montmorilonita).



Fonte: Gillott (1987).

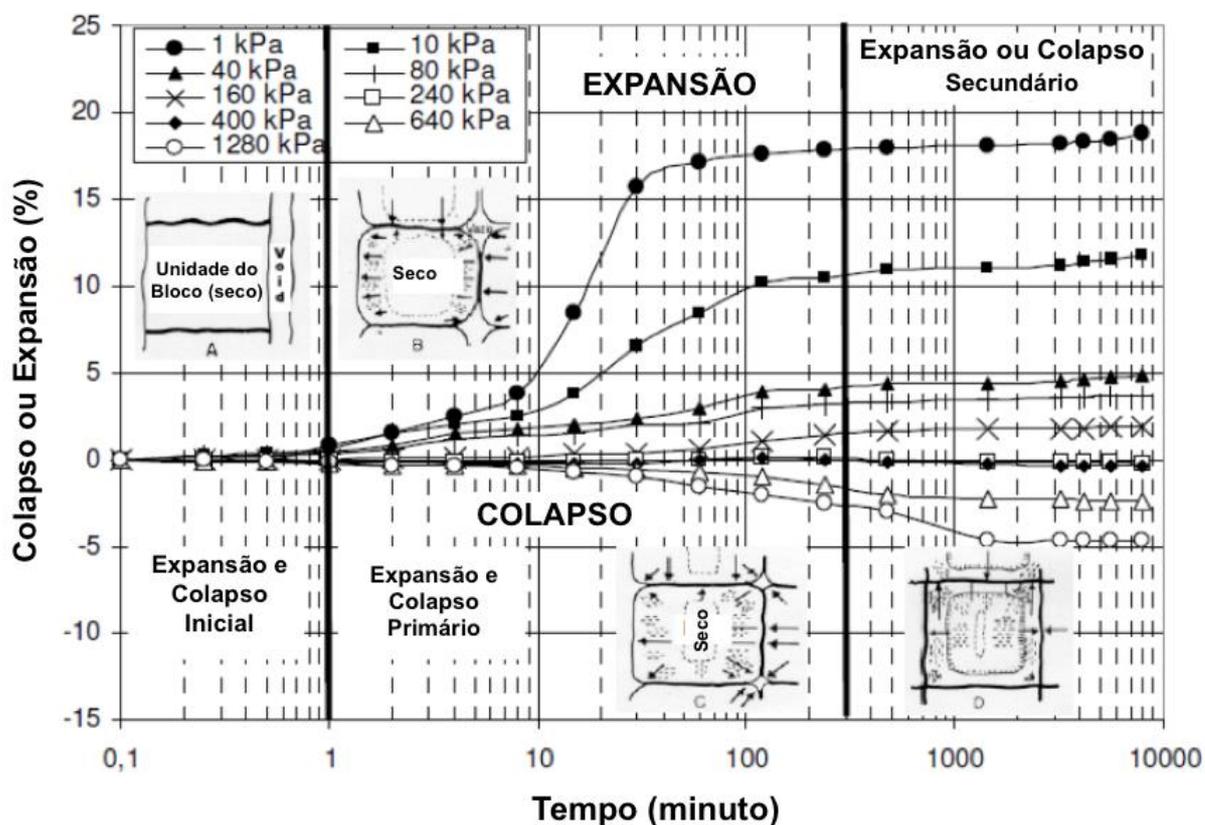
A absorção de água pelas superfícies internas dos argilominerais é influenciada pelo tipo de cátions intercalar, por exemplo, as montmorilonitas cálcicas absorvem até duas camadas monomoleculares de água, enquanto as montmorilonitas sódicas, podem absorver um número maior. As esmectitas, vermiculitas, cloritas expansivas, haloisitas e alguns minerais interestificados apresentam expansibilidade intracristalina (Pereira, 2004).

A expansão cristalina vai depender, sobretudo da energia livre superficial, ou seja, da afinidade da superfície sólida com a água. Este processo é muito importante nos argilominerais do grupo das esmectitas e praticamente ausentes nas argilas que não apresentam cátions intercamadas, como caulinita, por exemplo.

Roo (2006) considerou três fases para o processo de deformação de expansão e/ou colapso do solo, Figura 2.15. O Inicial - a intervalos de menos de 1 minuto, há pequenas deformações no solo e a água se infiltra apenas na periferia; Primário - intervalo de 1 a 300 minutos, a água se infiltra a partir da periferia para o centro, umidificando o solo progressivamente, ocorrendo deformações com maior intensidade; Secundário - intervalo superior a 300 minutos, a água chega ao centro do núcleo, e os espaços vazios são quase completamente cheios de água e a velocidade da deformação diminui. O autor conclui que as deformações iniciais estão

associadas com a microestrutura, enquanto que as deformações primária e secundária estão associadas com a macroestrutura.

Figura 2.15 – Comportamento da variação de deformação no período de tempo sob tensão (a) pequena alteração na umidade do solo, (b) mudança de umidade na periferia do solo, (c) apenas o núcleo central mantém a umidade inicial, (d) não há mudança na umidade do solo.



Fonte: Ferreira (2010).

2.2.2 Ocorrência de solos expansivos no Brasil e no Mundo

Justino da Silva (2001) comenta que solos expansivos têm sido identificados em todos os continentes. Regiões áridas e semiáridas são aquelas com maior ocorrência de solos expansivos, principalmente devido à evaporação anual excedendo a precipitação pluviométrica, acarretando uma acentuada variação de umidade. Chen (1975) relata a ocorrência de solos expansivos em todo o mundo (Figura 2.16), com situações confirmadas nos seguintes países: Argentina, Irã, Austrália, México, Marrocos, Canadá, Cuba, África do Sul, Etiópia, Espanha, Gana, Turquia, Índia, EUA, Israel e Venezuela.

A lista ainda foi atualizada por Mahler (1994), que incluiu Arábia Saudita, Brasil, Chile, China, França, Nigéria e Zimbábwe.

Figura 2.16 – Ocorrência de solos expansivos no mundo.



Fonte: Santos (2015).

Jones e Holtz (1973) apresentam informações sobre os levantamentos realizados quanto às perdas econômicas relacionadas à ação dos solos expansivos apenas nos Estados Unidos das Américas. Cerca de 20% da população americana (pouco mais de 64 milhões de pessoas) é afetada por solos expansivos, o dobro daquelas afetadas por enchentes (10%), por exemplo. O custo real dos prejuízos pode chegar ao dobro dos valores contabilizados desde que sejam considerados os casos não conhecidos ou não reparados ou ainda os casos em que as causas não são atribuídas a esses solos.

Assim como no mundo, o Brasil possui várias ocorrências de solos expansivos. Segundo o Quadro 2.1, baseada no levantamento de Ferreira (2012) apud Barbosa (2013), solos expansivos são identificados no Centro Sul, nos Estados do Paraná, São Paulo e Santa Catarina; no nordeste, no norte da Bahia passando por Pernambuco até atingir o Ceará.

Quadro 2.1 – Ocorrência de Solos Expansivos no Brasil.

No.	Local	Referência	Origem/Tipo de Solo/Classe Pedológica
1	Paulo Dutra - MA	FERREIRA (1988)	-
2	Parelhas - RN	LINS <i>et al.</i> (1986)	Formação Seridó
3	Carnaíba - PE	FERREIRA (1988)	Complexo Monteiro/Bruno não Cálculo
4	Afrânio - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Cachoeirinha/Areia Quartzosa/Bruno não Cálculo
5	Petrolina - PE	FERREIRA (1989)	Grupo Salgueiro/Areia Quartzosa/Bruno não Cálculo
6	Cabrobó - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Presidente Juscelino/Bruno não Cálculo
7	Salgueiro - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálculo
8	Serra Talhada - PE	FERREIRA (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não Cálculo

Quadro 2.1 – Ocorrência de Solos Expansivos no Brasil. Continuação.

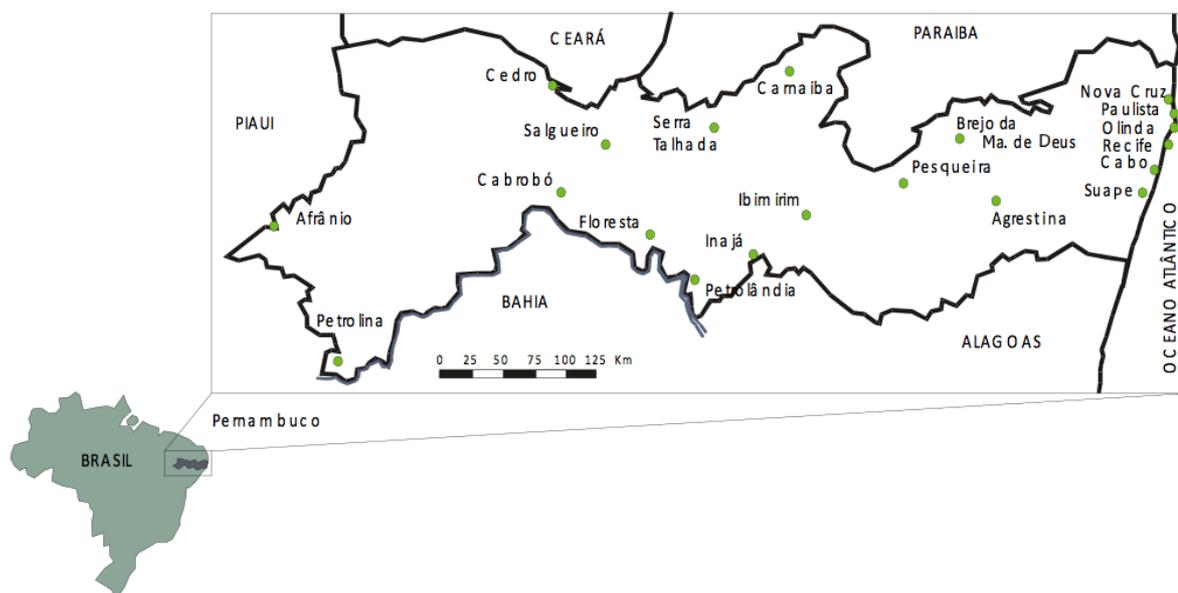
No.	Local	Referência	Origem/Tipo de Solo/Classe Pedológica
9	Petrolândia - PE	FERREIRA (1989)	Areia Quartzosa
10	Ibimirim - PE	FERREIRA (1989)	Bruno não Cálculo
11	Pesqueira - PE	SILVA e FERREIRA (2007)	Planossolo
12	Nova Cruz - PE	FERREIRA (1997)	Formação Barreiras
13	Paulista - PE	FERREIRA (1989)	Formação Maria Farinha
14	Olinda - PE	COSTA NUNES et al. (1982)	Formação Maria Farinha/Sílticos
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 <i>et al.</i> (1989), VARGAS et al. (1989)	Sílticos 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 Cálculo
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 <i>et al.</i> (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	PRESA (1986)	Grupo Cuiabá / Filito
30	Campinas - SP	SÂMARA (1981)	Podzólico
31	Sudeste de São Paulo e Paraná	VARGAS <i>et al.</i> (1989)	Formação Tubarão
32	Curitiba - PR	PEREIRA e PEJON (2004)	Formação Guabirotuba
33	Porto Alegre - RS	VARGAS <i>et al.</i> (1989)	Formação Rosário do Sul
34	Laranjeiras - SE	GUSMÃO FILHO <i>et al.</i> (2002)	Formação Barreiras
35	N.S. Do Socorro - SE	GUSMÃO FILHO <i>et al.</i> (2002)	Formação Barreiras
36	Grajaú - MA	GUSMÃO FILHO <i>et al.</i> (2002)	-

Fonte: Modificado por Ferreira et al. (2012) apud Barbosa (2013).

2.2.3 Os solos expansivos de Pernambuco

Em Pernambuco, foram identificados solos expansivos nos municípios de: Afrânio, Petrolina, Cedro, Cabrobó, Salgueiro, Floresta, Serra Talhada, Petrolândia, Inajá, Ibimirim, Carnaíba, Nova Cruz, Pesqueira, Paulista, Olinda, Recife, Cabo. Encontra-se em estudo ainda os solos expansivos de Brejo da Madre de Deus e Agrestina (Figura 2.17).

Figura 2.17 – Local de solos expansivos em Pernambuco.



Fonte: Ferreira (2010), modificado pelo autor.

O estado de Pernambuco é mundialmente conhecido pelas especificidades do seu solo, desde a presença de solos moles, rochosos, expansivos, colapsíveis e muitas outras características únicas do litoral ao sertão. No âmbito dos solos não saturados expansivos o histórico de estudos é muito vasto. Como descreve Ferreira (2010), a partir dos resultados dos ensaios edométricos simples, duplos e de sucção controlada desenvolvidos foi possível compilar todos os dados em planilhas de classificação de solos, cartas de Plasticidade-Atividade e gráficos de tensão de expansão.

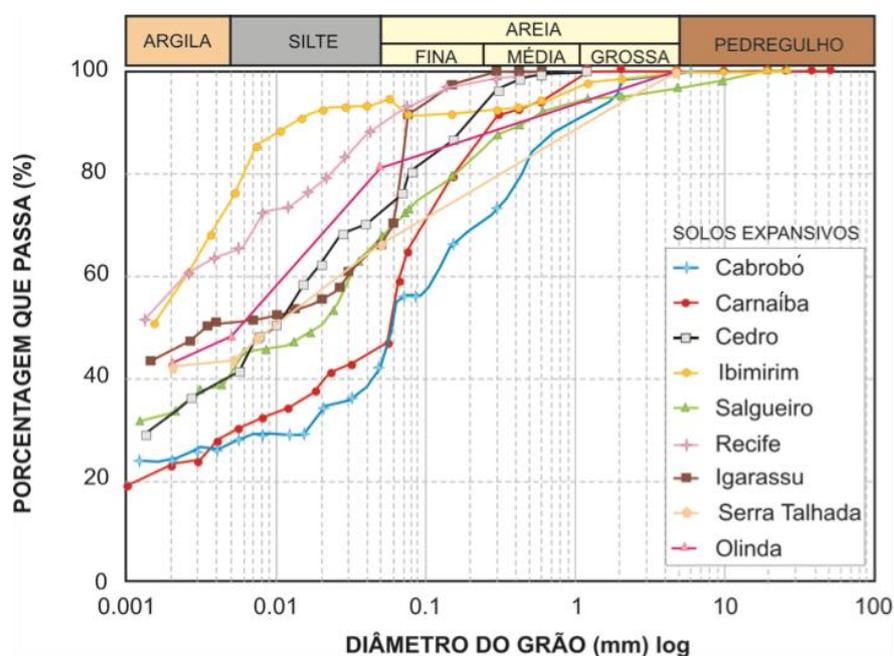
Os solos de Pernambuco apresentam uma composição predominantemente argilosa provenientes da decomposição de formações geológicas existentes no estado. A composição deste solos variou de 24% a 74% da fração argila, 7% a 32% de fração silte e fração de areia de 3% a 63%. A atividade das argilas variou de inativa a média e os solos foram predominantemente plásticos. Os índices de vazios dos solos não são elevados, variando de 0,56 a 0,83. A previsão do inchamento com base no índice de plasticidade e porcentagem de argila são de média a alta expansividade, Van Der Merve (1964). São classificados como CH e CL na Carta de Plasticidade. Todos esses resultados podem ser observados na Tabela 2.2, na Figura 2.18 e Figura 2.19, produzidas por Ferreira (2010).

Tabela 2.2 – Locais de ocorrência, granulometria e consistência de alguns solos expansivos - PE.

Local	Referência	Origem / Classe de solo	Granulometria %				Consistência %		Ia
			Areia	Silte	Argila	< 2 μ	WL	IP	
Afrânio	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro	-	-	-	-	-	-	0,77
Petrolina	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro	41	35	24	13	28	10	0,55
Cedro	Ferreira (1989)	Grupo Cachoeirinha	38	12	50	46	47	24	0,5+0,1
Cabrobó	Ferreira (1989)	Complexo Pres. Jucelino	61±5	13±2	24±3	21±3	33±4	10±3	0,4
Salgueiro	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro	29	26	42	34	37	15	0,9
Serra Talhada	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro	35	21±2	39±6	30±4	52±2	28±1	0,56
Petrolândia	Ferreira (1995)	Formação Aliança	3	27	70	59	64	33	
Inajá	Ferreira (1997)	Formação Inajá							0,53
Ibimirim	Ferreira (1989)	Bruno Não Cálculo	6	20	74	56	68	30	1,0
Carnaíba	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro	63	07	29	23	40	22	1,05 1,10
Nova Cruz/ Igarassu	Ferreira (1997)	Formação Barreiras	23 28	31 32	46 40	44 39	67 64	46 43	-
Paulista	Costa Nunes et al (1982)	Formação Maria Farinha	-	-	-	-	29	10	1,0
Olinda	Costa Nunes et al (1982)	Formação Maria Farinha	17	33	48	43	75	45	0,8-1,0
Olinda / Janga	Jucá et al (1992), Bastos (1994) e Justino (2001)	Formação Maria Farinha	15 a 23	18 a 32	45 a 63	41 a 57	71 a 77	38 a 41	0,67
Recife	Ferreira (1997)	Formação Barreiras	20	17	63	54	56	36	0,56
Cabo	Costa Nunes et al (1982)	Rochas Extrusivas Básicas	-	-	-	45	-	25	

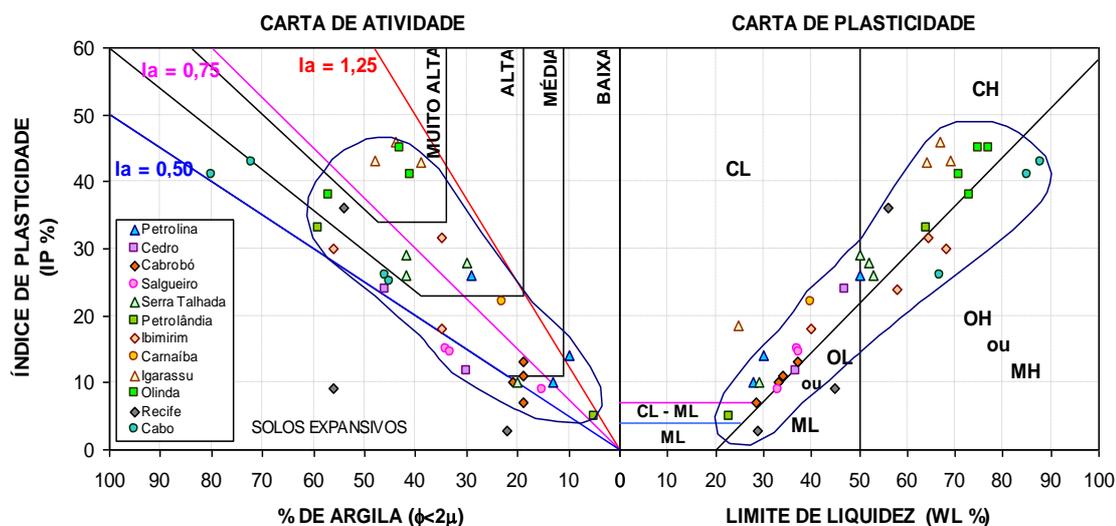
WL - Limite de Liqueidez, IP - Índice de Plasticidade, Ia - Atividade (Ia = IP / % < 0,002 mm)

Fonte: Ferreira (2010).

Figura 2.18 – Curvas granulométricas de solos expansivos em Pernambuco.

Fonte: Ferreira (1999).

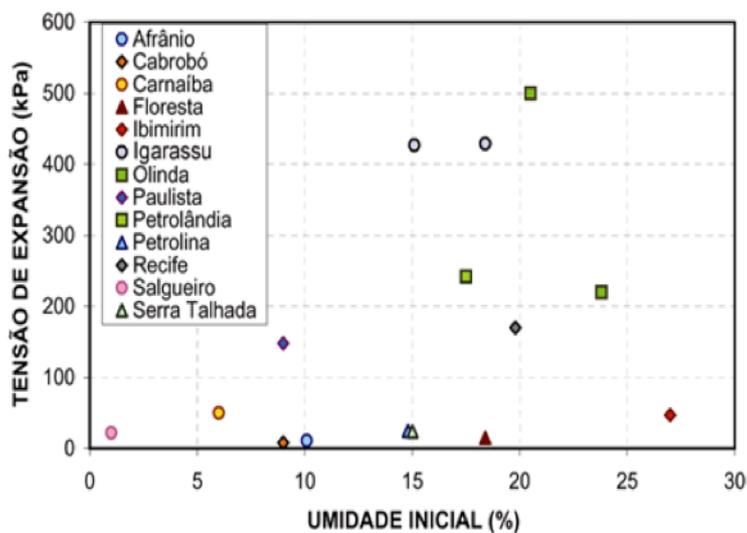
Figura 2.19 – Cartas de Plasticidade-Atividade para argilas expansivas de Pernambuco.



Fonte: Ferreira (2010).

Dentre os vários solos expansivos pesquisados no estado de Pernambuco, os maiores valores da tensão de expansão são de solos localizados nos municípios de Olinda, Paulista, Nova Cruz/Igarassu, Recife e Petrolândia. São solos que apresentam potencialidade de expansão média a alta (Figura 2.20).

Figura 2.20 – Relação entre a tensão de expansão e a umidade inicial em solos expansivos de Pernambuco.



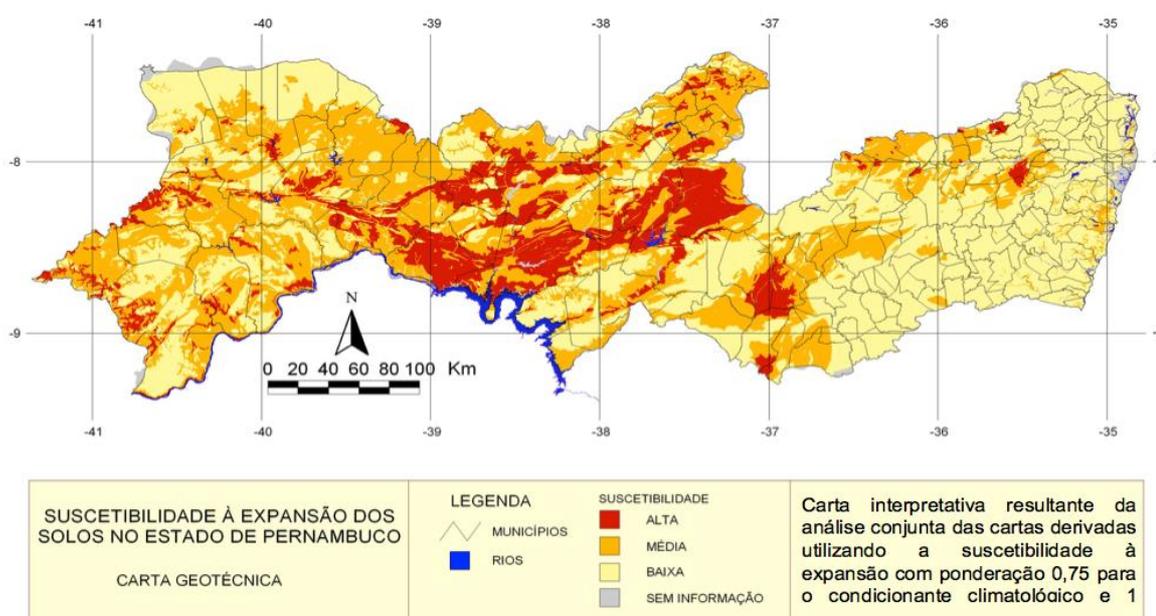
Fonte: Ferreira (1999).

Apesar de todo estudo já desenvolvido ao longo dos últimos anos, muita áreas do estado são desconhecidas sob o ponto de vista da expansividade dos solos. Se torna inviável realizar estudos de expansividade em vários pontos e em todas as cidades do estado. Diante dessa situação, Amorim (2004) concluiu uma pesquisa para construção de um mapa de suscetibilidade à Expansão ou Colapso dos solos do estado. A metodologia analisou o comportamento dos solos sob o ponto de vista geológico, pedológico e climatológico, sendo

relacionados com a variação de volume devido à mudança do teor de umidade do solo. Cada um desses fatores representativos foi correlacionado à de suscetibilidade de ocorrência segundo a escala: baixa, média e alta.

O resultado da pesquisa de Amorim (2004) foi bastante relevante pois todos os pontos de ocorrência de solos expansivos foram confrontados com os mapas de suscetibilidade de solos potencialmente expansivos, havendo boa concordância entre a realidade e as previsões do estudo. Os resultados da pesquisa mostram uma suscetibilidade à expansão alta em 12,5% da área do Estado, média em 38,7% e baixa em 45,2% (Figura 2.21). Além disso, foi desenvolvido pelo autor um banco de dados onde são descritas as características geotécnicas dos solos do Estado de Pernambuco e as técnicas de engenharia a serem utilizadas para prever danos.

Figura 2.21 – Mapa de suscetibilidade à expansão dos solos no estado de Pernambuco.



Fonte: Amorim (2004).

2.2.4 Critério de identificação dos solos expansivos e Técnicas de Ensaio

A identificação e classificação de um solo expansivo pode ser dividida em duas etapas:

- A primeira consiste na obtenção de informações prévias mediante observações superficiais, tais como topografia, vegetação, sinais de contração do solo, fissuras nas edificações e informações junto aos moradores da região.
- A segunda na interpretação de ensaios de laboratório e no uso de métodos de identificação.

Os métodos de identificação de um solo expansivo são divididos em Métodos Indiretos e Métodos Diretos. Os métodos indiretos têm como base a realização de ensaios de composição granulométrica, índices físicos, limites de consistência, identificação mineralógica (difração de raios-X, análise termo-diferencial, análise química e microscopia eletrônica de varredura) ou parâmetros ligados à textura, composição e comportamento dos solos (Ferreira, 1995). Como é observado na quadro 2.2, os métodos indiretos também podem ser subdivididos em identificativos, orientativos e qualitativos.

Os métodos diretos consistem na avaliação em laboratório da expansão induzida ou do reconhecimento da tensão necessária para impedir a expansividade do solo. Em outras palavras, os métodos diretos estão baseados em dois parâmetros básicos, a Expansão Livre e Tensão de Expansão (Paiva, 2016). Os ensaios a serem realizados nessa etapa são os mecânicos do tipo edométrico, procurando retratar em laboratórios as mesmas situações que possam ocorrer em campo (inundação e percolante). Assim como os métodos indiretos de identificação de solos expansivos, os métodos diretos possuem subdivisões (Quadro 2.2): Avaliativos e quantitativos. O Quadro 2.2 apresenta métodos indiretos e diretos usados na geotecnia para identificar solos expansivos.

Quadro 2.2 – Identificação de solos expansivos.

Métodos	Sub-Divisão	Base barra definição de critério	Referências Bibliográficas
Indiretos	Identificativos	Difração de Raio-X, Microscopia Eletrônica de varredura, Análise termo-Diferencial Físico-químicos.	Carcedo et al., (1986) Fink et al., (1971).
	Qualitativos	Granulometria, geomorfologia, pedologia e identificação visual.	Prikloński,(1952); Skempton(1953);Seed et al. (1962); Van Der Merwe(1964); Chen(1965); Vijayverviya; Ghazzaly,(1973); Rodriguez Ortiz,(1975); Cuellar,(1978)
	Orientativos	Geologia, geomorfologia, pedologia e identificação visual.	Patrick e Snethen(1976); Carcedo et al., (1986); Ferreira (1990c e 1993)
Diretos	Avaliativos	Ensaio de expansão de Lambe;	Lambe(1960)
	Quantitativos	Ensaio de Expansão livre e pressão de expansão;	Seed et al.(1962); Chen(1965); Vijayverviya; Ghazzaly,(1973); Rodriguez Ortiz(1975); Cuellar(1978); Jimenez Salas(1980); Escario(1967 e 1969); Aitchison et al.,(1973); Johnson(1978); MCKeen,(1980).
		Ensaio edométrico simples e duplos;	
		Ensaio edométrico com sucção controlada	

Fonte: Ferreira (1995).

Segundo Paiva (2003), Altmeyer desenvolveu, em meados de 1955, um método de identificação que observa características de contração para fazer uma avaliação do grau de expansão dos solos. A Tabela 2.3 mostra o critério de identificação desenvolvido.

Tabela 2.3 – Processo de identificação indireta.

Contração Linear	Limite de Contração (%)	Expansão Provável (%)	Grau de Expansão
< 5	> 12	< 0,5	Não Crítico
5 a 8	10 a 12	0,5 a 1,5	Marginal
> 8	< 10	< 10	Crítico

Fonte: Altmeyer (1955).

Paiva ainda completa com um outro método indireto de identificação de solos expansivos, elaborado por Chen em 1965, o qual é baseado na granulometria, limite de liquidez e ensaio SPT (Standart Penetration Test). Classificando o solo de acordo com a Tabela 2.4.

Tabela 2.4 – Processo de identificação indireta.

Porcentagem que passa na peneira N.200	Limite de Liquidez	SPT	Provável Expansão	Grau de expansão
> 95	> 60	> 30	> 10	Muito Alta
60 a 95	40 a 60	20 a 30	3 a 10	Alta
30 a 60	30 a 40	10 a 20	1 a 5	Media
< 30	< 30	< 10	< 1	Baixa

Fonte: Chen (1965).

2.2.5 Fatores Influentes na Expansão

Vários fatores influenciam o mecanismo de expansão e contração dos solos expansivos. A expansão de um solo ocorre a partir de uma variação tensional interna (resultante da pressão total aplicada) ou externa (sucção ou pressão equivalente da água intersticial).

A influência dos fatores na expansividade dos solos devem ser tratadas como combinações e interrelações das propriedades internas das partículas, do fluido dos poros e condições externas aplicadas à massa do solo. Em resumo, a perturbação no equilíbrio das tensões internas é gerada pela mudança no sistema solo-água (seja por variação da quantidade ou composição química) causando uma mudança nas forças resultantes internas e consequente espaçamento entre as partículas. A modificação no espaçamento é comumente conhecida como expansão ou contração.

Segundo Justino da Silva (2001), muitos fatores que influem no mecanismo de expansão, afetam ou são afetados pelas propriedades físicas do solo, tais como plasticidade ou densidade. Os fatores que influem no potencial de expansão e contração de um solo podem ser enquadrados em três diferentes grupos:

- A natureza básica do campo de força influenciada pelas características do solo;

- Mudanças no sistema de forças internas influenciando os fatores ambientais;
- O estado de tensões.

Outro fator importantíssimo na expansividade do solo é o teor de umidade, capaz de caracterizar a capacidade um solo em absorver ou perder água. Ferreira (1988) afirma que um solo será potencialmente expansivo quando estiver na condição de solo não saturado. Desta forma seu teor de umidade estará em equilíbrio com a transpiração da vegetação presente, a evaporação à superfície do terreno e ascensão capilar da água. A atividade do solo se manifestará quando o equilíbrio for temporariamente interrompido, seja pela ação antrópica ou por fatores naturais. Justino da Silva (2001) complementa que as condições climáticas são os principais influentes na variação da umidade de um solo expansivo. A ação do homem altera significativamente a umidade quando coloca-se uma barreira de umidade sobre o determinado solo (piso, laje, pavimento, etc.), alterando as condições e podendo gerar a expansividade.

Os Quadros 2.3 e 2.4, a seguir, apresentam os fatores influentes na expansão dos solos, segundo a compilação de Nelson e Miller (1992).

Quadro 2.3 – Fatores que influenciam na expansão dos solos.

Fator	Descrição	Referências
Mineralogia da Argila	Os argilominerais que tipicamente causam variações de volume no solo são: montmorilonitas, vermiculitas e algumas camadas mistas de minerais. Ilitas e caulinitas não são frequentemente expansivas, mas podem causar variações de volume quando o tamanho das partículas são extremamente pequenos.	Grim, (1968); Mitchell, (1973, 1976); Snethen et al., (1977)
Química da água no solo	A expansão é reduzida pelo aumento da concentração e valência de cátion. Por exemplo, cátions de Mg^{2+} na água do solo resulta em menor expansão do que os cátions de Na^+ .	Mitchell (1976)
Sucção do solo	A sucção do solo é uma variável independente da tensão efetiva, representada pela pressão negativa em solos não saturados. A sucção do solo está relacionada com o grau de saturação, gravidade, tamanho e forma de poros, tensão superficial, características químicas e elétricas das partículas do solo e da água.	Snethen (1980); Fredlund e Morgenstern (1977); Johnson (1973); Olsen e Langfelder (1965); Aitchison et al. (1965).
Plasticidade	Em geral, solos que exibem comportamento plástico sobre larga variação de umidade e que tem alto limite de liquidez possuem maior potencial de expansão e de contração. Plasticidade é um indicador do potencial de expansão.	Nelson e Miller (1992)
Estrutura e Textura do solo	Argilas flocculadas tendem a ser mais expansivas do que as argilas dispersas. Partículas cimentadas reduzem a expansão. A textura e estrutura são alteradas pela compactação, maior teor de umidade ou remoldagem.	Johson e Snethen (1978); Seed et al. (1962a)
Densidade Seca	Elevada densidade usualmente indica espaçamento menores entre partículas, o que pode significar grandes forças repulsivas entre elas e elevado potencial de expansão.	Chen (1963); Komornik e David (1969); Uppal (1965).

Fonte: Nelson e Miller (1992).

Quadro 2.4 – Situações em que o solo se encontra que influenciam na expansão.

Fator	Descrição	Referências
Condição de umidade inicial	Um solo expansivo ressecado terá elevada afinidade por água, ou elevada sucção, do que o mesmo solo com elevado teor de umidade, sucção baixa. De modo inverso, um perfil de solo úmido perderá água mais rapidamente quando exposto a secagem e contrairá mais do que um perfil inicialmente seco. A sucção inicial do solo deve ser considerada em <u>conjunção</u> com a esperada sucção final	
Variação de umidade	Mudanças na umidade na zona ativa próxima a parte superior do perfil provoca inicialmente deslocamento vertical. É nessa região que ocorrerão as maiores variações em umidade e mudanças de volume.	Johnson (1969)
Clima	quantidade e variação de precipitação e evapotranspiração influenciam fortemente a umidade disponível e a profundidade de flutuação de umidade sazonal. Os maiores levantamentos sazonais ocorrem em regiões de climas semiáridos que apresentam períodos úmidos curtos.	Holland e Lawrence (1980)
Água do subsolo	Níveis freáticos superficiais tornam-se uma fonte de umidade e a flutuação do nível freático contribui para a umidade	
Drenagem e fontes de água superficiais	Estruturas de drenagem superficiais, como por exemplo, tubulações, canaletas, etc., próximas a fundações de casas, podem tornar-se numa fonte de água superficial. Vazamento de tubulações pode umidificar o solo até grandes profundidades.	Krazynski (1980); Donaldson (1965)
Vegetação	Árvores, arbustos e gramas retiram a umidade do solo através da transpiração e fazem como que o mesmo venha a ser diferentemente umedecido em áreas com vegetação diversificada.	Buckley (1974)
Permeabilidade	Camadas de solos com elevada permeabilidade, particularmente devido a fissuras e fendas, permitem uma rápida migração de água provocando uma aceleração da expansão	Wise e Hudson (1971); De Bruijn (1965)
Temperatura	Aumentos de temperatura causam a difusão de umidade para áreas mais frias abaixo de pavimentos e edifícios	Johnson e Stroman (1976); Hamilton (1969)
História de tensão	Um solo sobreadensado é mais expansivo que um solo com igual índice de vazios porém normalmente adensado. Pressões de expansão podem aumentar com o envelhecimento de argilas compactadas, mas o valor de expansão sob pequeno carregamento não tem sido afetado pelo envelhecimento. Repetidos ciclos de umedecimento e secagem tendem a reduzir a expansão em amostras de laboratório, mas após um certo número de ciclos a expansão não é afetada	Mitchell (1976); Kassif e Baker (1971)
Condições in situ	O estado de tensão inicial num solo deve ser estimado afim de abalar as prováveis consequências do carregamento só a massa de solo. As tensões efetivas iniciais podem ser grosseiramente determinadas através de amostragem e ensaios no laboratório, ou pela execução de medidas e observações de campo	
Carregamento	A grandeza da sobrecarga aplicada influi quantitativamente na mudança de volume que ocorrerá, para um dado teor de umidade e densidade. Uma carga externa aplicada atua balanceando as forças repulsivas entre partículas e reduzindo a expansão	Holtz (1959)
Perfil do solo	A espessura e posição da camada potencialmente expansiva no perfil influencia consideravelmente o movimento potencial. Os maiores movimentos ocorrem em perfis que tem argilas expansivas desde a superfície até a região abaixo da zona ativa. Movimentos menores ocorrerão se o solo expansivo for recoberto por material não expansivo ou leito rochoso superficial.	Holland e Lawrence (1980)

Fonte: Nelson e Miller (1992).

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Estabilização implica qualquer alteração que adeque ou mude as propriedades exigidas por uma determinada construção, podendo ser de natureza física, química ou mecânica. Geralmente todas as modificações resultam em maior estabilidade para materiais granulares e solos coesivos (Reuben, 2003, p.2). Vogt (1971) afirma que após a estabilização o solo deve resistir aos esforços de outros materiais, nele imposto, durante todas as estações do ano.

Vale ressaltar que quando ocorrer solos expansivos muitas técnicas preventivas podem ser utilizadas de maneira a amenizar e, em alguns casos, evitar os solos expansivos, porém, para acabar com o problemas e extinguir a possibilidade de problemas de expansividades só com a estabilização do solo.

2.3.1 Tipos de Estabilização

A escolha de um método de estabilização depende muito da necessidade da obra ou função que o determinado solo irá exercer. Barbosa (2013) destaca que entre os mais variados fatores, os principais são:

- Econômicos;
- Finalidade da obra;
- Características dos materiais;
- Propriedades do solo a serem corrigidas.

Tendo bem definidos os objetivos e necessidades, deverá ser escolhida as técnicas de estabilização as quais são divididas entre três grupos:

1. Estabilização Física: As propriedades do solo são modificadas alterando-se a sua textura e corrigindo a sua granulometria. Segundo Oliveira (1994), entre as mais variadas técnicas utilizadas na estabilização física tem-se os tratamentos térmicos de secagem ou congelamento, tratamento elétrico e eletro-osmose, que melhoram as características estruturais e de drenagem dos solos;
2. Estabilização Química: Santos et al. (1995) refere-se à estabilização química como um fenômeno que provoca mudanças que influenciam as propriedades de resistência mecânica, permeabilidade e deformabilidade do solo. A estabilização química normalmente utiliza aditivos como a cal, o cimento Portland, silicatos de sódio, materiais betuminosos, resinas, compostos de fósforo, em quantidade que seja suficiente para que se possam influenciar positivamente essas propriedades melhorando-as. Novos estabilizantes, como cinza da casca de arroz e cinza da cana de

açúcar, estão sendo testados e futuramente poderão ser alternativas mais econômicas para o tratamento de solos expansivos;

3. Estabilização Mecânica: Gondim (2008) explana que são considerados métodos de estabilização mecânica os procedimentos que alteram apenas o arranjo das partículas do solo ou a granulometria deste. Para tal faz-se uso do processo de compactação do solo, no qual há uma redução do volume de vazios, o que tem relação com o ganho de resistência (Santos et al., 1995).

2.3.2 Formas de Aplicação

Cabe ressaltar que a estabilização química com adição de cal é o método bastante utilizado na estabilização de solos para a construção e reparação de estradas, construção de ferrovias, edifícios e casas residenciais, plantas industriais entre outros. Sendo bastante difundido na literatura como uma das técnicas mais eficientes (melhoria na plasticidade, trabalhabilidade e resistência) para o tratamento de solos expansivos. A aplicação desta técnica pode ser realizada por três métodos: as estacas de cal, as colunas de solo estabilizadas com cal e o espalhamento, sendo esta última a mais utilizada devido a simplicidade.

- Estacas de cal - consiste em furos de pequeno diâmetro preenchidos com cal usados para melhorar a estabilização de taludes, como benefício de sua utilização está o fato delas secarem o solo envolvente, no entanto a logo prazo o solo vai retornando ao seu teor em água e pressão intersticial original, mas a estaca permanece com uma fina crosta em sua volta.
- Estacas de cal reforçadas, essas contêm uma barra de aço no centro (protegidas pela cal quanto a corrosão) que contribui para a estabilização do talude, (PERRY *et al*, 1996);
- Coluna de solo - as colunas de solo estabilizado com cal foram desenvolvidas especificamente para melhorar a capacidade de carga e reduzir o assentamento de argilas moles. Este método consiste em remoldar solo *in situ* misturando-o, simultaneamente, com cal, através da utilização de injetores rotativos dotados de alhetas. A ação conjugada do remeximento e da injeção dá origem a uma coluna de solo estabilizado. O óxido e o hidróxido de cálcio são os produtos mais utilizados. A resistência ao corte não drenada do solo estabilizado relativamente ao solo natural é cerca de 10 a 40 vezes superior, dependendo do valor inicial, (VAN IMPE, 1989).
- A cal é recebida em sacos, então estes são repartidos e posteriormente abertos sobre a superfície a tratar; se a cal é fornecida em cisterna, ela é espalhada com o auxílio de

um espalhador de dosagem volumétrica (Figura 2.22). Seguidamente, o solo é misturado com a cal através da utilização de um veículo munido com um equipamento de mistura (Figura 2.17), sendo adicionada água caso seja necessária. Por fim, e após um período de espera, a mistura é compactada.

Figura 2.22 – Exemplos de aplicação da cal: Espalhamento mecanizado e manual.



Fonte: Blog Asfalto de Qualidade (2013).

2.4 SOLO EXPANSIVO DE PAULISTA

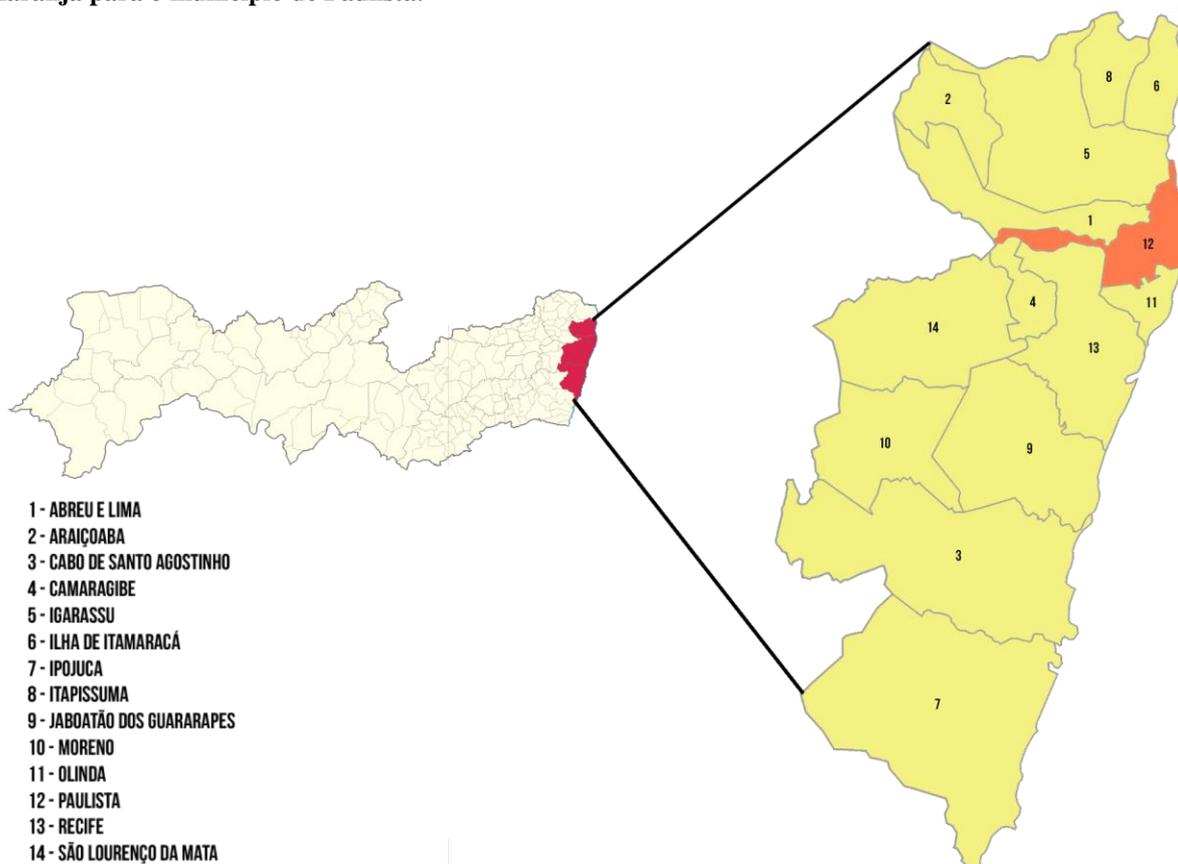
2.4.1 Diagnóstico Físico

O bairro do Janga localizado no município de Paulista-PE foi escolhido para realização do estudo. Este município localiza-se, conforme a Figura 2.23, na Mesorregião Metropolitana do Recife¹ e Microrregião do Recife², limitando-se ao norte com Abreu e Lima e Igarassu, ao sul com Recife, Olinda e Camaragibe, a oeste, em um pequena fronteira, Paudalho, distando 18 km da capital do estado. Segundo o IBGE (2015), a cidade possui uma população de 322.730 habitantes e uma área de 102,3 km².

¹ É uma das cinco mesorregiões do estado de Pernambuco. Formada pelos 14 municípios da Região Metropolitana do Recife (Jaboatão dos Guararapes, Olinda, Paulista, Igarassu, Abreu e Lima, Camaragibe, Cabo de Santo Agostinho, São Lourenço da Mata, Araçoiaba, Ilha de Itamaracá, Ipojuca, Moreno, Itapissuma e Recife) com o acréscimo da Vila dos Remédios (localizada no arquipélago de Fernando de Noronha) e possui uma área de 3.995,9 km²(IBGE, 2008).

² É uma das quatro microrregiões da Mesorregião Metropolitana do Recife. Formada por 8 municípios (Abreu e Lima, Camaragibe, Jaboatão dos Guararapes, Moreno, Olinda, Paulista, Recife e São Lourenço da Mata) e possui uma área de 1.250,3 km²(IBGE, 2008).

Figura 2.23 – Região Metropolitana do Recife em destaque no mapa de Pernambuco, com marcação em laranja para o município de Paulista.



Fonte: Adaptação do autor via Google Maps (2016).

A cidade de Paulista possui duas unidades geoambientais em seu território: Tabuleiros Costeiros e Planícies Costeiras, que representam bem a paisagem típica do litoral nordestino. Caracterizado por um relevo suave-ondulado, variando sua altitude de 40 a 50 metros na planície costeira e altitudes até 160 metros nos tabuleiros (região oeste do município até a fronteira com Camaragibe).

Segundo Justino da Silva (2001), a geomorfologia da região é frequentemente aplainado na faixa costeira e na porção oeste do município se sobressaem formações colinosas, arredondadas e baixas altitudes, constituídas por sedimentos areno-argilosos ou por solos residuais de calcário. Justino da Silva complementa que a superfície do local apresenta taludes bastante suaves com uma declividade média de 8%.

No diagnóstico Socioambiental do Litoral Norte de Pernambuco (CPRH, 2003), detalhou-se sobre a situação atual da vegetação encontrada na cidade de Paulista-PE e cidades vizinhas. A “Mata Atlântica” corresponde à vegetação original da área, mas com destruição, desde os tempos coloniais para implantação de cana-de-açúcar e côco, e nos dias atuais para

implantação de loteamentos e chácaras, a floresta foi reduzida a pequenos núcleos ainda preservados ou porque o governo transformou em reservas ecológicas. Na cidade de Paulista, são encontradas as reservas da Mata do Janga (1,36 hectares), Mata de Jaguarana (3,41 hectares) e Mata de Caetés (1,54 hectares). Além disso, o estudo da CPRH detalha que a cidade de Paulista é cortada pelos Rios Paratibe e Timbó, onde são encontradas extensas áreas de mangue nas suas margens próximas à área costeira, porém a ação antrópica vem reduzindo a área dos estuários por ocupação urbana.

Figura 2.24 – Dois exemplos da ação antrópica na vegetação da cidade de Paulista: Mata de Jaguarana e o Mangue do Janga, respectivamente.



Fonte: CPRH (2003).

2.4.2 Diagnóstico Climático

Uma caracterização da área, quanto aos aspectos climáticos, foi realizada com base nos dados disponibilizados pelo Instituto Nacional de Meteorologia. Os resultados apresentados no Quadro 2.5 utilizaram a estação 82900 localizada no município do Recife, no bairro do Curado, com coordenada -8.05 (latitude) e -34.95 (longitude), aproximadamente 20 km do local de retirada do solo expansivo.

Os resultados permitem classificar o clima da região, segundo Köppen, como As', ou seja, tropical quente e úmido com estação chuvosa de outono-inverno, com períodos bem distintos de chuvas e estiagem, sendo predominante o segundo período em relação ao primeiro. A pesquisa realizada com os dados do INMET (2016) mostra que maior parte das chuvas estão concentradas entre os meses de abril a julho, com forte incidência de temporais nos meses de maio e junho.

Quadro 2.5 – Elementos Climáticos da região estudada durante o período 1962 até 2015.

ELEMENTOS CLIMÁTICOS	VALORES MEDIDOS
Pluviometria Anual	Maior 3527,1 mm (1964)
	Menor 1249,7 mm (1998)
	Média 2305,6 mm
Pluviometria Mensal	Maior 770,4 mm (abril/1973)
	Menor 3,3 mm (novembro/1967)
	Média 192,26 mm
Temperatura Ambiente	Máxima 32,3°C (março/1998)
	Mínima 17,1°C (agosto/1965)
	Média 25,71°C
Umidade Relativa do Ar	Maior 90,7% (junho/1994)
	Menor 66,0% (novembro/2012)
	Média 78,6%
Velocidade dos Ventos	Maior 4,34 m/s (setembro/1981)
	Menor 0,99 m/s (fevereiro/1964)
	Média 2,69 m/s
Evaporação Média	Maior 298,5 mm (outubro/1997)
	Menor 18,8 mm (fevereiro/1964)
	Média 109,86 mm

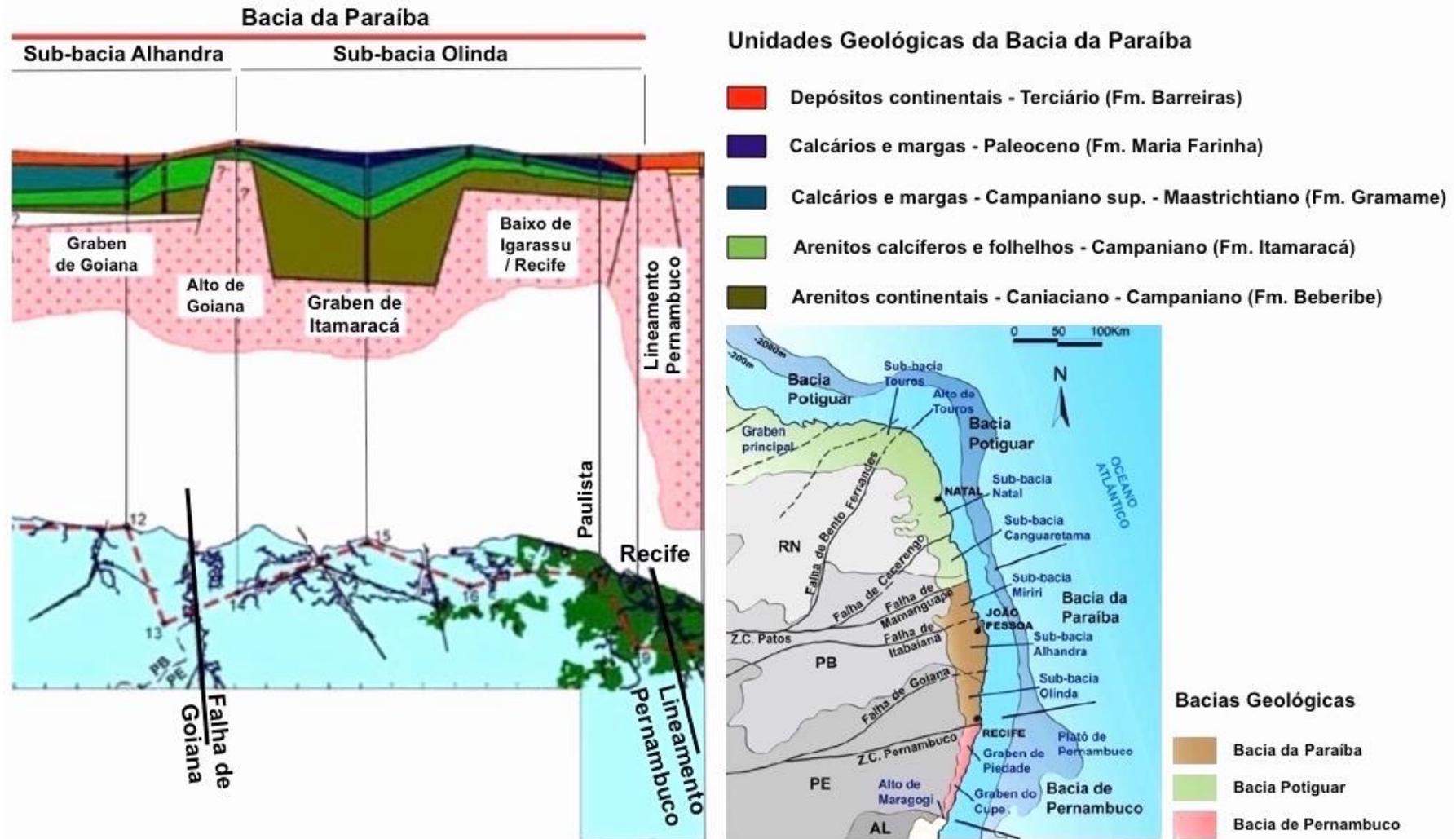
Fonte: INMET (2016).

2.4.3 Diagnóstico Geológico

Amorim (2004) levantou na Contribuição à Cartografia Geotécnica diversas informações para criação de mapas de suscetibilidade do estado de Pernambuco. Utilizou 3 fatores para avaliar ocorrência de solos expansivos no estado de Pernambuco: Pedologia, Climatologia e Geologia. O resultados seriam apresentados em alto, médio e baixo, através de cartas de zoneamento. A região do município de Paulista apresentou uma suscetibilidade média/alta apenas no quesito da geologia. A suscetibilidade elevada, quanto aos fatores geológicos, é devido a área está inserida na Bacia do Paraíba, mais precisamente na Formação Maria Farinha.

A Bacia do Paraíba está localizada na faixa costeira, próxima à cidade de Recife, entre o Lineamento Pernambuco, e limitando-se ao norte da cidade de João Pessoa, no Alto de Mamanguape, cobrindo uma área de 130 km² (Figura 2.25). É constituída por uma sequência sedimentar repousando discordantemente sobre rochas do embasamento cristalino proterozoico, que se apresenta mergulhando suavemente para leste, e sobre o qual se depositou todo o pacote sedimentar cretáceo-paleocênico, de caráter continental/marinho transgressivo/marinho regressivo, obedecendo a essa estruturação homoclinal, de maneira que, as camadas mais inferiores afloram na borda ocidental da bacia, enquanto as mais superiores afloram em direção à costa. Toda a sequência é recoberta por sedimentos terciários e quaternários” (Souza, 1999).

Figura 2.25 – Recorte do perfil geológico ao longo da linha de costa pernambucana da Bacia do Paraíba e Localização das Bacias de Pernambuco, do Paraíba e Potiguar.



Fonte: Adaptado de Barbosa e Lima Filho, 2006.

Barbosa et al. (2003) sintetizou a sedimentação farenozóica da Bacia do Paraíba em 5 formações geológicas as quais subdividem as duas únicas sub-bacias (Alhandra e Olinda). São encontradas nessa bacia as Formações Beberibe, Itamaracá, Gramame, Maria Farinha e Barreiras, como pode ser observado na Figura 2.25. Segundo Barbosa et al.(2003), a formação Beberibe é composta por arenitos continentais médios a grossos variando até arenitos conglomeráticos de ambientes flúvio lacustres, acima da Formação Beberibe encontra-se a formação Itamaracá composta por depósitos costeiros de estuários e lagoas, contendo fósseis do ambiente marinho salobro, além de arenitos carbonáticos, folhelhos e carbonatos com siliciclastos ricamente fossilíferos. A Formação Gramame está representada por calcários e margas depositados por calcários e margas depositados em uma plataforma carbonática entre 100 a 150 metros.

A penúltima camada está representada pela Formação Maria Farinha onde são encontrados calcários, calcários margosos e espessos níveis de marga na porção inferior, e calcários dolomíticos detríticos, contendo fauna fóssil de recifes e lagoas recifais na porção superior. A Formação Barreiras é encontrada na camada superior da área da Bacia da Paraíba, formada por sedimentos areno-argilosos, pouco consolidados e com distintas fácies de leques aluviais, canais fluviais e planícies de inundação (Mabesoone e Alheiros, 1988). Na Figura 2.26 está apresentada um corte da Pedreira Poty, um exemplo de exposição estratigráfica das Formações mais superficiais da Bacia do Paraíba.

Figura 2.26 – Vista Geral da pedreira Poty localizada na Bacia da Paraíba com a exposição da Formação Gramame (camada 1), Formação Maria Farinha (camada 2 e 3) e Formação Maria Farinha recoberta por Formação Barreiras (Camada 4 e 5).



Fonte: Albertão e Martins Jr. (2006).

Na área em estudo, os solos expansivos existentes na área são provenientes do intemperismos físico-químico sobre o calcário margoso da Formação Maria Farinha, argilitos e siltitos da Formação Barreiras.

2.4.4 Histórico Bibliográfico do Solo Expansivo de Paulista-PE

O solo expansivo do município de Paulista-PE conta com um número razoável de publicações científicas. Existem artigos científicos, dissertações e teses de doutorado, as quais buscaram compreender as diversas características e comportamentos da argila expansiva da região. Especificamente, quanto aos trabalhos de pós-graduação são encontrados pelo menos 5 estudos, desde o ano 1992. Será aqui apresentado uma síntese das seguintes pesquisas:

- 1992

• **Jucá, José Fernando Thomé et al.** Laboratory and field tests on an expansive soil in Brazil. 7th International Conference on Expansive Soils – Dallas - Texas.
- 1994

• **Bastos, Edinalva Gomes.** Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva do Litoral Norte de Pernambuco. Dissertação de Mestrado - Universidade Federal da Paraíba - Campina Grande - PB.
- 2001

• **Justino da Silva, José Maria.** Variação Volumétrica de uma argila contráctil-expansiva não saturada submetida a diferentes condições climáticas. Tese de Doutorado - Universidade de Sao Paulo - São Paulo - SP.
- 2002

• **Justino da Silva, José Maria.** Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo "Shelby" em Argila Fissurada. Artigo Científico - Cobramseg 2002 - São Paulo - SP
- 2004

• **Justino da Silva, José Maria.** Caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação. Artigo Científico - São Carlos - SP.
- 2004

• **Justino da Silva, José Maria.** Medidas de campo e de laboratório da variação de volume em um solo expansivo não saturado. Artigo Científico - São Carlos - SP
- 2008

• **Santos, Gerson Marques dos.** Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco - Recife - PE.
- 2009

• **Paiva, William de.** Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo. Tese de Doutorado – Universidade Federal de Pernambuco - Recife - PE.
- 2013

• **Delmiro, Thayse Dayse.** Aplicações dos Solos na Construção Civil: Avaliação da Expansão Livre e Tensão de Expansão. Relatório de Iniciação Científica – Universidade Católica de Pernambuco - Recife - PE.
- 2016

• **Paiva, Sérgio Carvalho de.** 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 - PE.
- 2016

• **Justino da Silva, José Maria.** Acompanhamento Sazonal do Movimento do Terreno e da Umidade de um Depósito de Argila Expansiva Não Saturado. Artigo Científico - Cobramseg 2016 - Belo Horizonte - MG.

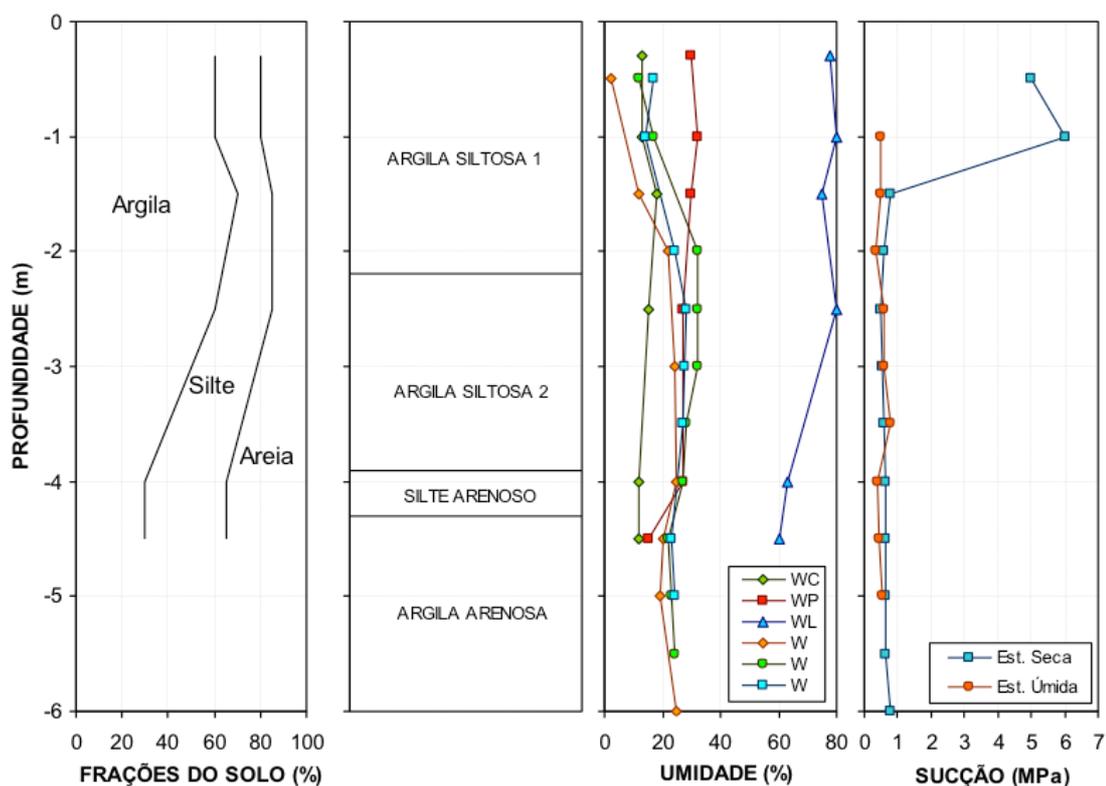
2.4.4.1 Jucá et al (1992) - Laboratory and Field Tests on an Expansive Soil in Brazil

O artigo elaborado por Jucá et al (1992) foi o primeiro documento científico desenvolvido sobre o solo expansivo de Paulista-PE. O principal objetivo deste documento foi de analisar o comportamento da argila expansiva de Paulista através de ensaios laboratoriais e em campo.

A pesquisa experimental realizada envolveu a caracterização do solo, influência de fatores climáticos, medidas de instrumentação e a sucção do solo. Apresentam-se as características de movimentos do solo obtidas sazonalmente durante um período de quatro anos, juntamente com as determinações de teor de água e sucção do solo. Testes de laboratório e de campo, incluindo medidas de contração e expansão in situ em condições bem controladas, foram essenciais para entender o comportamento de argilas expansivas não saturadas. O parâmetro de sucção do solo permitiu uma melhor capacidade para representar as condições de campo.

As principais informações levantada por Jucá et al (1992) estão apresentadas na figura 2.27 a seguir. Sendo estas as primeiras características levantadas no solo de paulista.

Figura 2.27 – Perfil geotécnico do solo expansivo de Olinda-PE.

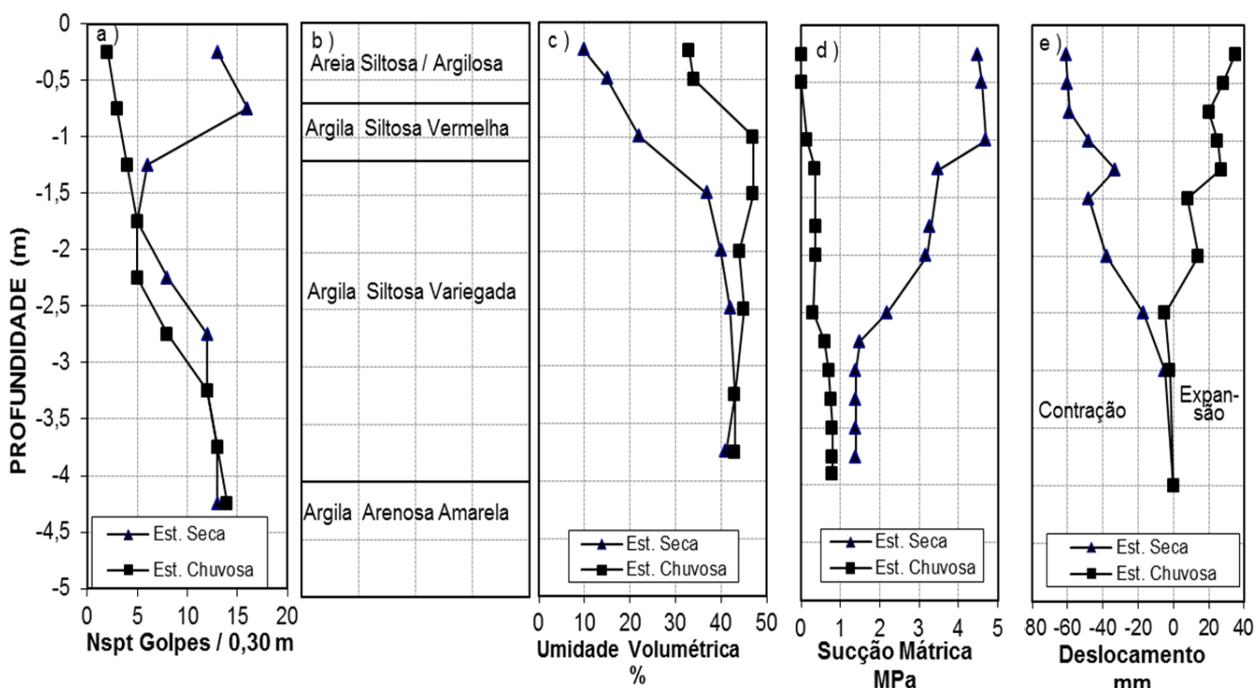


Fonte: Adaptado de Jucá et al (1992).

Especificamente no solo de Paulista-PE, objeto desta pesquisa, importantes estudos foram desenvolvidos por Bastos (1994), Jucá et al (1997) e Justino da Silva (2001) no período chuvoso e seco. Os condicionantes climatológicos influenciaram significativamente no perfil

de umidade, de sucção e na variação dos deslocamentos dos solos até a profundidade de 3,5 m caracterizando a camada ativa do solo. No período chuvoso a sucção variou de 0 a 1 MPa e no período seco de 4,8 MPa a 1,5 MPa com a profundidade. Os valores do NSPT variam de 2 a 14 golpes/0,3 m na estação chuvosa, e de 12 a 16 golpes/0,30 m na estação seca. Nota-se que na época de chuva ocorre um grande decréscimo na resistência à penetração, já na época seca tem-se uma alta resistência nas camadas superficiais devido ao ressecamento do solo (Figura 2.28).

Figura 2.28 – Influência do clima: a) Nspt, b) Camada do solo, c) Umidade volumétrica, d) Sucção mátrica e e) Deslocamento.



2.4.4.2 Bastos (1994) - Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva do Litoral Norte de Pernambuco

Este trabalho configura-se na dissertação de conclusão de mestrado, finalizada em 1994, de Edinalva Gomes. O primeiro estudo realizado sobre o solo de Paulista-PE contou com etapas de campo e laboratório, de modo a reproduzir os fenômenos reais. A investigação em campo compreendeu:

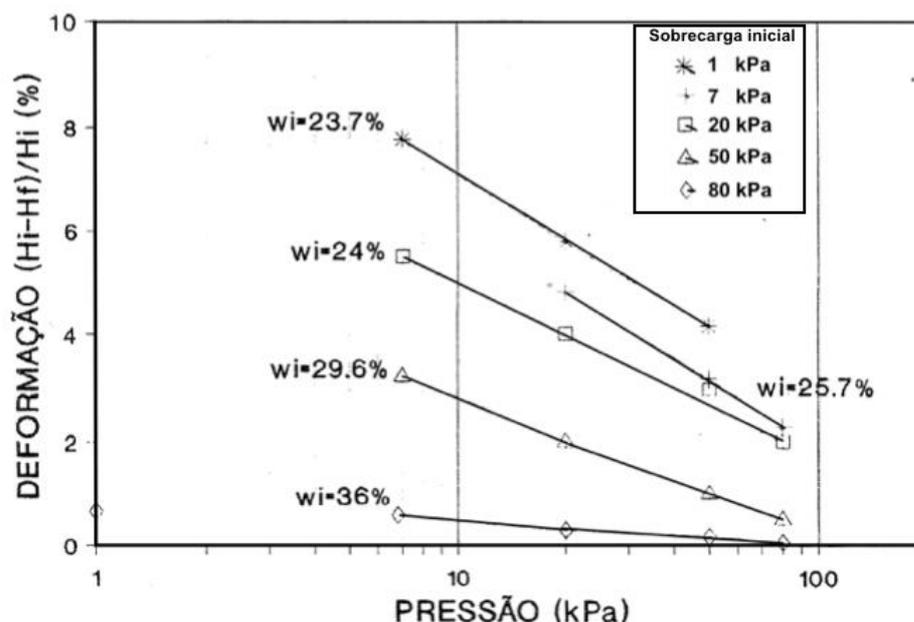
- coletas das amostras tipo bloco;
- realização de trado até a profundidade de 4,5 metros;
- os estudos das condições locais (geologia, climatologia e precipitação);
- caracterização do solo;
- determinação dos perfis de umidade e sucção *in situ*.

Na etapa de laboratório foram avaliados os seguintes itens:

- a sucção do solo pelo método do papel filtro;
- a variação de volume;
- os parâmetros de potencial e pressão de expansão através de ensaios Edométricos com controle da tensão vertical e sucção;
- ensaios de contração por ressecamento;
- avaliação da relação sucção-umidade pelo método da célula membrana de pressão.

Os resultados da caracterização física constataram que no local existe uma argila siltosa altamente plástica, com densidade natural de cerca de 19 kN/m^3 e umidades in situ variando desde 5% até 36%. O perfil do solo se mantém praticamente constante até 4,2 metros. Os ensaios Edométricos diagnosticaram uma expansão próxima aos 8% na aplicação da menor carga após umedecimento da amostra e em seguida foram amostradas com as seguintes sobrecargas iniciais 7, 20, 50 e 80 kPa (Figura 2.29).

Figura 2.29 – Expansão da argila de Paulista-PE ensaiada por Bastos (1994).

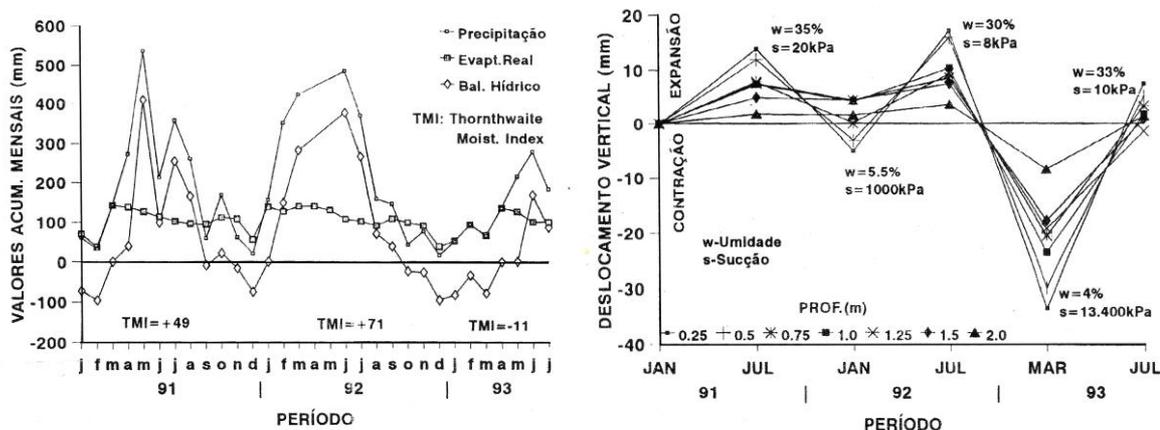


Fonte: Bastos (1994).

Foi constatada uma grande influência das condições climáticas nos solos. Nos meses de estiagem a profundidade da camada ativa chega até 1 metro. Nos meses de maiores precipitações a profundidade fica próxima dos 3 metros. Do mesmo modo se apresentou a sucção do solo, com aproximadamente 0,04 MPa no período úmido e 5,9 MPa no período seco. Na Figura 2.30 é possível observar a variação do deslocamento vertical das amostras de

solo. A depender da condição climática é possível que ocorra contração ou expansão da argila.

Figura 2.30 – Balanço Hídrico e Perfil de Expansão/Contração em função do tempo medidos *in situ*.



Fonte: Bastos (1994).

2.4.4.3 Justino da Silva (2001) - Variação Volumétrica de uma argila contráctil-expansiva não Saturada Submetida a diferentes Condições Climáticas

Esta tese de Doutorado foi concluída no ano de 2001, com o objetivo de analisar o comportamento da argila de Paulista sob a ótica da expansão e contração associada aos fatores climáticos.

Em relação à revisão bibliográfica e o levantamento de dados secundários da região estudada, os únicos pontos que diferem do estudo anterior são os fatores Climáticos e de Contração e Gretamento dos Solos Devido a Secagem por Evaporação. No primeiro item, o autor abordou os conceitos de Balanço Hídrico, Evapotranspiração, Precipitação, Interceptação e Infiltração influenciando no comportamento de um solo expansivo. No segundo ponto, foram detalhados os processos de secagem, contração e gretamento por secagem e umedecimento dos solos.

Quanto à etapa de investigações experimentais, foram desenvolvidos trabalhos em campo e laboratório. O objetivo era analisar a camada ativa, já mencionada por Edinalva, que está até quatro metros de profundidade. Os trabalhos de campo consistiram:

- Ensaios de campo para determinar umidade natural, perfil geotécnico e sucção através de tensiômetros;
- Obtenção de amostras do tipo Shelby, a cada dois meses durante determinado período da pesquisa;
- Leitura de instrumentos de medição de deslocamento vertical (placas superficiais e profundas);

- Monitoramento de parâmetros climáticos (Pluviometria, umidade relativa do ar, temperatura ambiente e velocidade do vento, além da evaporação).

Os valores dos deslocamentos verticais medidos no campo foram analisados com base nas informações climáticas e também por meio do estoque hídrico do solo.

Nos ensaio de laboratório realizaram-se ensaios edométricos convencionais e com sucção controlada, além do ensaio de contração livre e curva característica. Com as amostras indeformadas foram obtidos os valores de sucção associados aos períodos e relacionados com os parâmetros climáticos, além das curvas características a diversas profundidades e em diversos tempos.

Os primeiros resultados analisados por Justino da Silva (2001) foram dos ensaios Edométricos, onde foram avaliadas as deformações de expansão em função tempo de umedecimento das amostras com sobrecargas distintas de 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa e 80 kPa. Os valores máximos obtidos da expansão variaram entre 2% e 9,5%, entre as profundidades 1,2 e 2,0 metros (Figura 2.31). Com os resultados dos ensaios de sucção por meio do papel filtro foi possível avaliar a histerese.

Após a realização dos ensaios, Justino da Silva (2001) chega a conclusão de cinco pontos principais: influência do fissuramento, zona ativa de expansão, curva característica, deslocamento vertical e influência do clima.

No primeiro ponto, o autor cita a necessidade de conhecer os tipos de fissuras presentes no terreno e como ela se comportará. A partir da infiltração, a água sai das camadas superficiais e vai a até as mais profundas causando possíveis deformações ao solo.

No segundo ponto, foi identificado que a zona ativa atinge até 3,5m de profundidade. Sendo a camada entre 0,7 e 1,2 metros aquela com maior pressão de expansão. Caso fosse realizada uma obra rodoviária sobre essa região seria recomendada a remoção dessa camada.

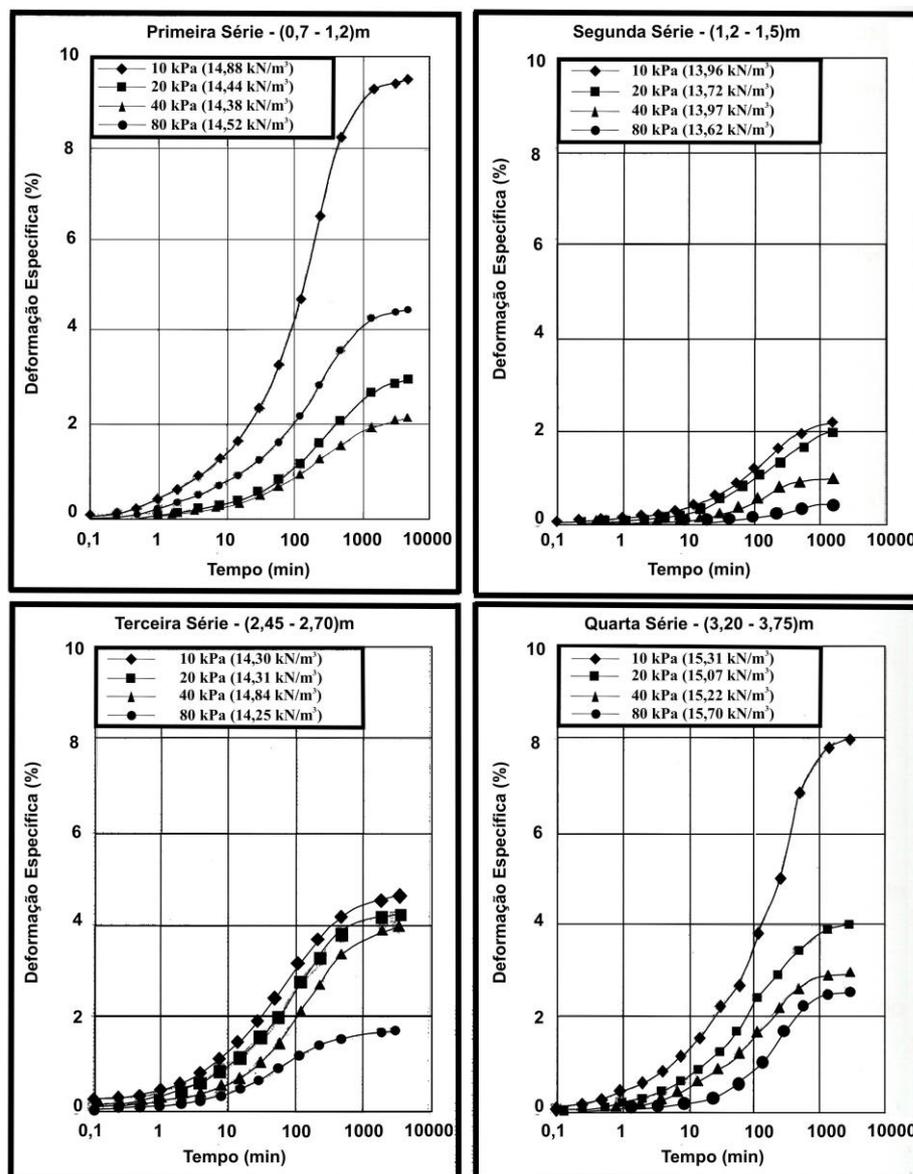
No terceiro ponto, as curvas características puderam demonstrar que o solo varia muito pouco quando ensaiado em laboratório e em campo. Além disso, após realização dos ensaios de umedecimento-secagem de laboratório ficou constatado que o solo não perde sua componente de deformação plástica ao longo do tempo, sendo solicitada para diversos ciclos de secagem e umedecimento.

No quarto ponto foi avaliado o deslocamento vertical sofrendo influência da sucção do solo. O resultado foi bem variado utilizando os dois principais métodos de avaliação do

deslocamento vertical. Por Fredlund, quando o solo tem tendência ao umedecimento e não apresenta fissuras então seus resultados estão próximos dos apresentados em campo. Já por McKeen, os resultados são próximos aos medidos em campo quando se encontra fissurado e com tendência ao ressecamento. Deste modo, Justino da Silva concluiu que o valor do deslocamento é independente da carga vertical aplicada.

No último ponto, o autor concluiu que a instabilidade climática do local pode complicar nos projetos de construções da região. Deste modo, nos projetos deve ser considerada a chuva diária. Durante o período de observação do autor (1998-2000), o solo se apresentou mais contrátil que expansivo. Portanto, o autor recomendou que o início de construções devam ocorrer logo após o término do período de chuvas.

Figura 2.31 – Deformação da argila expansiva de Paulista-PE medida por Justino da Silva (2001).



Fonte: Justino da Silva (2001)

2.4.4.4 Justino da Silva (2002) - Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo "Shelby" em Argila Fissurada

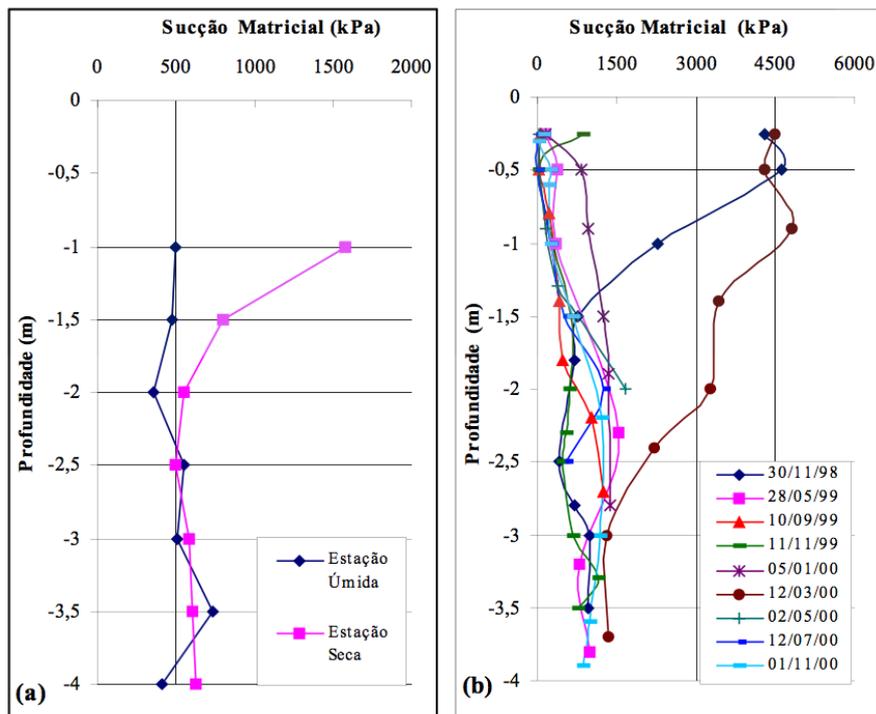
Esta pesquisa foi concluída em 2002 e publicada por Justino da Silva e Rolim (2002) no XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Geotecnia. Após vários estudos sobre a argila expansiva de Paulista-PE durante sua tese de doutorado, Justino da Silva encontrou como uma boa oportunidade a descrição do seu procedimento para extração de amostras indeformadas do tipo "Shelby".

O solo encontrado no local apresentou-se bastante fissurado, principalmente no período seco e a obtenção de bloco indeformado é quase impossível se não tiver muitos cuidados. Sendo assim, o principal objetivo do artigo foi apresentar o equipamento utilizado pela dupla na cravação e extração do tubo de amostragem com a argila fissurada, onde as amostras extraídas foram de boa qualidade e apresentando recuperação, na maioria delas de 100%.

A pesquisa se desenvolveu durante os anos de 1998 e 2000, sendo coletadas 44 amostras com 100mm de diâmetro e comprimento variando entre 300 e 400mm, obtidas em oito diferentes épocas, numa argila expansiva fissurada com índice de plasticidade variando 40% e 65%.

Durante a avaliação dos resultados ficou claro que o processo de amostragem através de tipo do tipo "shelby", utilizando a cravação estática, mostrou-se eficaz tanto pela qualidade quanto pela recuperação das amostras obtidas. Foi realizada uma comparação entre o perfil de sucção ensaiado por Justino da Silva (2002) e Jucá et al (1995), ambos produzidos a partir da técnica do papel filtro, diferenciados apenas pelo método dinâmico e estático de extração. Uma análise comparativa dos dois resultados mostra que o perfil obtido com amostras pelo processo estático está coerente com a profundidade de 3,5 metros da zona ativa. Provavelmente a cravação dinâmica alterou a estrutura do solo.

Figura 2.32 – Perfis de sucção matricial obtidos através do processo dinâmico (Jucá et al, 1995) e do processo estático.



Fonte: Justino da Silva (2002).

2.4.4.5 Justino da Silva (2004) - Caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação

Este artigo científico foi apresentado por Justino da Silva em 2004 no 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados em São Carlos-SP. Este trabalho consiste na apresentação dos resultados de ensaios de caracterização química, física e mineralógica de um depósito de argila expansiva do município de Paulista-PE.

No trabalho realizado por Justino da Silva foram utilizadas amostras, na sua maioria, até 6 metros de profundidade. A primeira etapa da pesquisa consistiu nas análises físicas, sendo realizados os seguintes ensaios: distribuição granulométrica, limites de liquidez e de plasticidade, percentual de partículas menores que duas micra. Na segunda etapa foram as análises químicas: pH; condutividade elétrica; matéria orgânica; e CTC. Por fim foram avaliadas a mineralogia destas argilas a partir da Difração de Raio X em lâminas submetidas aos seguintes tratamentos: saturadas com K ao natural e aquecidas a 550°C por duas horas e saturadas com Mg e impregnadas com glicerol.

Na primeira etapa de análise deste solo concluíram uma argila inorgânica de alta plasticidade com IP variando entre 40% e 65%, atividade normal entre 0,75 e 1,05 e percentagem elevada de partículas menores do que duas micra.

Na segunda etapa, análises químicas, concluiu-se que há predominância de cátions adsorvidos Ca^{++} Mg^{++} em relação ao Na^+ . Além disso, a condutividade elétrica apresentou um máximo de 1,21 dS/m, o que demonstra um solo com baixo grau de salinidade. O teor de matéria orgânica também é baixo, apenas na camada mais superficial apresentando uma valor mais elevado devido à presença de raízes. O pH é extremamente ácido em todas as profundidades analisadas pois os valores são menores que 4,7.

Tabela 2.5 – Análise Química do solo segundo Justino (2005).

Profundidade (m)	pH (Em H_2O)	Cond. Elétrica (dS/m)	Matéria Org. (g/kg)
0,5	4,1	0,24	4,48
0,9	3,9	0,34	2,24
1,3	3,8	0,4	2,24
1,9	3,8	1,03	-
2,3	3,8	1,03	-
2,9	4,0	0,86	-
3,3	4,0	1,03	-
3,9	4,0	1,21	-

Fonte: Justino (2005).

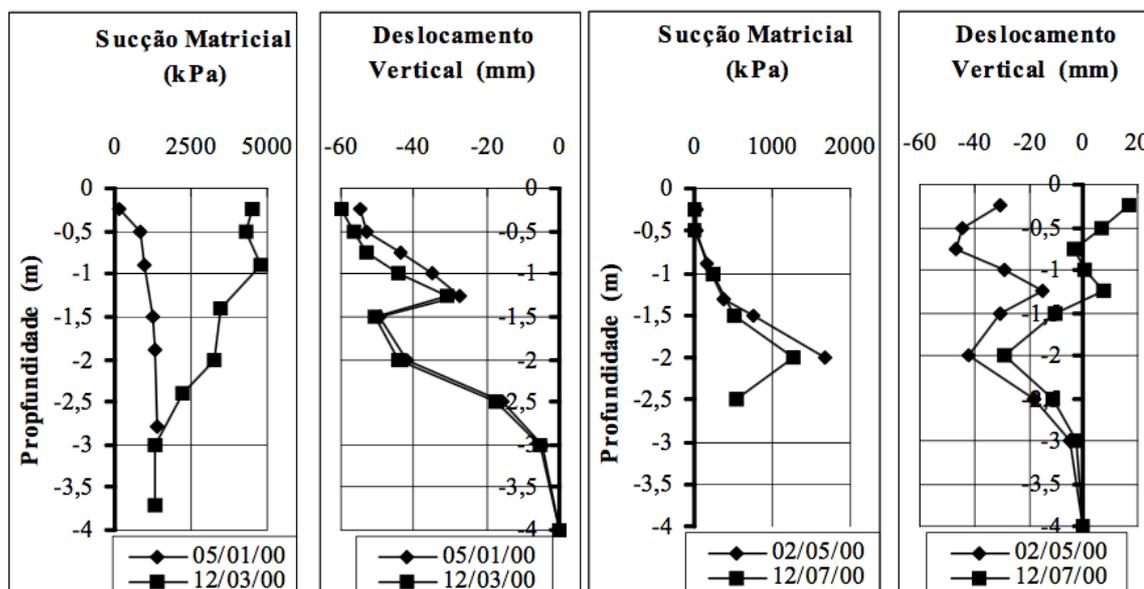
A terceira etapa consistiu da avaliação mineralógica, onde foram identificados o grupo da Caulinita (Mineral 1:1) e interestratificados irregulares envolvendo diferentes grupos (Minerais 1:1 e 2:1). A exceção é a camada mais profunda de solo onde aparece representante do grupo da Esmectita (Mineral 2:1 expansivo).

Esta pesquisa também avaliou o gretamento do solo por secagem. Foi observado que no verão ocorre uma elevação na insolação e na temperatura, ocorrendo um intenso fissuramento na camadas superficiais dos solos. A máxima abertura das fissuras medidas foi de 30mm na superfície e seu comprimento variou entre 1,50 e 8,0 metros. A abertura na superfície quase constante, até cerca de 0,6 metros de profundidade. Foi verificado que essas fissuras permanecem abertas por muito tempo após o término do verão e outras fecham logo após as primeiras chuvas.

Por fim, o deslocamento vertical do solo foi correlacionado com a sucção matricial. Apesar de uma variação acentuada na sucção do solo, na medição de verão, o mesmo não ocorre em relação ao deslocamento vertical. Em uma segunda medição, na época de inverno, os resultados obtidos demonstram que quando o grau de saturação é elevado, a expansão do maciço independe da sucção medida prevalecendo a influência da mineralogia.

A conclusão do autor é que os elevados valores de contração/expansão ocorrem devido ao considerável teor de partículas na dimensão coloidal, o que confere uma influência acentuada da sucção sobre o comportamento de deformação do solo.

Figura 2.33 – Perfis de Sucção e de Deslocamento Vertical.



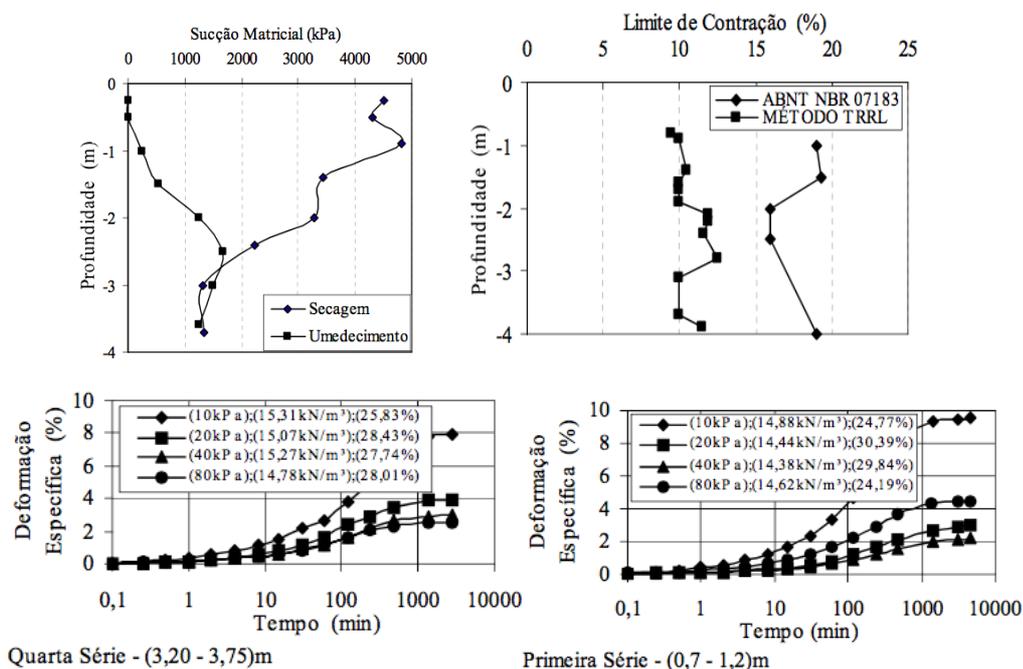
Fonte: Justino da Silva (2004).

2.4.4.6 Justino da Silva (2004) - Medidas de campo e de laboratório da variação de volume em um solo expansivo não saturado

Assim como o trabalho anterior, Justino da Silva apresentou este trabalho no 5º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados em São Carlos-SP. O principal objetivo deste artigo foi apresentar as mais variadas formas de medidas de variação de volume em solo expansivo, tanto em laboratório como em campo. As amostras do tipo “shelby” coletadas para essa pesquisa também foram provenientes da Estação de Tratamento de Esgoto do Janga.

Em laboratório, elas foram utilizadas em ensaios edométricos com e sem controle de sucção, além de ensaios de contração livre. Utilizou-se o edômetro convencional com drenagem por ambas as faces. Para cada profundidade amostrada (1,0 m; 1,5 m; 2,5 m; 3,7 m) executou-se quatro séries de ensaios em quatro etapas distintas, a saber: aplicação da tensão vertical; expansão com tensão vertical constante; pressão de expansão; ensaio de adensamento. No ensaio de sucção controlada foi adotado um controle de modo que a trajetória inicial fosse de secagem (contração) e em seguida umedecimento (expansão), para isto, a sucção inicial da amostra foi determinada através da técnica do papel filtro. Os ensaios de contração foram realizados por secagem, utilizando dois métodos distintos: Método do Transport Road Research Laboratory – TRRL e pela ABNT NBR 07183.

Figura 2.34 – Ensaio de Laboratório realizados por Justino da Silva em 2004.

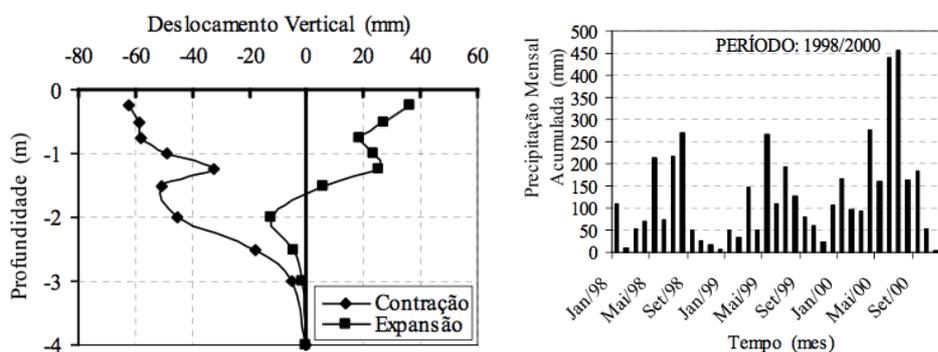


Fonte: Justino da Silva (2004).

No campo, procedeu-se a retirada de amostras indeformadas do tipo “shelby”; instalação e medição de placas metálicas (tassômetros) para medidas de deslocamento vertical; determinação da umidade gravimétrica e implantação de uma estação de monitoramento ambiental.

A primeira etapa dos ensaios de campo consistiu da instalação dos tassômetros na superfície do terreno e em profundidades previamente estabelecidas. Os valores medidos permitiram a definição do deslocamento vertical (expansão e contração) ao longo da profundidade. A determinação das variáveis climáticas foi feita utilizando equipamentos com registro automático de dados, sendo registrados valores de precipitação pluviométrica entre 1998 e 200.

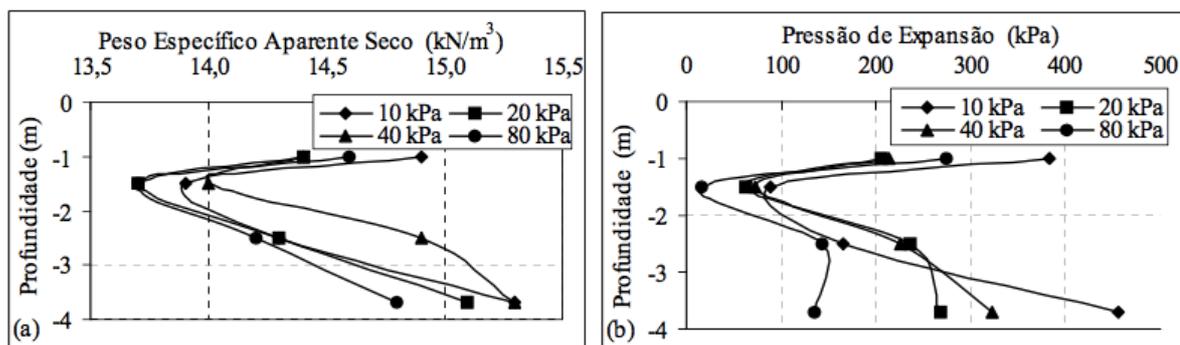
Figura 2.35 – Resultados encontrados por Justino da Silva (2004) durante a investigação de campo.



Fonte: Justino da Silva (2004).

Em resumo, as avaliações de Justino da Silva concluíram valores máximos de potencial de expansão próximos a 9,5% sendo verificados na camada mais superficial do solo. Uma análise por série realizada nesta pesquisa também mostra a dependência direta do potencial de expansão em relação ao peso específico aparente seco e a tensão aplicada.

Figura 2.36 – Comparativo entre o potencial de expansão em relação ao peso específico aparente seco e sob tensão aplicada.



Fonte: Justino da Silva (2004).

Por fim, Justino da Silva identificou como deformação específica de expansão, provinda dos ensaios edométricos com sucção controlada os seguintes resultados máximo e mínimo:

- Para uma tensão vertical de 10 kPa e peso específico aparente seco de 15,16 kN/m³ a deformação devido à expansão é de 11%;
- Para uma tensão vertical de 80kPa e peso específico aparente seco de 14,34 kN/m³ a deformação devido à expansão é de 5,6%;

2.4.4.7 Santos (2008) - Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada

O estudo desenvolvido por Santos (2008) consiste na análise da variação da histerese, em relação à profundidade, de um depósito de solo expansivo não saturado situado próximo a cidade de Paulista, na região litorânea do Nordeste brasileiro.

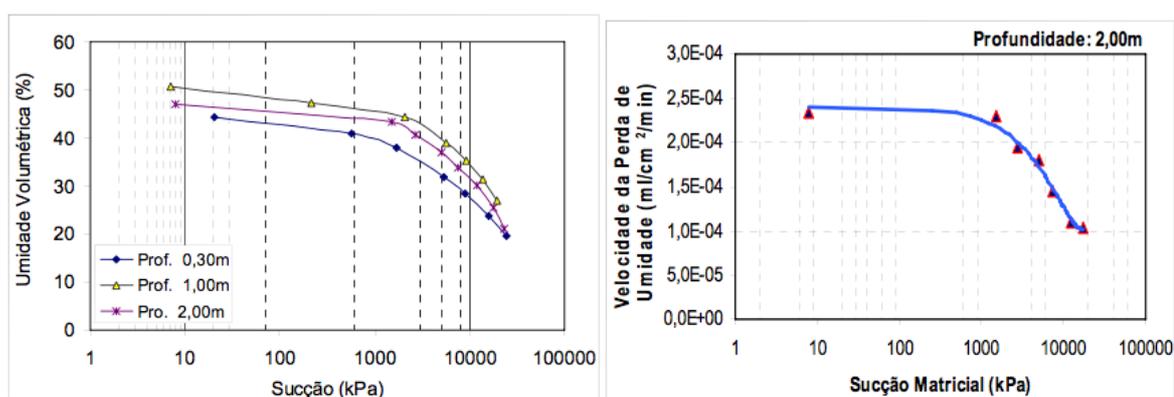
Assim como os estudos anteriores, foi selecionada a área da Estação de Tratamento de Esgoto do Janga para realização da investigação experimental do solo. A pesquisa iniciou com uma etapa de campo, onde foi realizada uma sondagem a trado com o objetivo de criar um perfil geotécnico, além disso foram retiradas amostras indeformadas, tipo shelby. A segunda etapa da pesquisa consistiu na avaliação do solo em laboratório a partir da: Caracterização física e Aplicação da técnica do papel filtro. Durante o último ensaio foi possível avaliar a trajetória de umedecimento e secagem, assim como a histerese, por fim foi medida a contração livre

juntamente com a sucção, para a elaboração das curvas de contração e determinação da velocidade de evaporação.

Os resultados da caracterização física concluíram que o solo é constituído de um argila silto-arenosa expansiva não saturada resultante do processo de decomposição físico-química de argilite e de rocha calcária da Formação Maria Farinha.

As curvas características foram obtidas através do processo de umedecimento e secagem das amostras do tipo Shelby. O resultado deste ensaio foi um ponto de inflexão (correspondente a pressão de pré-adensamento do solo) na curva de secagem em torno da sucção de 2000 kPa, enquanto que o ponto de inflexão das curvas de umedecimento situam-se em torno da sucção de 1000 kPa. Na figura 2.37 pode-se observar que existe bastante semelhança entre as curvas características de umidade do solo e a velocidade de evaporação deste depósito. Neste caso, o autor conclui que sucções até 2.000 kPa a condutividade hidráulica da superfície do corpo de prova ensaiado está muito próxima da condição saturada.

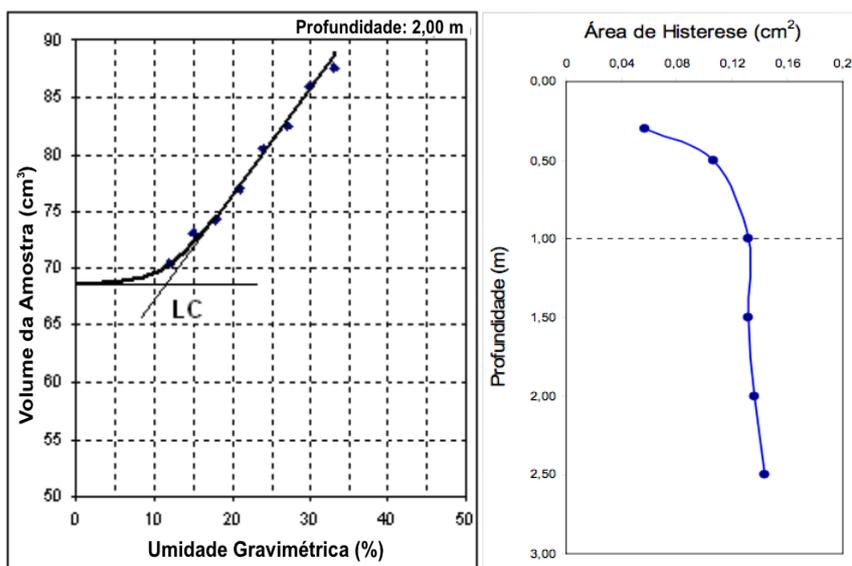
Figura 2.37 – Relação entre a curva característica e a velocidade de Perda de Umidade do solo expansivo de Paulista-PE.



Fonte: Santos (2008).

A contração livre dos corpos foi obtida graficamente através da interseção entre o prolongamento da reta de grau de saturação 100% (contração normal) e a linha horizontal que passa pelo ponto correspondente ao teor de umidade zero. O valor do teor de umidade gravimétrico correspondente ao limite de contração, ao longo do perfil estudado, variou entre 11% e 13% (Figura 2.38). Já a histerese apresentou um crescimento acentuado até 1,0 metro de profundidade e em seguida uma pequena redução, até estabilização em torno de 2,0 metros (Figura 2.38). Essa transição se explica pela passagem das camadas superficiais de argila arenosa para as camadas de argila siltosa subjacente.

Figura 2.38 – Determinação do limite de contração e a área de histerese do solo expansivo de Paulista-PE.



Fonte: Santos (2008).

Portanto concluiu-se que quanto mais se avança na profundidade do solo, ocorre uma transição da argila arenosa para argila siltosa. Como a argila siltosa apresenta menores vazios entre partículas, oferece maiores dificuldades para a entrada e a saída da água, resultando, por conseqüência, sucções maiores na secagem e sucções menores no umedecimento, para o mesmo teor de umidade.

2.4.4.8 Paiva (2009) - Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo

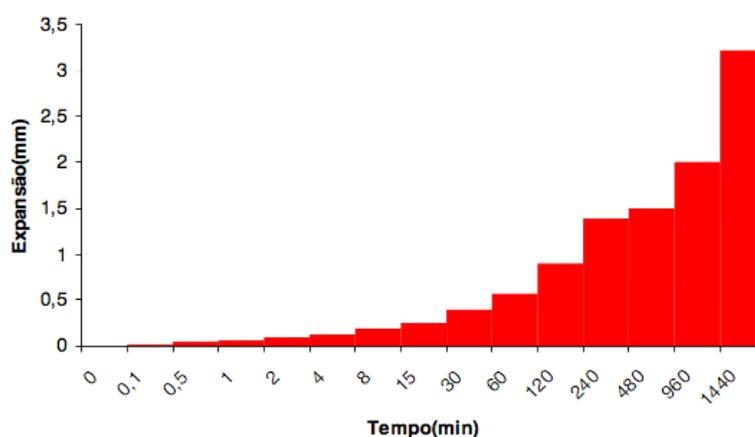
O trabalho desenvolvido por Paiva (2009) consiste na análise estatística da mudança de umidade, sucção e da variação volumétrica de uma argila expansiva não saturada com três tipos distintos de cobertura: área sem vegetação, área coberta com uma placa impermeável de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), e área com vegetação de pequeno porte. Para a interpretação dos dados utilizou-se da estatística clássica, sendo usados os parâmetros descritivos para um conhecimento inicial dos dados. Em seguida foi aplicada à inferência estatística por meio da análise de variância para um e dois fatores: regressão linear simples; e análise multivariada em componentes principais (A. C. P.). A Geoestatística foi utilizada para determinação da dependência espacial entre as variáveis e geração de mapas de comportamento das variáveis no tempo.

Foram desenvolvidas investigações experimentais de campo e de laboratório. Observando-se que o nível do lençol freático flutuou entre 1,0m e 3,3 m de profundidade em relação à superfície do terreno. O trabalho de campo consistiu na obtenção de amostras indeformadas tipo “shelby”; verificação da temperatura do solo através de termopar a cada três meses;

determinação da umidade gravimétrica, volumétrica e do grau de saturação com a sonda de nêutrons; medidas de deslocamento vertical utilizando placas superficiais; definição do nível de água através de piezômetros tipo Casagrande. Em laboratório fez-se a caracterização física do solo de cada célula imaginária geoestatística, mineralogia da fração argila, expansão livre, permeabilidade, peso específico aparente natural, sucção matricial, determinação dos demais índices físicos e da curva de retenção.

Paiva (2009) concluiu através da difração de raio-X que a argila possui os argilominerais do grupo das caulinitas, ilitas e esmectitas (montmorilonita). Observou que para as 3 áreas analisadas não foram encontradas diferenças significativas para os limites de Atterberg. Através das leituras com a sonda de nêutrons, verifica-se como ocorre a variação de umidade e grau de saturação, entre as áreas, em um período de quinze meses e a uma profundidade que variou de 0,1m a 2,5 m. A sucção matricial apresentou-se de forma estável sob a placa de asfalto e uma alta dispersão na área com vegetação mostrando a nocividade da vegetação nas proximidades de edificações assentes neste tipo de solo. Já a curva de retenção apresentou um solo argiloso com alta capacidade de retenção de água e uma umidade volumétrica residual por volta de $13 \text{ cm}^3/\text{cm}^3$, valor característico de argilas com grande número de finos. A expansão livre apresentou variação volumétrica média, para os corpos de prova ensaiados, de 3,2 mm, o que leva a um potencial de expansão de 17%.

Figura 2.39 – Variação Volumétrica da argila expansiva de Paulista-PE segundo Paiva (2009).



Fonte: Paiva (2009).

Para a interpretação dos resultados utilizou-se da estatística clássica, sendo usados os parâmetros descritivos para um conhecimento inicial dos dados. Em seguida foi aplicada à inferência estatística por meio da análise de variância para um e dois fatores, regressão linear simples, análise multivariada em componentes principais (A.C.P). A Geoestatística foi utilizada para determinação da dependência espacial entre as variáveis e geração de mapas de

comportamento das variáveis no tempo.

As análises realizadas indicaram que devido à diferença de cobertura há uma variação de umidade, sucção, temperatura e volume diferente entre as três áreas e ocorre uma menor flutuação de umidade no centro da placa, se acentuando na área das bordas. Portanto, movimentos diferenciais e, conseqüentemente, processos de fissura na placa.

2.4.4.9 Delmiro (2013) - Aplicações dos Solos na Construção Civil: Avaliação da Expansão Livre e Tensão de Expansão

Este trabalho científico foi produzido em 2013 como relatório final das atividades do programa institucional de bolsas de iniciação científica. Os principais objetivos descritos por Thayse Dayse Delmiro (2013) foram a identificação, caracterização e avaliação em campo da resistência de ponta.

Em laboratório foram realizados os ensaios de caracterização física e mecânica das amostras. A expansão "livre" ($E_l = 100\Delta h/h_0$) obtida a partir de ensaios edométricos convencionais com sobrecarga de tensão 10 kPa é de pouco mais de 10%, determinada pelo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) e sendo considerada um grau de expansividade médio a alto. Os valores da tensão de expansão do solo determinados por diferentes trajetórias de tensões, que correspondem a diferentes métodos. O valor médio obtido pelos métodos foi de 252 kPa.

O ponto que merece atenção no trabalho de Delmiro (2013) é o estudo realizado com penetrômetros. São aparelhos destinados a determinar a resistência do meio no qual penetram dividindo-se em função do princípio de penetração (STOLF, 1991):

- Dinâmicos: em que a haste penetra no solo em decorrência do impacto de um peso que cai em queda livre de uma altura constante.
- Estáticos: em que o conjunto é pressionado contra o solo, à velocidade constante e a resistência a penetração (RP) é registrada em um dinamômetro;

O penetrômetro de impacto de solo utilizado para determinar a resistência dinâmica corresponde ao modelo IAA / PLANALSUCAR – Stolf, operado com ponta fina (área = 1,29 cm²). O equipamento apresenta as seguintes características:

- Peso que provoca impacto: 3,992 kg;
- Curso de queda livre: 40,00 cm;
- Cone: ângulo sólido 30°, área da base 1,290 cm² (1,280 cm de diâmetro);
- Diâmetro da haste que penetra no solo: 0,950 cm;
- Peso do conjunto: 6,436 kg.

Foram demarcadas duas áreas de 2,4 m x 2,4 m, cada área subdividida em quadriculas de 0,30 m x 0,30 m (denominando as linhas por letras, A, B, e as colunas por números, 1, 2, 3... 8), a serem tratadas: Área 1 – Solo e vegetação natural (área de referência); Área 2 – Solo natural sem vegetação. Foram realizados nove ensaios com o Penetrômetro Dinâmico nos vértices das malhas A1 a A8 da área 1.

Figura 2.40 – Ensaio de Penetrômetro Dinâmico sendo realizado na área de estudo.



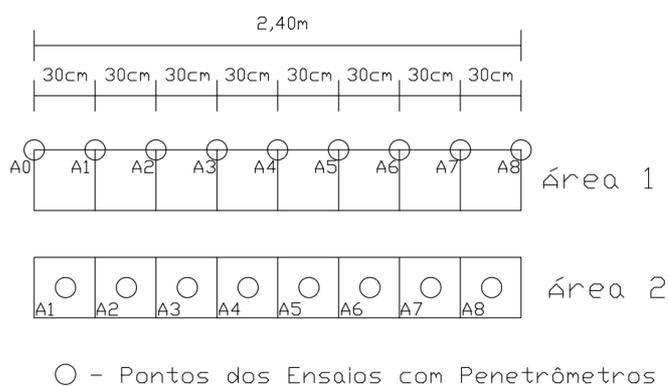
O Penetrômetro Estático utilizado foi o de cone mecânico. O mesmo compõem-se de um guidão na parte superior e, em sequência, um anel dinamométrico e uma haste com uma ponta cônica no extremo inferior. A resistência à penetração avaliada com o Penetrômetro Estático (PE) utilizou um cone com área de 6,33 cm². O valor do deslocamento medido no anel (y em mm) foi transformado força (kgf) pela equação de calibração do aparelho ($0,505 \text{ kgf/divisão}$) que corresponde a uma resistência de ponta $Pq = 0,00782y$ (MPa).

Figura 2.41 – Ensaio de Penetrômetro Estático sendo realizado na área de estudo.



Fonte: Delmiro (2013).

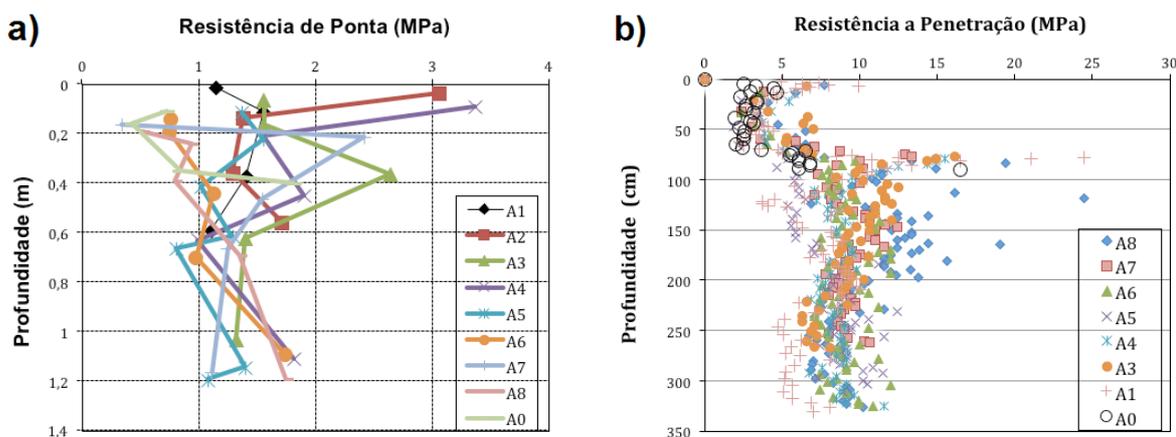
Figura 2.42 – Distribuição dos pontos de ensaios com penetrômetros e local de execução dos ensaios.



Fonte: Delmiro (2013).

Os resultados dos ensaios realizados com o Penetrômetro Estático e Dinâmico são apresentados na Figura 2.43. A Resistência Estática cresce no ramo seco da curva atingindo uma máxima de 1,48 MPa e decresce no ramo úmido, próximo a 0,87 MPa. Há tendência do crescimento da Resistência Dinâmica com a profundidade no cilindro de compactação, chegando aos valores máximos de 21,4 Mpa em profundidades maiores que 0,8 metros.

Figura 2.43 – Resultados dos ensaios utilizando: Penetrômetro Estático (a) e Dinâmico (b).



Fonte: Delmiro (2013).

2.4.4.10 Paiva (2016) - Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Expansivos dos Municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca-PE e de suas Misturas com Cal

Esta tese de doutorado foi finalizada por Paiva (2016). O objetivo da pesquisa consistiu na análise do comportamento geomecânico dos solos naturais dos municípios de Cabrobó, Ipojuca e Paulista-PE e os efeitos da adição de cal a essas amostras nas proporções de 3%, 5% e 7%.

A investigação consistiu de uma etapa de campo e outra de laboratório. No campo foram realizadas coletas de amostras deformadas e indeformadas (tipo blocos) em solos dos três

municípios. Foram coletados dois blocos indeformados no município de Cabrobó e quatro no município de Paulista e Ipojuca, além de amostras deformadas em sacos. Após as coletas foram realizados ensaios em laboratório com amostras deformadas e indeformadas nos solos, na cal e nas misturas solo-cal.

Os trabalhos de laboratório iniciaram com a caracterização física do solo, ou seja, avaliação da composição granulométrica, limites de consistência, peso específico real dos grãos e compactação dos solos. Já a caracterização química consistiu na determinação dos cátions trocáveis, do pH, Capacidade de Troca Catiônica, saturação de base e matéria orgânica. Além disso, foram determinadas pelo método de fluorescência de raio-X os óxidos existentes no solo e perda ao fogo. A caracterização mineralógica e das microestruturas foram realizadas através da Termogravimetria, Termogravimetria derivada, Difratoograma de raios-X e Microscopia de Varredura (MEV). A caracterização mecânica consistiu de ensaio de expansão livre, compressão simples (dois corpos de prova para cada município) e tensão de expansão (expansão seguida de colapso e carregamento após expansão com diferentes tensões).

Em seguida, foram realizadas a caracterização física (curva granulométrica), química (perda ao fogo, óxidos, anidrido carbônico, massa unitária, finura e retenção de água) e termogravimétrica da cal (Termogravimetria e Termogravimetria derivada). Para a mistura solo-cal foram realizadas as mesmas avaliações utilizadas para as amostras de solo natural, variando apenas a adição de cal nas proporções de 3%, 5% e 7%.

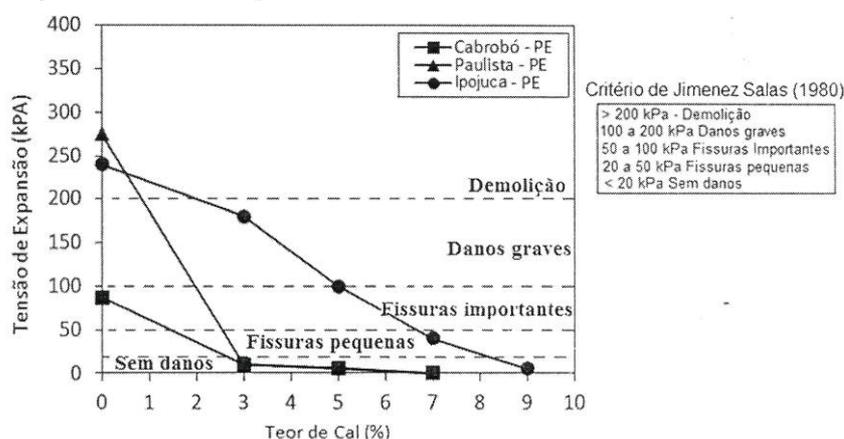
Os resultados dos solos estudados de Cabrobó, Ipojuca e Paulista apresentaram um percentual de argila respectivamente 37%, 67% e 50% de argila, sendo considerada como argila de baixa compressibilidade para Cabrobó e argila de alta compressibilidade para Ipojuca e Paulista. Para os três solos foram diagnosticadas alta plasticidade segundo o IP. Já a atividade dos solos variaram o potencial de expansão de média a muito alto.

Na caracterização química foi encontrado um solo fortemente alcalino para o município de Cabrobó, Moderadamente ácido para Ipojuca e Ácido para Paulista. A capacidade de troca catiônica é alta, assim como o valor de saturação e a condutividade elétrica. Os solos de Ipojuca e Cabrobó apresentam caráter solódico e Paulista como caráter sódico. A composição mineralógica dos solos de Cabrobó e Ipojuca apresentaram interestratificação irregular de minerais do tipo 2:1, com mica expansiva com presença de esmectita, vermiculita e clorita; já o solo de Paulista apresentou a composição mineralógica com inesterestratificação irregular de

minerais do tipo 2:1, com caulinita.

A adição de cal aos solos reduziu a capacidade de troca de cátions, diminuição da plasticidade e aumentaram os percentuais dos óxidos de cálcio e magnésio, e redução dos óxidos de silício, alumínio, ferro, sódio, potássio e titânio. À medida que a cal seria adicionada ao solo, pelo menos 3%, os solos reduziram consideravelmente a tensão de expansão, chegando a neutralizar a expansão livre (Figura 2.44).

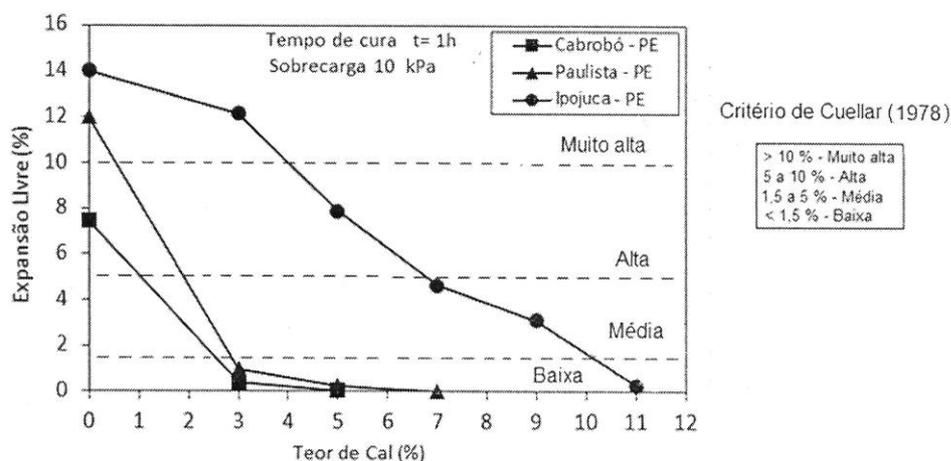
Figura 2.44 – Variação da tensão de expansão com o teor de cal.



Fonte: Paiva (2016).

No solo de Cabrobó um valor de 7% da cal, adicionado ao solo, anulou toda a tensão de expansão, estabilizando-o; o solo de Ipojuca, para anular a expansão, foi necessário 11% de cal, e no solo de Paulista um percentual de 7% foi o suficiente para reduzir a tensão de expansão até zero. A amostra com adição de cal, elevou a resistência a compressão simples, chegando a um aumento de 36,81 kPa para 238,55 kPa em Cabrobó com 3% de cal, de 6,6 kPa para 224,5 kPa em Ipojuca com 7% de cal e de 122,05 kPa para 597,97 kPa em paulista com 7% de cal.

Figura 2.45 – Variação da expansão livre com o teor de cal.



Fonte: Paiva (2016).

2.4.4.11 Justino da Silva (2016) - Acompanhamento Sazonal do Movimento do Terreno e da Umidade de um Depósito de Argila Expansiva Não Saturada

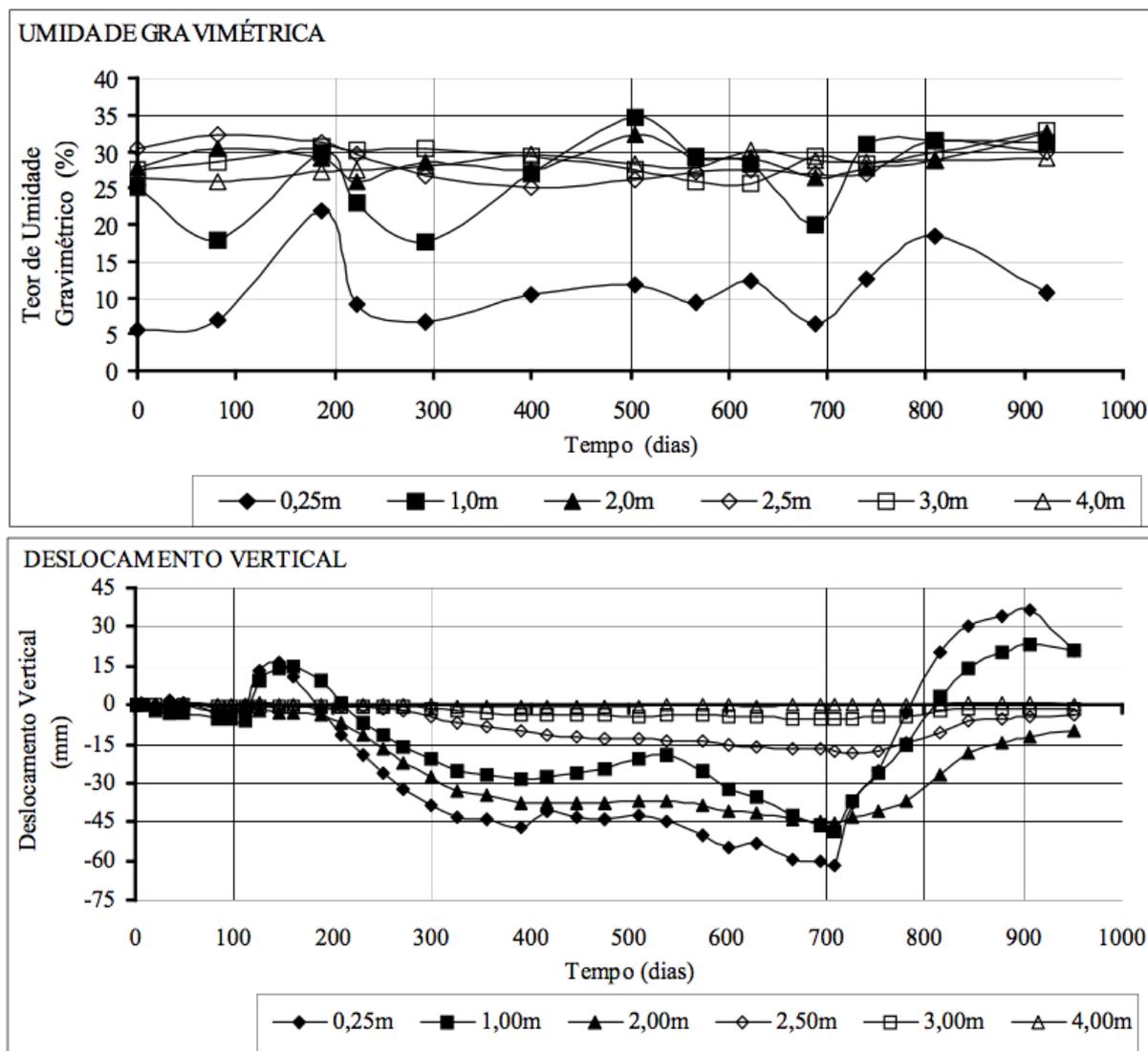
Justino da Silva realizou esta pesquisa para o Cobramseg 2016, procurando detalhar mais informações sobre a argila expansiva de Paulista-PE. O principal objetivo deste estudo foi a apresentação das medidas de movimentação do terreno e do teor de umidade da argila expansiva, durante três ciclos sazonais. O deslocamento vertical do terreno foi obtido através de medições de placas metálicas instaladas em profundidade. As determinações do teor de umidade natural foram feitas através de ensaios de laboratório e de medidas utilizando a sonda de nêutrons.

A primeira etapa consistiu da realização de furos de sondagem a trado (20 pontos) com o objetivo de obtenção de perfis de umidade gravimétrica, instalação de placas de medição de deslocamento vertical e extração de amostras do tipo “shelby”, além de um furo para instalação do tubo de acesso da sonda de nêutrons.

As placas para medição de deslocamento foram implantadas em diversas profundidades (0,25 m; 1,00 m; 2,00 m; 2,50 m; 3,00 m; 4,00 m) locadas num círculo com 5,0m de diâmetro. O processo de medição consiste na leitura ótica através de um nível topográfico de precisão munido de placa plana e paralela, utilizando uma mira de invar apoiada no topo da haste central. Como referência foi utilizada um RN confiável ancorado na rocha calcária. A Figura 2.46 mostra que nos primeiros 700 dias, somente no intervalo de tempo entre 100 e 150 dias, houve um acentuado levantamento do solo e no restante praticamente prevaleceu a contração. Este último fenômeno é resultante da ocorrência de dois períodos secos muito prolongados e dois períodos úmidos caracterizados por chuvas pontuais.

Os perfis de umidade gravimétrica foram levantados em três ciclos sazonais em 13 pontos distintos, perfurados a trado e pesados logo após a coleta da amostra. A determinação do teor de umidade volumétrico foi feita através da relação entre os índices físicos do solo (umidade gravimétrica, peso específico aparente seco e densidade das partículas). O resultado dessa avaliação mostra que a variação de umidade está limitada à parte superior do perfil do solo a qual corresponde a espessura da zona ativa. Quanto mais profundo, menos variação ocorre no teor de umidade.

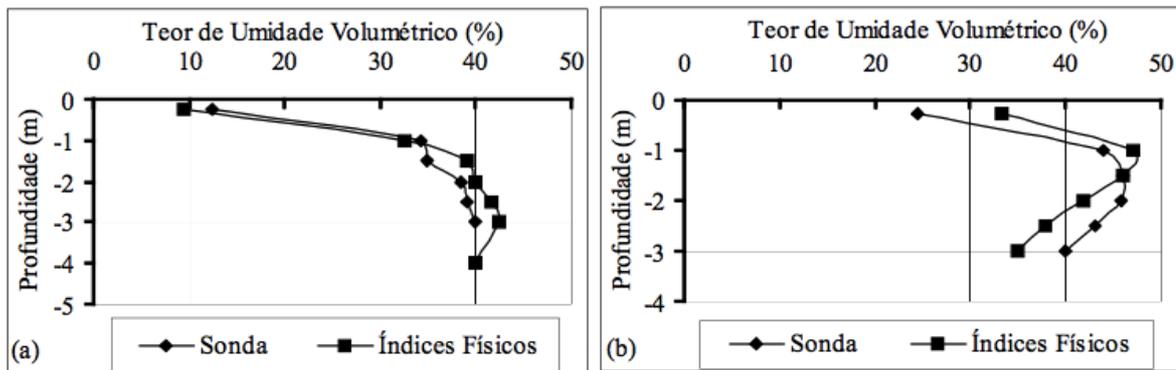
Figura 2.46 – Relação entre os teores de umidade e o deslocamento vertical por cada profundidade da pesquisa.



Fonte: Justino da Silva (2016).

A determinação do teor de umidade volumétrico foi feita através do uso da sonda de nêutrons e foi realizada em campo, instalando um tubo vertical para acesso à zona ativa da camada de solo. As leituras obtidas através da contagem neutrônica são convertidas para teor de umidade volumétrica usando uma curva de calibração que relaciona a contagem neutrônica reduzida com a umidade gravimétrica obtida durante a instalação do tubo de acesso. Os valores do teor de umidade volumétrico, obtidos através da sonda de nêutrons praticamente se equivalem àqueles provenientes da relação entre os índices físicos do solo, pois, não houve variação de volume do maciço entre a leitura inicial com a sonda de nêutrons e a extração das amostras indeformadas utilizadas na determinação dos índices físicos.

Figura 2.47 – Teor de umidade volumétrica obtido em diferentes datas através da sonda de nêutrons e da relação entre índices físicos.



Fonte: Justino da Silva (2016).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

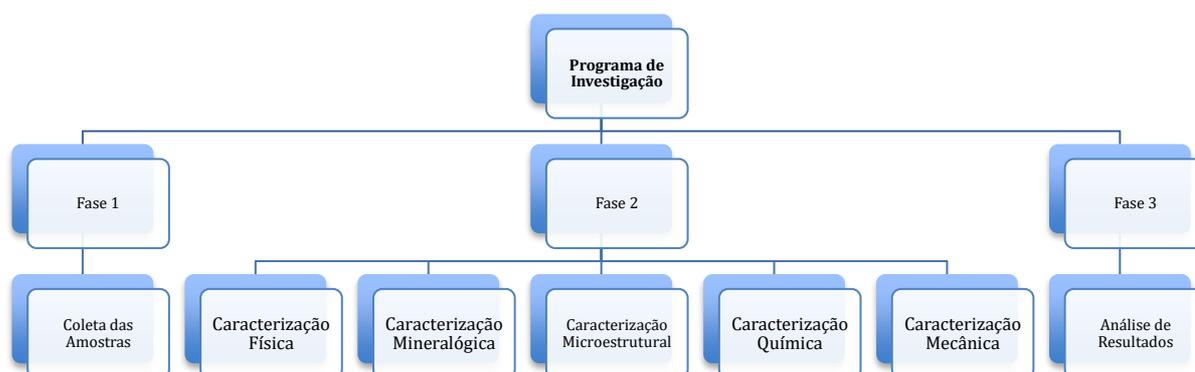
No presente Capítulo são descritos os procedimentos empregados no desenvolvimento do estudo da argila expansiva do município de Paulista-PE. Esta etapa consiste no detalhamento da fase prática do estudo: os procedimentos utilizados na investigação de campo e análise laboratorial dos parâmetros mecânicos, físicos e químicos das argilas expansivas.

Em relação aos materiais, foram utilizadas amostras deformadas e indeformadas do solo argiloso expansivo de Paulista-PE. O solo argiloso expansivo foi escolhido para esta investigação, devido aos problemas gerados quando solicitados por construções, uma vez que apresentam forte interação com a água, com aumento e diminuição de volume.

3.1 PROGRAMA DE INVESTIGAÇÃO

O programa de investigação geotécnica consistiu de uma primeira etapa no campo, seguida dos ensaios em laboratório e análises dos resultados. A figura 3.1 apresenta as três fases do programa de investigação e as subáreas contempladas.

Figura 3.1 – Esquema do Programa de Investigação Geotécnica.



Fase 1: Consiste na etapa de coleta das amostras indeformadas e amolgadas do solo expansivo em Paulista-PE. O solo foi moldado no tipo bloco sendo armazenado em caixa de madeira e transportado para a Universidade Federal de Pernambuco. Algumas amostras deformadas no entorno da escavação do bloco foram armazenadas e levadas também para o laboratório.

Fase 2: A segunda etapa contemplou a realização dos ensaios em laboratório nas amostras de solo no estado natural. A caracterização física contou com os ensaios de limite de liquidez e plasticidade, granulometria por peneiramento e determinação da massa específica, bem como umidade e peso específico real dos grãos. A caracterização Mineralógica foi determinada por Termogravimetria (TG), Termogravimetria (DTG) e Difractometria de raio-X. A

caracterização microestrutural do solo foi realizada pela Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV. Na caracterização química foram analisados o pH das amostras, a Soma das Bases (S), a Capacidade de Troca Catiônica (CTC), o Grau de Saturação por Bases (V), a Saturação por Alumínio, Sódio e Óxidos. A caracterização mecânica consistiu na avaliação da expansão livre e tensão de expansão. Além disso, foram realizados ensaios de cisalhamento direto para avaliar a resistência na amostra natural e inundada.

Fase 3: Análise e interpretação dos resultado e comparação com a literatura.

3.2 MÉTODOS

3.2.1 Preparação e Coleta das Amostras

A preparação das amostras foi iniciada desde a abertura do poço de inspeção para coleta até organização prévia de cada ensaio. Especificamente, para a preparação de amostras para caracterização foram seguidas as especificações da ABNT, NBR6457/2016. Para a retirada de amostra em campo foram seguidas as orientações da NBR 9604/2016.

Na investigação de campo foram coletadas 4 amostras indeformadas do tipo bloco, Figura 3.2, na profundidade de 0,8 m e amostras deformadas, com o procedimento a seguir:

- escavação manual do poço com seção de 1,40 m por 2,20 m com picareta até a profundidade desejada para a moldagem do bloco;
- durante a escavação foram coletadas amostras deformadas em saco plástico de 5,0 Kg de cada horizonte;
- o bloco de formato cúbico, com arestas de 0,32 m foi moldado com espátula, sendo o topo e as laterais envolvidas, nesta ordem: com papel filme, papel alumínio, talagarça e parafina com espessura de 1,5 mm, para proteger e manter a umidade do solo;
- o bloco de solo foi colocado em uma caixa de madeira de formato cúbico com arestas 0,35 m;
- em seguida, com a base do bloco voltada para cima, dentro da caixa de madeira foi feita a regularização da base, com o auxílio de uma espátula, e posteriormente envolvida com papel filme, papel alumínio, talagarça e parafina;
- Os espaços vazios entre o bloco e a caixa de madeira foram preenchidos com o próprio solo solto, para não ficar nenhum espaço vazio;
- Etiquetas foram colocadas no topo do bloco e da caixa, contendo informações como: local, data da coleta, número do bloco, profundidade;
- A tampa da caixa finalmente foi fixada à caixa de madeira;

- O transporte foi para o laboratório foi feito com cuidado para não haver choques, vibrações e perda de umidade;
- Ao lado, próximo e na mesma profundidade de cada amostra indeformada, foram coletadas amostras deformadas do solo com cerca de 150 kg, colocando-se em um saco plástico resistente com etiqueta dentro e fora, e um outro saco foi usado para proteger as amostras.

Figura 3.2 – Modelagem de amostra indeformada tipo bloco, na profundidade 0,8m.



A dificuldade em se moldar um bloco neste solo é muito grande. Isto se deve a alta resistência ao corte com os instrumentos de moldagem, as fissuras (devido ao ciclo de secagem e molhagem, contração e expansão) e a heterogeneidade do solo em um mesmo bloco.

3.2.3 Caracterização Física

Os ensaios de Caracterização Física das amostras da argila expansiva de Paulista-PE utilizadas neste trabalho foram conduzidos segundo as informações descritas na seguinte tabela.

Tabela 3.1 – Ensaios realizados para caracterização física do solo de Paulista-PE

Tipo de Investigação	Norma	Local
Granulometria por peneiramento e sedimentação	NBR 7181/2016	UFPE
Limite de liquidez	NBR 6459/2016	UFPE
Limite de Plasticidade	NBR 7180/2016	UFPE
Densidade Real dos Grãos	DNER-ME 093/64 NBR 6457/2016 NBR 6508/2016	UFPE

3.2.4 Caracterização Microestrutural

A caracterização microestrutural do solo foi realizada por meio de Microscopia Eletrônica de

Varredura – MEV. A amostra indeformada do solo argiloso de Paulista foi retirada cuidadosamente e secas ao ar. Os corpos de prova foram moldados de modo que nenhum instrumento cortante ou pontiagudo tocasse na superfície de observação. Foram fixados em um cilindro de alumínio com diâmetro de 9,8 mm e altura de 11 mm, por meio de fita dupla face 3M e reforçada por pequena quantidade de cola no contato.

A segunda etapa desta análise consistiu do posicionamento dos corpos de prova na campânula de vácuo do tipo Fine Coat Íon Sputter JfC 1100 para metalização. As amostras receberam uma película de ouro fina, que tinha por finalidade o carregamento eletrostático, propiciando uma boa condução do feixe de elétrons. Após o processo de metalização, as superfícies das amostras foram observadas e fotografadas no equipamento JSM LV1600 Scanning Microscope de marca Joel, com máquina fotográfica acoplada (UNICAP), operando a 15 Kv e poder de resolução bem ampliado, permitindo aumentos de 40.000 vezes.

Figura 3.3 – Execução da Microscopia Eletrônica de Varredura com o JSM LV1600 Scanning Microscope.



3.2.5 Caracterização Mineralógica

A mineralogia do solo foi determinada por Termogravimetria (TG), Termogravimetria Derivada (DTG) e Difractometria de raio-X.

3.2.5.1 Análise Termogravimétrica

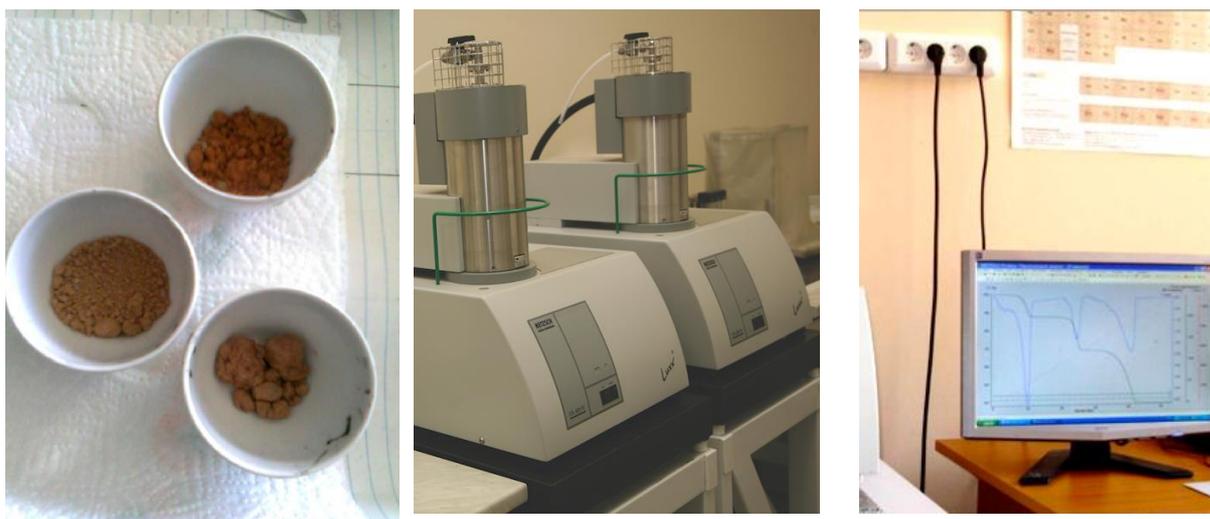
A análise termogravimétrica (TG e DTG) da amostra de solo de Paulista-PE foi realizada no laboratório de Análise Térmica da USP, no equipamento NETZSCH STA 409PC. Este

equipamento é fundamental na análise pois atinge uma temperatura máxima de 1000°C, com uma taxa de aquecimento de 10°C/minuto e atmosfera inerte de Nitrogênio 5.0 analítico. Antes de começar a análise, a amostra do solo é inserida em pelo menos 3 cadinhos, com o máximo de 1 grama para cada, sem nenhum tratamento prévio.

O conjunto de equipamentos utilizados no ensaio é constituído do forno termogravimétrico, microbalança, um programador de temperatura e computador com o programa NETZSCH Proteus – Thermal Analysis Version 4.2.1, onde os dados da análise são coletados. O procedimento do ensaio é o seguinte:

- Determinar no programa as temperaturas inicial e final da análise e a velocidade de variação de temperatura;
- Colocar o cadinho vazio no equipamento, para zerar a massa deste recipiente;
- Retirar o cadinho do equipamento e colocar a amostra;
- Colocar a amostra e o cadinho no equipamento e acionar o comando para executar a leitura;
- Tendo o ciclo de temperatura, pré-estabelecido, retira-se o cadinho com o que restou da amostra

Figura 3.4 – Preparação dos cadinhos e dos corpos de prova para o ensaio edométrico.



Por fim, o software fornece o detalhamento do registro da variação de massa da amostra (perda ou ganho) em função da temperatura (T) ou tempo (t). Além disso, também foram apresentadas, em forma de curvas, as alterações que o aquecimento pôde provocar nos materiais; permitindo estabelecer a faixa de temperatura que adquirem composição química fixa, definida e constante; determinando a temperatura em que os materiais começam a se decompor (estabilidade); acompanhar o andamento de reações de desidratação e etc.

3.2.5.2 Difractometria de raio-X

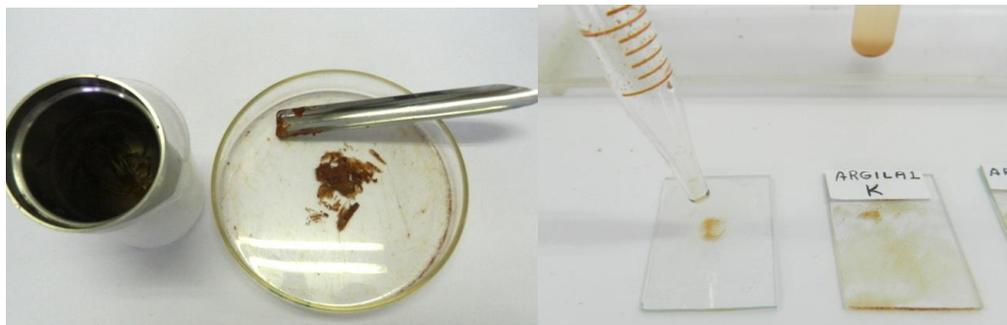
O segundo procedimento para caracterização mineralógica da fração argila foi a utilização da técnica da difração de raio-X, considerando os picos de primeira ordem. Foram utilizadas lâminas orientadas submetidas aos seguintes tratamentos: a) saturadas com potássio e secas a 25°C; b) saturadas com potássio e aquecidas a 550°C por duas horas e c) saturadas com magnésio e glicerol. Para realização da difração de raio-X foi necessária uma preparação antecipada das amostras. Primeiramente foi feita a separação a granulometria por peneiramento para retirada da fração areia. Em seguida foi usada a granulometria por sedimentação para retirada da fração argila. A amostra foi inserida em uma proveta, sendo agitada manualmente, seguida de um repouso de 8 horas para que as partículas fossem sedimentadas. O material desejado é aquele em suspensão, onde é retirado e centrifugado por 5 minutos a 7000 rpm, retirando assim a argila da amostra (figura 3.5).

Figura 3.5 – Separação da fração argila do silte, com posterior centrifugação.



Em seguida, foi realizada a preparação das lâminas de observação em vidro. As amostras de solo foram saturadas com os seguintes tratamento: magnésio glicol seca ao ar, potássio na temperatura ambiente e potássio a 550°C por duas horas. São colocadas em cima da lâmina de vidro como uma película (figura 3.6), uma das lâminas é levada para a mufla a uma temperatura de 550°C e as outras duas amostras são secas ao ar para fica na temperatura ambiente (temperatura ambiente para ensaios em laboratório é 25°C).

Figura 3.6 – Saturação das amostras de solo e posicionamento nas lâminas.



Após o posicionamento nas lâminas, as amostras foram levadas para o difratômetro Shimadzu XRD-6000 (Figura 3.7), localizado no CETENE-PE. Para coleta dos dados foi empregada um radiação CuKT, com tensão de 40KV, corrente de 30 mA, tamanho do passo de 0,020 2U e tempo por passo de 1,0s, com velocidade de varredura de 2°(2U)/min, com ângulo 2U percorrido de 2 a 42°.

Figura 3.7 – Saturação das amostras de solo e posicionamento nas lâminas.



O resultado deste ensaio será um gráfico com das intensidades (contagem/s) pela distância basal. O Quadro 3.1 pode ser usado como referência para a análise mineralógica dos resultados da difração de raio-X.

Quadro 3.1 – Identificação de argilominerais.

Argilomineral	Distância Basal	Natural	Aquecido a 550 °C	Mg ⁺ Glicerol
Caulinita	7 A°	7,10 a 7,15 A°	Desaparece	Não Altera
Ilita	10 a 11 A°	10 a 10,2 A°	Permanece	10 A°
Montmorilonita	12 a 15 A°	12 a 15 A°	Desce para 10 A°	17,5 a 18 A°

Fonte: Santos (1973).

3.2.6 Caracterização Química

A caracterização química do solo foi realizada conforme a metodologia do Manual de Métodos de Análise de Solos da Embrapa (1997). Todos os ensaios foram realizados no laboratório de análises químicas da Universidade Católica de Pernambuco (UNICAP). Os procedimentos foram realizados em triplicata e a diferença entre as determinações não deveriam ultrapassar 0,1% do valor relacionado a titulação. Os resultados da análise química do solo foram calculados, de acordo com o novo sistema de classificação de solos da Embrapa (2006): a Soma das Bases (S); a Capacidade de Troca Catiônica (CTC ou T); o Grau de Saturação por Bases (V); a Saturação por Alumínio (m); a Saturação por Sódio e óxidos.

3.2.6.1 Determinação do potencial hidrogeniônico

O pH nas amostras de solo servem para determinar a presença de alumínio trocável e também a predominância da argila em processo de intemperização que é verificado pela variação do pH em água e o pH em KCl. O pH verifica também a tendência dos sistemas com altas concentrações de H^+ e Al^{+++} de flocular. Podendo ser utilizado também para identificar qual o tipo do argilomineral analisado.

3.2.6.2 Capacidade de Troca Catiônica

A Capacidade de Troca Catiônica (CTC) do solo é definida como a quantidade de cátions necessária para neutralizar as cargas negativas de uma quantidade unitária de solo em determinadas condições, ou seja, a capacidade do solo de reter e trocar cátions para um determinado pH. Sua determinação foi realizada através da remoção, por uma solução salina de amônio, de cálcio, bário ou ácido diluído, sendo determinados por volumetria ou absorção atômica.

3.2.6.3 Determinação dos Óxidos dos Solos

A composição quantitativa dos óxidos dos solos foi obtida através da técnica analítica de espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX) em amostras fundidas, com determinação de teores de dez óxidos de maior abundância: SiO_2 , Al_2O_3 , Fe_2O_3 , CaO , MnO , MgO , Na_2O , K_2O , TiO_2 e P_2O_5 . Uma porção de cada amostra foi colocada em estufa para secar a $110^\circ C$ e então levada a uma mufla, a $1000^\circ C$ por 2 horas, para a determinação de perda ao fogo. Foram feitas pérolas fundidas usando tetraborato de lítio como fundente. As pérolas foram analisadas em espectrômetro de fluorescência de raios X Rigaku modelo RIX 3000, equipado com tubo de Rh, pelo método de curvas de calibração, que foram construídas com materiais de referências internacionais.

3.2.7 Caracterização Mecânica

Na avaliação do comportamento mecânico, o solo foi estudado na sua condição natural com a utilização de ensaios edométricos em células convencionais e seguindo a NBR 12007 (MB-3336) – Ensaio de Adensamento Unidimensional. O solo também foi avaliado mecanicamente pelo ensaio de cisalhamento direto.

3.2.7.1 Moldagem dos Corpos de Prova e Realização Ensaios Edométricos

Os corpos de prova são moldados manualmente nas células edométricas. Nesses ensaios é possível avaliar a variação de volume do solo a partir do umedecimento dos corpos de prova e o comportamento do estado de tensões após aplicação de cargas verticais.

A preparação das amostras, conforme a Figura 3.8, foram iguais para todos os ensaios de expansão que são citados a seguir. Primeiramente foram separados os anéis de aço inoxidável (Figura 3.8-a) de altura de 20 mm e diâmetro de 90 mm, além dos anéis de 20 mm (altura) e 71,3 mm (diâmetro). Na Figura 3.8-b está apresentada a separação dos blocos de solo a serem utilizados na moldagem dos corpos de prova. Em seguida, o corpo de prova é moldado nos anéis, sendo talhado com todo cuidado para não haver ruptura e quando necessário realizar o preenchimento de vazios com os resíduos de solo (Figura 3.8-c/d). O ensaio é iniciado na prensa edométrica e quando for indicado acrescentam-se as cargas no suporte anterior do aparelho, como pode ser observado no canto esquerdo da Figura 3.8-e.

Figura 3.8 – Etapas de preparação dos corpos de prova para o ensaio edométrico.



A moldagem dos corpos de prova apresentou dificuldades, tanto na cravação do anel quanto na regularização das superfícies de topo e base, devido à rigidez no estado natural e as micro e macro fissuras. Vários corpos de prova foram perdidos no processo de moldagem, requerendo

um processo de moldagem laborioso e com muito cuidado. O transporte destes corpos de prova foi outra dificuldade encontrada, sendo necessário os envolver em plásticos bolha e isopores com espumas, mesmo com essa proteção algumas amostras apresentaram desmonte.

3.2.7.2 Ensaio de Expansão “Livre”

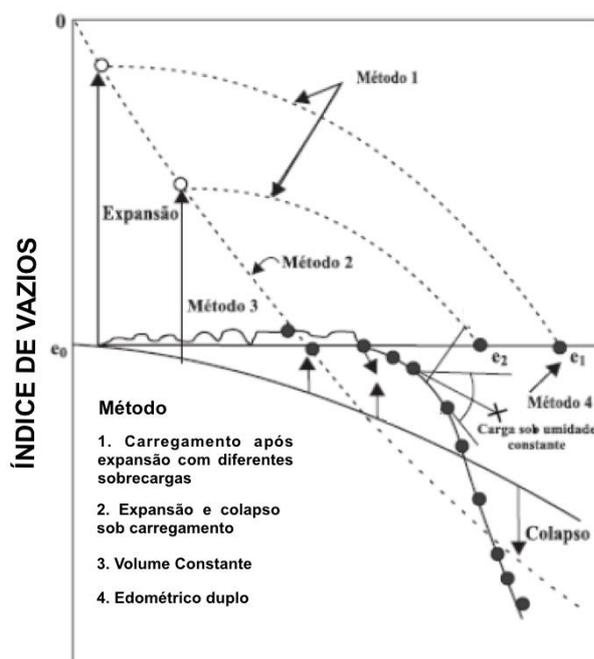
Os ensaios de expansão "livre" foram realizados em células edométricas convencionais. Amostras indeformadas dos solos foram talhadas em anéis de aço inoxidável de altura 20,00 mm e diâmetro de 71,3 mm e submetidas a pequenas tensões que variaram de 1,25 e 10 kPa. Os ensaios de expansão livre medem a variação de espessura da amostra, em percentual, fazendo-se uma relação entre a sua altura inicial e final, quando é colocada dentro de um recipiente com água. Os ensaios de expansão "livre" foram realizados seguindo os procedimentos da Norma ASTM D4829/95, e da ABNT, NBR 12007/90.

3.2.7.3 Ensaio de Tensão de Expansão

A tensão de expansão foi determinada por quatro métodos diferentes:

- Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação;
- Expansão e colapso sob tensão;
- Volume constante;
- Adensamento Duplo Natural e Inundado.

Figura 3.9 – Métodos de avaliação da tensão de expansão.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2009).

Antes de cada um dos ensaios foram aplicadas cargas de 50g para fazer um assentamento das partículas da amostra e regularização da leitura inicial para o processo de deformação. As cargas a serem acrescidas foram aplicadas com valor igual ao anterior (10 para 20, 20 para 40, etc). Segundo Barbosa (2013), o tempo de duração de cada estágio de tensão antes da inundação era tal que a deformação entre dois intervalos de tempo consecutivos ($\Delta t/t=1$) fosse inferior a 5% da deformação total do solo ocorrida até o tempo anterior e na tensão de inundação no mínimo de 24 horas.

Método 1 - Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação

Antes de iniciar os ensaios, foi aplicada uma tensão de 1,0 kPa com o objetivo de fazer a leitura inicial para o processo de deformação e o assentamento do sistema. Após os ajustes iniciais, aplicação da carga inicial, a amostra foi levada a expandir, sendo inundada. Com as amostras já expandidas, cada corpo de prova foi submetido a diferentes tensões verticais de consolidação (10, 20, 40 e 160 kPa), estas aplicadas por estágios, sendo o valor inicial de 10 kPa e o final de 1280 kPa. As deformações foram medidas em intervalos de tempo, até a estabilização ser alcançada. Depois desta estabilização elas foram consolidadas sobre um aumento de tensão.

O resultado desse ensaio consiste na elaboração de um gráfico com deformação de expansão (escala aritmética) por tensão vertical de consolidação (escala logarítmica). A tensão de expansão foi calculada através da média das tensões obtidas em cada corpo de prova para que fosse encontrada a estabilização.

Método 2 - Expansão e colapso sob tensão

O ensaio consiste no processo simultâneo de inundação e carregamento da amostra de solo. Após serem ajustados nas prensas, cada corpo de prova foi submetido às seguintes tensões: 10, 20, 40 e 160 kPa. As tensões foram aplicadas por estágios, em seguida o corpo de prova foi inundado e as deformações foram medidas.

Método 3 - Volume constante

A primeira etapa do ensaio consiste na inundação do corpo de prova, ajustado na prensa edométrica, e à medida que o solo apresenta expansão do volume, uma sobrecarga era aplicada para impedir esta variação. Nos primeiros instantes do ensaio, permitiu-se uma pequena expansão para a aplicação da sobrecarga. Ao final do ensaio, foram somadas as sobrecargas aplicadas ao corpo de prova resultando na tensão de expansão do solo a volume

constante.

Método 4 - Adensamento Duplo Natural e Inundado

A amostra de solo foi colocada na célula e ajustada à prensa. Em seguida o corpo de prova foi submetido a uma das seguintes tensões: 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640, 1280 e 2560 kPa que foram aplicadas por estágios. Após atingir o último estágio, foi iniciado um descarregamento na seguinte sequência: 640, 160, 40 e 10 kPa.

O adensamento duplo inundado seguiu os mesmos procedimentos descritos acima com a única diferença para o início do ensaio. Inicialmente aplicada uma pequena carga de 1 kPa e após alguns instantes a amostra foi inundada. Após 3 dias de expansividade da amostra, o corpo de prova foi submetido a uma das séries de tensões semelhantes ao “ensaio natural”.

O resultado é um gráfico (índice de vazios versus tensão) construído a partir das leituras feitas no ensaio. A tensão de expansão resultante do edométrico duplo corresponde aquela que apresentar, no corpo de prova inundado, o mesmo índice de vazios do corpo de prova na umidade natural.

3.2.7.4 Ensaio de Cisalhamento Direto

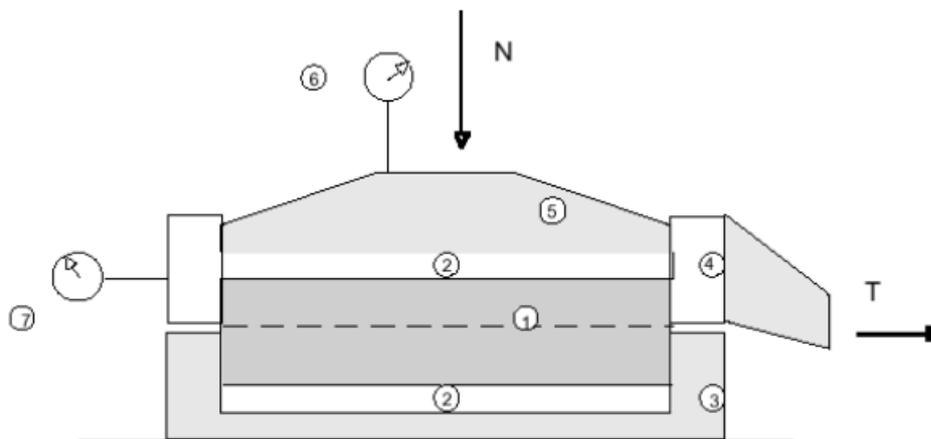
O ensaio de cisalhamento direto foi escolhido para a análise desta pesquisa por ser o ensaio mais comum de determinação da resistência ao cisalhamento de solos. O resultado deste ensaio fornece a máxima tensão cisalhante ou a tensão de cisalhamento no momento em que a ruptura ocorre no plano solicitado. O ensaio consiste na aplicação de uma força de compressão normal “N”, seguida da aplicação de uma força cisalhante “T”, em uma amostra de solo prismática ou cilíndrica, provocando-se o deslocamento de uma das partes da caixa em relação à outra, até a ruptura.

Para executar o ensaio de cisalhamento direto primeiramente foram talhados os corpos de prova no formato prismático, com dimensões 2” (50,8 mm) de lado e 40 mm de altura, de modo a caber exatamente na caixa do equipamento. O material restante do processo de moldagem foi recolhido para determinação da umidade. Além do corpo de prova, foram utilizados:

- Caixa bipartida dotada de placas dentadas e perfuradas;
- Uma pedra porosa de topo e outra de base;
- Molde do corpo de prova;
- Prensa equipada com moto e sistema de transmissão de carga;

- Extensômetros mecânicos para medição de deslocamento.

Figura 3.10 – Esquema do Ensaio de Cisalhamento direto.



1 – Corpo de prova; 2 – Pedra porosa; 3 – Parte fixa da caixa de cisalhamento; 4 – Parte móvel da caixa de cisalhamento; 5 – Cabeçote metálico; 6 – Extensômetro para medida da variação de altura do corpo de prova; 7 – Extensômetro para medida do deslocamento horizontal da parte móvel da caixa de cisalhamento.

Fonte: Gerscovich (2010).

A caixa bipartida, onde o corpo de prova é colocado, recebe as cargas sob uma placa rígida que faz distribuição sobre toda a amostra mantendo-a totalmente saturada, evitando a perda excessiva de umidade durante o ensaio pelo método drenado. O ensaio pode ser realizado na umidade natural, inundado previamente e na condição drenada, nesta pesquisa foram realizados nos dois primeiros formatos. A vantagem do segundo método é a dissipação de poro-pressões durante o ensaio.

A tensão normal (σ) foi aplicada em um primeiro instante, após o adensamento da amostra, aplicou-se gradativamente, na parte inferior da caixa, a tensão cisalhante (τ). A τ provocou o aparecimento de uma força tangencial na parte superior, até atingir a ruptura. A força lateral foi medida através de um anel de carga que permite a medição da carga aplicada. Extensômetros permitiram medir os deslocamentos verticais e horizontais durante o ensaio.

As tensões normais escolhidas para avaliação dos corpos de prova foram iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa. O cisalhamento destas amostras ocorreu com velocidade de deformação constante de 0,48 mm/min.

Os resultados dos ensaios são as leituras do extensômetro vertical (mm), extensômetro horizontal (mm) e anel dinamométrico (kg). A partir dos dados coletados são calculadas as tensões de cisalhamento, em seguida monta-se gráfico das tensões e infere-se a coesão e ângulo de atrito do solo.

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DE RESULTADOS

Neste Capítulo são apresentados e analisados os resultados dos ensaios. Primeiramente são avaliados os resultados dos ensaios de caracterização física (item 4.1) e química (item 4.2). Em seguida, serão apresentados os resultados obtidos na caracterização microestrutural (item 4.3), mineralógica (item 4.4) e mecânica (item 4.5).

4.1 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

4.1.1 Granulometria

A análise da granulometria do solo expansivo da Estação de Tratamento de Esgoto do Janga consistiu de cinco amostras nas profundidades: 0 a 0,2 m; 0,2 a 0,4 m; 0,4 a 0,6 m; 0,6 a 0,8 m; e 0,8 a 1,1 m. Cada coleta foi avaliada por peneiramento, para todos os grãos acima da peneira No. 200 e, em seguida a sedimentação, para toda a parcela de finos dos solos (areia fina, silte e argila). As curvas granulométricas e as frações dos solos estão apresentadas no Quadro 4.1 e Figura 4.1.

A amostra 1, coletada na profundidade de 0 a 0,2 metros, possui uma textura fina com mais de 80% da passando na peneira No. 200, conforme pode ser observado na Figura 4.1. É constituído, principalmente, de 43,54% de argila, além de 26,66% de silte. A fração areia é constituída de 23,07% de areia fina, areia média 3,12% e 2,75% de areia grossa, apresenta também uma pequena fração de pedregulho fino (0,86%). A amostra não apresenta na sua constituição pedregulhos médios e grossos.

A amostra 2, coletada na profundidade de 0,2 a 0,4 metros, possui o maior percentual de argila das amostras coletadas para esse estudo, 51,39%, com isso a peneira 200 retém apenas 12,02%. Na Figura 4.2 observa-se, além da argila, a presença de 26,97% de silte, 18,15% de areia fina, 1,49% de areia média e 1,35% de areia grossa. Por fim, o solo apresenta uma quantidade muito pequena de pedregulho, 0,64%.

A amostra 3, coletada na profundidade de 0,4 a 0,6 metros, possui uma textura bastante fina com pouco mais de 86,80% passando na peneira no. 200, conforme pode ser observado na Figura 4.3. É constituído, principalmente, de 46,52% de argila, além de 31,89% de silte. A fração areia é constituída de 17,41% de areia fina, areia média 1,83% e 1,70% de areia grossa, apresenta também uma pequena fração de pedregulhos (0,65%).

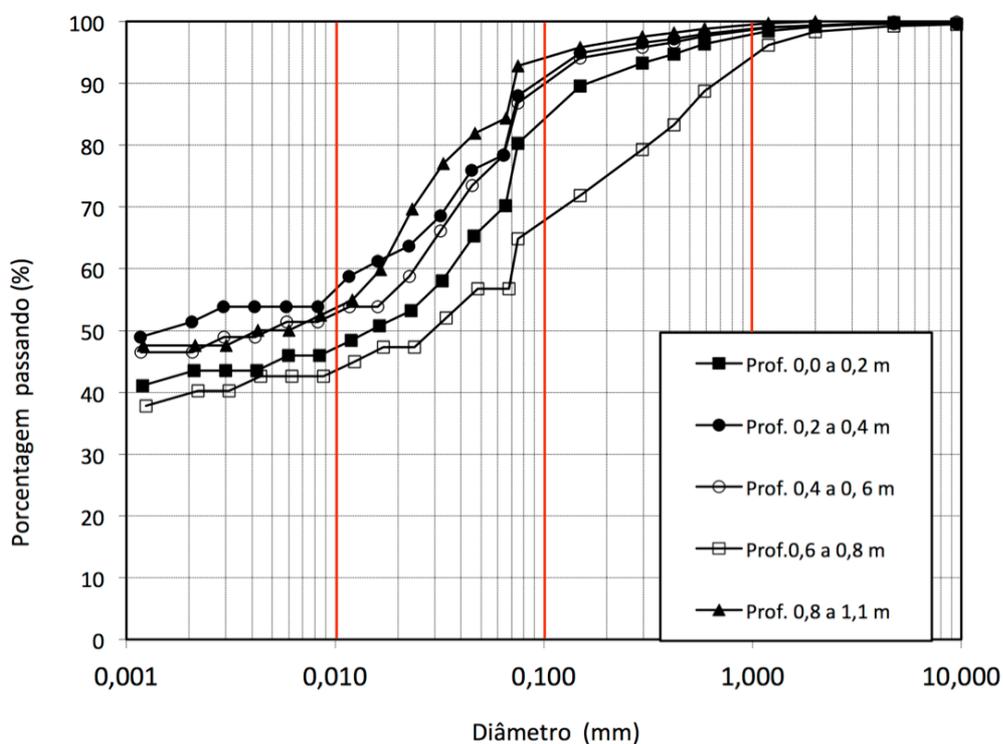
Quadro 4.1 – Ensaios de Caracterização Física do Solo.

ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO								
AMOSTA			1	2	3	4	5	
PROFUNDIDADE (metros)	DE		0,00	0,20	0,40	0,60	0,80	
	A		0,20	0,40	0,60	0,80	1,10	
GRANULOMETRIA NBR 7181/1984	PENEIRAMENTO (% PASSANDO)	2 "	50,6	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		1 1/2 "	38,1	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		1 "	25,4	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		3/4 "	19,1	100,00	100,00	100,00	100,00	100,00
		3/8 "	9,5	100,00	99,64	99,85	99,51	100,00
		N ° 4	4,8	99,80	99,64	99,85	99,26	100,00
		N ° 10	2,0	99,14	99,36	99,35	98,32	100,00
		N ° 16	1,19	98,43	99,12	99,01	96,14	99,73
		N ° 30	0,59	96,39	98,01	97,65	88,72	98,84
		N ° 40	0,42	94,75	97,20	96,66	83,29	98,14
		N ° 60	0,250	93,27	96,52	95,82	79,25	97,52
		N ° 100	0,149	89,59	94,89	94,06	71,87	95,80
	N ° 200	0,074	80,31	87,98	86,80	64,82	92,84	
	SEDIMENTAÇÃO	% DAS AMOSTRAS POR TAMANHO DOS GRÃOS	0,065	70,20	78,36	78,41	56,81	84,34
			0,046	65,35	75,91	73,50	56,81	81,89
			0,033	58,08	68,55	66,14	52,07	76,99
			0,023	53,23	63,65	58,79	47,33	69,64
			0,016	50,81	61,20	53,88	47,33	59,84
			0,012	48,38	58,75	53,88	44,96	54,94
			0,008	45,96	53,84	51,43	42,59	52,49
0,004			43,54	53,84	48,97	42,59	50,04	
0,002			43,54	51,39	46,52	40,21	47,59	
0,001			41,11	48,94	46,52	37,84	47,59	
COMPOSIÇÃO DOS GRÃOS SÓLIDOS - NBR 6502/95 - ABNT	PEDRE- GULHO	GROSSO (60-20mm)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	
		MÉDIO (20-6mm)	0,00	0,36	0,15	0,49	0,00	
		FINO (6-2mm)	0,86	0,28	0,50	1,19	0,00	
	AREIA	GROSSA (2-0,6mm)	2,75	1,35	1,70	9,60	1,16	
		MÉDIA (0,6-0,2mm)	3,12	1,49	1,83	9,47	1,31	
	AREIA FINA (0,2-0,06mm)		23,07	18,15	17,41	22,44	13,19	
	SILTE (0,06-0,002mm)		26,66	26,97	31,89	16,60	36,75	
	ARGILA (<0,002)		43,54	51,39	46,52	40,21	47,59	
LIMITE DE LIQUIDEZ (NBR 6459/2016)			53,00	61,00	55,00	46,00	61,00	
LIMITE DE PLASTICIDADE (NBR 7180/2016)			28,00	27,00	21,00	20,00	31,00	
ÍNDICE DE PLASTICIDADE (NBR 7180/2016)			24,00	34,00	34,00	26,00	30,00	
ÍNDICE DE ATIVIDADE			0,57	0,66	0,64	0,75	0,63	
CLASSIFICAÇÃO AASHTO			A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-6	A-7-5	
CLASSIFICAÇÃO USCS			CH	CH	CH	CL	MH	
UMIDADE MÉDIA (%) - Justino da Silva (2007)			12,07	17,67	16,56	14,82	19,19	
PESO ESPECÍFICO REAL (kN/m ³)			25,71	25,67	25,54	25,61	-	

A amostra 4, coletada na profundidade de 0,6 a 0,8 metros, possui o menor percentual de argila das amostras coletadas para esse estudo, 40,21%. Com isso passam na peneira 200 apenas 64,82%. Na Figura 4.4 observa-se, além da argila, a presença de 16,60% de silte, 22,44% de areia fina, 9,47% de areia média e 9,60% de areia grossa. O solo apresenta uma pequena quantidade de pedregulho, 1,68%. A amostra 4 foi única que apresentou a fração areia maior que a fração de argila, ou seja, 41,51% contra 40,21%.

Na Amostra 5 coletada na profundidade 0,8 a 1,1 metros, os resultados destoaram um pouco dos apresentados nas profundidades acima. A amostra apresentou um alto percentual passando na peneira 200, 92,84%, indicando uma grande presença de finos no solo. Neste caso o percentual de argila foi segundo mais alto com 47,59% e um percentual de silte acima de todos os outros resultados, 36,75%. A fração areia contou com 13,19% de areia fina, 1,31% de areia média e 1,16% de areia grossa e não foram encontrados pedregulhos.

Figura 4.1 – Curvas Granulométricas das amostras de solos de Paulista.



A forma das curvas granulométricas do solo de Paulista é mais semelhante a das argilas expansivas de Carnaíba, Cedro, Salgueiro, Igarassu e Serra Talhada, do que a forma das curvas de Cabrobó, Ibimirim, Recife e Olinda quando comparadas com os resultados de Ferreira (1999).

Em comparação com algumas das pesquisas já realizadas, considerando apenas as amostras dos ensaios de granulometria na profundidade até 1 metro (Tabela 4.1), a curiosidade fica por

conta da redução do percentual de argila no solo e o aumento do percentual de silte ao longo dos anos. Cabe ressaltar que a comparação é apenas numérica pois não se sabe o local exato da retirada de cada uma das amostras e isso pode causar a variação percentual.

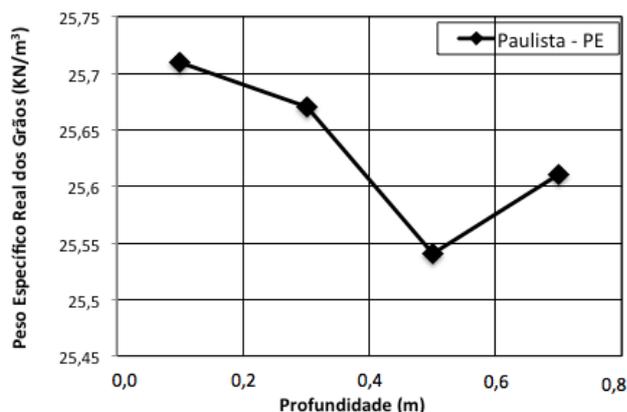
Tabela 4.1 – Comparativo entre as granulometrias das pesquisas já realizadas em Paulista-PE.

Profundidade (0,0 a 1,0 metro)						
Tipo do Solo	Jucá et al (1992)	Bastos (1994)	Justino da Silva (2001)	Santos (2008)	Paiva (2009)	Morais (2017)
Areia	20	20	16	34	22	13
Silte	20	21	27	21	32	37
Argila	60	59	57	44	46	48

4.1.2 Peso Específico Real dos Grãos

Os resultados do Peso Específico Real dos Grãos após ensaio através do picnômetro variaram entre 25,54 e 25,71 kN/m³ (conforme quadro 4.1 e figura 4.2), quanto mais profundo menor o peso específico. Os valores são próximos do encontrado por Barbosa (2013) no solo de Cabrobó e Paiva (2016) no solo de Ipojuca, respectivamente 26,06 e 26,26 kN/m³. Este parâmetro também foi calculado por Paiva (2016) pelo método picnômetro para o solo de Paulista e o valor foi de 26,14 kN/m³ para. O resultado confirma uma redução no peso dos grãos por volume cada vez em que se avança na profundidade deste solo.

Figura 4.2 – Variação do Peso Específico Real dos Grãos obtido pelo método do picnômetro.



4.1.3 Limites de Consistência

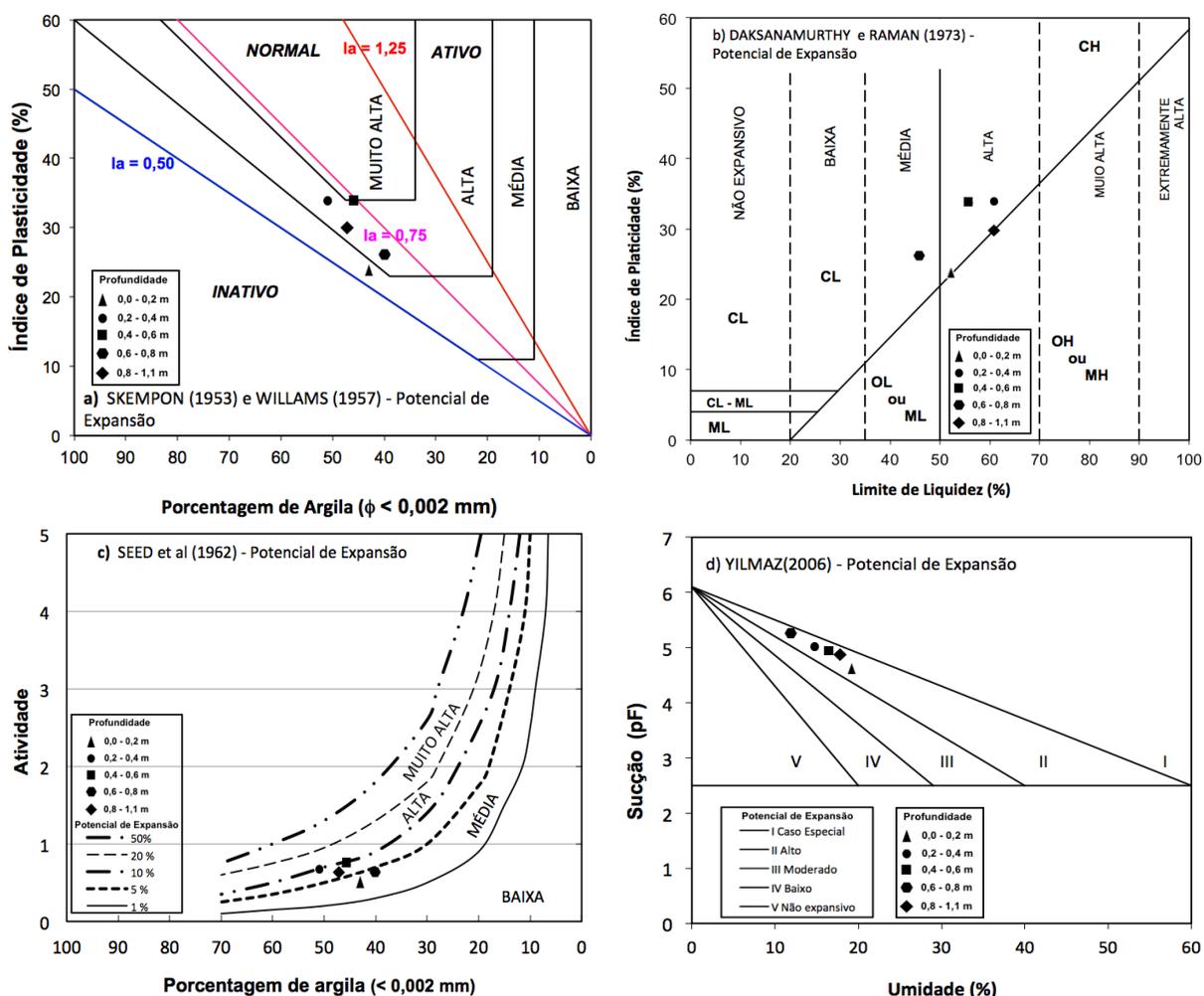
Paralelamente foram avaliados os limites de consistência das amostras coletadas. Conforme pode ser observado na Figura 4.2, os cálculos dos limites de liquidez e de plasticidade foram feitos para as profundidades: 0,0 a 0,2 metros; 0,2 a 0,4 metros; 0,4 a 0,6 metros; 0,6 a 0,8 metros; e 0,8 a 1,1 metros. No Quadro 4.1 pode ser observado o resumo dos valores encontrados para os limites de consistência.

Os resultados apresentados no Quadro 4.1, é possível concluir que o solo de Paulista

apresenta alta plasticidade ($IP > 15\%$) e atividade média ($0,5 < I_a < 1,25$). O solo destaca-se por um alto potencial de expansão pelos critérios de Seed et al (1962) e Daksanamvrthy e Raman (1973). Na classificação da HRB (Highway Research Board), o solo de Paulista é um A-7-6, argilosos e classificados como ruim para usos em construção de estradas. Pela classificação AASHTO o solo é uma argila de alta compressibilidade.

Na Figura 4.3 e na tabela 4.2 são encontrados os indicativos comumente utilizados na literatura para determinar o potencial de expansão. Para essa determinação foram utilizados os dados da caracterização física do solo e os valores da sucção do solo de Paulista.

Figura 4.3 – Critérios comumente utilizados no mundo para determinar o potencial de expansão: a) Skempton (1953) e Van Der Merve (1967) b) Daksanamurthy e Raman (1973), c) Seed et al (1962) d) Yilmaz (2006).



O potencial de expansão da argila de Paulista é médio a alto pelos critérios de Van der Merve (1964) e Seed et al (1962) e alto pelos critérios de Daksanamurthy e Raman (1973) e Yilmaz (2006).

Os valores dos limites de Atterberg estão situados próximos a linha A da carta de plasticidade

e dentro da região determinada por Ferreira (2010). Na carta de atividade os limites de Atteberg também se encontram na faixa, $I_a > 0,50$ e $I_a < 1,25$, proposta por Ferreira (2010).

Tabela 4.2 – Parâmetros obtidos para determinação do potencial de expansão.

Profundidade (metros)	LL (%)	IP (%)	Percentual Argila (%)	I_a	Umidade (%)	Sucção (pF)
0,0 – 0,2	53	25	43	0,56	12,07	5,26
0,2 – 0,4	61	34	51	0,67	17,67	4,90
0,4 – 0,6	55	34	47	0,74	16,56	4,95
0,6 – 0,8	46	26	40	0,64	14,82	4,60
0,8 – 1,1	61	30	48	0,65	19,19	5,01

Para comparar com as pesquisas já realizadas (Tabela 4.3), foi elaborada um tabela listando os limites de Atteberg para as profundidades até 1,0 metro. Assim como na granulometria, nesta comparação foi observado uma redução no índice de plasticidade deste material com o passar dos anos. Apesar de ser uma relação numérica, ocorre uma influencia direta no resultado do índice de atividade do solo. A argila passa de uma atividade normal para inativa.

Tabela 4.3 – Comparativo entre os Limites de Atteberg das pesquisas já realizadas em Paulista-PE.

Limite de Consistência	Profundidade (0,0 a 1,0 metro)					
	Jucá et al (1992)	Bastos (1994)	Justino da Silva (2001)	Santos (2008)	Paiva (2009)	Morais (2017)
Limite de Liquidez	80	73	81	58	55	61
Limite de Plasticidade	32	35	33	26	28	31
Índice de Plasticidade	48	38	48	32	27	30
Índice de Atividade	0,8	0,64	0,84	0,74	0,59	0,63

4.1.4 Compactação do Solo Natural

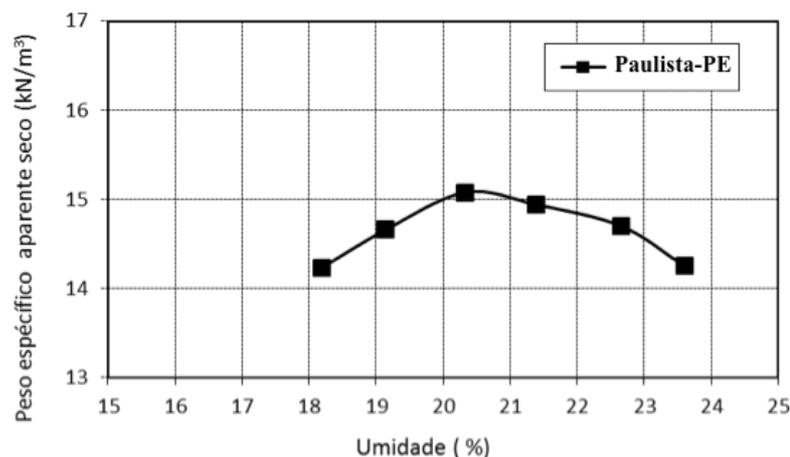
A curva de compactação do solo de Paulista obtida a partir de pequenas adições de água está apresentada na Figura 4.4. O solo apresenta um valor máximo de compactação o qual associa o peso específico aparente seco (γ_{dmax}) de 15,10 kN/m³ a e a umidade ótima de 22%.

Em comparação com outros solos do estado de Pernambuco o solo desta pesquisa acompanha a tendência, nenhum deles apresentou o maior pico do peso específico aparente seco em umidades maiores que 22%. O solo de Cabrobó atinge seu máximo em 17,90 kN/m³ e a umidade ótima em 15,20%. O solo de Ipojuca e o de Petrolândia chegaram ao seus máximos em 13,19 kN/m³ (18,30%) e 16,96 kN/m³ (7,76%), respectivamente.

Em comparação com as amostras investigadas por Justino da Silva (2001) e Paiva (2016), o solo de Paulista-PE apresentaram picos de peso específico aparente seco de 14,88 kN/m³ e

15,00 kN/m³ seco com umidades de 24,77% e 21%, respectivamente, apresentando valores muito próximos ao desta pesquisa.

Figura 4.4 – Curva de Compactação do solo de Paulista-PE.



4.2 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Na Tabela 4.4 são apresentados os resultados da caracterização química do solo. Após os ensaios, foram obtidos resultados para o pH; a condutividade elétrica no extrato de saturação; os ácidos Al³⁺ e H⁺; as bases Na⁺, K⁺, Ca²⁺ e Mg²⁺; e os óxidos. Outros dados foram calculados a partir do novo sistema de classificação de solos da Embrapa (2006): a Soma das Bases (S); a Capacidade de Troca Catiônica (CTC); Retenção de Cátions (RC); a Atividade da Fração Argila (Tr); o Grau de Saturação por Bases (V); a Saturação por Alumínio (m); e a Saturação por Sódio.

Tabela 4.4 – Caracterização Química do solo de Paulista-PE.

Prof. Final	pH H ₂ O	pH KCl	pH CaCl ₂	CE	Na ⁺	K ⁺	Ca ²⁺	Mg ²⁺	Al ³⁺	H ⁺	S	CTC (T)	V	m	100Na ⁺ /T
				μS	cmol/kg					%					
0,20	4,91	3,34	3,62	145	1,34	27,73	2,10	3,40	7,40	8,90	34,57	50,87	67,98	7,61	2,63
0,40	4,94	3,29	3,59	101	0,22	30,17	2,40	26,00	12,00	9,80	58,79	80,59	72,95	12,20	0,27
0,60	4,77	3,25	3,51	131	4,22	19,23	1,00	23,80	12,50	9,30	48,25	70,05	68,88	12,76	6,02
0,80	5,18	3,31	3,60	102	0,82	4,66	1,30	17,90	9,80	14,50	24,68	48,98	50,38	28,42	1,67
1,10	4,93	3,17	3,61	303	14,60	5,01	2,30	4,40	10,10	9,80	26,30	46,30	56,80	27,7	31,5

Legenda: $S = Na^+ + K^+ + Ca^{2+} + Mg^{2+}$; $CTC = Na^+ + K^+ + Ca^{2+} + Mg^{2+} + Al^{3+} + H^+$; $V = 100 \frac{S}{T}$; $m = \frac{100Al^{3+}}{S+Al^{3+}}$;

4.2.1 Acidez do Solo

A acidez de um solo foi determinada através dos ensaios de pH em água e KCL. Com o resultado, da variação entre os pH, foi possível definir a predominância da argila em processo de intemperização e a tendência de flocular dos íons Al³⁺ e H⁺. Em alguns casos essa variável pode ser utilizada para identificar qual o tipo do argilomineral analisado. A classificação do

solo em função do pH, segundo Guimarães (2002), é apresentado no Quadro 4.2.

Quadro 4.2 – Classificação do pH.

Extremamente ácido: $\text{pH} \leq 4,3$	Fortemente ácido: $4,3 < \text{pH} < 4,4$
Ácido: $4,5 < \text{pH} < 5,4$	Moderadamente ácido: $5,5 < \text{pH} < 5,9$
Levemente ácido: $6,0 < \text{pH} < 6,5$	Neutro: $6,6 < \text{pH} < 7,3$
Alcalino: $7,4 < \text{pH} < 8$	Fortemente Alcalino: $\text{pH} > 8,0$

Fonte: Guimarães (2002).

Diante disso, no presente trabalho, o pH foi determinado em H_2O , em solução de KCl e em Solução de CaCl_2 . Os resultados apresentados na Tabela 4.5 indicam um pH predominantemente ácido nas profundidades analisadas, em comparação com os outros fatores o pH em água apresenta os maiores resultados. Para os valores em KCl e CaCl_2 as amostras foram consideradas como extremamente ácidas.

Os valores de ΔpH ($\Delta\text{pH} = \text{pH} (\text{KCl}) - \text{pH} (\text{água})$) encontrado no solo analisado estão apresentados na Tabela 4.4. De acordo com Kiehl (1979) apud Jacintho (2005) o valor de ΔpH negativo indica a predominância de argilas silicatadas no solo, enquanto que um ΔpH positivo está relacionado com a predominância de óxidos de ferro e de alumínio. Para a amostra de solo ensaiada verificou-se resultado de ΔpH negativo indicando ser um solo com argilas silicatas e com alumínios trocáveis. Esses componentes agem ativamente no processo de estabilização do solo possibilitando uma melhoria nas suas propriedades.

Tabela 4.5 – Valores ΔpH para as amostras de solo.

Profundidade Final	pH			ΔpH
	Água	KCL	CaCl_2	
0,20	4,91	3,34	3,62	-1,57
0,40	4,94	3,29	3,59	-1,65
0,60	4,77	3,25	3,51	-1,52
0,80	5,18	3,31	3,60	-1,87
1,10	4,93	3,17	3,61	-1,76

Em comparação com os outros solos da região, a maior variação fica por conta do pH de Cabrobó que está 8,60, possuindo um caráter básico enquanto o de Ipojuca é semelhante ácido 5,55.

No comparativo com as pesquisas anteriores do solo de Paulista-PE, Paiva (2016) encontrou um pH ácido (5,22) para a solução em água, um pH extremamente ácido para as soluções em KCl e CaCl_2 (3,17 e 3,61). Justino da Silva (2001) e Bastos (1994) analisaram o pH apenas para soluções em H_2O . O resultado para o primeiro foi um pH extremamente ácido com média de 3,9, já o segundo encontrou um pH apenas ácido com média de 4,55.

4.2.2 Capacidade de Troca Catiônica

Os cátions Na^+ , K^+ , Ca^{2+} e Mg^{2+} são conhecidos como bases trocáveis e quando somados são denominados de Saturação por Base (S). Os íons Al^{3+} e H^+ são nomeados de acidez extraível e quando somados com S fornecem o valor da CTC das amostras do solo (Tabela 4.2). O solo de Paulista apresentou uma acidez extraível variando de 24,68 até 58,79 cmol_c/kg e um capacidade de troca catiônica entre 48,98 e 80,59 cmol_c/kg .

A partir da CTC de um solo, segundo Buol et al. (1997), é possível extrair muitas interpretações a respeito das características do solo, como: grau de intemperismo, minerais argílicos constituintes e até expansividade. O autor complementa, caso o solo apresente CTC maiores que 20 cmol_c/kg provavelmente possuirá na sua estrutura significativa teor de montmorilonita, indicando solos expansivos. O valor comumente utilizado para saber se a CTC está com valores altos ou baixos, é aquele indicado pela Embrapa (1997).

Caso o solo apresente valores maiores que 27 cmol_c/kg será considerado com alta capacidade de troca catiônica (caso das amostras coletadas na Estação de Tratamento de Esgoto do Janga). Resultados semelhantes ocorreram nas amostras do solo de Ipojuca e de Cabrobó que apresentaram 31,13 e 63 cmol_c/kg justificando a presença de muitos argilominerais na constituição do solo. Na pesquisa de Justino da Silva (2001), para a argila de Paulista, a CTC ficou próxima de 33 cmol_c/kg . Já a análise de Bastos (1994), o valor foi de 18,18 cmol_c/kg sendo considerada uma argila de baixa CTC.

4.2.3 Óxidos dos Solos

O ensaio de óxidos no solo nos permite saber o efeito de intemperismo pois o maior número de óxidos em um solo significa que é um solos mais evoluído. Os resultados dos ensaios químicos de óxidos, pelo método de fluorescência de raio-X, realizados no solo são apresentados na Tabela 4.6, onde o óxido de silício (Quartzo) prevalece com cerca de 65,54% sobre o óxido de alumínio e sobre o óxido de ferro.

Tabela 4.6 – Valores das porcentagens de óxidos e perda ao fogo no solo.

Material	Óxidos (%)											Total
	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	MgO	MnO	CaO	Na_2O	K_2O	TiO_2	P_2O_5	PF	
Solo	65,54	15,27	5,05	0,68	0,00	0,14	0,00	1,77	0,87	0,02	11,88	97,48

O resultado desta análise conclui que esse solo é hipoférrico, apresentando baixo teor de óxidos de ferro. Deste modo, se confirma a boa capacidade de troca de cátions, baixa capacidade cimentante e o caráter ácido, além de concluir-se a baixa adsorção de poluentes.

O baixo teor do óxido alumínio demonstra um solo medianamente intemperizado e com elevada instabilidade. Quando o solo apresenta maiores teores dos óxidos de ferro e alumínio, resultantes do intemperismo nos óxidos de silício, eles conseguem manter a estabilidade de seus agregados em água.

Outra análise importante está no percentual de óxido de cálcio, quando comparado com o solo de Cabrobó (2,93%), indicando que um eventual processo de estabilização neste solo vai requerer maior adição de cal. Segundo Paiva (2016), a critério de exemplificação, o solo de Cabrobó necessitou de apenas 3% de cal para atingir a estabilização, enquanto que Paulista-PE necessitou de 7%.

Na comparação com a análise de Bastos (1994) temos valores muito próximos. Confirmando a semelhança entre as amostras analisadas. No Tabela 4.7 é possível perceber as semelhanças a proximidade dos valores, principalmente quando avaliamos os óxidos de silício, óxidos de alumínio e óxido de ferro.

Tabela 4.7 – Análise dos óxidos da argila de Paulista segundo Bastos (1994).

Material	Óxidos (%)									
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	CaO	Na ₂ O	K ₂ O	PF	RI	Total
Solo	60,08	18,26	4,94	0,73	0,68	0,27	0,66	13,08	1,40	100,00

PF: Perda ao Fogo/ RI: Resíduo Insolúvel

Fonte: Bastos (1994).

4.2.4 Teor de Matéria Orgânica

A partir do carbono orgânico do solo de Paulista foi possível levantar o percentual da quantidade de material orgânica no solo, varia de 0,11% a 1,10% (Tabela 4.8). O resultado demonstra que o solo não apresenta quantidade significativa, pois segundo a Embrapa (1997), um solo só é considerado rico em matéria orgânica quando possui um teor acima de 5,0%. Caso o solo precise ser estabilizado, a NLA (National Lime Association) indica que o teor de matéria orgânica não ultrapasse 1%.

Tabela 4.8 – Teor de matéria orgânica encontrado no Solo de Paulista-PE.

Profundidade Final (metros)	0,2	0,4	0,6	0,8	1,1
Matéria Orgânica (%)	1,10	0,62	0,11	0,58	1,10

Nas pesquisas desenvolvidas por Justino da Silva (2001) e Paiva (2016), na área de Paulista-PE, foram encontrados baixo valores de matéria orgânica. O primeiro analisou amostras em 3 profundidades (0,5, 0,9 e 1,3 metros) e resultando nos seguintes percentuais: 0,45; 0,22 e 0,22, respectivamente. Paiva (2016) e Bastos (1994) encontraram resultados menores do teor

de matéria orgânica, 0,16% e 0,40% respectivamente.

4.2.5 Grau de Saturação e Condutividade Elétrica

Analisando o solo natural, de acordo com o grau de saturação, observamos que a saturação por base expressa em porcentagem, encontrado na Tabela 4.1 como valor V, é superior a 50%, tratando-se, portanto de um solo Eutrófico, ou seja, solo fértil. Os valores de saturação com sódio ($100 \text{ Na}^+/\text{T}$) são inferiores a 15% caracterizando o caráter Salino ao solo.

A condutividade elétrica do extrato de saturação é alta ($\text{CE} = 101$ a $303 \mu\text{S}$) indicando alta salinidade devido ao elevado percentual de finos e a dificuldade na penetração da água. Comparado com os solos de Ipojuca e Cabrobó é bastante semelhante no alto teor de salinidade ($\text{CE} = 115$ e $250 \mu\text{S}$, respectivamente). Quando comparado com os valores encontrados por Justino da Silva (2001) e Bastos (1994), para o solo de Paulista-PE, ocorre uma grande diferenciação pois a condutividade elétrica máxima é $1,21 \mu\text{S}$ e $0,23 \mu\text{S}$, respectivamente.

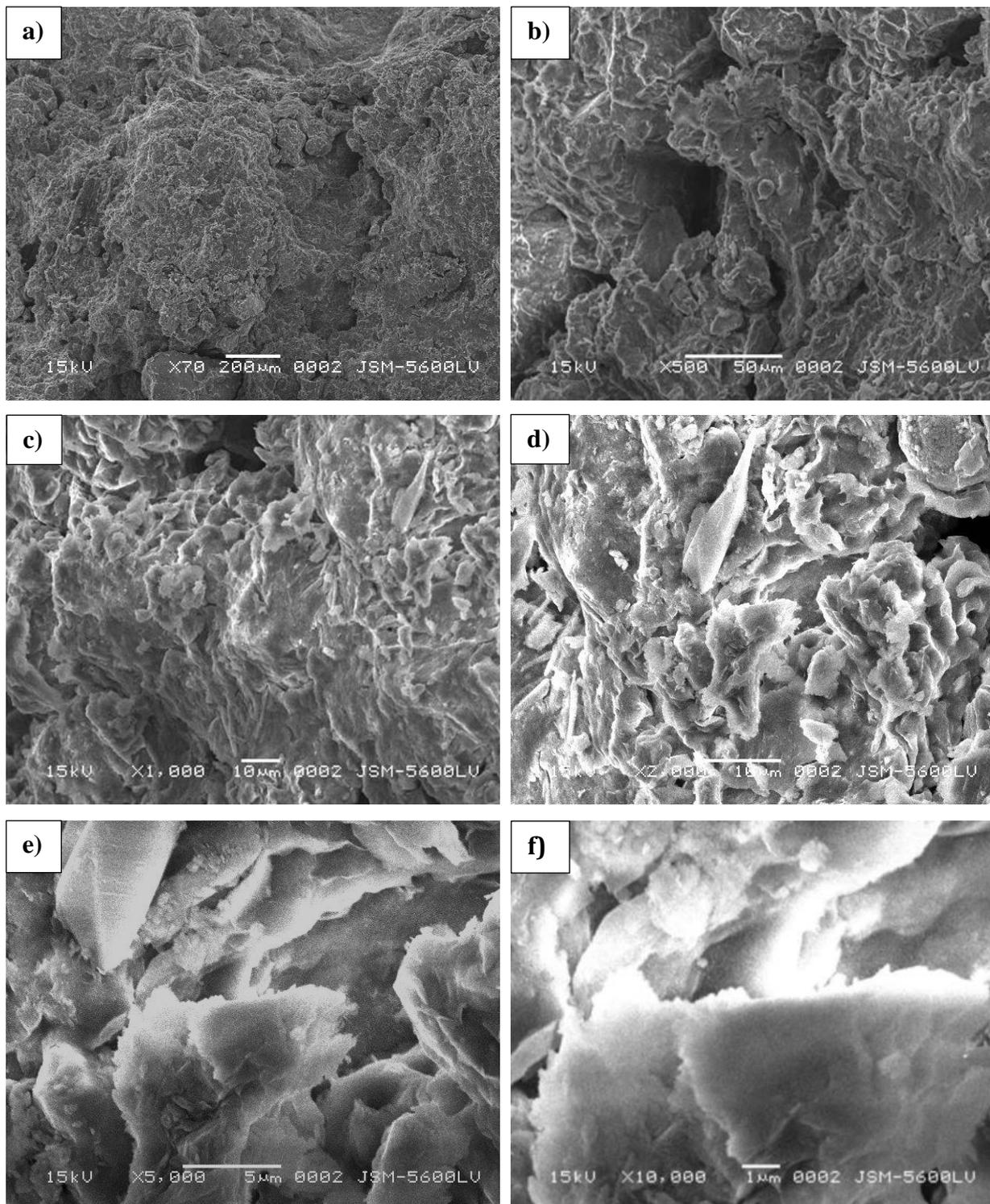
4.3 CARACTERIZAÇÃO MICROESTRUTURAL

As eletromicrografias do solo de Paulista obtidas a partir de amostra pela Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) é ilustrada na Figura 4.5.

Quando a microscopia realiza a aproximação de 70 vezes e 200 vezes é possível verificar uma macroestrutura prismática formada por fortes e grandes blocos angulares e subangulares (Figura 4.5 - a e b). A microestrutura é caracterizada pela arrumação contínua, formada pela união dos microagregados, composto por um plasma argiloso (Figura 4.5 - c, d e f). A textura do solo é fina com parte predominante de argilas silicatadas prensadas por cristais de calcitas que compõem grande parte da fração silte e areia fina. Encontra-se pápulos por vezes lamelados e provavelmente provenientes do enchimento de canais e poros aplanados. Há uma grande quantidade de poros aplanados, fruto da expansão e contração típicas de argilas de alta atividade, cavidades “vugh” também ocorrem, sendo predominante do tipo interconectado.

As Figuras 4.5 (d), (e) e (f) mostram a presença da montmorilonita na estrutura do solo. A identificação da montmorilonita ocorre através da comparação com imagens já catalogadas na literatura. Por exemplo, a figura 2.10, apresentada na revisão bibliográfica, onde os cristais do argilominerais possuem semelhanças no seu formato, textura e distribuição com as imagens da Figura 4.5 (e) e (f).

Figura 4.5 – Eletro-micrografias do solo expansivo de Paulista com aumentos de: a) 70 vezes, b) 500 vezes, c) 1.000 vezes, d) 2.000 vezes, e) 5.000 vezes e f) 10.000 vezes.



4.4 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

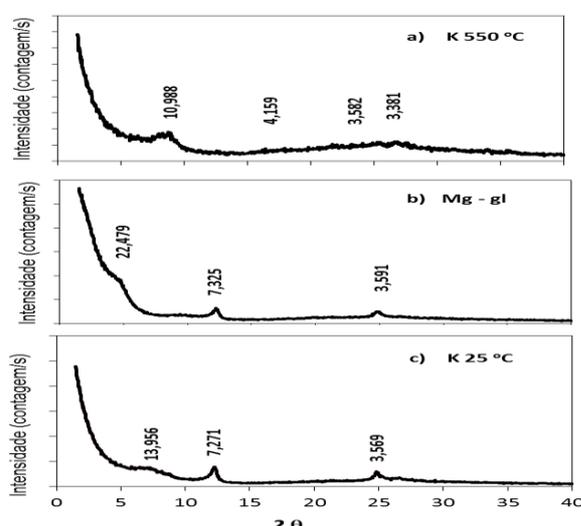
A mineralogia dos solos constitui-se em uma área básica e de grande importância para o entendimento e desenvolvimento da ciência do solo. É uma ferramenta essencial para o conhecimento e avaliação da gênese do solo, do comportamento físico químico, controle do

tamanho das estruturas, da forma, responsável diretamente pelo comportamento hídrico e mecânico do solo. A existência de determinados minerais, como os argilominerais expansivos, tem importância fundamental para o comportamento hidromecânico dos solos quando saturados ou não saturados, pela frequência da sua presença e pela influência dele sobre o comportamento analisado. A partir dessa análise foi possível ter a certeza da presença dos argilominerais expansivos.

4.4.1 Difração de Raio-X

A figura 4.6 apresenta as curvas encontradas na análise mineralógica por Difração de Raio-X nas amostras do solo de Paulista-PE.

Figura 4.6 – Difratomogramas de Raio-X do solo de Paulista-PE.



O resultado deste ensaio apresentou um baixo grau de cristalinidade, pois os picos na maioria dos ensaios não estão bem individualizados e claros. De maneira geral, é constatada a presença interestratificados irregulares de minerais expansivos (esmectitas e vermiculitas) e não expansivos (micas) mas sem a possibilidade de definição clara dos minerais.

Quadro 4.3 – Identificação dos argilominerais através da Difração de Raio-X.

Argilomineral	Distância Basal	Natural	Aquecido a 550 °C	Mg ⁺ Glicerol
Caulinita	7 Å	7,10 a 7,15 Å	Desaparece	Não Altera
Ilita	10 a 11 Å	10 a 10,2 Å	Permanece	10 Å
Montmorilonita	12 a 15 Å	12 a 15 Å	Desce para 10 Å	17,5 a 18 Å

Fonte: Adaptado de Santos (1973).

Em resumo, destacamos alguns pontos desta análise mineralógica:

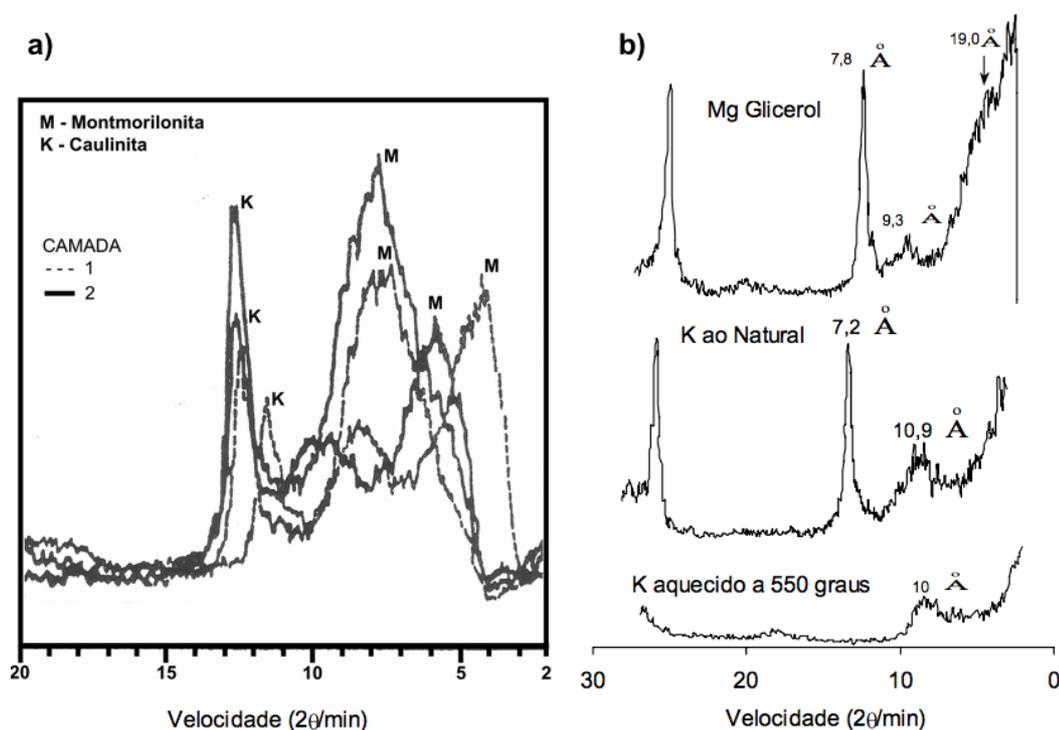
- A lâmina com potássio ao natural é a única com minerais cujo os picos de primeira ordem estão bem individualizados: a montmorilonita (13,956 Å), caulinita (7,271 Å)

e o quartzo (3,569 Å), relacionando com o quadro 4.3;

- A lâmina com magnésio glicol, praticamente não alterou o pico da caulinita muito embora sua cristalinidade não está tão clara e menos individualizada que ao natural. A tendência era do deslocamento do pico da montmorilonita para próximo de 18 Å devido ao inchamento, mas o resultado foi muito maior. Demonstra assim uma indicação da presença do grupo das micas, esmectitas e interestratificados irregulares envolvendo expansivos e até mesmo a caulinita;
- A lâmina com potássio aquecida a 550°C ocorre a degradação da caulinita, com o desaparecimento do pico. O pico mais intenso desta análise indica a presença de mineral 2:1, com interestratificação irregular e a cristalinidade pobre, a partir do quadro 4.3 há um indicativo que seja uma montmorilonita.

Justino da Silva (2001) e Bastos (1994) também realizaram nas suas pesquisas a análise por Difração de Raio-X (figura 4.7). Os resultados para as amostras até uma profundidade de 1 metro foram muito semelhantes ao já apresentados.

Figura 4.7 – Difratomia de Raio-X.



Fonte: a) Bastos (1994) e b) Justino da Silva (2001).

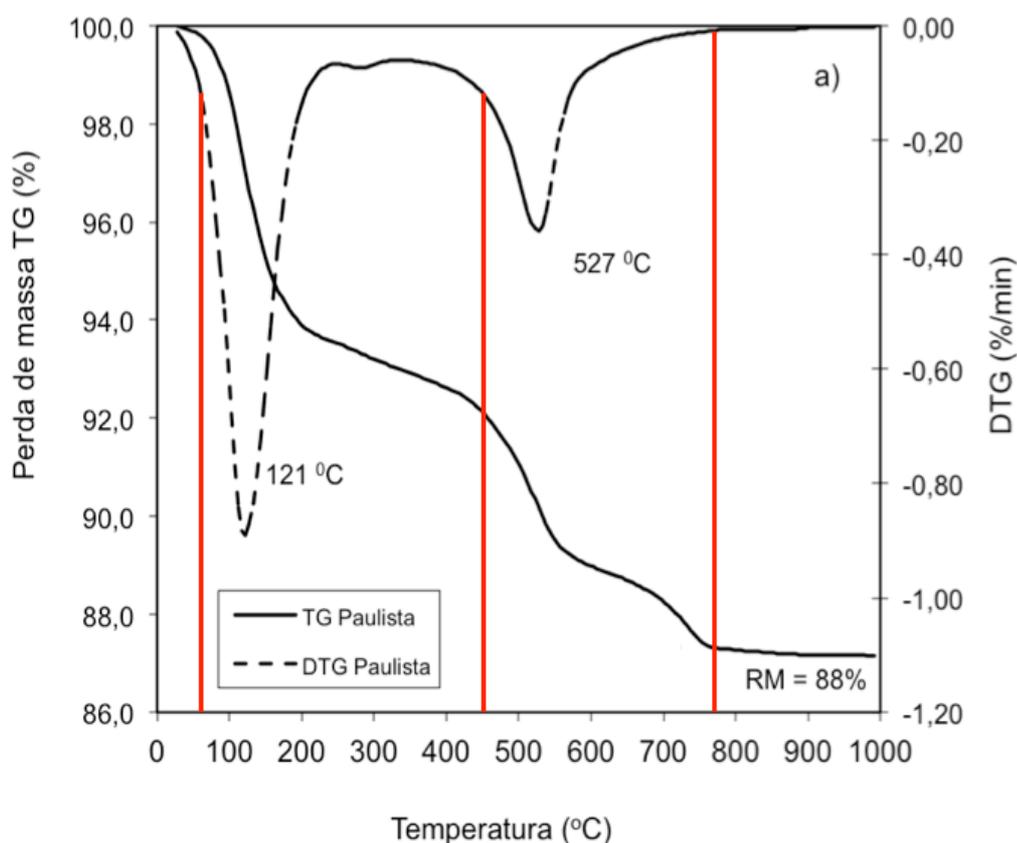
Justino da Silva (2001) realizou a análise para na condição natural, aquecida e em magnésio glicol. Os resultados indicaram uma interestratificação irregular envolvendo minerais do tipo 2:1 Mica e expansivos (esmectitas e vermiculitas), além da presença da Caulinita. Na

pesquisa de Bastos (1994) foram analisadas amostras apenas na condição natural para duas camadas. O resultado para as duas camadas apresentaram um padrão similar, com a montmorilonita como o componente principal, enquanto a caulinita aparece em menor proporção.

4.4.2 Análise Termogravimétrica

Os valores das perdas de massa e massa residual, em relação a temperatura, são mostrados na Tabela 4.4. As curvas de DTG (Termogravimetria Derivada) para o solo natural do Paulista são apresentadas na Figura 4.8. Na análise da DTG o solo possui um pico endotérmico intenso de perda de água entre 100°C até 250°C; a 400°C, inicia-se a reação de desidroxilação do hidróxido de esmectita que é completada a 770°C.

Figura 4.8 – Curvas mineralógicas através de TG e DTG (a), Difração de raio-X(b).



Na tabela 4.9, a perda de massa ocorre em praticamente em duas etapas. A primeira bastante abrupta a partir de 70°C e atingindo um pico em 121°C, atribuindo a perda de água superficial, ou seja, à perda de umidade a qual ultrapassa 7%. Na segunda etapa, a perda de massa se dá pela desidroxilação, onde a esmectita perde suas hidroxilas a partir de 450°C, tendo seu máximo em 527°C, ficando esta perda em 11%, perfazendo desta forma, uma perda

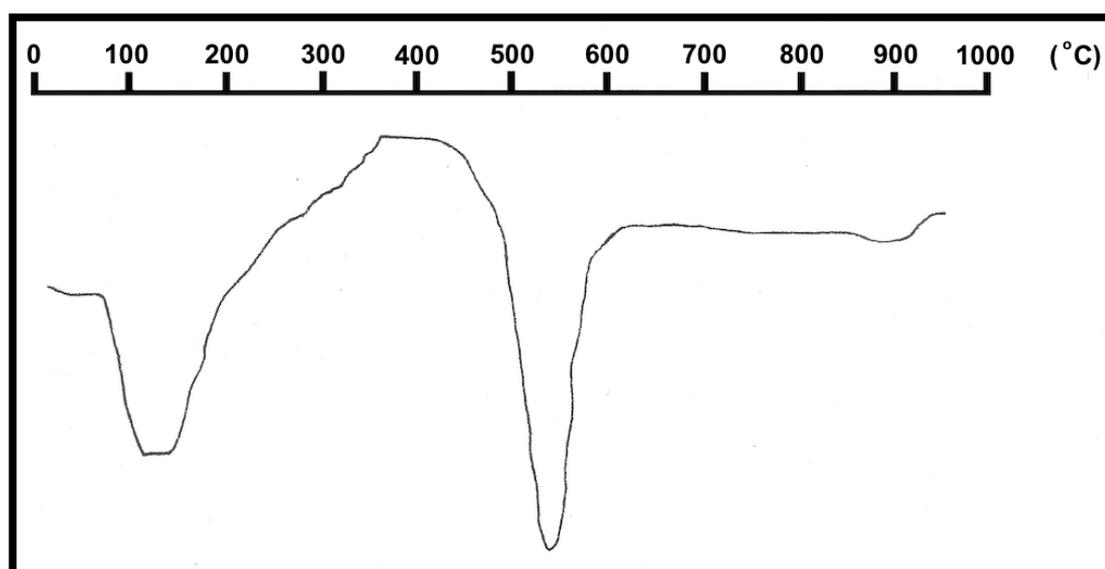
de massa total da amostra em torno de 13%.

Tabela 4.9 – Resultados dos ensaios de TG/DTG.

Perda de Massa		Massa Residual	
Temperatura °C	Perda %	Temperatura °C	Resíduo %
121	89,5	998	88
527	95,6		

Bastos (1994) realizou em uma análise térmica diferencial em uma amostra do solo de Paulista-PE no ITEP – Instituto Tecnológico de Pernambuco, no equipamento DTA-TG mod. Thermoflex, range DTA $50\mu\text{v}$, range TG 20 mg, velocidade de aquecimento $20^\circ\text{K}/\text{min}$, velocidade do papel 2.5 mm/min. O resultado desta pesquisa foi próximo do apresentado anteriormente. O termograma (Figura 4.9) apresentou um pico endotérmico a 80°C , característico de perda de água zeolítica e pico endotérmico a 520°C , característico de perda de água zeolítica e desidroxilação da esmectita. A diferença ficou por conta do pico endotérmico a 740°C da desidratação do $\text{Fe}_2\text{O}_3 \cdot n\text{H}_2\text{O}$; pequeno pico endo-exotérmico a 920°C , característico da formação de mulita.

Figura 4.9 – Termogravimetria diferencial realizada na pesquisa de Bastos (1994).



Fonte: Bastos (1994).

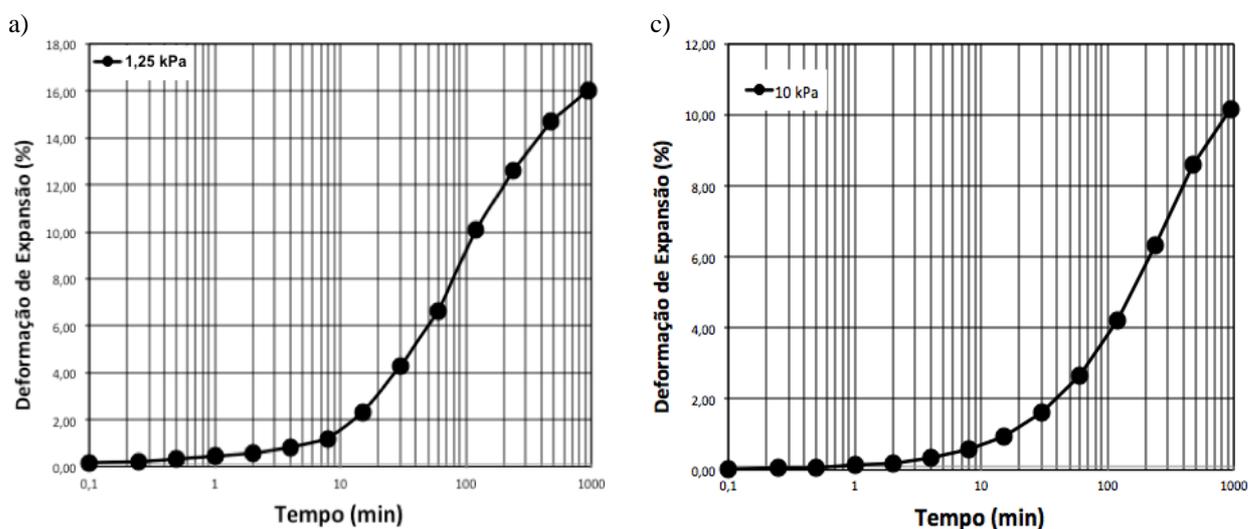
4.5 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA

4.5.1 Expansão “Livre”

A expansão "livre" ($E_l = 100\Delta h/h_o$) obtida a partir de ensaios convencionais edométricos é de 10,16%, foi utilizada uma sobrecarga de tensão com 10 kPa. A amostra iniciou o ensaio com

uma altura de 19,79 mm e finalizou com 21,80 mm. Pelo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973) o grau de expansividade é alto. Quando realizado o ensaio de expansão livre, para uma sobrecarga mínima (50g) de tensão inicial 1,25 kPa, o mesmo solo apresentou 16,02% de expansão. A amostra iniciou o segundo ensaio com 20,00 mm de altura e finalizou com 23,20 mm. Estes ensaios podem ser visualizados através da representação gráfica na Figura 4.10.

Figura 4.10 – Representação gráfica da expansão livre do solo de Paulista-PE.



A Expansão Livre do solo de Paulista-PE também foi avaliada por trabalhos anteriores, variando apenas na sobrecarga mínima utilizada na tensão inicial e o tipo. Bastos (1994) realizou o ensaio edométrico com corpos de prova de 70 mm de diâmetro e 20 mm de altura, avaliando a expansão livre com duas sobrecargas iniciais, 1 kPa e 7kPa. O resultado da pesquisa em 1994 foi consideravelmente menor quando comparados aos de 2017.

Paiva (2009) realizou em sua pesquisa um ensaio de expansão livre, com esse mesmo solo, utilizando corpos de prova de 71,3 mm de diâmetro, 20 mm de altura e umidade inicial de 31,8%. A análise ficou marcada pela não utilização de cargas iniciais para pré-adensamento. Desta maneira, o solo apresentou um alto grau de expansão, ultrapassando os 17% de deformação. Quando comparado com o resultado realizado em 2017, são numericamente muito próximos visto que o mais novo utilizou um carga inicial de 1,25 kPa.

Nos ensaios realizados por Justino da Silva (2001) e Paiva (2016) foram também utilizadas sobrecargas de 10 kPa, tendo como resultado alguns valores semelhantes de expansão livre. Deste modo, conclui-se que o solo possui um alto grau de expansividade independente da carga inicial utilizada.

Tabela 4.10 – Resultados dos vários ensaios de expansão livre já realizados no solo de Paulista-PE.

Carga Inicial (kPa)	Autor	Altura Inicial (h_0)	Altura Final (h_f)	Deformação (Δh)	Expansão Livre (%)
0	Paiva (2009)	20	23,40	3,40	17,00
1	Bastos (1994)	20	22,14	2,14	10,72
1,25	Morais (2017)	20	23,20	3,20	16,02
7	Bastos (1994)	20	21,58	1,58	7,90
10	Justino da Silva (2001)	20	21,90	1,90	9,50
10	Paiva (2016)	20	22,14	2,14	10,70
10	Morais (2017)	19,79	21,80	2,01	10,16

4.5.2 Tensão de Expansão

A Tensão de Expansão foi obtida a partir dos seguintes métodos: Método 1 – Expansão sob tensão; Método 2 – Expansão em diferentes tensões verticais seguida de carregamentos variáveis; Método 3 – Expansão e colapso; e Método 4 – Volume Constante. A combinação entre os Métodos 1 e 2 atingiram a maior duração entre os 4 métodos (22 dias).

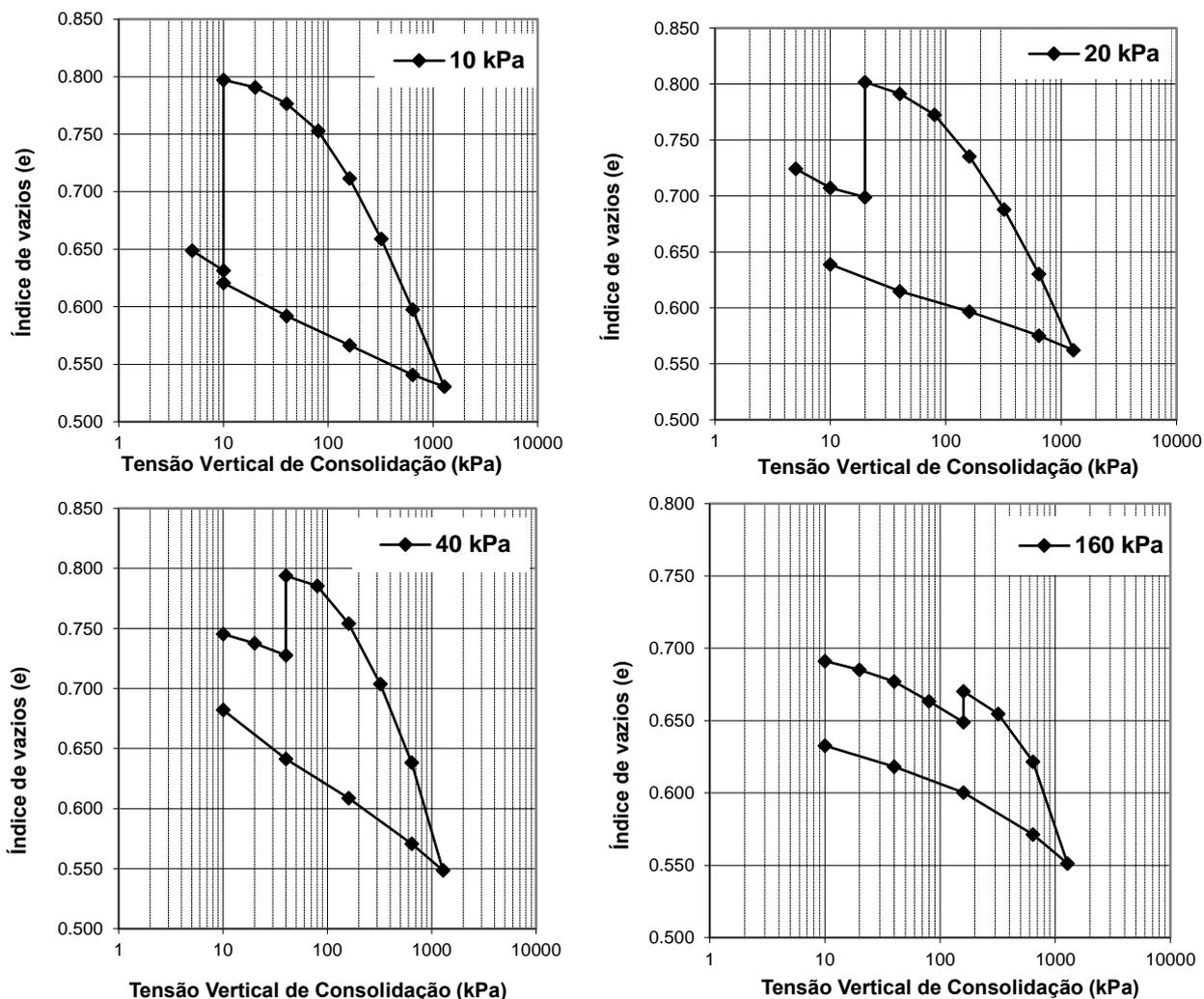
A Tabela 4.11 apresenta as condições iniciais e após finalização dos ensaios de adensamento. A Figura 4.11 apresenta o resultado de cada uma das amostras ensaiadas (inundadas em 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa e 160 kPa) em gráficos que mostram a variação do índice de vazios pela tensão vertical de consolidação.

Tabela 4.11 – Parâmetros e resultados dos ensaios de Tensão de Expansão

σ (kPa)	w_0 (%)	$\gamma_{Nat.}$ (kN/m ³)	γ_{seco} (kN/m ³)	e_0	e_f	C_c	C_s	S_0 (%)	S_F (%)	δ_F (%)	σ_{exp} (kPa)
10	17,57	1,86	1,59	0,65	0,62	0,17	0,04	70,81	102,53	10,60	463,89
20	17,53	1,65	1,53	0,72	0,57	0,16	0,04	63,25	86,50	6,09	284,96
40	17,86	1,75	1,48	0,76	0,68	0,17	0,07	61,21	79,48	3,93	247,02
160	21,70	1,87	1,53	0,71	0,63	0,11	0,07	80,35	91,04	1,63	375,26

w_0 – Umidade Natural; $\gamma_{Nat.}$ – Peso Específico Natural; γ_{seco} – Peso Específico Seco; e_0 – Índices de Vazios Inicial; e_f – Índices de Vazios Final; C_c – Índice de Compressão; C_s – Índice de Expansão S_0 – Saturação Inicial; S_F – Saturação Final; δ_F – Deformação de Expansão; σ_{exp} – Tensão de Expansão;

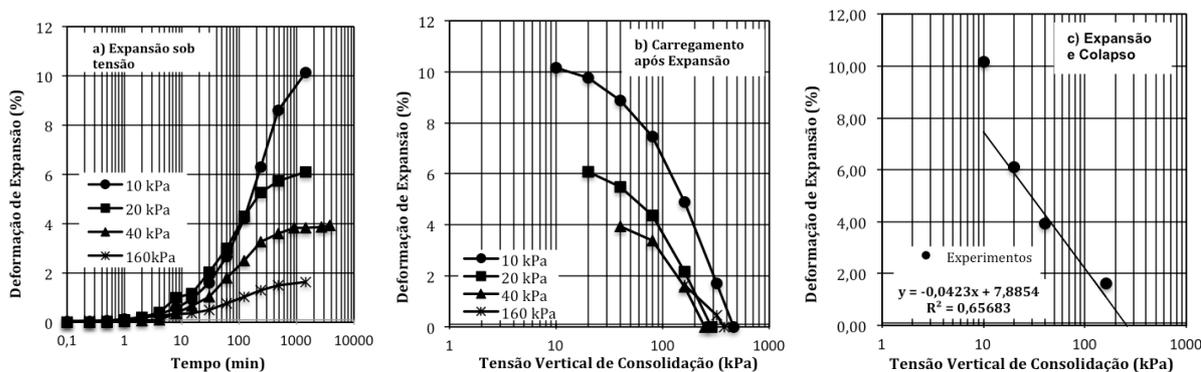
Figura 4.11 – Comportamento do solo de Paulista após inundação e aplicação das tensões verticais de consolidação.



Os gráficos retratam a execução de ensaios edométricos sob a ótica de dois métodos: Expansão sob tensão e Expansão em diferentes tensões verticais seguida de carregamentos variáveis.

A Figura 4.12 apresenta expansão de 10,16% , 6,09% , 3,93% e 1,63% para as tensões de 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa e 160 kPa, respectivamente (Figura 4.12a). O método Carregamento Após Expansão com diferentes tensões verticais de consolidação conduz a uma tensão média de 343 kPa (Figura 4.12b) e a tensão de expansão do solo pelo método Expansão e Colapso sob tensão a um valor de 250 kPa (Figura 4.12c).

Figura 4.12 – Métodos de tensão de expansão aplicados ao solo de Paulista: Método 1 - Expansão sob tensão, b) Método 2 - Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação, c) Método 3 - Expansão e colapso.



A Tabela 4.12 apresenta um comparativo entre os ensaios de expansão realizados nas principais bibliografias desta pesquisa. Foram encontrados valores elevados quanto a expansividade do solo de Paulista-PE, superando os valores de Ferreira e Ferreira (2009) em Petrolândia, por Delgado (1986) na argila de Sevilla, por Barbosa (2013) na argila de Cabrobó, por Paiva (2016) na argila de Ipojuca.

Considerando o critério de Jimenez (1980), o valor médio da tensão de expansão deste solo leva a ocorrer danos que podem conduzir à demolição de edificações. Segundo Rodriguez Ortiz (1975), este solo apresenta alto grau de expansividade.

Tabela 4.12 – Tensões de Expansão da argila expansiva de Paulista-PE e comparações.

Método de Tensão de Expansão	Tensão de Expansão (kPa)				
	Paulista	Petrolândia Ferreira e Ferreira (2009)	Sevilla Delgado (1986)	Cabrobó Barbosa (2013)	Ipojuca Paiva (2016)
Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação	343	333	260	90	190
Expansão e colapso sob tensão	250	239	150	100	220
Volume constante	275	242	193	87	245
Média	289	271	201	92	218

A realizar uma comparação as principais análises da tensão de expansão com o solo de Paulista-PE, temos resultados muito semelhantes:

- **Bastos (1994)** realizou ensaio edométrico com umidade controlada no dessecador de vácuo. Foram realizadas 3 séries com 4 corpos de prova submetidos a uma sequencia crescente de sobrecargas: 7, 20, 50 e 80 kPa. O resultado final deste ensaio foi uma tensão de expansão média próxima de **166 kPa**;
- **Justino da Silva (2001)** realizou um análises em um conjunto de 16 corpos de prova,

todos moldados de amostras do tipo shelby para ensaios edométricos convencionais. Os ensaios foram realizados para diferentes níveis de profundidade (1,0m; 1,5m; 2,5m e 3,7m) com sobrecargas distintas de 10kPa; 20kPa; 40kPa e 80 kPa. Os resultados dessa análise constituíram uma tensão de expansão média de **255 kPa**;

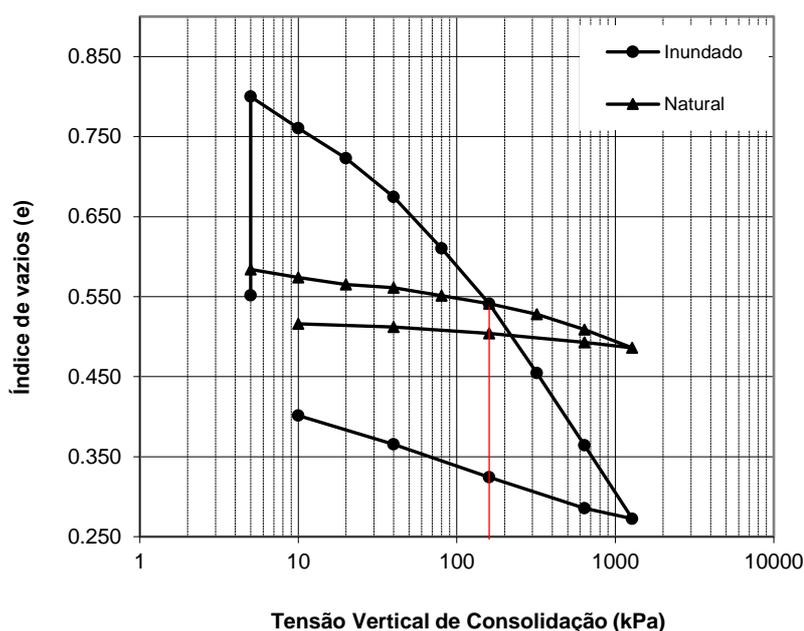
- **Paiva (2016)** realizou o ensaio para medir a tensão de expansão em 4 corpos de prova. As amostras foram moldadas em anéis de aço e carregadas a volume constante em diferentes tensões de consolidação por estágios (10, 20, 40, 160 kPa). O resultado deste ensaio foi um tensão de expansão média de **252 kPa**.

O solo apresenta desde a primeira pesquisa valores muito próximos de tensão de expansão. A pesquisa de Bastos (1994) tem provavelmente o menor valor numérico devido ao controle da umidade na realização do ensaio edométrico.

4.5.3 Adensamento Duplo Natural e Inundado

O ensaio edométrico duplo foi o quarto método utilizado para avaliação da tensão de expansão do solo. O ensaio de adensamento duplo consistiu da realização, em conjunto, de duas amostras de solo, uma com umidade natural e outra inundada desde o início da execução do ensaio. As amostras foram submetidas aos estágios iguais de tensão (5, 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa) sendo dobrado o valor a cada 24 horas.

Figura 4.13 – Avaliação do ensaio de Adensamento Duplo.



A inundação de uma das amostras ocasionou na elevação no índice de vazios, variando de 0,551 até 0,8. Ao atingir a tensão máxima aplicada (1280 kPa), a amostra inundada

apresentou um índice de vazios igual a 0,272. A amostra na condição natural apresentou uma pequena variação no índice de vazios, de 0,584 até 0,486. A tensão de expansão é determinada como o ponto de interseção entre as curvas do ensaio no trecho de compressão. Neste caso o valor encontrado foi de 160 kPa.

A tabela 4.13 mostra os valores dos índices físicos e os parâmetros de compressibilidade. Observa-se que a inundação sob a tensão de 5 kPa causou uma expansão de 13,83%, aumentou o índice de compressibilidade (C_c) em 7,25 vezes e o índice de expansão em 2 vezes.

Tabela 4.13 – Índices físicos e parâmetros de compressibilidade do ensaio Edométrico Duplo.

Corpo de Prova	W_0 (%)	$\gamma_{Nat.}$ (g/cm ³)	γ_{seco} (g/cm ³)	e_0	e_f	C_c	C_s	S_0 (%)	S_F (%)
Inundado	8,01	1,82	1,69	0,55	0,40	0,29	0,04	52,14	100,00
Natural	9,30	1,78	1,65	0,58	0,52	0,04	0,02	40,59	47,11

4.5.4 Ensaios de Cisalhamento Direto

A Tabela 4.14 apresenta o momento inicial e na ruptura dos corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto na condição natural e inundada.

Foram utilizados um total de 8 corpos de prova, sendo 4 amostras para ensaios na umidade natural e 4 amostras realizadas com uma inundação prévia.

Tabela 4.14 – Parâmetros e resultados dos ensaios de cisalhamento direto.

Tipo	CP (Nº)	σ_n (kPa)	W_0 (%)	$\gamma_{Nat.}$ (g/cm ³)	γ_{seco} (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)	σ_{rup} (kPa)	τ (kPa)	C (kPa)	Φ (°)
Umidade Natural	1	50	14,26	1,74	1,52	0,77	49,73	56,5	80,4	42	38
	2	100	14,12	1,76	1,54	0,74	51,14	137,2	160,84		
	3	150	14,72	1,76	1,53	0,76	52,30	210,6	210,59		
	4	200	15,56	1,76	1,52	0,77	54,61	271,1	250,79		
Inundado Previamente	1	50	14,77	1,77	1,54	0,74	53,44	69,9	42,93	3	27
	2	100	15,69	1,76	1,52	0,77	54,79	137,6	67,85		
	3	150	15,62	1,76	1,52	0,76	54,94	212,25	112,1		
	4	200	15,35	1,76	1,53	0,76	54,10	274,4	146,09		

Comparados os resultados dos índices físicos obtidos nos ensaios edométricos simples (tabela 4.12), edométricos duplos (Tabela 4.13) e cisalhamento direto (Tabela 4.14), observa-se uma

grande variedade de índices físicos (umidade, índice de vazios e peso específico aparente seco). Isto se deve aos fatores já comentados tendo na coleta de amostra, moldagem do corpo de prova, micro e macro fissuras, heterogeneidade do solo, tempo de moldagem, entre outros fatores. Resultados semelhantes foram encontrados por Bastos (1994) e Justino da Silva (2004).

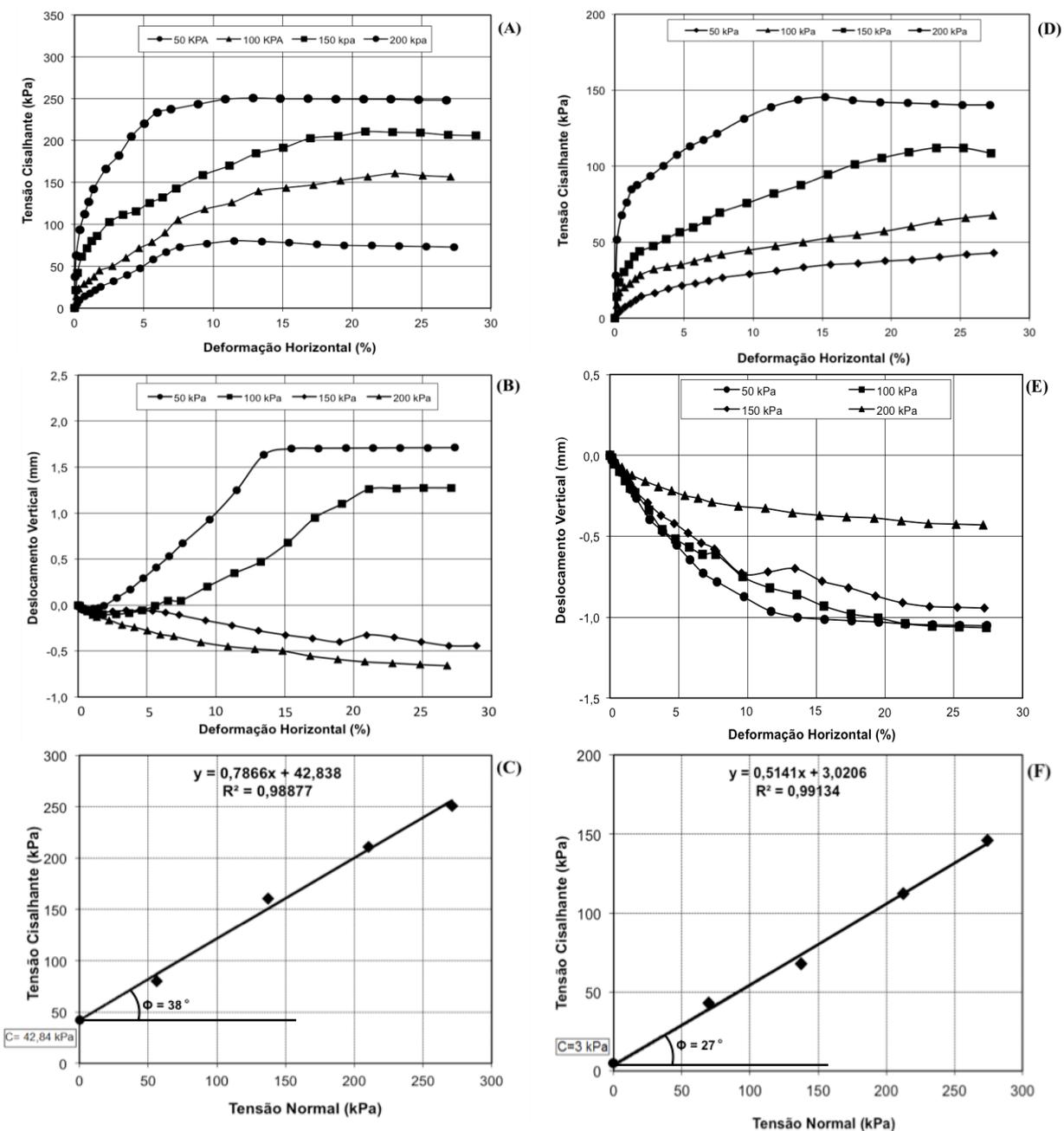
Na Figura 4.14 estão apresentadas as curvas das tensões cisalhantes versus deformações horizontais e deslocamentos verticais versus deformações horizontais referentes as amostras dos solos expansivos de Paulista-PE, ensaiadas tanto na condição de umidade natural e como na inundada previamente. As amostras foram previamente consolidadas antes do cisalhamento.

Os ensaios de cisalhamento direto do solo permitiram obter os parâmetros de resistência (c e Φ), a tensão cisalhante máxima e a variação volumétrica em cada tensão normal (Figura 4.14). Para o solo na condição natural foi obtida uma coesão de 42 kPa e ângulo de atrito de 38 graus. Como esperado o solo na condição inundada apresenta menores parâmetros de resistência, devido a ação da água no solo. Neste solo os parâmetros obtidos foram uma coesão de 3 kPa e ângulo de atrito de 27 graus. A inundação pr evia causou uma redu o significativa na coesão do solo e um ângulo de atrito.

Os ensaios na umidade natural apresentaram acr escimos contínuos de resistência com as deformac es horizontais até os primeiros 10%, após os 20% ocorre uma estabiliza o da tensão cisalhante. As varia es volumétricas evidenciaram uma dilatância (aumento de volume) das amostras na umidade natural sob as tensões normais de 50 e 100 kPa e um comportamento de compressão nas tensões normais de 150 e 200 kPa. Quando a amostra foi inundada previamente, a tensão cisalhante apresentou o mesmo comportamento quando seco, apenas com a redu o do valor da tensão. Os deslocamentos verticais da amostra, quando inundados previamente, apresentaram valores de compressão maiores que 1 mm nas tensões normais de 50 e 100 kPa.

O ensaio de cisalhamento direto apresentou para a tensão normal na ruptura o valor de 271,10 KPa e uma tensão cisalhante de 250,79 KPa, na umidade natural. No ensaio com inunda o pr evia, observa-se que para a máxima tensão normal de ruptura   274,40 MPa e a tensão cisalhante ficou em 146,09 KPa, havendo uma redu o de 40% na tensão cisalhante.

Figura 4.14 – Curvas Tensão Cisalhante versus Deslocamento: (A) Umidade Natural e (D) Drenado; Curvas Variação Volumétrica versus Deslocamento: (B) Umidade Natural e (E) Drenado; Envoltórias de Resistência: (C) Umidade Natural e (F) Drenado.



5 CONCLUSÕES

Neste capítulo são discutidas as principais conclusões e sugestões resultantes do trabalho desenvolvido nesta dissertação e que podem ser aplicadas em estudos futuros do solo de Paulista-PE.

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

A caracterização física permite concluir que o solo possui um percentual de argila entre 40,21% e 51,39%, sendo classificado como uma argila de alta compressibilidade (CH) no USCS. Segundo a Highway Research Board (HRB) ou classificação TRB esses solos são enquadrados como A-7-6, sendo solos não indicados para uso em estradas e edificações pelas suas instabilidades. Possui alta plasticidade, com Índice de Plasticidade entre 24 e 34%, Limite de Plasticidade entre 20 e 31% e o Limite de Liquidez variando entre 46 e 61%. Apresenta peso específico aparente seco ($\gamma_{\text{máximo}}$) de 15,10 kN/m³ e a umidade ótima de 22%. Os potenciais de expansão do solo são: médio a alto, por Skempton (1953); alta, por Dksanamurthy e Raman (1973); média a alta, por Seed et al (1962); e por fim, atividade alta por Yilmaz (2006).

A caracterização mineralógica apresentou uma interestratificação irregular no solo envolvendo minerais do tipo 2:1, Mica e expansivos (esmectitas e vermiculitas), além da presença da Caulinita.

A caracterização microestrutural caracterizou o solo pela arrumação contínua, formada pela união dos microagregados, composto por um plasma argiloso. Verificou-se uma macroestrutura prismática formada por fortes e grandes blocos angulares e subangulares. A textura do solo é fina, predominando argilas silicatadas prensadas por cristais de calcitas que compõem grande parte da fração silte e areia fina.

A caracterização química do solo indicou a presença de minerais argílicos expansivos devido ao pH ácido (pH em H₂O) e extremamente ácido (pH em KCL e CaCl₂), o alto valor de saturação de base (> 50%) e a alta capacidade de troca de cátions (> 27 cmol/kg). Por fim, a condutividade elétrica do extrato de saturação é alta (CE = 101 a 303 μ S) indicando alta salinidade.

A caracterização da expansividade demonstrou uma expansão livre de 10,16% para 10 kPa. Quando o solo foi expandido utilizando apenas uma sobrecarga mínima 1,25 kPa resultou em 16,02% de expansão livre. Utilizando os métodos conhecidos de avaliação da tensão de

expansão de um solo (volume constante, expansão/colapso e carregamento após expansão) encontra-se um valor médio de 289 kPa. Por fim, na avaliação da tensão de expansão pelo ensaio edométrico duplo foi encontrado 160 kPa.

A caracterização mecânica do solo determinada pelo ensaio de cisalhamento direto apresentou para condição natural uma coesão de 42 kPa e ângulo de atrito de 38 graus. No ensaio com inundação prévia foi obtida uma coesão de 3 kPa e ângulo de atrito de 27 graus. O ensaio de cisalhamento direto apresentou como máxima tensão cisalhante: 0,25 MPa, na umidade natural. Nos ensaios com inundação prévia a máxima a tensão cisalhante ficou em 0,15 MPa. Ficou clara a redução significativa nas tensões após a inundação prévia.

A inundação provocou uma expansão, aumentou a compressibilidade e reduziu a resistência ao cisalhamento na argila de Paulista-PE.

5.2 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

Com o intuito de complementar a pesquisa apresentada neste trabalho sugere-se:

- Avaliar o melhoramento deste solo com outros tipos de materiais, como areia, cinzas da casca do arroz, sal marítimo, dentre outros;
- Identificar quantitativamente os compostos formados nas reações pozolânicas no solo melhorado;
- Avaliar a resistência à compressão simples como novos aditivos de melhoramento do solo;
- Avaliar o impacto da expansividade do solo na vida da população residente sobre o solo e quais formas de mitigação dos riscos após construção das edificações;
- Avaliar a viabilidade econômica do uso da cal, casca do arroz, sal marítimo entre outros no melhoramento do solo e o impacto que estas técnicas podem trazer ao meio ambiente;

REFERÊNCIAS

- Albertão, G. A. e Martin Jr., P. P. **Estratos Calcário da Pedreira Poty (Paulista), PE. SIGEP** <[http:// www.unb.br/ig/sigep](http://www.unb.br/ig/sigep)>, em 12/6/2006.
- Altmeyer. W. T. (1955). **Discussion of engineering properties of expansive clays**. [S.l.]: Proc. Am. Soc. Civil Eng.81, 1955. p.17-19.
- Amorim, Samuel França (2004). **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC – PE)**. Recife : O Autor,. xviii, 244 folhas : il., fig., fotos, tab.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 6459, (2016). **Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 6457, (2016). **Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 6508, (2016). **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 7180, (2016). **Solo - Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT NBR 7181 (2016). **Solo - análise granulométrica**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 9604 (2016). **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT, NBR 12001 - MB-3336 (1990). **Solo – Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro.
- Ayala, J.F., Gijon, M. F., Mozo, C. O. e Rodriguez J. L. S. (1986). **"Mapa Previsor de Riesgos por Expansividad de Argillas En España a Escala 1:1.000.000"**. Série: Geologia Ambiental. Instituto Geologico y Minero de España. Centro de Estudios y Experimentacion de Obras Publicas. España, Madrid.
- Barbosa, J.A & Lima Filho, M. F. (2006). **Aspectos estruturais e estratigráficos da faixa costeira recife-natal observados através de dados de poços**. Boletim de Geociências da Petrobrás, (14) 2: 287-305.

- Barbosa, J.A.; Souza, E.M.; Lima Filho, M.F., Neumann, V.H. (2003). **A estratigrafia da Bacia Paraíba: uma reconsideração**. Estudos Geológicos, Recife, 13: 89-108.
- Barbosa, V. (2013). **Estudo do comportamento geotécnico de um solo argiloso de Cabrobó, potencialmente expansivo, estabilizado com cal**. Dissertação de MSc, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, PE, 115p
- Blog Asfalto de Qualidade. Disponível em: < <http://asfaltodequalidade.blogspot.com.br>>
Acesso em: 13 de junho de 2016
- Carvalho, J. B. Q. (1997). **Fundamentos da Mecânica dos Solos**. 1ª ed., Campina Grande – Paraíba, Ed. Marcone. 310 p.
- Chaves, A. C.; Lira, H. L.; Neves, G. A., Silva, F. A.; Lima, R. C. O.; França, K. B. (2013). **Obtenção e caracterização de membranas cerâmicas tubulares a partir de massas incorporadas com argila, caulim e quartzo**. Laboratório de Referência em Dessalinização (LABDES), Universidade Federal de Campina Grande - Campina Grande, PB.
- Chen, F.H. (1975). **Foundation on expansive soil**. Amsterdam: Elsevier. 275p.
- Collier, Kiah. **Building frustration: Expansive soil breaks up foundations**. Disponível em: <<http://archive.gosanangelo.com/lifestyle/building-frustration-expansive-soil-breaks-up-foundations-ep-440844530-357298781.html>>. Acesso em: 21 de março de 2017.
- CPRH - Companhia Pernambucana do Meio Ambiente (2003). **Diagnóstico Socioambiental do Litoral Norte de Pernambuco**. Recife, 2003. 214p.
- Cristelo, N. M. C. (2001). **Estabilização de solos residuais graníticos através da adição de cal**. Dissertação de Mestrado. Universidade do Minho.
- Daksanamurty V, Raman. V. (1973), “**A simple method of identifying an expansive soil**”. Soils and Foundation, v.13, n. 1 pp. 97-104.
- Delmiro, Thayse Dayse (2013). **Aplicações dos Solos na Construção Civil: Avaliação da Expansão Livre e Tensão de Expansão**. Relatório de Iniciação Científica – Universidade Católica de Pernambuco - Recife – PE.
- Di Maio (1996). **Exposure of bentonite to salt solution: Osmotic and mechanical effects**. Geotechnique, vol. XLIII, n.3, 46, pp 695-707.
- Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (1997). **Manual de métodos de análise de solo**. 2 ed. Rio de Janeiro: Centro Nacional de Pesquisas de Solos. 212p.

Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária – EMBRAPA (2006). Centro Nacional de Pesquisa de Solos. **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 2 ed. Rio de Janeiro: Embrapa Solos.

Ferreira, S. R. M. (1995). **Colapso e expansão de solos naturais não saturados devido à inundação**. Tese (Doutorado) da Universidade Federal do Rio de Janeiro, 401 p.

Ferreira, S. R. M. (2010). **Comportamento Volumétrico de Alguns Solos Expansivos do Estado de Pernambuco – Brasil**. XII Congresso Nacional de Geotecnia – Guimarães – Portugal.

Ferreira, S. R. M. et al (2012). **Estabilização de Solos Expansivos de Cabrobó, Paulista e Suape /PE com Cal**. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Anais, p.264. Porto de Galinhas/PE.

Ferreira, S. R. M. e al (2009). Mudanças de volume devido à variação do teor de água em um vertissolo no semiárido de Pernambuco. Revista Brasileira de Ciências do Solo vol. 33 número 4. Viçosa – MG. Julho/Agosto 2009.

Ferreira, S.R.M. (1997). **“Volume Change Behaviour Of Expansive Clays In The State Of Pernambuco Due To Change In Moisture Content”**. Symposium on Recent Developments on Soil and Pavement Mechanics, Rio de Janeiro, Vol 1 pp 237-242.

Gerscovich, Denise M. S. (2010). **Apostila de Resistência ao Cisalhamento**. Departamento de Estruturas e Fundações - Universidade do Estado do Rio de Janeiro - Rio de Janeiro – RJ. Acessado em 07 de abril de 2017 <www.eng.uerj.br/~denise/pdf/resistenciacisalhamento.pdf>

Gillott, J. E. (1987). **Clay in Engineering Geology**. Elsevier Publ. Company, Amsterdam.

Gondim, L. M. (2008). **Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe/Estado do Ceará**. Dissertação 171 de Mestrado, Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, 213 fl.

Grain SA (2013). **Soil acidity and its management in crop production**. Disponível em: <http://www.grainsa.co.za/soil-acidity-and-its-management-in-crop-production>. Acessado em: 01 de junho de 2016

Gusmão, Alexandre Duarte; Gusmão Filho, Jaime de Azevedo; Oliveira, Joaquim Teodoro R.; Maia, Filmar B. (2005). **Geotecnia no Nordeste**. Recife: Editora Universitária da UFPE. 543 p.: il., fig., mapas, tab, capítulo 8 – Solos Expansivos.

Hearn & Fleener (2017). **Expansive/Swelling Soils**. Disponível em: <<http://www.hearnfleener.com/construction-defects/soil/>>. Acesso em: 21 de março de 2017.

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2008). **Divisão Territorial do Brasil e Limites Territoriais**. 1 de julho de 2008. Consultado em 27 de outubro de 2016

IBGE - Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (2015). **Estimativa Populacional - 2015**. Agosto de 2015. Consultado em 27 de outubro de 2016

Instituto Nacional de Meteorologia (2016). **Normais Climatológicas**. Disponível em: <<http://www.inmet.gov.br/portal/index.php?r=clima/normaisClimatologicas>>. Acesso em: 27 de outubro de 2017.

Ingles, O. G. and Metcalf, J. B. (1972). **Soil stabilization: principles and practice**. Sidney: Butterwoeths, 372p.

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

Jones, D.E. e Holtz, W.G. (1973). **Expansive soils – the hidden disaster**. Civil Eng., ASCE, New York, NY pp 87-89, Aug.

Jucá, J. F. T., Gusmão Filho, J. A. and Justino da Silva, J. M. (1992). **Laboratory and field tests on an expansive soil in Brazil**. 7th International Conference on Expansive Soils – Dallas/Texas, Vol. 1, pp. 337-342.

Jucá, J. F. T., Justino da Silva, J. M., Gusmão Filho, J. A. e Bastos, E. G. **Laboratory and field tests on an unsaturated expansive clay**. First International Conference on Unsaturated Soils, 1995. Vol. 2, pp. 877-884.

Justino da Silva, José Maria (2016). **Acompanhamento Sazonal do Movimento do Terreno e da Umidade de um Depósito de Argila Expansiva Não Saturado**. Artigo Científico - Cobramseg 2016 - Belo Horizonte – MG.

Justino da Silva, José Maria (2004). **Caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação**. Artigo Científico - São Carlos – SP.

Justino da Silva, José Maria (2004). **Medidas de campo e de laboratório da variação de volume em um solo expansivo não saturado**. Artigo Científico - São Carlos – SP.

Justino da Silva, José Maria (2002). **Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo "Shelby" em Argila Fissurada**. Artigo Científico - Cobramseg 2002 - São Paulo – SP.

Justino da Silva, José Maria. (2001) **Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva não Saturada Submetida a Diferentes Condições Climáticas**. 249 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

Lamana, Chirley Xavier (2009). **Minerais Argilosos**. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM (2009). Disponível em: <<http://www.cprm.gov.br/publique/cgi/cgilua.exe/sys/start.htm?inford=1255&sid=129>>. Acesso em: 12 de abril de 2016.

Lambe, T. W.; Whitman, R. V. (1979). Soil mechanics. New York, USA: John Wiley, 582 p.

Mabesoone, J. M. & Alheiros, M. M. (1988). **Origem da bacia sedimentar costeira Pernambuco-Paraíba**. Rev. Bras. Geoc. São Paulo. 18(4):476-482.

Mahler, Claudio Fernando (1994). **Análise de Obras Assentes em Solos Colapsíveis e Expansivos**. 267 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). UFRJ - Rio de Janeiro, RJ – Brasil, julho de 1994.

Meurer, E.J. (2006). **Fundamentos de química do solo**. 3.ed. Porto Alegre, Evangraf. p.185-211.

Ministério de Minas e Energia – MME (2009). **A Transformação do Mineral no Brasil**. Disponível em: <http://www.mme.gov.br/sgm/menu/plano_de_mineracao_2030/relatorios/a_transformacao_mineral_no_brasil.html> Acesso em 14 de dezembro de 2012.

Mitchell, James (1993). **Fundamentals of Soil Behavior**. 2 ed. New York: John Wiley & Sons, Inc., 1993. 437 p.

Moniz, A. C. (1975). **Elementos de Pedologia**. Editora: S.A, Rio de Janeiro – RJ.

Monte Braga, Gastão Ney (2012). **O que é o Ponto de Carga Zero?** Disponível em: <<http://agronomiacomgismonti.blogspot.com.br/2012/02/ponto-de-carga-zero-pcz.html>>. Acesso em: 10 de abril de 2016. Porto Alegre – RS.

Nelson, J. D. E Miller, D. J. (1992). **Expansive Soils – Problems and practice in foundation and pavement engineering**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 259p.

Neves, J. M. C., (1993). **Estabilização de solos com cal – Estudo e aplicações rodoviárias**. Dissertação (Mestrado) da Universidade Nova Lisboa, Lisboa.

NYS DHSES - New York State Division of Homeland Security and Emergency Services (2014). **New York State Standard Multi-Hazard Mitigation Plan Draft**, Section 3.13: Land Subsidence and Expansive Soils Hazard. Disponível em: <<http://www.dhSES.ny.gov/oem/mitigation/documents/2014-shmp/2014-SHMP-full.pdf>>. Acesso em 10. jun 2016.

Oliveira, A. M. S.; Brito, S. N. A. (1998). **Geologia de engenharia**. São Paulo: ABGE, 1998.

Oliveira, L. C. (1994). **A Estabilização de Solos Aplicada a Habitação, Um Estudo de Misturas SoloCimento**. Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro.

Olphen, H. V. (1963). **As introduction to Clay colloid chemistry**. Willey Interscience, New York, 301p.

Paiva, Sérgio Carvalho de (2016). **Propriedades Geotécnicas de um Solo Expansivo Tratado com Cal**. Tese de Doutorado - Universidade Federal de Pernambuco – Recife, 2016.

Paiva, William de (2009). **Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo**. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco - Recife: O Autor, 2009.

Pedrassani, Jaime (2008). **Biografia das argilas**. Inédito: Snt, 2008.

Pereira, Eliana Martins. (2004). **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada. São Carlos**. Tese de Doutorado em Engenharia Geotécnica – USP – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Rasal, Prasad (2005). **Flood in Ratnagiri District of Maharashtra**. Disponível em: <<http://rasalprasad.blogspot.com.br/2005/08/photos-flood-in-ratnagiri-district-of.html>>. Acesso em: 21 de março de 2017.

Presa, E. P (1984). **Deformabilidad de la arcillas expansivas bajo succión controlada. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas**, 1984. 274 p.

Campos, T.M.P (2011). **Argilominerais – Propriedades e Aplicações (Classificação Estrutural dos Argilominerais)**. Disponível em: <https://ecivilufes.files.wordpress.com/2011/08/argilominerais-propriedades-e->

aplicac3a7c3b5es.pdf. Acesso em: 10 de maio de 2016. Rio de Janeiro: Departamento de Engenharia Civil - PUC Rio, Pós-graduação.

Reuben H. Karol (2003). **Chemical Grouting And Soil Stabilization, Revised And Expanded (Civil and Environmental Engineering)**, 3rd ed. New York: Marcel Dekker, Inc. 2003,p.584.

Rodriguez Ortiz, J. M. (1975). **Las arcillas expansivas: su estudio y tratamiento**. Bol. De inf. del laboratorio del transporte y mecânica del suelo, nº108, pp.3-30.

Roo, S.M. (2006). **Identification and classification of expansive soils**. In: AL-RAMS, A.A. & GOOSEN, M.F.A., eds. London, Taylor & Francis/Balkema. p.15-24.

Santos, Gerson Marques dos (2008). **Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada**. Dissertação de Mestrado - Gerson Marques dos Santos. - Recife: O Autor, 2008. vxiii, 119 folhas, il : tabs., Grafts.

Santos, P.S. (1989). **Ciência e tecnologia de argilas**. 2ª ed. São Paulo, Edgard Blücher. v1. 408 p.

Santos, L.C. (2015). **Estudo da estabilização de um solo expansivo através da incorporação de areia verde de fundição residual**. Trabalho de conclusão de curso. Joinville, 2015, volume único, 80p.

Santos, M., Lima, D., Bueno, B. (1995). **Estabilização dos solos com cal e betume**. In: 6º **Reunião de pavimentação urbana**, Santos – São Paulo, Abril, 1995.

Santos, P. S. (1973). **Tecnologia de Argilas**, vol. I, São Paulo: [s.n.].

Seed, H.B., Woodward, R.J., Lundgren, R. (1962). **“Prediction of swelling potencial for compacted clays”**. **Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE**, v. 88, SM3, pp. 53-87.

Snethen, D. R.; Johnson, L. D.; Patrick, D. M. **An evaluation of expedient methodology for identification of potentially expansive soil**. Washington: FHWARD, 1977. p. 77-94.

Silva, Mariana Fernandes. (2010). **Estudo Comparativo de dois solos argilosos estabilizados com cal**. **Dissertação de Mestrado em Engenharia Geológica (Geotecnia)**. Faculdade de Ciências e Tecnologia - Universidade Nova de Lisboa, 113 p.

Silva, Mário José Ribeiro da (2003). **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de suscetibilidade**. Mário José Ribeiro da Silva-Recife: O autor, xii, 110 folhas: il.

Skempton, A.W. (1953). **The colloidal activity of clays**, In: **Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics on Foundation Engineering**, 3. v.1, pp.587-595, London, 1953

Souza, E. M. (1999). **Levantamento radiométrico das unidades estratigráficas da Bacia Paraíba**. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife, 152p.

Taylor, R. K.; Smith, J (1986). **Engineering geology of clay mineral: swelling, shrinking and mudrock breckdown**. Clay Minerals, 1986. p. 235-260.

Theodorovicz, Antônio (2015). **Obras de arte da geologia**. Disponível em: <<http://antoniotheodorovicz.blogspot.com.br/2015/06/desperdicio-de-recursos-financeiros-e.html>>. Acesso em: 21 de março de 2017.

OMNI Laboratories (1998). **Montmorillonite Image**. Disponível em: <<http://webmineral.com/specimens/picshow.php?id=1285&target=Montmorillonite#.WYp50KPOpTY>>. Acesso em: 10 de janeiro de 2017.

Van der Merve, D.H. (1964). **The prediction of Heave from the Plasticity Index and the Clay Fraction**. Civil Engineering, South Africa v. 6 p. 103 - 107.

Van Raij, Bernardo (1969). **A capacidade de troca de cátions das frações orgânicas e mineral em solo**. **Boletim Científico do Instituto Agrônomo do Estado de São Paulo**. Volume 28, número 8. Campinas, Março de 1969. Disponível em: <http://www.scielo.br/pdf/brag/v28nunico/08.pdf>

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

Velde, B. (1992). **Introduction to clay minerals: chemistry, origins, uses, and environmental significance**. Chapman & Hall, 1992. Disponível em: <<http://catalogue.nla.gov.au/Record/584802>>. Acesso em: 10 de maio de 2016.

Vogt, J.C. (1971), **Estabilização Betuminosa**. In: 7º Simpósio sobre pesquisas rodoviárias, Rio de Janeiro. Julho, 1971.

Yilmaz, I. (2006). **Indiret estimation of the swelling and a new classification of soils depending on liquid limit and cation exchange capacity.** Engineering geology, 85, 295-301.