



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

LARISSA FERREIRA DA SILVA

**SOLOS COLAPSÍVEIS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO: uma visão panorâmica**

Recife

2022

LARISSA FERREIRA DA SILVA

**SOLOS COLAPSÍVEIS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO: uma visão panorâmica**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

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

Recife

2022

Catálogo na fonte:  
Bibliotecária Sandra Maria Neri Santiago, CRB-4 / 1267

S586s Silva, Larissa Ferreira da.  
Solos colapsíveis no semiárido brasileiro: uma visão panorâmica /  
Larissa Ferreira da Silva. – 2022.  
184 f.: il., fig., tabs., abrev. e siglas.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.  
Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.  
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife, 2022.  
Inclui referências e apêndices.

1. Engenharia civil. 2. Semiárido. 3. Solos colapsíveis. 4. BANDASE.  
5. Ocorrências. 6. Métodos de identificação. 7. Ensaios. I. Ferreira, Silvio  
Romero de Melo (Orientador). II. Título.

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2022-378

LARISSA FERREIRA DA SILVA

**SOLOS COLAPSÍVEIS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO: uma visão panorâmica**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, Centro de Tecnologia e Geociências, como requisito parcial para a obtenção do título de mestre em Engenharia Civil. Área de concentração: Geotecnia.

Aprovada em: 30/06/2022.

**BANCA EXAMINADORA**

---

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

---

Profa. Dra. Maria Odete Holanda Mariano (Examinadora Interna)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Profa. Dra. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello (Examinadora Externa)  
Universidade Federal de Pernambuco

---

Profa. Dra. Kalinny Patrícia Vaz Lafayette (Examinadora Externa)  
Universidade de Pernambuco

À Deus, à minha família e ao meu noivo, Herbethon.

## AGRADECIMENTOS

Agradeço primeiramente à Deus, por me iluminar e guiar em todos os momentos da minha vida, me permitindo mais essa conquista.

À minha família e amigos, pela confiança depositada em mim e por entenderem meus inúmeros momentos de ausência.

Em especial à minha mãe, Vanilza, e aos meus avós maternos, Maria Ferreira e José Pereira (*in memoriam*), por toda dedicação e valores ensinados e por sempre acreditarem nos meus sonhos.

Ao meu noivo, Herbethon, por todo seu amor, compreensão e incentivo ao longo dessa jornada.

Ao Prof. Silvio Romero de Melo Ferreira, pela orientação, sugestões, dedicação, amizade e cordialidade.

Aos professores da área de Geotecnia do PPGEC/UFPE, por todos os ensinamentos transmitidos.

Aos colegas do mestrado Anderson, Hanna, Jailson, Jeovana, Lucas, Natália, Riadny e Rosane, por dividirem tantos momentos ao longo dessa trajetória, tornando-a mais leve.

Ao Grupo de Solos Não Saturados, nas pessoas de Jesce, Júlia, Raíza e Débora, pelo empenho na atualização do BANDASE e pelo conhecimento e experiências compartilhados.

À Secretaria do PPGEC/UFPE, por toda a presteza e pela disponibilidade em sempre ajudar.

A todos que contribuíram de forma direta ou indireta para a realização deste trabalho, meu muito obrigada!

## RESUMO

Em regiões semiáridas, onde a taxa de evapotranspiração é maior que a taxa de infiltração, é possível observar a ocorrência de solos colapsíveis e há registros de sérios danos em construções assentes sobre estes solos. A partir da consulta ao Banco de Dados de Solos Especiais – BANDASE, iniciado por Ferreira (1990), foram revisitadas informações geotécnicas de 112 ocorrências de solos colapsíveis, encontradas tanto em obras de engenharia de grande abrangência quanto em edificações de pequeno porte, distribuídas entre 30 cidades de 7 estados da região semiárida do Brasil. Dados de caracterização física, química, mineralógica e microestrutural foram coletados e analisados, bem como de ensaios edométricos simples e duplos, cisalhamento direto realizados antes, durante e após a inundação e ensaios de campo (SPT, SPT-T, expansocolapsômetro, prova de carga em placa, pressiômetro Ménard, penetrômetro dinâmico ligeiro – DPL, penetrômetro estático – PE, deflectômetro de impacto ligeiro – LWD). Cartas interpretativas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis, com base na Pedologia, Geologia e Clima foram elaboradas, assim como rede neurais artificiais (RNA) e modelos numéricos capazes de simular o comportamento colapsível, e técnicas de melhoramento do solo também foram empregadas. As maiores quantidades de ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro foram registradas nos estados de Pernambuco (43,24%) e da Bahia (30,63%). Há uma predominância (88,57%) de solos de textura arenosa em relação aos argilosos (11,43%). As partículas maiores são constituídas essencialmente por grãos de quartzo e a fração argila possui como principais componentes os minerais caulinita e mica. Predominam solos ácidos (90,91%) em relação aos alcalinos (9,09%). Esses solos são condicionados ao colapso ou verdadeiramente colapsíveis; os problemas em obras de engenharia variam de sem problemas a problemas graves; os possíveis danos também variam de leve a alto. A aplicação dos métodos de identificação diretos confirmou o comportamento colapsível dos solos analisados, no entanto determinados métodos indiretos (GIBBS e BARA, 1962; HANDY, 1973) classificaram de forma insatisfatória o comportamento de alguns desses solos.

Palavras-chave: semiárido; solos colapsíveis; BANDASE; ocorrências; métodos de identificação; ensaios.

## ABSTRACT

In semi-arid regions, where the evapotranspiration rate is higher than the infiltration rate, it is possible to observe the occurrence of collapsible soils and there are records of serious damages in constructions based on these soils. From the consultation of the Database of Special Soils - BANDASE, initiated by Ferreira (1990), geotechnical information of 112 occurrences of collapsible soils, found both in large-scale engineering works and in small buildings, distributed between 30 cities in 7 states in the semi-arid region of Brazil. Physical, chemical, mineralogical and microstructural characterization data were collected and analyzed, as well as single and double edometric tests, direct shear tests performed before, during and after the flood, and field tests (SPT, SPT-T, expansion collapsometer, load test on plate, Ménard pressure gauge, light dynamic penetrometer – DPL, static penetrometer – PE, light impact deflectometer – LWD). Interpretive maps of susceptibility to the occurrence of collapsible soils, based on Pedology, Geology and Climate were elaborated, as well as artificial neural networks (ANN) and numerical models capable of simulating the collapsible behavior, and soil improvement techniques were also employed. The highest number of occurrences of collapsible soils in the Brazilian semiarid region were registered in the states of Pernambuco (43,24%) and Bahia (30,63%). There is a predominance (88,57%) of sandy textured soils in relation to clayey ones (11,43%). The larger particles are essentially constituted by quartz grains and the clay fraction has as main components the minerals kaolinite and mica. Acid soils (90,91%) predominate in relation to alkaline soils (9,09%). These soils are collapse-conditioned or truly collapsible; problems in engineering works range from no problems to serious problems; possible damage also ranges from mild to high. The application of direct identification methods confirmed the collapsible behavior of the analyzed soils, however certain indirect methods (GIBBS and BARA, 1962; HANDY, 1973) classified the behavior of some of these soils in an unsatisfactory way.

Keywords: semiarid; collapsible soils; BANDASE; occurrences; identification methods; essay.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Modelos de estruturas instáveis de solos colapsíveis.....	28
Figura 2 –	Variação volumétrica devido à inundação em solos colapsíveis.....	30
Figura 3 –	Solos colapsíveis estudados no Brasil.....	32
Figura 4 –	Critério de identificação da colapsibilidade segundo Gibbs e Bara (1962).....	35
Figura 5 –	Suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do Estado de Pernambuco (carta derivada) - Critério de Ferreira (1999).....	38
Figura 6 –	Grau de compactação natural versus desvio de umidade de solos colapsíveis e não colapsíveis – Critério de Vilar e Rodrigues (2015).....	39
Figura 7 –	Delimitação atual do semiárido brasileiro.....	43
Figura 8 –	Mapa climático da região semiárida, de acordo com a classificação climática de Thornthwaite (1948).....	46
Figura 9 –	A vegetação da caatinga tem como característica principal o fato de se adaptar à aridez do solo e à escassez de água na região.....	47
Figura 10 –	Mapa geológico do semiárido brasileiro .....	48
Figura 11 –	Depressão sertaneja em Quixeramobim, Rodovia CE-060....	49
Figura 12 –	Mapa pedológico do semiárido brasileiro.....	50
Figura 13 –	Distribuição espacial dos principais reservatórios acompanhados pela ANA e disponibilidade hídrica no semiárido brasileiro. Data de Referência: 21/04/2021.....	53
Figura 14 –	(A) Projetos de irrigação contemplados no PAC. (B) Projeto de Integração da Bacia do São Francisco contemplado no PAC.....	54
Figura 15 –	Quantitativo dos registros por classes de documentos acadêmicos que compõem o BANDASE.....	59
Figura 16 –	Distribuição temporal dos registros de solos colapsíveis e expansivos que compõem o BANDASE.....	60

Figura 17 –	Etapas metodológicas da pesquisa.....	61
Figura 18 –	Quantitativo de trabalhos consultados na atualização do BANDASE.....	62
Figura 19 –	Municípios do semiárido brasileiro com ocorrência de solos colapsíveis.....	63
Figura 20 –	Ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.....	64
Figura 21 –	Distribuição temporal das ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.....	65
Figura 22 –	Problemas em obras associados a ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.....	66
Figura 23 –	Fissuras devido ao colapso – Conjunto Residencial Privê Village, em Petrolina (PE).....	67
Figura 24 –	Exemplos de danos provocados por colapso do solo no Colégio Agrícola de Petrolândia (PE): (a) Fissura em diagonal vista do interior de uma sala. (b) Fissura em diagonal estendendo-se ao piso. (c) Fissuras no teto vista do interior de uma sala.....	68
Figura 25 –	Patologias na Obra da Escola Profissionalizante de Juazeiro do Norte – CE. (a) rachaduras. (b) Detalhe da rachadura.....	68
Figura 26 –	Ocorrência recentes de afundamentos do solo no perímetro urbano de Teresina (PI): (a) Cratera de 5 metros. (b) Demolição da casa que apresentou uma Cratera. (c) Buraco na Av. Raul Lopes.....	69
Figura 27 –	Curvas Granulométricas: (a) Bahia; (b) Ceará; (c) Paraíba e Rio Grande do Norte; (d) Pernambuco; (e) Piauí; (f) Minas Gerais.....	71
Figura 28 –	Faixa granulométrica dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Textura granular (Bahia, Paraíba, Rio Grande do Norte, Pernambuco e Piauí); (b) Textura variando de granular a fina (Ceará e Minas Gerais); (c) Faixa granulométrica das curvas do tipo A; (d) Faixa granulométrica das curvas do do tipo B.....	72

Figura 29 –	(a) Curva de retenção do solo colapsível de Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995) pelo método de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995).....	73
Figura 30 –	(a) Curva de retenção do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018) pelo método Van Genuchten (1980). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018).....	73
Figura 31 –	(a) Curva de retenção do solo colapsível de Petrolina – PE (FREITAS, 2017; ALVES, 2019) pelo método de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Petrolina – PE (FREITAS, 2017; ALVES, 2019).....	74
Figura 32 –	(a) Carta de plasticidade. (b) Carta de atividade.....	76
Figura 33 –	Curvas de compactação de solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Pernambuco (com menores raios de curvatura e maiores picos); (b) Pernambuco (com maiores raios de curvatura e menores picos); (c) Piauí; (d) Ceará.....	77
Figura 34 –	Critério de Gibbs e Bara (1962) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	79
Figura 35 –	Critério de Handy (1973) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	80
Figura 36 –	Microestrutura de amostra de solo colapsível de Bom Jesus da Lapa – BA, onde as partículas maiores não se conectam diretamente, mas por meio de partículas menores, possivelmente argila e/ou silte.....	81
Figura 37 –	Microestrutura do solo colapsível da barragem de Calhauzinho, em Araçuaí – MG: (a) Detalhe do solo laterizado com aglomerados de argila em forma de “pipoca”; (b) Pontes de argila ligando os grãos maiores.....	82
Figura 38 –	Micrografias da amostra indeformada de solo colapsível de Petrolândia – PE: (a) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte conectados com areia média formando um	

	agregado ("packet"); (b) Areia média e fina circundadas por grãos de areia fina e silte formando um pacote; (c) Grãos de quartzo que se conectam deixando entre si poro da dimensão de areia fina, câmara; (d) Pontes de argila entre grãos de quartzo.....	82
Figura 39 –	Micrografias do solo colapsível de Petrolândia – PE após colapso sob tensão de 320 kPa: (a) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte se conectam entre si. Conglomerado de partículas. (b) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina conectam-se através de silte e argila em uma extensão de 30 µm. Presença de poros entre grãos de silte em uma ligação instável. (c) e (d) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte se conectam entre si, redução de poros.....	83
Figura 40 –	Estrutura do solo colapsível de Petrolândia – PE: (a), (b), (c) e (d): grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte (parcialmente revestidos por películas de fração menores) conectados com grãos de quartzo na dimensão de areia média, deixando entre si poros; (e) e (f): presença de pontes de argila e silte interligando os grãos de quartzo.....	83
Figura 41 –	Textura do solo colapsível de Petrolina – PE após colapso a 160 kPa e ampliações: (a) Poros de Empacotamento Simples com maior densificação de partículas, (b) Ligações entre partículas de quartzo por silte e argila (c) Grãos de quartzo revestidos parcialmente de argilas (d), (e) e (f) empilhamento de Caulinita.....	84
Figura 42 –	Resultado do MEV em amostra indeformada de Juazeiro do Norte – CE.....	84
Figura 43 –	Resultado do MEV em amostra de Teresina - PI: a) Solo colapsível da amostra indeformada; b) Solo colapsível, após colapso, submetido a uma tensão de inundação de 160 kPa.	85
Figura 44 –	Identificação de Argilomineral no Solo Colapsível da amostra indeformada de Teresina - PI: a) Presença de massa	

	cimentante argilosa impregnada nas partículas do solo colapsível; b) Identificação do argilomineral do tipo caulinita.....	85
Figura 45 –	Imagens segmentadas (preto - poros, branco - matriz do solo): (a) em seu estado natural; (b) carregado até 160 kPa e (c) carregado e colapsado a 160kPa.....	86
Figura 46 –	Microporos conectados de: (a) amostra indeformada, (b) após o processo de compressão e (c) após o processo de colapso.....	86
Figura 47 –	Carta derivada de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.....	87
Figura 48 –	Locais de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro e suscetibilidade da região semiárida à ocorrência de solos colapsíveis.....	88
Figura 49 –	Reservatórios do semiárido brasileiro e suscetibilidade da região semiárida à ocorrência de solos colapsíveis.....	89
Figura 50 –	Critério de Vilar e Rodrigues (2015) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	89
Figura 51 –	Ensaio edométrico simples de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990); (b) Salinas – MG (CARVALHO, 1994); (c) Missão Velha – CE (BATISTA e BANDEIRA, 2012); (d) Teresina – PI (AQUINO, 2020).....	90
Figura 52 –	Ensaio edométrico duplo de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Petrolina – PE (SILVA, 2003); (b) Parnaíba – PI (MENDONÇA NETO, 2011); (c) Petrolina – PE (TORRES, 2014); (d) Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018).....	91
Figura 53 –	Métodos diretos de identificação aplicados aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Reginatto e Ferrero (1973); (b) Jennings e Knight (1975); (c) Vargas (1978); (d) Lutenegeger e Saber (1988).....	93

Figura 54 –	Variação do potencial de colapso/expansão de solos do semiárido brasileiro – Petrolina (PE): (a) ensaios edométricos duplo (EED) e (b) ensaios edométricos simples (EES).....	94
Figura 55 –	Estado tensional do solo colapsível de Petrolândia – PE antes e após o colapso: (a) ensaio edométrico simples; (b) granulometria; (c) curva característica; (d) amostra indeformada; (e) amostra após compressão e colapso a 320 kPa.....	96
Figura 56 –	Eletromicrografias do solo colapsível de Petrolina – PE: (a) ensaio edométrico simples; (b) curva característica e granulometria; (c) amostra indeformada; (d) amostra após compressão a 160 kPa; (e) amostra após compressão e colapso a 160 kPa.....	97
Figura 57 –	Influência dos permeantes nos valores de potencial de colapso do solo colapsível de Petrolândia (PE) – ensaios edométricos simples.....	98
Figura 58 –	Curvas PC vs $\sigma_v$ - ensaios edométricos simples.....	99
Figura 59 –	Envoltórias de resistência ao cisalhamento de solos colapsíveis do semiárido brasileiro nas condições natural e inundada obtidas por ensaios de cisalhamento direto: (a) Petrolândia – PE: Souza Neto (2004) – Prof. 0,5 a 0,8m; (b) Petrolândia – PE: Souza Neto (2004) – Prof. 1,5 a 1,8m; (c) Petrolina – PE: Freitas (2017) – Prof. 1,0m; (d) Petrolina – PE: Santos e Ferreira (2017) – Prof. 0,8 a 1,10m.....	100
Figura 60 –	Envoltórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundado Durante o Cisalhamento: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4.....	102
Figura 61 –	Variação esquemática da estrutura do solo no ensaio com inundação durante o cisalhamento.....	103
Figura 62 –	Variação da tensão horizontal ( $\sigma_H$ ) e coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) nas fases de carregamento e inundação para as tensões finais de 20 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa: a)	

	carregamento: $\sigma_H$ x tempo (log); b) inundação: $\sigma_H$ x tempo (log); c) carregamento: $K_0$ x tempo (log); d) inundação: $K_0$ x tempo (log).....	104
Figura 63 –	Perfil geotécnico do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista – PE.....	106
Figura 64 –	Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolina – PE.....	107
Figura 65 –	Perfil geotécnico de solo colapsível de Petrolândia – PE.....	108
Figura 66 –	Perfil geotécnico de solo colapsível de Petrolândia – PE.....	109
Figura 67 –	Perfil geotécnico do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE.....	110
Figura 68 –	Resultados de provas de carga em placa realizadas em solo colapsível de Petrolândia (PE).....	111
Figura 69 –	Colapso, consumo de água e profundidade inundada em função do tempo no solo colapsível de Petrolândia (PE).....	112
Figura 70 –	Ensaio de placa com inundação no solo colapsível de Casa Nova (BA).....	113
Figura 71 –	Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada em solo colapsível de Petrolina (PE) – ensaios com o expansocolapsômetro.....	114
Figura 72 –	Variação do colapso com a tensão vertical de inundação no solo colapsível de Petrolândia (PE) – ensaios com o expansocolapsômetro.....	115
Figura 73 –	Curva Tensão Aplicada x Deformação Volumétrica do solo colapsível de Missão Velha (CE) com uso do Expansocolapsômetro.....	116
Figura 74 –	(a) Classificação da colapsibilidade do solo segundo o critério de Jennings e Knight (1975) e (b) Variação do colapso pressiométrico ( $C_{press}$ ) com a profundidade, com a classificação proposta por Dourado (2005).....	117
Figura 75 –	Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico (DPL): a) Resultado para o solo natural (BORGES, 2016); b) Comparação com o resultado para solo natural de Torres (2014); c) Resultado para o solo inundado (BORGES, 2016);	

	d) Comparação com o resultado para solo inundado de Torres (2014); e) Comparação dos resultados para solo natural e inundado (BORGES, 2016); f) Comparação dos resultados para solo natural e inundado (TORRES, 2014).....	119
Figura 76 –	Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo natural (BORGES, 2016); b) Comparação com o resultado de Torres (2014); c) Resultado para o solo inundado (BORGES, 2016); c) Resultado para o solo inundado obtido por Torres (2014).....	121
Figura 77 –	Curvas de deflexões individuais para o solo na umidade natural e inundado previamente, ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) Solo Natural – Ponto 6 da Área A; e b) Solo previamente inundado – Ponto 5 da Área B.....	122
Figura 78 –	Deflexões devidas aos pesos de 10 kgf e 15 kgf: a) Área A, solo natural e b) Área B, solo inundado.....	123
Figura 79 –	Perfil de solo simplificado, geometria dos elementos de fundação e resultados de prova de carga em estaca no solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista – PE.....	125
Figura 80 –	Perfil de solo simplificado e resultados de prova de carga em placa no solo colapsível de Petrolândia – PE.....	126
Figura 81 –	Perfil de solo simplificado e parâmetros de resistência ao cisalhamento para diferentes condições do solo colapsível de Petrolina – PE.....	126
Figura 82 –	Detalhes das edificações de Santa Maria da Boa Vista – PE (áreas, número de pilares e tipos de fundações).....	127
Figura 83 –	Resultados dos dados de laboratório e simulação dos ensaios edométricos no solo colapsível de Petrolândia – PE	129
Figura 84 –	Comparação entre os resultados de laboratório e da simulação dos ensaios edométricos duplos e simples no solo colapsível de Parnaíba – PI.....	130
Figura 85 –	Variação do potencial de colapso no solo colapsível de Petrolina – PE: simulação x ensaios edométricos simples.....	131
Figura 86 –	Arquitetura da Rede.....	133

Figura 87 –	Soluções anteriores à construção sem modificação do solo..	134
Figura 88 –	Soluções anteriores à construção com modificação do solo..	135
Figura 89 –	Soluções posteriores à construção.....	136

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Métodos diretos e indiretos para identificação de solos colapsíveis.....	33
Tabela 2 –	Variação da probabilidade de colapso com o teor de finos.....	36
Tabela 3 –	Classificação da colapsibilidade para obras de Engenharia.....	41
Tabela 4 –	Classificação do problema de colapsibilidade para obras de Engenharia.....	41
Tabela 5 –	Classificação do clima segundo o Índice de umidade (Iu).....	45
Tabela 6 –	Reservatórios da região semiárida do Brasil. Data de Referência: 21/04/2021.....	52
Tabela 7 –	Título Principais ensaios de laboratório e campo utilizados realizados no semiárido brasileiro.....	70
Tabela 8 –	Parâmetros utilizados nos ajustes das curvas características dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro pelos métodos de Van Genuchten (1980) e Gitirana Júnior e Fredlund (2004).....	74
Tabela 9 –	Resumo dos ensaios de caracterização física de solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	75
Tabela 10 –	Classificação de Reginatto e Ferrero (1973) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	91
Tabela 11 –	Classificação da colapsibilidade para obras de engenharia segundo Jennings e Knight (1975) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	92
Tabela 12 –	Classificação do problema de colapsibilidade para obras de engenharia segundo Lutenegeger e Saber (1988) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	93
Tabela 13 –	Potenciais de colapso obtidos por ensaios edométricos duplos e simples do solo em Petrolina – PE.....	95
Tabela 14 –	Variação de parâmetros geotécnicos durante a realização do ensaio edométrico simples em amostra de solo colapsível de Petrolina – PE.....	96

Tabela 15 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	101
Tabela 16 – Valores de $K_0$ obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada na fase de carregamento, calculado pela relação das tensões e na fase inundação (durante a inundação - $K_0$ máx e após a inundação - $K_0$ final).....	105
Tabela 17 – Classificação da colapsibilidade para obras de Engenharia.....	118
Tabela 18 – Variação da relação entre os parâmetros de resistência do solo nas condições natural e inundada.....	124
Tabela 19 – Parâmetros utilizados nas simulações numéricas realizadas em solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	131
Tabela 20 – Algumas soluções aplicadas a solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	138

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ANA	Agência Nacional das Águas
ASA	Associação Semiárido Brasileiro
ASCE	<i>American Society of Civil Engineers</i>
DNOCS	Departamento Nacional de Obras contra as Secas
DPL	<i>Dynamic Probing Light</i>
FUNDAJ	Fundação Joaquim Nabuco
GÑSat	Grupo de Solos Não Saturados
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
IDH	Índice de Desenvolvimento Humano
Iu	Índice de Umidade
LWD	<i>Light Weight Deflectometer</i>
MDR	Ministério do Desenvolvimento Regional
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
PAC	Programa de Aceleração do Crescimento
PC	Potencial de colapso
PE	Penetrômetro estático
PISF	Projeto de Integração do Rio São Francisco
RQD	<i>Rock Quality Designation</i>
SAR	Sistema de Acompanhamento de Reservatórios
SPT	<i>Standart Penetration Test</i>
SUDENE	Superintendência de Desenvolvimento do Nordeste

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>23</b>
1.1	JUSTIFICATIVA.....	23
1.2	OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS.....	25
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	26
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>27</b>
2.1	SOLOS COLAPSÍVEIS.....	27
<b>2.1.1</b>	<b>Mecanismos de colapso.....</b>	<b>29</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Locais de ocorrência de solos colapsíveis.....</b>	<b>31</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Métodos de identificação de solos colapsíveis.....</b>	<b>33</b>
2.1.3.1	Critérios baseados em métodos indiretos.....	34
2.1.3.2	Critérios baseados em métodos diretos.....	39
2.2	SEMIÁRIDO BRASILEIRO.....	42
<b>2.2.1</b>	<b>Características Gerais.....</b>	<b>43</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Clima.....</b>	<b>44</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Vegetação.....</b>	<b>46</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Geologia, Geomorfologia e Pedologia.....</b>	<b>47</b>
<b>2.2.5</b>	<b>Hidrografia.....</b>	<b>51</b>
<b>2.2.6</b>	<b>Aspectos socioeconômicos.....</b>	<b>56</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS.....</b>	<b>58</b>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E ANÁLISES.....</b>	<b>62</b>
4.1	PROBLEMAS EM OBRAS ASSOCIADOS A OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO.....	65
4.2	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA.....	70
4.3	CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA.....	77
4.4	CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA.....	78
4.5	CLASSIFICAÇÃO QUANTO À COLAPSIBILIDADE.....	79
<b>4.5.1</b>	<b>Métodos indiretos.....</b>	<b>79</b>
4.5.1.1	Gibbs e Bara (1962).....	79
4.5.1.2	Handy (1973).....	80
4.5.1.3	Microestrutura – McGown e Collins (1975), Alves (2019) e Alves <i>et al.</i> (2021).....	80
4.5.1.4	Ferreira (1999).....	86

4.5.1.5	Vilar e Rodrigues (2015).....	89
<b>4.5.2</b>	<b>Métodos diretos.....</b>	<b>90</b>
4.6	AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO/EXPANSÃO.....	93
4.7	ANÁLISE INTEGRADA DO ESTADO TENSIONAL DO SOLO....	95
4.8	INFLUÊNCIA DO TIPO DE PERMEANTE.....	97
4.9	AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS.....	100
4.10	AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO DURANTE O PROCESSO DE INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL.....	103
4.11	PERFIS DE SOLOS COLAPSÍVEIS E ENSAIOS DE CAMPO....	105
<b>4.11.1</b>	<b>Prova de carga em placa.....</b>	<b>110</b>
<b>4.11.2</b>	<b>Expansocolapsômetro.....</b>	<b>113</b>
<b>4.11.3</b>	<b>Pressiômetro Ménard.....</b>	<b>116</b>
<b>4.11.4</b>	<b><i>Dynamic Probing Light</i> – DPL.....</b>	<b>118</b>
<b>4.11.5</b>	<b>Penetrômetro Estático – PE.....</b>	<b>119</b>
<b>4.11.6</b>	<b><i>Light Weight Deflectometer</i> – LWD.....</b>	<b>121</b>
<b>4.11.7</b>	<b>Síntese sobre os ensaios de resistência ao cisalhamento e ensaios de campo.....</b>	<b>123</b>
4.12	PROBABILIDADE DE RUÍNA E CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS À PROVA DE CARGA ESTÁTICA COM E SEM INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL.....	124
4.13	MODELOS NUMÉRICOS.....	128
4.14	REDES NEURAIS ARTIFICIAIS (RNA) APLICADAS A SOLOS COLAPSÍVEIS.....	131
4.15	SOLUÇÕES PARA SOLOS COLAPSÍVEIS.....	133
<b>4.15.1</b>	<b>Soluções anteriores à construção sem modificação do solo.....</b>	<b>134</b>
<b>4.15.2</b>	<b>Soluções anteriores à construção com modificação do solo.....</b>	<b>135</b>
<b>4.15.3</b>	<b>Soluções após a construção.....</b>	<b>136</b>

4.15.4	Algumas soluções aplicadas a solos colapsíveis do semiárido brasileiro.....	136
5	<b>CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....</b>	<b>140</b>
5.1	CONCLUSÕES.....	140
5.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	143
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>144</b>
	<b>APÊNDICE A – ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DE SOLOS ESPECIAIS: BASE DE DADOS DE SOLOS COLAPSÍVEIS.....</b>	<b>155</b>
	<b>APÊNDICE B – ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DE SOLOS ESPECIAIS: BASE DE DADOS DE SOLOS EXPANSIVOS.....</b>	<b>161</b>
	<b>APÊNDICE C – REGISTROS INSERIDOS NA ATUALIZAÇÃO DO BANDASE.....</b>	<b>164</b>
	<b>APÊNDICE D – REFERÊNCIAS: ENSAIOS DE LABORATÓRIO – CARACTERIZAÇÃO.....</b>	<b>165</b>
	<b>APÊNDICE E – REFERÊNCIAS: OUTROS ENSAIOS DE LABORATÓRIO .....</b>	<b>170</b>
	<b>APÊNDICE F – REFERÊNCIAS: ENSAIOS DE CAMPO.....</b>	<b>175</b>
	<b>APÊNDICE G – REFERÊNCIAS: MÉTODOS INDIRETOS DE CLASSIFICAÇÃO.....</b>	<b>177</b>
	<b>APÊNDICE H – REFERÊNCIAS: MÉTODOS DIRETOS DE CLASSIFICAÇÃO.....</b>	<b>182</b>

## 1 INTRODUÇÃO

O solo na natureza pode ser encontrado na condição saturada ou não saturada. Frequentemente, solos não saturados são encontrados na prática da engenharia. Uma característica típica de alguns desses solos é a tendência de sofrerem variações de volume quando são submetidos a alteração de umidade, com ou sem sobrecargas.

Determinados solos não saturados apresentam um comportamento específico ao variar sua umidade e sofrem um rearranjo estrutural, reduzindo o seu volume quando saturados com ou sem carga adicional, são os solos colapsíveis (CLEMENCE e FINBARR, 1981).

Os solos colapsíveis podem ter diversas origens, são elas: residuais, eólicas, coluviais, aluviais e saprolíticas, argilas porosas ou mesmo de solos compactados (VARGAS, 1985) e seu comportamento é influenciado por diversos fatores como a trajetória de tensão, estrutura e umidade, vazão de inundação, a velocidade de deformação de colapso e o tipo de permeante.

Esses solos são encontrados em várias partes do mundo, principalmente em climas áridos e semiáridos, e têm se mostrado como causa de vários danos em obras de engenharia que vão desde trincas e fissuras até mesmo a ruptura de casas, edifícios, reservatórios, canais de irrigação, depressões em pavimentos das rodovias e formação de superfícies de escorregamento em taludes (MENDONÇA, 1990).

Grande parte do território brasileiro situa-se em condições propícias para a formação desses solos. A constatação de solos colapsíveis já foi realizada em vários estados brasileiros, sendo verificada a ocorrência em todas as cinco regiões do país. Destaca-se que o Nordeste é a região com o maior número de cidades com registros de solos colapsíveis, das quais a maioria localiza-se na região semiárida.

### 1.1 JUSTIFICATIVA

Vários são os exemplos na literatura de ocorrência de solos colapsíveis no mundo e no Brasil (JENNINGS e KNIGHT, 1957; DUDLEY, 1970; REGINATTO e FERRERO, 1973; VARGAS, 1973; CLEMENCE e FINBARR, 1981; BEVENUTO, 1982; ARAGÃO e MELO, 1982; CAMAPUM DE CARVALHO *et al.*, 1982; FERREIRA *et al.*, 1986; RIANI e BARBOSA, 1989; FERREIRA e TEIXEIRA, 1989; CARVALHO, 1994; FUCALE, 2000; GUTIERREZ, 2005; FUTAI e SUZUKI, 2010; LOURO *et al.*, 2016; AQUINO, 2020), com destaque para os casos identificados no semiárido

brasileiro. Regiões com alternância de estações secas e de precipitação intensa, a exemplo da região semiárida do Brasil, estão sujeitas à ocorrência desse tipo de solo (VILAR *et al.*,1981).

Mendonça Neto (2011) relata que com a execução de grandes programas na área de infraestrutura, com o Programa de Aceleração do Crescimento – PAC (2007), e na área habitacional, com o Programa Minha Casa Minha Vida – PMCMV (2009), vários projetos de irrigação e obras residenciais foram desenvolvidos na região semiárida do Brasil. Em algumas dessas construções, os engenheiros vieram a se deparar com problemas de rachaduras em empreendimentos recém construídos, resultando em um dispendioso trabalho de recuperação, e até mesmo com graves danos, resultando na demolição e reconstrução.

A região semiárida do Brasil apresenta uma série de casos de problemas em obras de engenharia relacionadas a solos colapsíveis, principalmente em edificações, barragens e canais. Nessa região foram encontrados solos colapsíveis nos municípios de Águas Vermelhas – MG, Araçuaí – MG, Areia – PB, Barbalha – CE, Barreiras – BA, Bom Jesus da Lapa – BA, Brejo Santo – CE, Cabrobó – PE, Carnaíba – PE, Casa Nova – BA, Crato – CE, Floresta – PE, Gravatá – PE, Icó – CE, Jaíba – MG, Jenipapo de Minas – MG, Juazeiro do Norte – CE, Malhada – BA, Manga – MG, Missão Velha – CE, Parnaíba – PI, Petrolândia – PE, Petrolina – PE, Rodelas – BA, Salinas – MG, Santa Cruz do Capibaribe – PE, Santa Maria da Boa Vista – PE, São Bento do Norte – RN, Teresina – PI e Vitória da Conquista – BA.

O semiárido brasileiro apresenta uma importância significativa no cenário nacional, principalmente devido à produção agrícola e à agropecuária, e cada vez mais, investimentos vêm sendo destinados a essa região. Diante desses fatores e dos danos causados às edificações sobrejacentes a solos colapsíveis nessa região, a identificação do fenômeno de colapso, com a obtenção de parâmetros geotécnicos e aplicação de métodos de análises destinados à previsão do comportamento colapsível, significa uma etapa essencial no sucesso de projetos de engenharia, pois falhas nessa etapa podem levar à ruptura de obras ou à necessidade de recuperação.

Considerando a relevância do semiárido para o Brasil no contexto do desenvolvimento socioeconômico, condicionantes climatológicos, flora, fauna associado aos solos problemáticos quanto ao comportamento para fins de engenharia geotécnica, a presente dissertação se apresenta como uma pesquisa exploratória

para reunir de forma sistemática e ordenada características hidrogeomecânicas de solos colapsíveis no semiárido brasileiro

## 1.2 OBJETIVOS GERAIS E ESPECÍFICOS

A pesquisa tem por objetivo geral fornecer uma visão panorâmica acerca do comportamento hidrogeomecânico de solos colapsíveis no semiárido brasileiro a partir de uma revisão sistemática, revisitando estudos realizados por diversos pesquisadores.

Para alcançar o objetivo geral, relacionam-se os seguintes objetivos específicos, delimitados ao semiárido brasileiro:

- atualizar o Banco de Dados de Solos Especiais – BANDASE, iniciado por Ferreira (1990);
- mapear os locais de ocorrência de solos colapsíveis;
- apontar os principais problemas em obras associados à ocorrência de solos colapsíveis e apresentar técnicas de melhoramento do solo colapsível para evitar ou minimizar os problemas decorrentes de variação de volume;
- agrupar dados geotécnicos de solos colapsíveis através da análise de resultados de ensaios físicos, químicos, mineralógicos e microestruturais, e de ensaios mais respecíficos como edométricos simples e duplos, cisalhamento direto realizado antes, durante e após a inundação e ensaios de campo;
- classificar os solos colapsíveis através da aplicação de diferentes métodos diretos e indiretos de identificação;
- avaliar a variação do potencial de colapso/expansão, análises integradas do estado tensional e a influência dos fluidos percolantes no fenômeno de colapso;
- discorrer sobre a probabilidade de ruína e análise de confiabilidade para fundações assentes sob solos colapsíveis;
- apontar modelos numéricos para simulação do comportamento de solos colapsíveis e demonstrar a aplicação de Redes Neurais Artificiais (RNA) a solos colapsíveis.

### 1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

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

O Capítulo 1 corresponde a esta introdução, que apresenta uma breve abordagem sobre o tema proposto, além de apontar quais os objetivos do trabalho e a distribuição dos demais capítulos.

O Capítulo 2, referente a revisão bibliográfica, aborda sobre solos colapsíveis (mecanismos de colapso, locais de ocorrência de solos colapsíveis, métodos de identificação) e a região semiárida brasileira (características gerais, clima, vegetação, geologia, geomorfologia e pedologia, hidrografia, aspectos socioeconômicos).

No Capítulo 3, descrevem-se os Materiais e Métodos, apresentando-se a metodologia adotada na pesquisa e os procedimentos utilizados na aquisição e tratamento de dados para atualização do BANDASE e para obtenção do resultado final.

No Capítulo 4 são apresentadas as análises e resultados encontrados.

O Capítulo 5 traz as conclusões sobre o tema analisado e sugestões para pesquisas futuras.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Este capítulo tem como finalidade reunir informações bibliográficas sobre a temática estudada. Serão abordados conceitos associados ao fenômeno de colapso em solos, seus mecanismos, locais de ocorrência e os principais métodos de identificação propostos pelos pesquisadores do tema, bem como informações gerais sobre a região a ser analisada e aspectos relacionados à climatologia, pedologia, geologia, geomorfologia, vegetação, hidrografia e situação socioeconômica.

### 2.1 SOLOS COLAPSÍVEIS

Apesar de toda a formulação conceitual, matemática e de ensaios realizados na mecânica dos solos tradicional serem voltadas para solos saturados, na natureza, a maioria dos solos encontra-se na condição não saturada, onde os vazios não são preenchidos em sua totalidade por líquidos, havendo também a presença da fase gasosa, que influi no comportamento diferenciado destes solos.

Principalmente em climas áridos e semiáridos, a saturação do solo pode nunca ocorrer (ALONSO *et al.*, 1987). Nesses climas em que a taxa de evapotranspiração é maior que a taxa de infiltração, a deformação volumétrica em uma camada do solo tem relação com a variação da umidade e a distribuição do ar nos vazios.

Segundo Ferreira (1995), a condição não saturada pode ser encontrada nos mais diversos tipos de solos como argilas expansivas de alta plasticidade, solos residuais saprolíticos e lateríticos, depósitos de solos aluviais, coluviais e eólicos, bem como em solos compactados. Alguns destes solos, ao se aumentar o teor de água em seus vazios ou ao serem carregados e posteriormente umedecidos, apresentam instabilidade volumétrica, podendo experimentar uma redução de volume, a exemplo do colapso em solos coluviais e em solos com cimentos naturais com estrutura porosa.

De acordo com Reginatto e Ferrero (1973), os solos colapsíveis podem ser subdivididos em solos verdadeiramente colapsíveis e solos condicionados ao colapso. Os solos verdadeiramente colapsíveis são aqueles que quando inundados, não suportam o próprio peso e colapsam. Os solos condicionados ao colapso, por sua vez, quando inundados, são capazes de suportar certos níveis de tensões, que ao serem ultrapassados resultam em colapso.

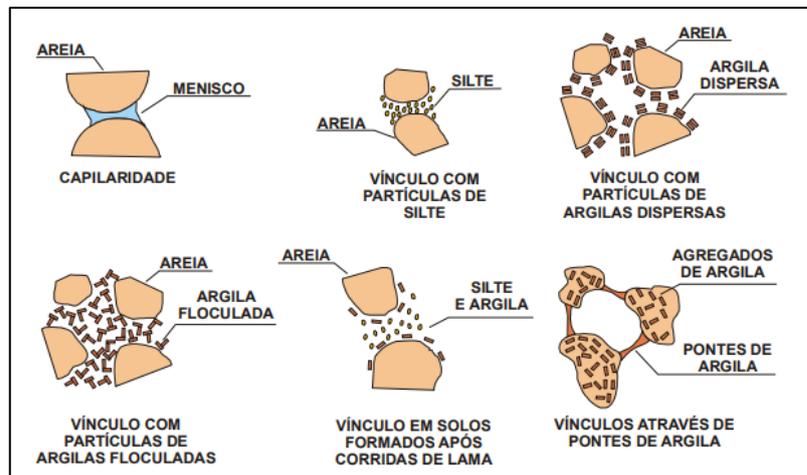
O termo colapso para Jennings e Knight (1975) aplica-se aos deslocamentos verticais para baixo em uma fundação devido ao umedecimento de um solo não

saturado, normalmente, sem qualquer aumento da tensão aplicada. Assim, a ocorrência do colapso na estrutura do solo é consequência da infiltração da água em uma quantidade suficiente. Esta proposição não leva em consideração a história de tensões do solo.

A definição mecânica mais geral para o fenômeno do colapso em solos foi apresentada na convenção anual da *American Society of Civil Engineers* (ASCE), na Filadélfia, em 1976, estabelecendo que os solos colapsíveis ou metaestáveis são solos não saturados que experimentam um rearranjo radical de partículas e grande redução de volume devido à diminuição da sucção, com ou sem carga adicional (CLEMENCE e FINBARR, 1981). Esta definição engloba a de Reginatto e Ferrero (1973) e está diretamente relacionada ao comportamento de colapso por elevação do grau de saturação e redução da sucção.

Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) apresentam modelos estruturais típicos de solos colapsíveis, onde a resistência temporária da estrutura metaestável se justifica pela ação das forças capilares, forças eletromagnéticas de superfície, vínculos de silte e de argila, e também ligações cimentantes de óxido de ferro, carbonato e sais solúveis (Figura 1).

Figura 1 – Modelos de estruturas instáveis de solos colapsíveis.



Fonte: Dudley (1970) e Clemence e Finbarr (1981) *apud* Ferreira (1995) modificado por Amorim (2004).

Desse modo, a instabilidade do solo colapsível é resultante do aumento da umidade, que causa uma redução na sucção matricial e/ou a remoção dos vínculos atuantes, implicando na diminuição da resistência e no aumento da deformabilidade, devendo-se ainda considerar a influência da carga aplicada.

Solos colapsíveis são materiais com granulometria variando de silte a areia fina ou uma mistura de areia fina, silte e argila, com predominância de areia fina, porém, não há uma faixa granulométrica específica para estes solos, visto que existem vários exemplos na literatura de solos colapsíveis predominantemente argilosos (DUDLEY, 1970; CLEMENCE e FINBARR, 1981; SOUZA NETO, 2004).

O solo no qual se dá esse fenômeno caracteriza-se por apresentar uma estrutura macroporosa metaestável, onde partículas de grandes dimensões são mantidas em suas posições pela presença de algum vínculo (material e/ou tensão) cuja atividade é suscetível a uma redução total ou parcial. Esse vínculo confere uma resistência adicional temporária ao deslizamento relativo dessas partículas maiores do solo (MENDONÇA, 1990).

Segundo Mahler (1994), solos compactados no ramo seco da curva de compactação também podem produzir uma estrutura colapsível, seja devido ao baixo teor de umidade seja pelos baixos pesos específicos presentes. Estes solos têm grande importância em obras como barragens e projetos de irrigação.

Ferreira (1995) destaca que alguns solos colapsíveis podem apresentar caráter expansivo (aumentam de volume ao serem inundados) quando umedecidos sob baixas tensões devido à absorção de água por parte dos agregados de partículas de argila.

De forma geral, os solos porosos, não saturados, estão sujeitos ao colapso, fenômeno que se caracteriza por uma súbita redução de volume experimentada pelo solo quando esse sofre um aumento de umidade (CONCIANI, 2005).

### **2.1.1 Mecanismos de colapso**

Matyas e Radhakrishna (1968) explicam que o fenômeno de colapso no solo está associado à redução de tensão intergranular e de rigidez da estrutura do solo devido ao aumento da saturação. Existe, portanto, uma tensão confinante crítica ( $\sigma_{cr}$ ) que para valores superiores a ela, há colapso como comportamento resultante. Nesse processo, a sucção mátrica é considerada como sendo o principal fator do controle das deformações.

A partir dos estudos desenvolvidos por Barden *et al.* (1973) e Mitchell (1976), Lawton *et al.* (1992) descreve quatro fatores necessários para que ocorra o colapso: ocorrência de solo não saturado, com estrutura aberta a parcialmente estável; tensões totais suficientes para que ocorra o colapso; presença de agentes de ligação

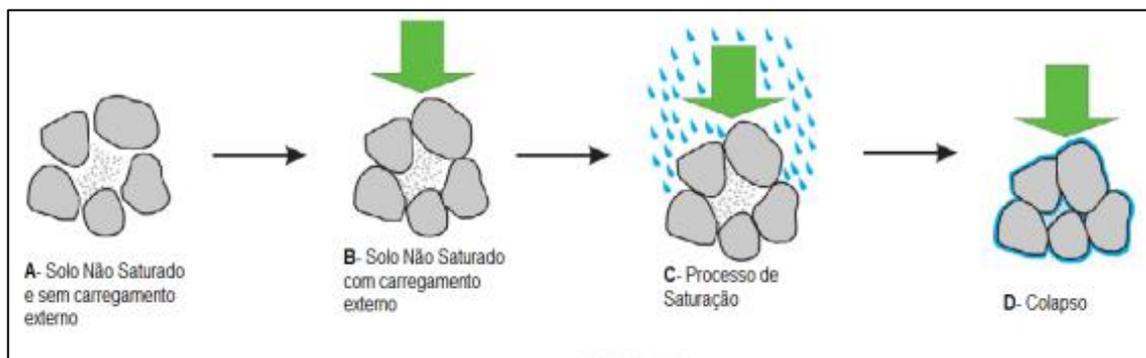
intergranular ou cimentante que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas; ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio) e redução de ligações cimentantes pelo efeito da água.

Assim, os processos que influenciam na ocorrência do colapso estão diretamente ligados com a estrutura do solo, sua constituição (granulométrica e mineralógica) e organização dos elementos. Segundo Ferreira (1988), outros fatores além da trajetória de tensão, estrutura e umidade, influenciam o colapso, como a vazão de inundação, a velocidade de deformação de colapso e o tipo de permeante.

A forma como se dá o colapso depende tanto das características inerentes ao solo quanto do modo de variação da umidade e da carga aplicada (MENDONÇA, 1990). Em geral, a redução da resistência se dá pela queda da sucção matricial e ruptura localizada das ligações, fatores que interferem no tempo para de processamento do colapso. Em estruturas mantidas pela sucção, Barden *et al.* (1973) indicam colapso instantâneo com a redução da sucção; nas ligações por pontes de argila, quando estas são quebradas ou removidas, o colapso ocorre com velocidade intermediária; e na quebra dos agentes cimentantes, o colapso se dá de forma mais lenta.

A Figura 2 apresenta o esquema de um solo colapsível em sua condição de umidade natural, sem carregamento externo (A), que após o acréscimo de carga sofre uma pequena redução de volume, mantendo ainda sua estrutura (B), porém ao sofrer variação de umidade (C), vai perdendo os seus vínculos (sucção, pontes de argila, agentes cimentantes) até o momento em que a estrutura não consegue se sustentar e o solo sofre uma brusca e significativa variação de volume, colapsando (D).

Figura 2 – Variação volumétrica devido à inundação em solos colapsíveis.



Fonte: Mughal (2012) *apud* Santos (2018).

### **2.1.2 Locais de ocorrência de solos colapsíveis**

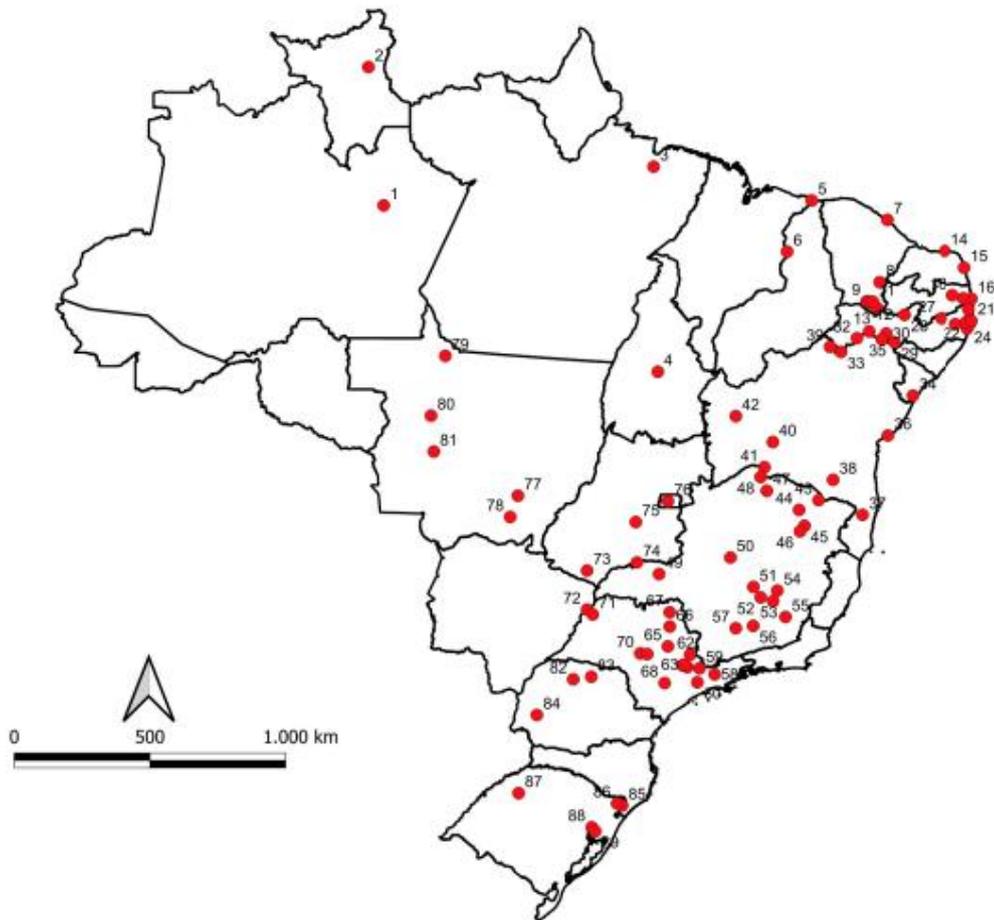
A ocorrência de solos colapsíveis se dá, sobretudo, em regiões de clima tropical, que devido à alternância de estações de relativa seca e precipitação intensa, promove-se a lixiviação da fração fina do solo nos horizontes superficiais, além do déficit de umidade causado pela evapotranspiração maior do que a precipitação, característico de regiões semiáridas e áridas (FERREIRA, 1988). Souza Neto (2004) também destaca que a ocorrência de solos colapsíveis geralmente relaciona-se com regiões de baixos níveis de precipitações pluviométricas, embora tenha havido a constatação desses tipos de solos em outras regiões de maior pluviosidade.

A origem dos solos colapsíveis está associada, além dos fatores climáticos, ao ambiente geológico. De acordo com Ferreira (1995), são encontrados solos colapsíveis em depósitos eólicos, aluviais e coluviais, em solos residuais e solos vulcânicos. Apesar de problemas envolvendo solos colapsíveis estarem quase sempre relacionados a depósitos recentes, em climas áridos e semiáridos, também é observada a ocorrência em outros tipos de clima e formações. Além disso, a identificação destes solos muitas vezes está associada a obras de engenharia que envolvem grandes áreas, como barragens, conjuntos habitacionais e projetos de irrigação, por exemplo.

O fenômeno de colapso em solos já foi identificado e estudado em diversas partes do mundo. Mendonça Neto (2011) lista a ocorrência destes solos na África do Sul, Alemanha, Angola, Argentina, Austrália, China, Espanha, Estados Unidos, França, Inglaterra, Israel, Quênia, Romênia, Rússia, Sibéria, Tailândia, Ucrânia e Zimbábue.

No Brasil, a ocorrência desse tipo de solo é geralmente verificada em solos aluviais, coluviais e residuais. A constatação de solos colapsíveis foi realizada em vários estados brasileiros: Amazonas, Bahia, Ceará, Distrito Federal, Goiás, Minas Gerais, Mato Grosso, Pará, Paraíba, Pernambuco, Piauí, Paraná, Rio Grande do Norte, Roraima, Rio Grande do Sul, Sergipe, São Paulo e Tocantins, sendo verificada a ocorrência em todas as cinco regiões do país. Destaca-se que o Nordeste é a região com o maior número de cidades com registros de solos colapsíveis, das quais a maioria localiza-se na região semiárida (Figura 3).

Figura 3 – Solos colapsíveis estudados no Brasil.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2008).

Legenda: 1 – Manaus (AM); 2 – Boa Vista (RR); 3 – Belém (PA); 4 – Palmas (TO); 5 – Parnaíba (PI); 6 – Teresina (PI); 7 – Fortaleza (CE); 8 – Icó (CE); 9 – Crato (CE); 10 – Juazeiro do Norte (CE); 11 – Missão Velha (CE); 12 – Barbalha (CE); 13 – Brejo Santo (CE); 14 – São Bento do Norte (RN); 15 – Natal (RN); 16 – João Pessoa (PB); 17 – Sapé (PB); 18 – Areia (PB); 19 – Goiana (PE); 20 – Camaragibe (PE); 21 – Recife (PE); 22 – Moreno (PE); 23 – Jaboatão dos Guararapes (PE); 24 – Cabo de Santo Agostinho (PE); 25 – Ipojuca (PE); 26 – Gravatá (PE); 27 – Santa Cruz do Capibaribe (PE); 28 – Carnaíba (PE); 29 – Petrolândia (PE); 30 – Floresta (PE); 31 – Cabrobó (PE); 32 – Santa Maria da Boa Vista (PE); 33 – Petrolina (PE); 34 – Estância (SE); 35 – Rodelas (BA); 36 – Salvador (BA); 37 – Eunapólis (BA); 38 – Vitória da Conquista (BA); 39 – Casa Nova (BA); 40 – Bom Jesus da Lapa (BA); 41 – Malhada (BA); 42 – Barreiras (BA); 43 – Águas Vermelhas (MG); 44 – Salinas (MG); 45 – Araçuaí (MG); 46 – Jenipapo de Minas (MG); 47 – Jaíba (MG); 48 – Manga (MG); 49 – Uberlândia (MG); 50 – Três Marias (MG); 51 – Sete Lagoas (MG); 52 – Belo Horizonte (MG); 53 – Catas Altas (MG); 54 – Itabira (MG); 55 – Viçosa (MG); 56 – São João del Rei (MG); 57 – Lavras (MG); 58 – São José dos Campos (SP); 59 – Bragança Paulista (SP); 60 – São Paulo (SP); 61 – Campinas (SP); 62 – Mogi Guaçu (SP); 63 – Paulínia (SP); 64 – Sumaré (SP); 65 – São Carlos (SP); 66 – Ribeirão Preto (SP); 67 – Rio Supucaí (SP); 68 – Itapetininga (SP); 69 – Pederneiras (SP); 70 – Bauru (SP); 71 – Pereira Barreto (SP); 72 – Ilha Solteira (SP); 73 – Itarumã (GO); 74 – Goiânia (GO); 75 – Itumbiara (GO); 76 – Brasília (DF); 77 – Primavera do Leste (MT); 78 – Rondonópolis (MT); 79 – Apiacás (MT); 80 – Brasnorte (MT); 81 – Campo Novo do Parecis (MT); 82 – Maringá (PR); 83 –

Londrina (PR); 84 – Cascavel (PR); 85 – Timbé do Sul (SC); 86 – São José dos Ausentes (RS); 87 – Santo Ângelo (RS); 88 – São Leopoldo (RS); 89 – Gravataí (RS).

### 2.1.3 Métodos de identificação de solos colapsíveis

Devido ao comportamento peculiar dos solos colapsíveis, a investigação geotécnica torna-se fundamental para garantir o sucesso do projeto e prevenir danos às estruturas e fundações, de modo a quantificar e prever a grandeza do colapso que poderá ocorrer. Diversos pesquisadores definiram critérios para identificar o comportamento colapsível dos solos, baseando-se em determinados índices, propriedades ou ensaios. Ferreira (1995) dividiu os métodos de identificação em dois grandes grupos: métodos diretos e métodos indiretos, apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 – Métodos diretos e indiretos para identificação de solos colapsíveis.

<b>Métodos</b>	<b>Subdivisões</b>	<b>Critério</b>	<b>Referências</b>	
<b>Indiretos</b>	Identificativos	Microscopia eletrônica de Varredura; Tomografia Computadorizada	Collins e McGown (1974); McGown e Collins (1975); Wolle <i>et al.</i> (1978); Alves (2019); Alves <i>et al.</i> (2021)	
		Pedologia	Ferreira (1990); Ferreira (1993)	
	Orientativos	Pedologia, Climatologia e Geologia	Ferreira (1999)	
		Ensaio expeditos	Arman e Thornton (1972); Jennings e Knight (1975)	
	Qualitativos	Índices Físicos		Denisov <sup>1</sup> (1951); Priklonskij (1952); Gibbs e Bara (1962 e 1967); Feda (1966); Kassif e Henkin (1967); Designer of Small Dams <sup>2</sup> (1960 e 1974); Handy (1973); Código de Obras da URSS <sup>3</sup> (1977); Vilar e Rodrigues (2015)
				Cone
Ensaio de campo		SPT - T	Décourt e Quaresma Filho (1991)	
<b>Diretos</b>	Avaliativos	Ensaio edométrico duplo	Reginatto e Ferrero (1973)	

Métodos	Subdivisões	Critério	Referências
Diretos	Quantitativos	Ensaaios edométricos simples	Bally <i>et al.</i> (1973); Jennings e Knight (1975); Vargas (1978); Lutenegger e Saber (1988)
		Ensaaios de campo - Expansocolapsômetro	Houston (1996); Ferreira e Lacerda (1993)

Fonte: Adaptado de Ferreira (1995).

Legenda: <sup>1</sup> citado por Feda (1966); <sup>2</sup> Bureau of Reclamation; <sup>3</sup> citado por Resnik (1989).

Todos os critérios mencionados não serão aqui detalhados. No entanto, alguns serão comentados por terem aplicação nesta pesquisa, como os critérios de Gibbs e Bara (1962), Handy (1973), Reginatto e Ferrero (1973), McGown e Collins (1975), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978), Lutenegger e Saber (1988), Ferreira (1999), Vilar e Rodrigues (2015), Alves (2019) e Alves *et al.* (2021).

#### 2.1.3.1 Critérios baseados em métodos indiretos

Os métodos indiretos estabelecem correlações entre as características do solo para indicar a potencialidade ao colapso estrutural, utilizando por exemplo, índices físicos, limites de consistência, parâmetros ligados à textura facilmente obtidos nos ensaios de campo e laboratório, e também informações orientativas.

##### a) Critério de Gibbs e Bara (1962)

Gibbs e Bara (1962) citado por Gibbs e Bara (1967) propuseram um critério para previsão do colapso, definindo um coeficiente (R), conforme a Equação 1:

$$R = \frac{W_{sat}}{LL} \quad \text{(Equação 1)}$$

Onde:

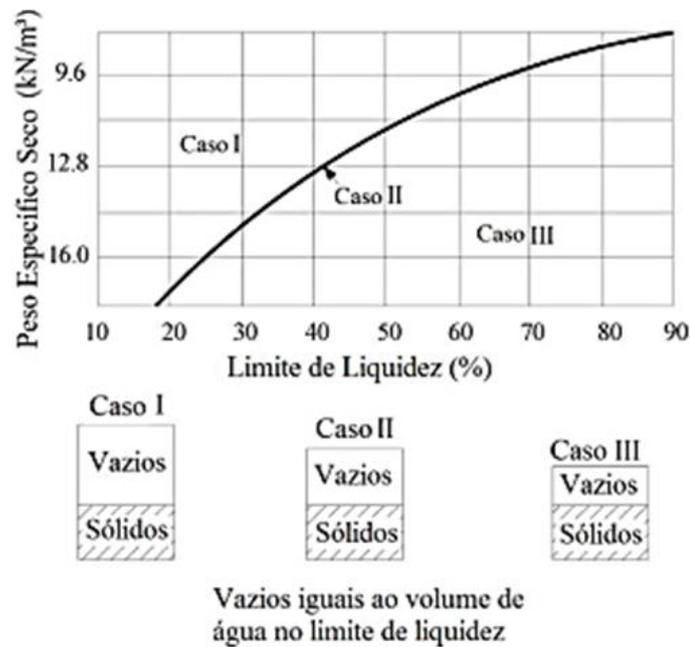
$W_{sat}$ : umidade necessária para o solo atingir a saturação;

LL: limite de liquidez.

Trata-se de um método que deve ser utilizado para solos com limite de liquidez superior a 20, baseado na premissa de que um solo que possui índice de vazios suficiente para atingir o limite de liquidez na saturação, é suscetível ao colapso quando

inundado. De acordo com este critério, um solo é considerado colapsível para valores de  $R$  maiores que 1. A partir da relação estabelecida anteriormente, é possível identificar graficamente a colapsibilidade correlacionando o peso específico natural do solo e o limite de liquidez, conforme apresenta a Figura 4.

Figura 4 – Critério de identificação da colapsibilidade segundo Gibbs e Bara (1962).



Fonte: Gibbs e Bara (1962) *apud* Vilar e Rodrigues (2015).

Diante das diferentes situações expostas pelo critério, observa-se que quando a umidade de saturação é maior que o limite de liquidez ( $R > 1$ ), caso I, o solo apresenta potencial de colapso alto. Sendo o peso específico baixo, a umidade necessária à saturação mantém o solo no limite de liquidez ( $R = 1$ ), que corresponde ao caso II, oferecendo pouca resistência à deformação. Se a umidade de saturação for menor que o limite de liquidez ( $R < 1$ ), caso III, o solo se mantém plástico, resistindo melhor ao colapso, podendo ocorrer caso haja sobrecarga.

#### b) Critério de Handy (1973)

Handy (1973) em Lutenegeger e Saber (1988) observou a variação da probabilidade de colapso com o teor de finos (partículas menores que 0,002 mm), como mostra a Tabela 2.

Tabela 2 – Variação da probabilidade de colapso com o teor de finos.

<b>Teor de Finos</b>	<b>Probabilidade de Colapso</b>
< 16%	Alta probabilidade de colapso
16 a 24%	Provavelmente colapsível
24 a 32%	Probabilidade menor que 50%
> 32%	Geralmente não colapsível

Fonte: Handy (1973) *apud* Mendonça (1990).

c) *Microestrutura: McGown e Collins (1975), Alves (2019) e Alves et al. (2021)*

Utilizando a microscopia eletrônica de varredura (MEV), McGown e Collins (1975) analisaram uma variedade de solos naturais, buscando estabelecer como comportamentos específicos observados na engenharia, a exemplo da colapsibilidade em solos, estavam especialmente associados a certos arranjos de partículas. O MEV é um aparelho que consegue fornecer informações sobre a morfologia do solo que não podem ser obtidas pelo microscópio ótico.

Os pesquisadores propuseram uma classificação das formas microestruturais dos solos, descrevendo três tipos de formas: *Elementary particle arrangements* (partículas elementares de argila, silte ou partículas do tamanho de areia ou grupos do tamanho de argila); *Particles assemblages* (argilas ou partículas elementares granulares que se arranjam formando agregados); e *Composite* (arranjos de partículas elementares que se combinam de várias maneiras para formar a *Composite microfabric*).

As observações sugeriram que a microestrutura do solo natural é muito mais complexa do que relatado em estudos realizados anteriormente, verificando-se que nos solos colapsíveis, predominam arranjos de partículas granulares cobertas por partículas de argilas ou agentes cimentantes.

De forma complementar ao MEV, a Tomografia Computadorizada (TC) consiste na obtenção de imagens na escala de cinza, de múltiplas projeções, a partir de emissão de partículas com energia suficiente para atravessar o material em estudo. As partículas podem ser: raios gama, ondas ultrassônicas e raio-X. Os materiais densos, quando atravessados pelo feixe de fótons, absorvem mais radiação (radiodensidade), a qual é computada pelo detector que fica atrás do corpo de prova e traduzida para uma imagem (ALVES, 2019).

As aplicações do equipamento na mecânica dos solos são várias, dentre elas podemos destacar o cálculo das seguintes propriedades: densidade, porosidade, condutividade hidráulica, quebra das partículas e a curva de retenção (AL MAHBUB e HAQUE, 2016; COSTA, 2016). Essa técnica de análise de microestrutura possui a vantagem de não danificar ou interferir na amostra.

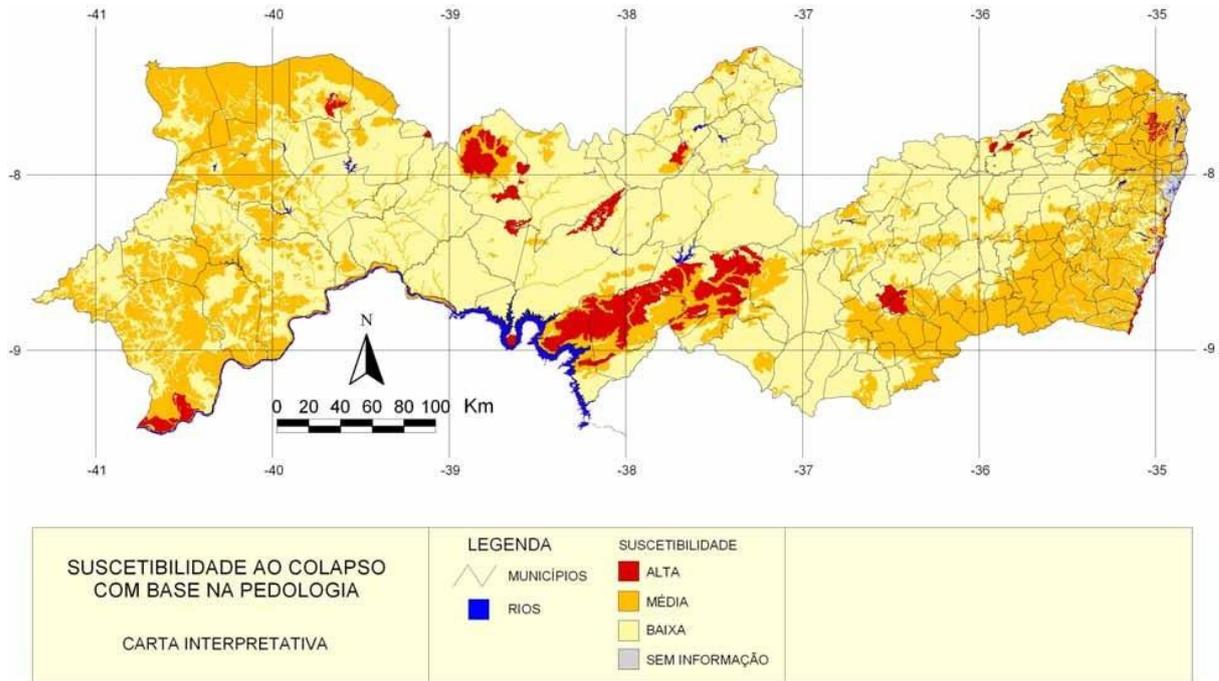
Alves (2019) e Alves *et al.* (2021) utilizaram a Tomografia Computadorizada (TC) de raios-X em 3D para avaliar a microestrutura de um solo colapsível em diferentes arranjos através da análise da porosidade. As imagens foram segmentadas de forma a se obter a separação entre os poros (pixels de segmentação mais escura) e a matriz do solo (pixels mais claros).

A metodologia empregada demonstrou que o arranjo do solo colapsível em seu estado indeformado possui uma matriz com poros grandes (macroporos) e à medida que o solo é carregado, há uma consequente redução da macroporosidade e um posterior rearranjo entre os grãos, ocasionado pela quebra das cimentações das partículas de argila, além de uma densificação do solo devido ao colapso.

#### *d) Critério de Ferreira (1999)*

A partir das informações (mapas) fundamentais de climatologia, pedologia e geologia é possível a elaboração de cartas derivadas/interpretativas que indiquem a suscetibilidade ao colapso, conforme critério proposto por Ferreira (1999). A comparação das particularidades geotécnicas dos solos colapsíveis com as características de cada unidade taxonômica (classe de solo) e os levantamentos climatológicos, possibilita sua classificação, quanto à suscetibilidade de ocorrência deste fenômeno e, ainda, a avaliação de sua potencialidade (alta, média e baixa). A Figura 5 apresenta a carta derivada de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do estado de Pernambuco.

Figura 5 – Suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis do Estado de Pernambuco (carta derivada) - Critério de Ferreira (1999).



Fonte: Amorim (2004).

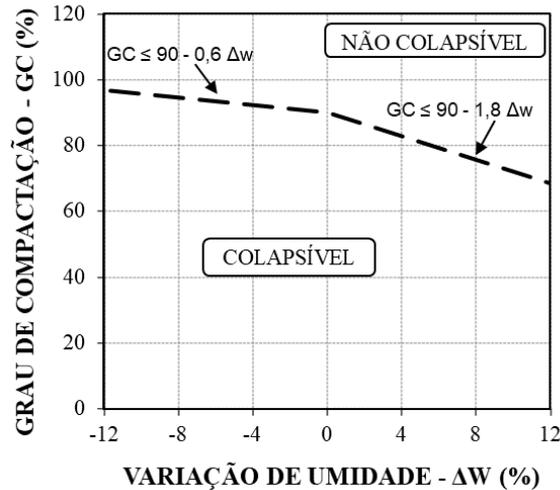
#### e) Critério de Vilar e Rodrigues (2015)

Devido às limitações do método de Gibbs e Bara (1962) na identificação de solos poucos plásticos, Vilar e Rodrigues (2015) propuseram um critério no qual é assumido que a densidade é fator fundamental para o solo apresentar comportamento colapsível. Os autores levaram em consideração o grau de compactação natural do solo ( $GC_n$ ) e o desvio de umidade ( $\Delta w$ ), que trata da diferença entre a umidade do solo *in situ* ( $w$ ) e a umidade ótima ( $w_{ot}$ ).

O critério sugere que a fronteira de classificação de solos colapsíveis para não colapsíveis na umidade ótima ocorre para o grau de compactação de 90%. Nesta análise, não são consideradas outras variáveis que influenciam no colapso do solo, como tensão de inundação e sucção atuante.

A grande influência do grau de compactação e do desvio de umidade em relação à umidade ótima ( $\Delta w$ ) foi fundamental para que os autores concluíssem, por meio de duas equações, que o solo é considerado colapsível quando:  $GC \leq 90 - 0,6\Delta w$ , para solos com umidade abaixo da ótima, e  $GC \leq 90 - 1,8\Delta w$ , para solos com umidade acima da ótima (Figura 6).

Figura 6 – Grau de compactação natural *versus* desvio de umidade de solos colapsíveis e não colapsíveis – Critério de Vilar e Rodrigues (2015).



Fonte: Adaptado de Vilar e Rodrigues (2015).

#### 2.1.3.2 Critérios baseados em métodos diretos

Os métodos diretos têm como base a medida do potencial de colapso e preveem os deslocamentos verticais para baixo devido à inundação do solo (colapso) através da realização de ensaios edométricos.

Os ensaios edométricos são empregados para caracterizar de forma direta o colapso dos solos e têm sido bastante utilizados no estudo da compressibilidade. É uma técnica de laboratório que permite avaliar a magnitude das deformações devido ao colapso, podendo auxiliar na estimativa do colapso nas obras.

Os ensaios edométricos dividem-se em dois: ensaios edométricos simples e ensaios edométricos duplos. O ensaio edométrico simples consiste em carregar o solo, por estágio, até uma determinada tensão, em que é feita a inundação e são medidas as deformações. Enquanto o ensaio edométrico duplo consiste em realizar dois ensaios edométricos em amostras idênticas, sendo uma na umidade natural e outra na condição inundada, onde a diferença entre as curvas de compressão quantifica o potencial de colapso.

##### a) Critério de Reginatto e Ferrero (1973)

Baseando-se em resultados de uma série de ensaios edométricos duplos, Reginatto e Ferrero (1973) tomaram como referência a tensão vertical geostática e a tensão de pré-consolidação, sob as condições de umidade natural e inundada para

avaliar a colapsibilidade dos solos a partir do coeficiente de colapsibilidade (C), estabelecido pela Equação 2:

$$C = \frac{\sigma_{vps} - \sigma_{v0}}{\sigma_{vpn} - \sigma_{v0}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$\sigma_{vpn}$  = Tensão de pré-consolidação virtual do solo na umidade natural;

$\sigma_{vps}$  = Tensão de pré-consolidação virtual do solo inundado;

$\sigma_{v0}$  = Tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo.

De acordo com a proposta de Reginatto e Ferrero (1973) os solos podem ser classificados como verdadeiramente colapsíveis, quando  $\sigma_{vps} < \sigma_{v0}$  e  $C < 0$ ; como condicionados ao colapso, quando  $\sigma_{vps} > \sigma_{v0}$  e  $0 < C < 1$ ; e como solos não colapsíveis, quando  $\sigma_{vpn} = \sigma_{vps}$  e  $C = 1$ .

#### *b) Critério de Jennings e Knigth (1975)*

Com base nos resultados dos ensaios edométricos simples, Jennings e Knigth (1975) definiram o potencial de colapso (PC) para a tensão de inundação de 200 kPa, conforme a Equação 3:

$$PC = \varepsilon_c = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (\text{Equação 3})$$

Onde:

$\Delta e$  = variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

$e_0$  = índice de vazios inicial;

$\varepsilon_c$  = deformação por colapso.

Os referidos autores também apresentaram uma classificação que considera a gravidade dos danos em uma obra de acordo com o valor do potencial de colapso, conforme a Tabela 3.

Tabela 3 – Classificação da colapsibilidade para obras de Engenharia.

<b>PC (%)</b>	<b>Gravidade dos problemas</b>
0 a 1	Sem problema
1 a 5	Problema moderado
5 a 10	Problemático
> 20	Problema muito grave

Fonte: Jennings e Knight (1975).

*c) Critério de Vargas (1978)*

Valendo-se dos resultados de ensaios edométricos simples, Vargas (1978) considerou colapsível os solos que apresentam potencial de colapso (PC) superior a 2% para qualquer tensão de inundação.

*d) Critério de Lutenegeger e Saber (1988)*

Lutenegeger e Saber (1988), considerando uma tensão de inundação de 300 kPa, também propuseram um critério para determinar o potencial de colapso (PC) dos solos utilizando ensaios edométricos simples, de acordo com a Equação 4:

$$PC = \varepsilon_c = \frac{\Delta e}{1 + e_1} \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

$\Delta e$  = variação do índice de vazios devido à inundação sob tensão constante;

$e_1$  = índice de vazios no início da saturação;

$\varepsilon_c$  = deformação por colapso.

Uma classificação dos danos provocados pelo colapso é apresentada na Tabela 4, de acordo com Lutenegeger e Saber (1988):

Tabela 4 – Classificação do problema de colapsibilidade para obras de Engenharia.

<b>PC (%)</b>	<b>Grau de severidade ao colapso</b>
2	Leve
6	Moderado
10	Alto

Fonte: Lutenegeger e Saber (1988).

## 2.2 SEMIÁRIDO BRASILEIRO

A expressão “semiárido” indica que se trata de uma região com características que se aproximam da aridez associadas à deficiência hídrica com imprevisibilidade das precipitações pluviométricas e à presença de solos pobres em matéria orgânica.

A história do semiárido brasileiro está associada à história da seca, cujos efeitos se apresentam sob diversas formas, seja pela perda da safra agrícola, pelo aumento do desemprego rural, pela falta de água para as populações ou pelas migrações campo-cidade. A Lei nº 175, de 7 de janeiro de 1936, é considerada a certidão de nascimento da atual região semiárida brasileira e delimitou uma área que durante muitos anos foi denominada Polígono das Secas, uma demarcação preliminar do domínio morfoclimático, fitogeográfico, hidrológico e geocológico das terras semiáridas brasileiras. A região semiárida brasileira propriamente dita foi instituída pela Lei Federal nº 7.827, de 27 de setembro de 1989. Posteriormente, uma nova área de atuação foi definida por meio da Portaria nº 1.182/99 (SUDENE, 1999), estabelecendo que, no total, 1.031 municípios passariam a integrar a região semiárida.

Em 2005, um grupo de trabalho interministerial, coordenado pelo antigo Ministério da Integração Nacional, redefiniu o traçado do semiárido brasileiro, recomendando-se abolir a utilização do termo Polígono das Secas como instrumento legal de delimitação das áreas do Nordeste sujeitas às secas (BURITI e BARBOSA, 2019). A nova relação dos municípios pertencentes à região semiárida foi publicada através da Portaria Interministerial nº 89, de 16 de março de 2005, contabilizando 1.135 municípios.

Atualmente, a região semiárida do Brasil é delimitada de acordo com critérios técnicos estabelecidos na Resolução Nº 107/2017 do Conselho Deliberativo da Superintendência do Desenvolvimento do Nordeste (SUDENE): precipitação pluviométrica média anual igual ou inferior a 800 mm; o índice de aridez igual ou inferior a 0,50 e o percentual diário de déficit hídrico igual ou superior a 60%, considerando todos os dias do ano.

Considerando os critérios mencionados anteriormente e conforme publicado na Resolução Nº 115/2017 do Conselho Deliberativo da SUDENE, o semiárido brasileiro atualmente é composto por 1.262 municípios dos estados do Maranhão, Piauí, Ceará, Rio Grande do Norte, Paraíba, Pernambuco, Alagoas, Sergipe, Bahia e Minas Gerais.

Trata-se de uma área que ocupa cerca 13,2% do território nacional (1,12 milhões de km<sup>2</sup>), onde aproximadamente 27,9 milhões de brasileiros vivem na região, de acordo com informação divulgada pelo Ministério da Integração Nacional.

A maior parte do semiárido situa-se no Nordeste do país e também se estende pela parte setentrional de Minas Gerais, ocupando cerca de 18% do território do estado. No Nordeste, dos seus nove estados, metade tem mais de 85% de sua área caracterizada como semiárida. Em número de municípios, os estados com maior quantidade são Bahia (278), Paraíba (194), Piauí (185), Ceará (175), Rio Grande do Norte (147) e Pernambuco (123). A Figura 7 apresenta a delimitação atual do semiárido brasileiro.

Figura 7 – Delimitação atual do semiárido brasileiro.



Fonte: IBGE (2018).

### 2.2.1 Características Gerais

O semiárido apresenta elevadas taxas de insolação, altas temperaturas e baixas amplitudes térmicas mensais, características típicas de regiões tropicais. É marcado por baixos totais pluviométricos, irregular distribuição da chuva no tempo e no espaço, altas taxas de evapotranspiração e elevado déficit hídrico (ZANELLA, 2014).

Tais condições climáticas, associadas às características geológicas dominantes (rochas cristalinas), influenciam na menor disponibilidade de recursos hídricos e são responsáveis pela ocorrência das secas - um fenômeno natural e cíclico nesta região. Devido a essa complexa dinâmica natural, a água se apresenta como um elemento decisivo para o desenvolvimento social e econômico da população local, consequência das limitações da disponibilidade hídrica existentes.

Apesar do regime de chuvas escassas e temperaturas relativamente altas, há uma diversidade de ecossistemas no semiárido com variados microclimas e cerca de doze tipos diferentes de caatinga, o que configura diversas possibilidades econômicas, como a pecuária (caprinos, ovinos e bovinos de leite), as lavouras de sequeiro, áreas irrigadas, produção mineral, turismo e geração de energia renovável. Mais de 90% das exportações de manga e uva são produzidas no semiárido, os rebanhos de caprinos e ovinos estão concentrados na região, bem como a maioria das bacias leiteiras do Nordeste, que produz também sisal, mamona, algodão, feijão-de-corda, mel, entre outros produtos (EMBRAPA, 2013).

Embora a região tenha experimentado alguns avanços econômicos e sociais nas últimas décadas, verifica-se que em sua maior parte, o semiárido ainda é caracterizado por um baixo dinamismo econômico, com indicadores sociais abaixo das médias nacional e regional e pela degradação ambiental que incide sobre seus frágeis ecossistemas (SILVA, 2006). Nos períodos prolongados de seca, a situação de pobreza se transforma em calamidade.

Entre as políticas públicas adotadas para minimizar o problema da seca estão a construção de açudes, a perfuração de poços artesianos, a construção de cisternas rurais, a implantação de barragens subterrâneas, a dessalinização para aproveitamento da água salobra e o transporte de água a grandes distâncias a partir de adutoras e canais. No entanto, a escassez de água ainda persiste na região.

### **2.2.2 Clima**

A região semiárida do Nordeste do Brasil apresenta como fator de destaque o clima, responsável pela variação dos outros elementos que compõem as paisagens. Ao clima estão adaptados a vegetação e os processos de formação do relevo, com predomínio de um processo sobre outro e de acordo com a época do ano, período seco ou chuvoso; os solos são, em geral, pouco desenvolvidos em função das

condições de escassez das chuvas, tornando os processos químicos mitigados (ARAÚJO, 2011).

A quase totalidade da região se localiza em baixas latitudes, bem próximas do Equador, o que justifica as elevadas taxas de insolação e as altas temperaturas. Assim, a maior parte do semiárido apresenta temperaturas médias que variam entre 26 e 28° C. Entretanto, há áreas que apresentam temperaturas médias menores em função do relevo e da exposição aos ventos úmidos.

No que diz respeito à precipitação, o semiárido apresenta totais pluviométricos baixos e distribuição marcadamente sazonal das chuvas. Porém, quando comparado com outras regiões semiáridas do mundo, onde chove entre 80 a 250mm por ano, o semiárido brasileiro é o mais chuvoso do planeta, apresentando precipitações entre 280 a 800 mm de médias anuais. Segundo Zanella (2014), a estação chuvosa dura em torno de 3 a 5 meses, enquanto a estação seca se prolonga por 7 a 9 meses, em média. Isso se deve à atuação de diferentes sistemas atmosféricos, cuja permanência sobre a região é relativamente curta.

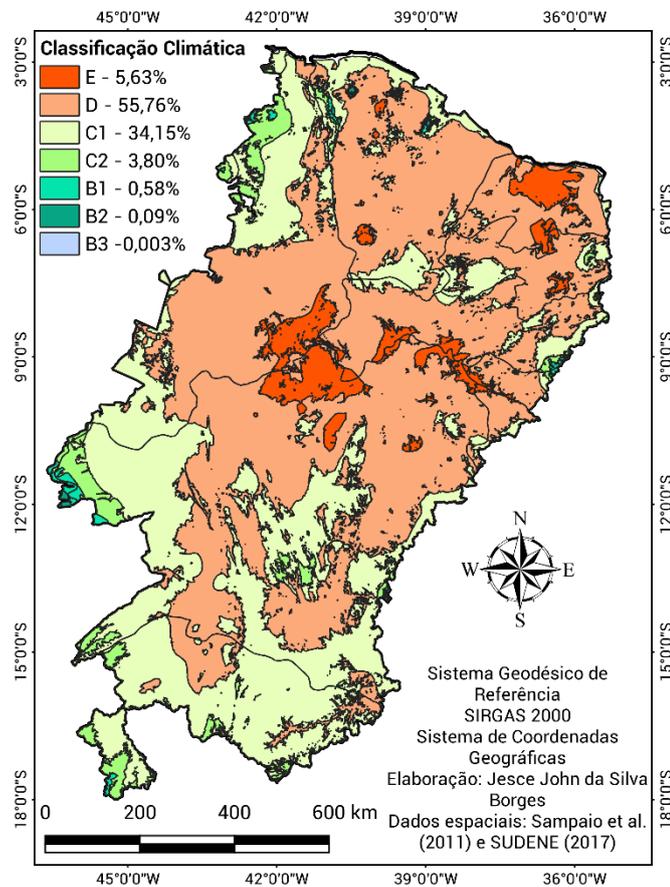
Considerando a classificação climática de Thornthwaite (1948), apresentada na Tabela 5 e baseada no índice de umidade (Iu), predomina na região semiárida do Brasil o tipo climático D - semiárido, Figura 8.

Tabela 5 – Classificação do clima segundo o Índice de umidade (Iu).

<b>Tipo Climático</b>	<b>Índice de umidade</b>
A – Superúmido	$100 \leq Iu$
B4 – Úmido	$80 \leq Iu < 100$
B3 – Úmido	$60 \leq Iu < 80$
B2 – Úmido	$40 \leq Iu < 60$
B1 – Úmido	$20 \leq Iu < 40$
C2 – Sub-úmido	$0 \leq Iu < 20$
C1 – Sub-úmido seco	$-20 \leq Iu < 0$
D – Semiárido	$-40 \leq Iu < -20$
E – Árido	$-60 \leq Iu < -40$

Fonte: Thornthwaite (1948).

Figura 8 – Mapa climático da região semiárida, de acordo com a classificação climática de Thornthwaite (1948).



Fonte: Borges (2021).

### 2.2.3 Vegetação

A natureza no semiárido brasileiro é rica e diversa. A caatinga, que ocupa maior parte do semiárido, é o único bioma exclusivamente brasileiro e apresenta enorme variedade de paisagens, relativa riqueza biológica e endemismo. A vegetação é caracterizada pela rusticidade, tolerância e adaptação às condições climáticas da região (Figura 9). O nome “caatinga” significa “mata branca”, que caracteriza bem o aspecto da vegetação na estação seca. Ao caírem as primeiras chuvas, a caatinga perde seu aspecto rude e se torna verde e florida.

Figura 9 – A vegetação da caatinga tem como característica principal o fato de se adaptar à aridez do solo e à escassez de água na região.



Fonte: Fundaj (2019).

Trata-se de um bioma com alta biodiversidade, no qual se destaca a formação vegetal xerófila, com folhas pequenas que reduzem a transpiração, caules suculentos para armazenar água e raízes espalhadas para capturar o máximo de água durante as chuvas. Além das cactáceas, destacam-se espécies arbóreas, herbáceas e arbustivas (SILVA, 2006). No entanto, as atividades e os tratos culturais agropecuários inapropriados (queimadas, desmatamentos nas margens dos mananciais, implantação de culturas adversas) provocaram e provocam ainda hoje a degradação dos ecossistemas locais.

Segundo dados da Associação Semiárido Brasileiro (ASA), a caatinga originalmente abrangia uma área de aproximadamente 1 milhão de km<sup>2</sup>. Atualmente, sua área remanescente é de 734.478 km<sup>2</sup>, sendo que menos de 1% está sob proteção de unidades de conservação. O desmatamento para retirada de lenha é uma das principais atividades que contribuem para a desertificação, a seca e a perda da biodiversidade brasileira.

#### **2.2.4 Geologia, Geomorfologia e Pedologia**

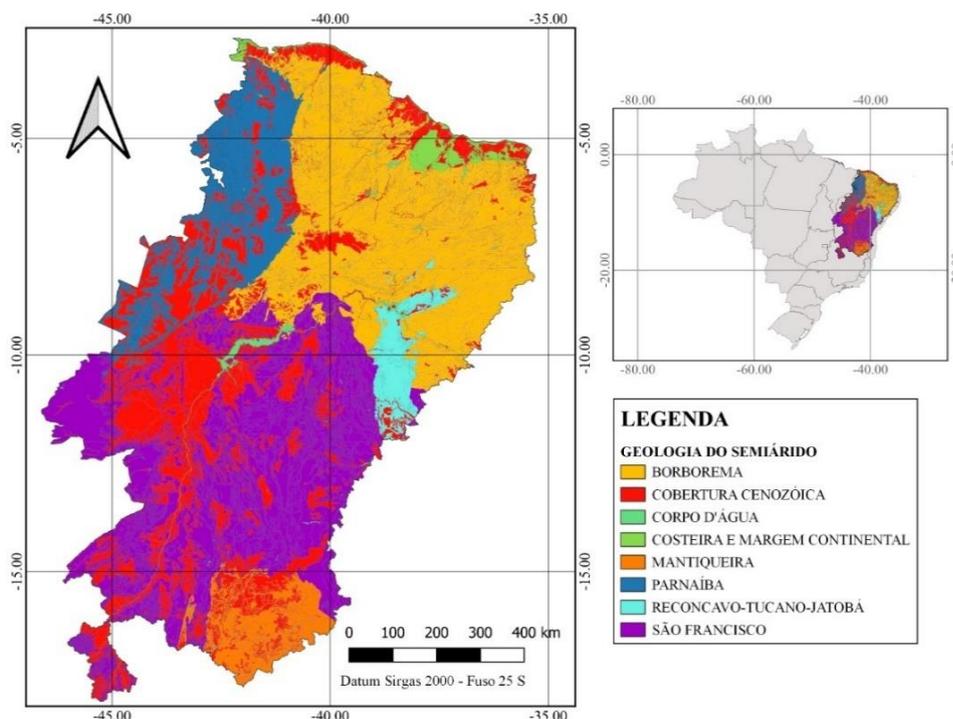
Com relação a geologia, cerca de 80% é de formação de rochas cristalinas, especialmente xistos e gnaisses. Essa predominância culminará em solos rasos que, conseqüentemente, fará com que haja baixas trocas de água entre o rio e o solo, dificultando a infiltração da água, resultando na existência de uma densa rede de rios temporários e classificando o semiárido como uma região de baixo potencial hidrogeológico (CIRILO, 2008).

A Figura 10 apresenta o mapa geológico do semiárido brasileiro, considerando as províncias estruturais presentes na região. As províncias, de um modo geral, exibem particularidades internas relacionadas a diferentes eventos tectono-

estratigráficos, ocorridos ao longo da sua formação, constituindo terrenos ou regiões geológicas caracterizadas por uma evolução histórica própria e diferente das regiões ou terrenos vizinhos, que constituem domínios estruturais (IBGE, 2019).

As principais províncias que ocorrem na região semiárida do Brasil são as províncias São Francisco e Borborema. A estrutura geológica da província São Francisco é formada em grande parte por complexos granito-gnaiss, geralmente muito migmatizados, com fácies metamórficas variando de anfibolito alto a granulito. A província Borborema é seccionada por um complexo de falhas de grande porte, separando os sistemas de dobramentos ou simplesmente cortando-os, sendo os principais depósitos minerais *Be*, *Ta* e *Li* associados a pegmatitos, *We Mo* em *skarns*, *Fe* em Magnesita, mármore e grafita (ALMEIDA *et al.*, 1977).

Figura 10 – Mapa geológico do semiárido brasileiro.



Fonte: Holanda (2021).

No que tange à geomorfologia, 85% da região semiárida é composta por depressões interplanálticas, também denominadas depressões sertanejas (Figura 11), que são superfícies aplainadas com relevo predominantemente suave ondulado e cortado por vales estreitos com vertentes dissecadas. Além disso, verifica-se também a ocorrência das seguintes unidades de relevo: chapadas, maciços e serras baixas, e planalto da Borborema (CIRILO, 2008).

Figura 11 – Depressão sertaneja em Quixeramobim, Rodovia CE-060.



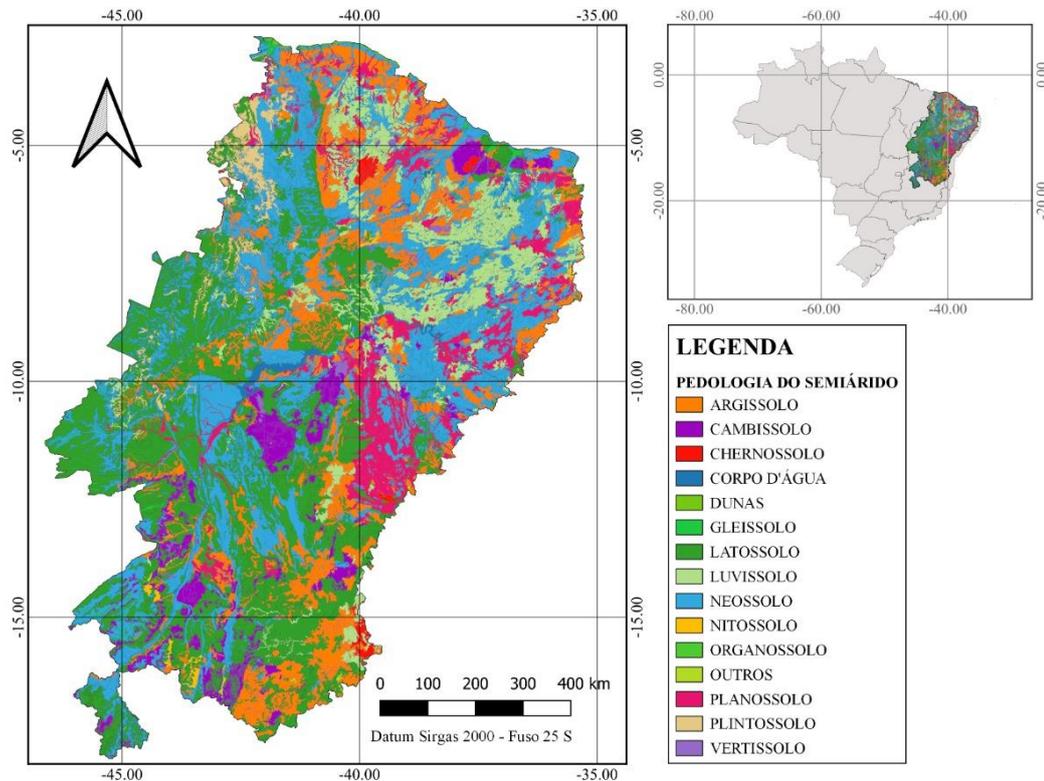
Fonte: Brandão e Freitas (2014).

Segundo Araújo (2011), na maior parte do semiárido os solos não absorvem a água totalmente, mesmo quando ocorrem as chuvas concentradas; isso por causa destes apresentarem um horizonte B textural, argiloso, horizonte que impermeabiliza o solo e faz com que os demais horizontes não recebam água como deveriam. Também há o fato do pisoteio do gado, que faz a compactação dos solos, impedindo a infiltração, o que facilita o escoamento das águas.

De acordo com estimativas realizadas no ano de 2019 pelo Laboratório de Análise e Processamento de Imagens e Satélites (LAPIS), ligado à Universidade Federal de Alagoas (UFAL), cerca de 13% do semiárido brasileiro enfrenta o processo de desertificação e o fenômeno se intensificou nos últimos 10 anos, resultado da degradação do solo, ou seja, da perda nutrientes que parte do manejo inadequado do solo, sobretudo o desmatamento, além da contaminação do solo por agrotóxicos.

A cobertura pedológica dessa região está intimamente relacionada com o clima, material de origem, vegetação e o relevo. Os solos de maior ocorrência são os das classes dos Latossolos e Argissolos, além de Neossolos Quartzarênicos, Planossolos, Cambissolos, Vertissolos e Luvisolos (CORREIA *et al.*, 2011), Figura 12.

Figura 12 – Mapa pedológico do semiárido brasileiro.



Fonte: Holanda (2021).

Destaca-se, acerca do comportamento geotécnico, que os Planossolos são indicativos de solos transportados, podendo ter origem residual, sendo saturado apenas no período chuvoso do ano, com possibilidade de apresentar argila expansiva, baixa capacidade de suporte e serem compressíveis. Os Vertissolos, que possuem origem sedimentar e residual, são indicativos de ocorrência de argilomineral expansivo e estão sujeitos a deformações acentuadas em presença de variações de umidade. Os Luvisolos, que são solos residuais não saturados e pouco profundos, também apresentam presença comum de argila expansiva.

Souza Neto (2004) afirma que locais com deficiência hídrica, a exemplo do semiárido brasileiro, são os que possuem maior identificação de solos colapsíveis, uma vez que a ocorrência desses solos está relacionada às condições climáticas no qual ele foi desenvolvido e está atualmente inserido. Segundo Vilar *et al.* (1981), regiões com alternância de estações secas e de precipitação intensa também estão sujeitas à ocorrência desse tipo de solo, pois ocorre lixiviação de finos dos horizontes superficiais, causando elevada porosidade.

### 2.2.5 Hidrografia

Conforme citado anteriormente, a constituição geológica não ajuda muito na existência de rios perenes, pelo menos àqueles que têm suas nascentes na própria região, uma vez que o domínio dos terrenos cristalinos com solos rasos ou pouco profundos proporciona o escoamento superficial e dificulta a infiltração. Além disso, a ação do homem é responsável pela degradação da cobertura vegetal, o que favorece a aceleração dos processos naturais erosivos.

Como reflexo das condições climáticas, a hidrografia é frágil, em seus amplos aspectos, sendo insuficiente para sustentar rios caudalosos que se mantenham perenes nos longos períodos de ausência de precipitações. Desse modo, na região semiárida brasileira os rios são, na maioria, intermitentes e condicionados ao período chuvoso, quando realmente se tornam rios superficiais, ao passo que no período seco parecem se extinguir e na realidade estão submersos nos aluviões dos vales, ou baixadas, compondo o lençol freático já com pouca reserva de água (ARAÚJO, 2011).

Segundo Cirilo (2008), os rios de regime temporários são encontrados principalmente na área que vai do estado do Ceará, até a parte setentrional da Bahia. Um dos principais é o Jaguaribe, localizado no Ceará, dada a sua extensão e ao seu potencial de aproveitamento de água, já que nele se encontram dois dos maiores açudes do Nordeste: o Castanhão e o Orós. No entanto, alguns rios ao terem suas nascentes em áreas úmidas constituem-se em drenagens perenes, cujo exemplo mais importante é o rio São Francisco, que nasce na Serra da Canastra, em Minas Gerais, onde os totais pluviométricos são bastante elevados. Tem-se ainda rios perenes no Maranhão, Piauí e Bahia, com destaque para o Rio Parnaíba.

Devido às características hidrológicas que possui, o rio São Francisco adquire uma significação especial para as populações ribeirinhas e da zona do sertão, sendo muito importante do ponto de vista econômico, devido sua característica perene e por propiciar uma agricultura irrigada, pecuária e pesca, geração de energia elétrica, sendo o grande responsável pelo desenvolvimento das comunidades do seu entorno.

Este rio, conhecido como Velho Chico, é um dos mais importantes do Brasil pela sua extensão, pois nasce na Serra da Canastra, em Minas Gerais, atravessa a Bahia, Pernambuco e faz a divisa natural dos estados de Sergipe e Alagoas antes de desaguar no Atlântico, em Piaçabuçu no estado de Alagoas, totalizando 2,7 mil quilômetros de comprimento. Por essa razão, é chamado de rio da integração nacional

e escoa por paisagens muito diversas, incluindo os biomas da Mata Atlântica, Cerrado e Caatinga (VENTURINI, 2017).

Atualmente, o Sistema de Acompanhamento de Reservatórios (SAR) reúne informações de mais de 500 reservatórios, acompanhados pela Agência Nacional de Águas (ANA), distribuídos nos dez estados que compõem a região semiárida. A Tabela 6 apresenta o quantitativo de reservatórios no semiárido monitorados pela ANA e as informações sobre a capacidade equivalente (soma das capacidades dos reservatórios que possuem dados de volume acumulado nos 30 dias anteriores à data de referência), volume acumulado (soma dos volumes acumulados dos reservatórios, considerando a existência de dados nos 30 dias anteriores à data de referência) e percentual de volume acumulado (relação entre o volume acumulado e a capacidade equivalente).

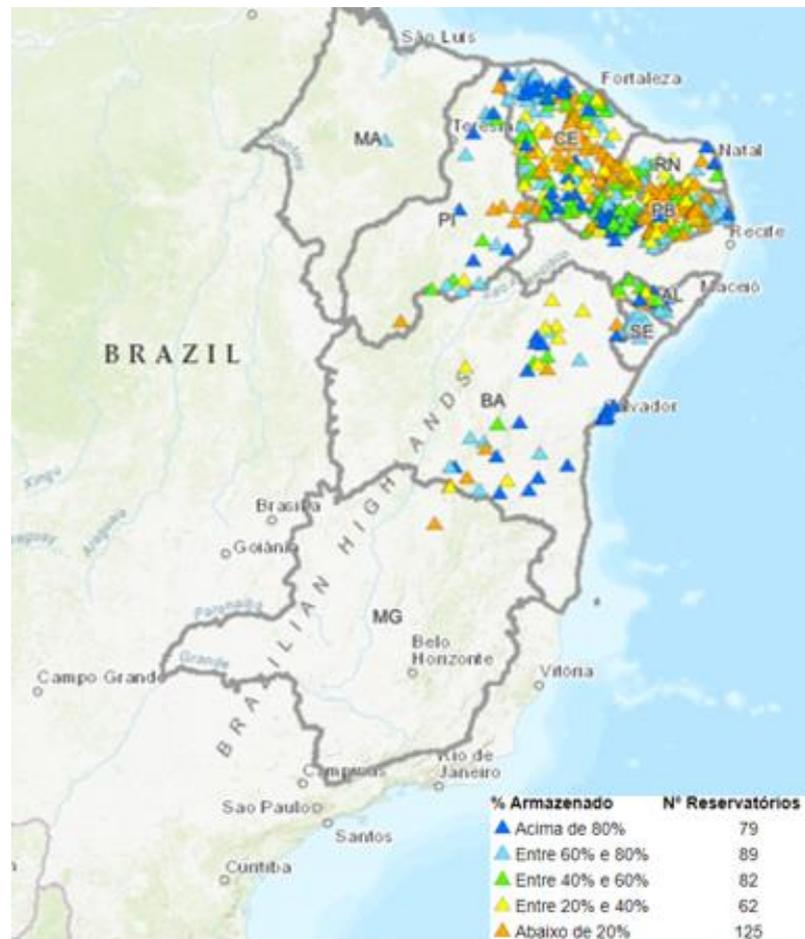
Tabela 6 – Reservatórios da região semiárida do Brasil. Data de Referência: 21/04/2021.

<b>Estado</b>	<b>Reservatórios</b>	<b>Capacidade Equivalente (hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Acumulado (hm<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume Acumulado (%)</b>
Alagoas	22	-	-	-
Bahia	43	1.835,39	968,88	52,79
Ceará	155	18.876,63	5.046,72	26,74
Maranhão	1	-	-	-
Paraíba	126	3.853,43	1.810,35	46,98
Pernambuco	104	2.784,60	1.051,14	37,75
Piauí	25	571,13	372,26	65,18
Rio Grande do Norte	54	4.306,29	1.903,91	44,21
Sergipe	10	-	-	-
Minas Gerais	1	529,59	167,72	31,67
<b>Total</b>	<b>541</b>	<b>32.757,06</b>	<b>11.320,98</b>	<b>305,32</b>

Fonte: ANA (2021).

A distribuição espacial dos principais reservatórios acompanhados pela ANA, bem como a disponibilidade hídrica no semiárido brasileiro é apresentada na Figura 13. Observa-se, que para a data de referência considerada (21/04/2021), cerca de 42,8% dos reservatórios da região semiárida encontram-se com capacidade de armazenamento inferior a 40%.

Figura 13 – Distribuição espacial dos principais reservatórios acompanhados pela ANA e disponibilidade hídrica no semiárido brasileiro. Data de Referência: 21/04/2021.



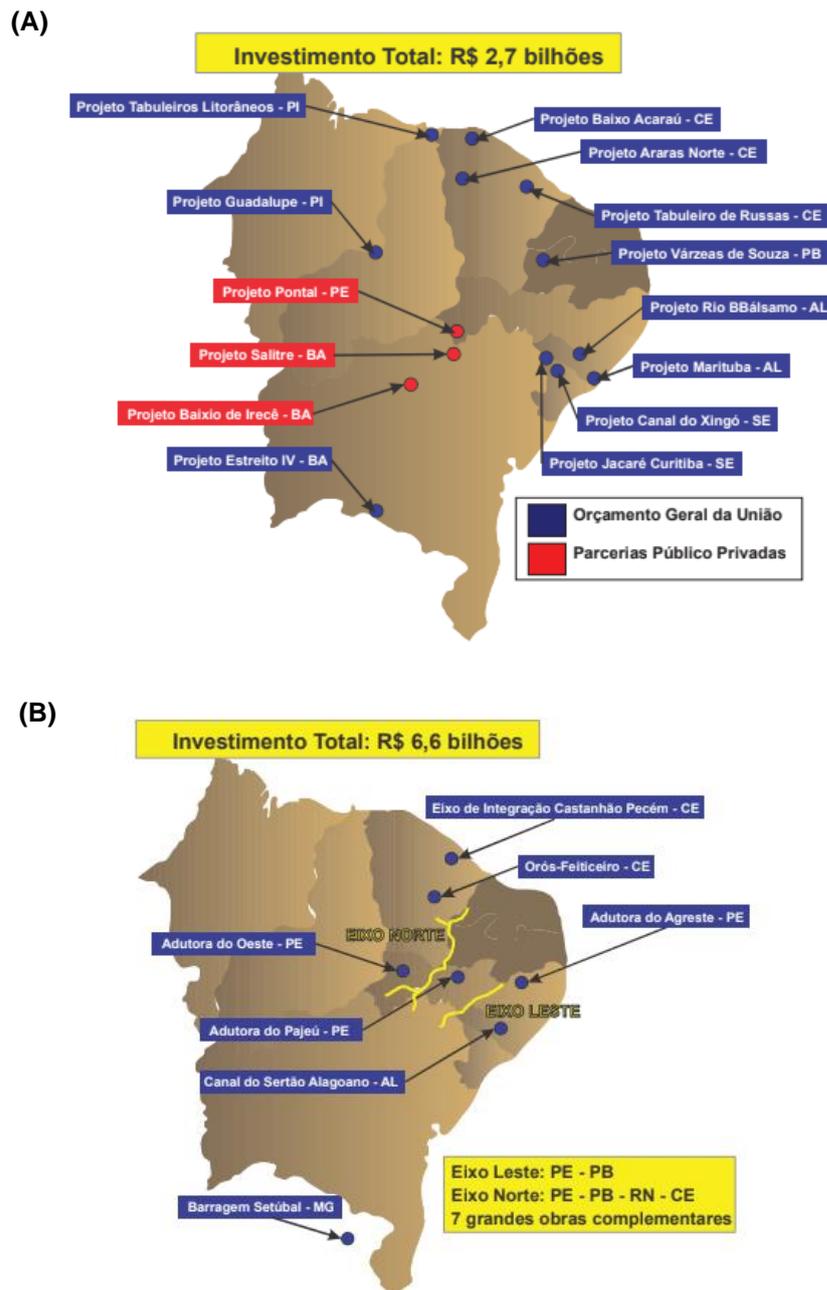
Fonte: ANA (2021).

Entre os principais reservatórios acompanhados pela ANA destacam-se os sistemas de reservatórios das bacias dos rios Apodi, Curimataú e Paraíba, localizados nos estados da Paraíba e Rio Grande do Norte; sistemas de reservatórios da bacia dos rios Piancó-Piranhas-Açu, localizados nos estados da Paraíba e Rio Grande do Norte; sistemas de reservatórios da bacia do rio Jaguaribe, localizados no estado do Ceará; sistemas de reservatórios das bacias dos rios Acaraú, Curu, Pacoti e Parnaíba, localizados nos estados do Ceará e Piauí; sistemas de reservatórios das bacias dos rios Capibaribe, Contas, Ipojuca, Jacuípe, Vaza-Barris e bacias afluentes do rio São Francisco, localizados nos estados da Bahia, Minas Gerais e Pernambuco (ANA, 2017).

Diversos projetos, obras e investimentos têm sido realizados na região semiárida, com destaque para os projetos de irrigação e o Projeto de Integração do Rio São Francisco (PISF), contemplados no Programa de Aceleração do Crescimento

(PAC), criado pelo Governo Federal em 2007 (Figura 14). Quando finalizado, o PISF garantirá a segurança hídrica para 390 municípios na região do semiárido, levando água para habitantes de quatro estados: Pernambuco, Ceará, Paraíba e Rio Grande do Norte.

Figura 14 – (A) Projetos de irrigação contemplados no PAC. (B) Projeto de Integração da Bacia do São Francisco contemplado no PAC.



Fonte: Adaptado de Mendonça Neto (2011).

Segundo dados do 9º Balanço do PAC, apresentado pelo Departamento Nacional de Obras contra as Secas (DNOCS) em 2021, os investimentos já aplicados

nas segundas etapas dos perímetros irrigados estão assim representados: Baixo Acaraú (CE) com 94%; Tabuleiros de Russas (CE) com 75%; Platôs de Guadalupe (PI) com 66% e Tabuleiros Litorâneos (PI) com 65%. O perímetro Araras Norte (CE) iniciou recentemente a implantação de sua segunda etapa apresentando um desempenho financeiro de 24%, enquanto que o perímetro Santa Cruz do Apodi (RN), recentemente incluído no PAC, apresenta números da ordem de 13%.

Com relação ao PISF, cada eixo está 97% finalizado, mas faltam obras complementares que, de acordo com o Ministério do Desenvolvimento Regional (MDR), não comprometem a pré-operação, tais como tratamento dos taludes, melhoria de estradas de acesso, execução de sistema para águas pluviais e instalação de equipamentos auxiliares de monitoramento.

Mais de 1,4 milhão de pessoas em 57 municípios – 21 em Pernambuco e 36 na Paraíba – são beneficiadas, desde 2017, pelo Eixo Leste. Seu funcionamento, mesmo em pré-operação, evitou que a cidade paraibana de Campina Grande entrasse em colapso hídrico à época, em função da maior seca já registrada nos últimos 100 anos. Ao todo, o Eixo Leste foi projetado para levar água para cerca de 4,5 milhões de pessoas em 168 municípios pernambucanos e paraibanos (MDR, 2021).

Ainda segundo o MDR, desde março de 2021, a água do Eixo Norte do Projeto de Integração do Rio São Francisco chegou ao Reservatório Castanhão, no Ceará. A barragem, que recebe águas do Cinturão das Águas do Ceará (CAC), é responsável pelo abastecimento de 4,5 milhões de pessoas na Região Metropolitana de Fortaleza. Quando todas as obras complementares estiverem concluídas e em funcionamento, a expectativa é que o Eixo Norte garanta segurança hídrica a mais de 220 cidades paraibanas, pernambucanas, cearenses e potiguares. Cerca de 6,5 milhões de pessoas contarão com abastecimento de água regular.

Diante do exposto, ressalta-se a importância da identificação prévia de solos colapsíveis para execução dessas obras hídricas, visto que as condições climáticas favoráveis (clima semiárido) e a presença permanente de água podem desencadear o processo de colapso e conseqüentemente, ocasionar sérios danos estruturais às construções.

Mendonça Neto (2011) lista vários casos de obras de canais de irrigação realizadas em solos colapsíveis na região do semiárido brasileiro: projeto de irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba em Manga (MG), projeto de irrigação dos Tabuleiros Litorâneos em Parnaíba (PI), Perímetro de Irrigação Formoso “A” em Bom

Jesus da Lapa (BA), Canal Pontal Azul em Petrolina (PE) e Projeto de Integração do Rio São Francisco na Região Nordeste do Brasil.

Além dos projetos de irrigação, construção de açudes e perfuração de poços artesianos, uma outra tecnologia de convivência com a seca, de custo relativamente baixo, são as barragens subterrâneas, que promovem um melhor armazenamento e disponibilidade de água para o homem do campo, atendendo tanto as necessidades de subsistência quanto a parte econômica e gerando renda.

Devido à irregularidade das chuvas, verifica-se uma necessidade de maiores investimentos no desenvolvimento da região. Um dos principais exemplos bem-sucedidos provindos da instalação de projetos de irrigação no semiárido é o Polo Frutícola Petrolina (PE)/Juazeiro (BA), constituindo uma área que vivenciou uma importante alteração no seu cenário agrário devido à presença destes investimentos, sendo hoje um dos principais referenciais produtivos no Brasil (ARAÚJO e SILVA, 2013).

#### **2.2.6 Aspectos socioeconômicos**

A princípio quando se ouve falar em semiárido é comum associar a um lugar desértico, com a presença de plantas secas e cactáceas, animais mortos e solos rachados pela ausência de água (SILVA, 2019). Porém, a Articulação Semiárido Brasileiro (ASA) relata o semiárido como um espaço com grande concentração de terra, de água e dos meios de comunicação, que historicamente sempre estiveram nas mãos de uma pequena elite. Essa situação gera níveis altíssimos de exclusão social e de degradação ambiental e são fatores determinantes da crise socioambiental e econômica vivida na região.

A taxa de urbanização é de 62%, muito inferior à registrada na região Nordeste e no Brasil, este último registrando em torno de 84%. Caracteristicamente, regiões semiáridas no mundo têm baixa densidade populacional, mas o semiárido brasileiro se destaca pela sua elevada densidade (25 hab/km<sup>2</sup>), o que coloca forte pressão sobre a base dos seus recursos naturais (CAVALCANTI JÚNIOR, 2017).

De acordo com dados do IBGE (2010), o Índice de Desenvolvimento Humano (IDH) de todos os municípios do semiárido é inferior ao do Brasil (0,727) e em 60,09% desses municípios o IDH varia de muito baixo a baixo. Além disso, o índice de Gini, que mede o nível de desigualdade a partir da renda, está acima de 0,60 para mais de

32% dos municípios do semiárido, o que demonstra uma elevada concentração de renda na região.

Ainda segundo dados do Censo Demográfico de 2010, metade da população do semiárido não possui renda monetária ou tem como única fonte de rendimento os benefícios governamentais, onde a maioria (59,5%) são mulheres. Os que dispõem de até um salário mínimo mensal somam mais de cinco milhões de pessoas (31,4%), sendo 47% mulheres. Enquanto isso, apenas 5,5% dispõem de uma renda entre dois a cinco salários mínimos, a maioria (67%) homens, e dos 0,15% com renda acima de 30 salários mínimos apenas 18% são mulheres.

Do ponto de vista econômico, o semiárido também é marcado por contrastes. Historicamente, a região sempre se apoiou em atividades de baixa produtividade, como o setor agrícola de subsistência. A estrutura fundiária é bastante concentrada, além dos latifúndios, observa-se uma grande quantidade de minifúndios.

Segundo Carvalho (2014), fatores como políticas de desenvolvimento econômico e políticas sociais de transferência de renda podem estar contribuindo para uma transformação, ainda que de uma forma muito tímida, na economia e na sociedade da região semiárida.

Atualmente, a economia do semiárido passa por processo de modernização econômica. Com os incentivos fiscais, novas atividades começam a ser inseridas no cenário econômico da região como indústrias leves que vão sendo interiorizadas, atividades centradas na agricultura irrigada, exploradas nas regiões que têm melhor dotação de recursos e água.

A análise do crescimento dos vínculos empregatícios revelou vários setores industriais em destaque na região, como os de extração mineral; de borracha, fumo e couro; construção civil; minerais não metálicos; têxtil/confecções; indústria de calçados e indústria química, em boa parte intensivos em trabalho, aproveitando a disponibilidade de mão de obra de baixo custo (CAVALCANTI JÚNIOR e LIMA, 2019). Porém, as atividades tradicionais de baixa eficiência e produtividade ainda predominam na região como um todo.

Verifica-se ainda que a desigualdade permanece elevada, com a continuidade de áreas muito pobres, e o dinamismo observado não se apresenta de maneira uniforme, mostrando a existência de pequenos espaços de crescimento mais acelerado.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

A fim de alcançar as metas propostas para este trabalho, realizou-se uma pesquisa exploratória por meio de um amplo levantamento bibliográfico e para avaliação do conjunto de dados provenientes dos diferentes estudos, utilizou-se como método a revisão sistemática, buscando-se analisar e sintetizar toda a evidência acerca do tema analisado.

A pesquisa bibliográfica busca a resolução de um problema por meio de referenciais teóricos publicados, analisando e discutindo as várias contribuições científicas. Esse tipo de pesquisa trará subsídios para o conhecimento sobre o que foi pesquisado, como e sob que enfoque e/ou perspectivas foi tratado o assunto apresentado na literatura científica (BOCCATO, 2006).

Inicialmente, foram apresentados conceitos importantes para uma melhor compreensão do fenômeno de colapso em solos, seus mecanismos, locais de ocorrência e os principais métodos de identificação propostos pelos pesquisadores do tema. Além disso, foram levantadas informações gerais sobre a região a ser analisada, abordando aspectos relacionados à climatologia, pedologia, geologia, geomorfologia, vegetação, hidrografia e situação socioeconômica.

Em seguida, foi realizada a atualização do Banco de Dados de Solos Especiais – BANDASE, iniciado por Ferreira (1990), com a participação do Grupo de Pesquisa de Solos Não Saturados (GÑSat) da Universidade Federal de Pernambuco por meio de uma atividade de pesquisa bibliográfica realizada em diversas classes de documentos acadêmicos, tais como artigos de jornais, revistas, congressos, simpósios e encontros, monografias, dissertações, teses, livros e outras fontes técnicas. Posteriormente, foram agrupadas e analisadas informações e parâmetros geotécnicos de amostras de solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

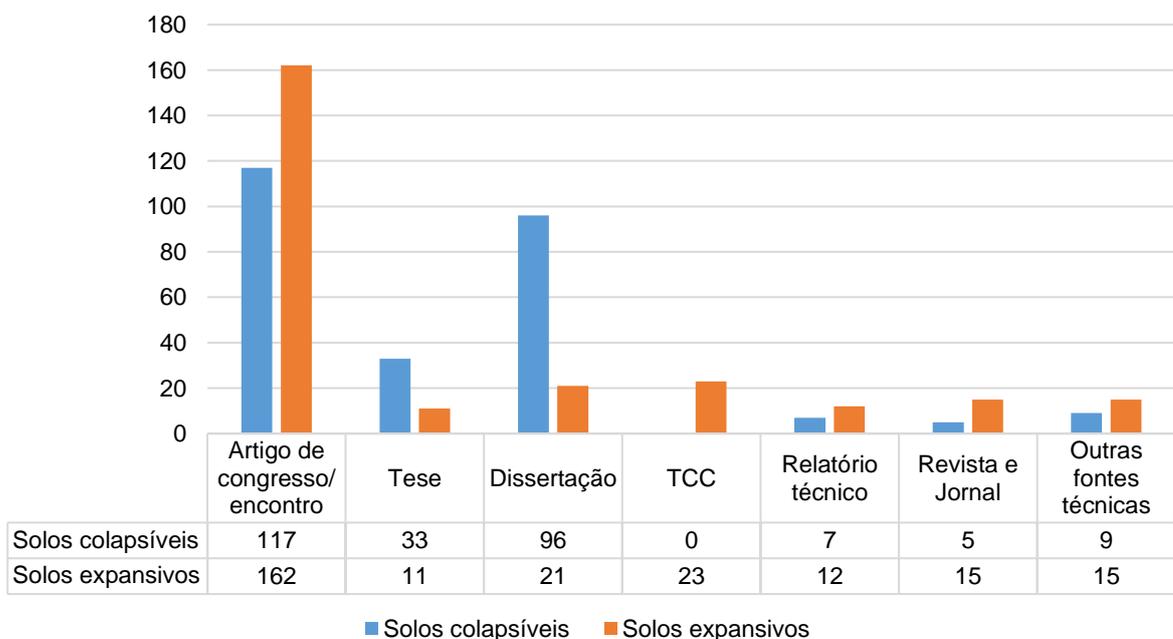
O BANDASE corresponde a um arquivo do Planilhas Google armazenado no Google Drive, que possui duas bases de dados de solos especiais do Brasil, uma referente à ocorrência de solos colapsíveis e a outra de solos expansivos, sendo constituído por registros (linhas) e campos (colunas), que correspondem às ocorrências extraídas da literatura existente e às características associadas a essas ocorrências, respectivamente. Ambas as bases de dados do BANDASE possuem informações de identificação, localização, distribuição granulométrica, índices físicos, limites de consistência, ensaios de compactação, caracterização química, diferindo

apenas nos campos referentes a ensaios específicos para análise da expansão e do colapso. A descrição de cada campo do BANDASE está apresentada nos Apêndices A e B.

Ressalta-se que a atividade de pesquisa bibliográfica para atualização do BANDASE, foi realizada pelo GÑSat em diversos portais de publicações científicas e acadêmicas, tais como: ResearchGate, SciELO, Google Acadêmico, Oasisbr, Scopus, Periódicos CAPES/MEC, biblioteca virtual da Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia (ABMS), ZoteroBib, Sistema Integrado de Bibliotecas da UFPE e Biblioteca Digital Brasileira de Teses e Dissertações (BDTD), onde o método de pesquisa se deu mediante o uso de palavras chaves pertinentes aos solos colapsíveis e expansivos, sendo elas: colap, colapso, colapsível, colapsíveis, colapsibilidade, expans, expansivo, expansivos, expansividade e expansão (BORGES, 2022).

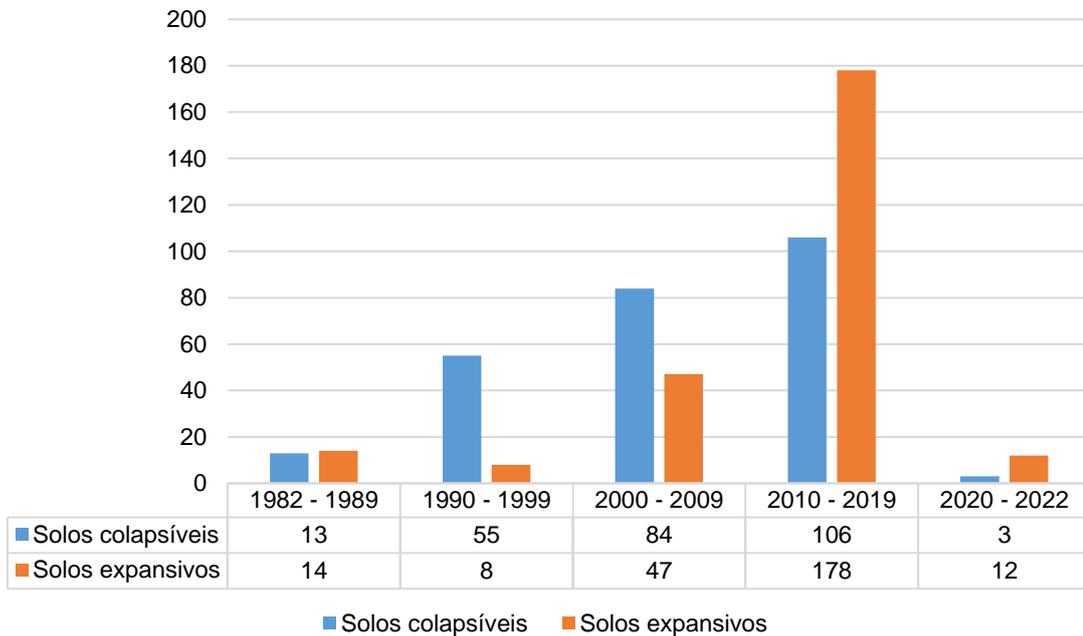
Atualmente, o BANDASE dispõe de 267 registros de solos colapsíveis e 259 de solos expansivos estudados em todo o Brasil, cuja distribuição temporal varia de 1982 a 2022. As Figuras 15 e 16 apresentam, respectivamente, o quantitativo dos registros por classes de documentos acadêmicos que compõem o BANDASE e a distribuição temporal dos registros.

Figura 15 – Quantitativo dos registros por classes de documentos acadêmicos que compõem o BANDASE.



Fonte: A autora (2022).

Figura 16 – Distribuição temporal dos registros de solos colapsíveis e expansivos que compõem o BANDASE.



Fonte: A autora (2022).

Para alimentação e atualização do BANDASE, os dados das amostras de solos situadas nas mesmas coordenadas geográficas, porém coletadas em diferentes profundidades, foram consideradas registros distintos. As informações geotécnicas dos solos colapsíveis da região semiárida brasileira foram obtidas individualmente para cada amostra. No entanto, a análise de cada parâmetro e método de identificação aplicado foi realizada reunindo-se os dados por estado da região estudada.

Dessa forma, foram verificados 35 artigos de congressos e encontros, 11 dissertações, 05 teses, 02 artigos de jornais e revistas, 01 relatório técnico do CNPq e 01 trabalho fornecido por outra fonte técnica, cujas informações estão associadas à ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro e assim, foi possível mapear os locais de ocorrência de solos colapsíveis dentro da área de interesse, bem como apontar os principais problemas em obras associados à ocorrência destes solos.

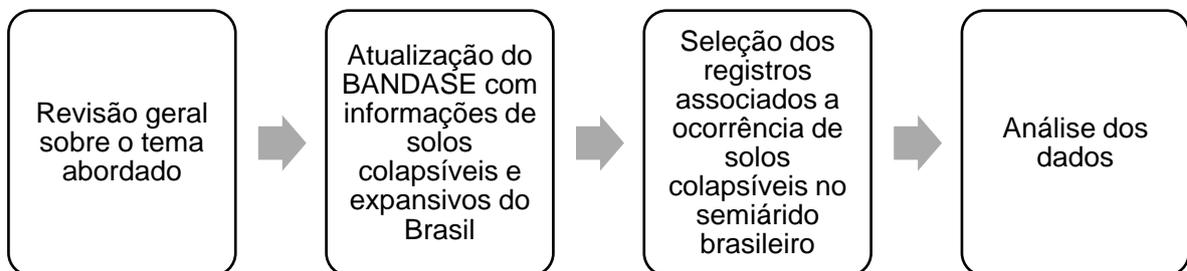
Analisando e agrupando os resultados experimentais obtidos na literatura, foi apresentada a caracterização geotécnica dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro através da verificação de resultados de ensaios físicos, químicos, mineralógicos, e de ensaios mais respecíficos como edométricos simples e duplos, cisalhamento direto realizado antes, durante e após a inundação e ensaios de campo, além da classificação destes solos quanto à colapsibilidade por diferentes métodos indiretos

(GIBBS e BARA, 1962; HANDY, 1973; McGOWN e COLLINS, 1975; FERREIRA, 1999; VILAR e RODRIGUES, 2015; ALVES, 2019; ALVES *et al.*, 2021) e diretos (REGINATTO e FERRERO, 1973; JENNINGS e KNIGHT, 1975; VARGAS, 1978; LUTENEGGER e SABER, 1988).

A avaliação da variação do potencial de colapso/expansão para algumas das amostras, a análise integrada do estado tensional e a influência dos diferentes fluidos percolantes no processo de colapso também foram abordadas. Apresentou-se ainda sobre probabilidade de ruína e análise de confiabilidade para fundações assentes sob solos colapsíveis e modelos numéricos para previsão do comportamento de colapso, bem como aplicação de Redes Neurais Artificiais (RNA) e sugestões de soluções e técnicas de melhoramento do solo para evitar ou minimizar os efeitos decorrentes da variação de volume dos solos colapsíveis, elucidando esta temática com as medidas adotadas para os problemas verificados em obras da região semiárida do Brasil.

A Figura 17 apresenta o fluxograma com as etapas metodológicas realizadas nesta pesquisa.

Figura 17 – Etapas metodológicas da pesquisa.



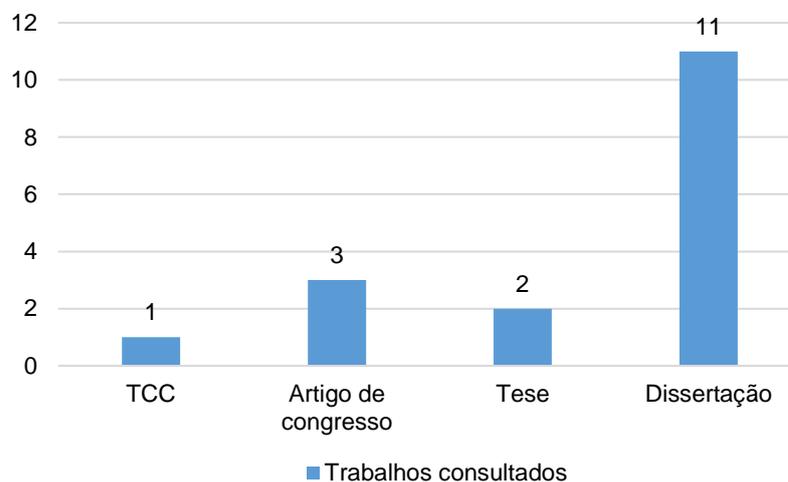
Fonte: A autora (2022).

#### 4 RESULTADOS E ANÁLISES

O processo de atualização do BANDASE, realizado no período de dezembro de 2020 a dezembro de 2021, resultou na inserção de 47 registros de solos colapsíveis e 6 registros de solos expansivos do Brasil, dos quais 24 registros correspondem a solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

A Figura 18 traz o quantitativo de trabalhos consultados na atualização do BANDASE e o apêndice C apresenta as referências utilizadas para atualização do banco de dados, bem como a quantidade de registros associada, os locais de ocorrência e a classe do documento acadêmico revisitado.

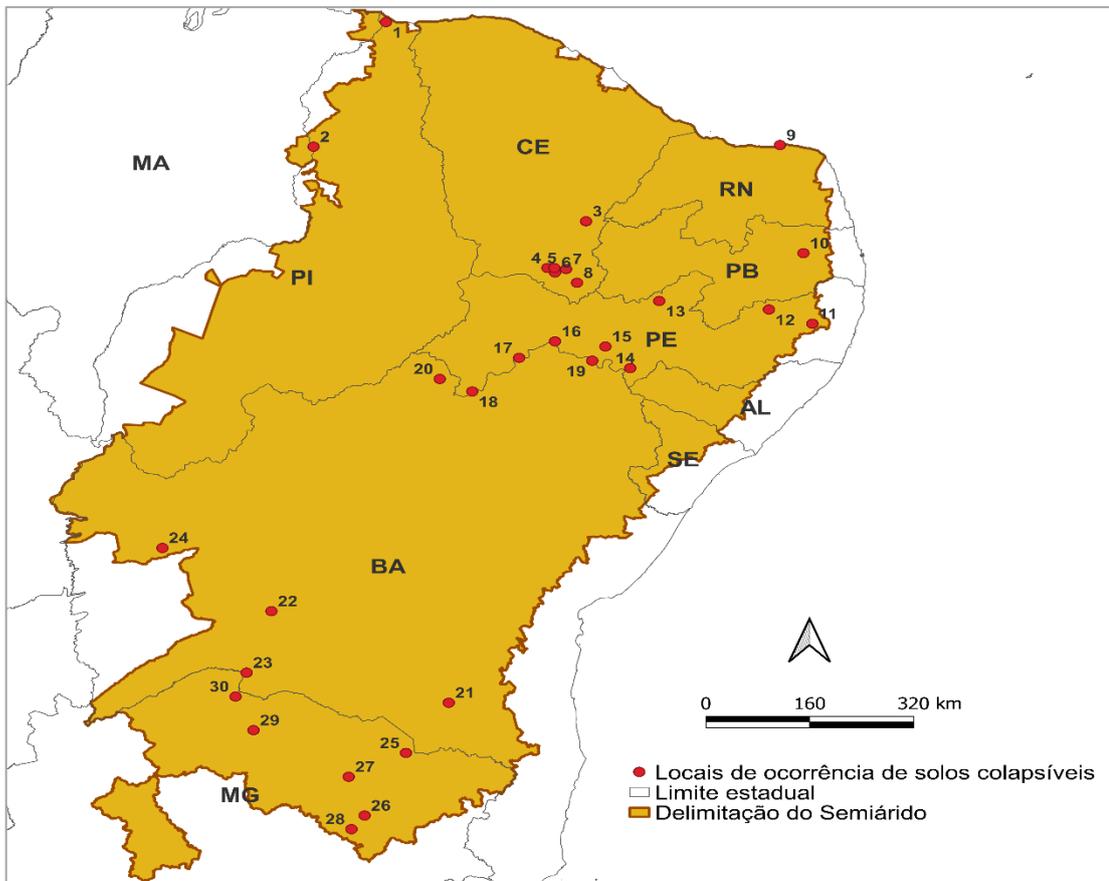
Figura 18 – Quantitativo de trabalhos consultados na atualização do BANDASE.



Fonte: A autora (2022).

Realizada a atualização do BANDASE, foram identificados 112 registros de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro, do total de 267 no país. Alguns desses registros não apresentaram todas as características necessárias para análise dos parâmetros geotécnicos e aplicação dos métodos diretos e indiretos propostos para avaliação da colapsibilidade, limitando a apreciação dos dados para determinadas localidades. A Figura 19 apresenta a localização dos municípios do semiárido brasileiro com ocorrência de solos colapsíveis.

Figura 19 – Municípios do semiárido brasileiro com ocorrência de solos colapsíveis.



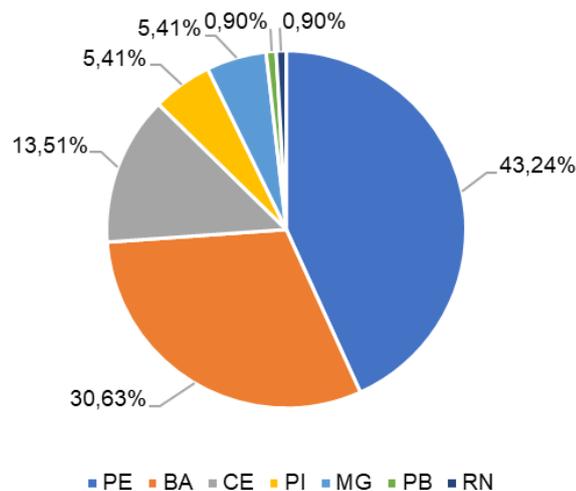
Fonte: A autora (2022).

Legenda: **1 – Parnaíba (PI)**: Riani e Barbosa (1989); Mendonça Neto (2011); Mendonça Neto e Ferreira (2015); **2 – Teresina (PI)**: Aquino (2020); **3 – Icó (CE)**: Chagas, Moura e Carneiro (2019); **4 – Crato (CE)**: Rolim e Bandeira (2016); **5 – Juazeiro do Norte (CE)**: Filho, Moura e Futai (2010); Batista e Bandeira (2012); Bandeira *et al.* (2012); Melo e Bandeira (2014); Xavier (2018); Xavier *et al.* (2018); Gonçalves *et al.* (2018); Chaves *et al.* (2018); **6 – Barbalha (CE)**: Guilherme *et al.* (2016); **7 – Missão Velha (CE)**: Barbosa, Guilherme e Bandeira (2015); **8 – Brejo Santo (CE)**: Barbosa, Bandeira e Guilherme (2016); **9 – São Bento do Norte (RN)**: Araújo *et al.* (2018); **10 – Areia (PB)**: Martínez (2003); **11 – Gravatá (PE)**: Ferreira (1989); **12 – Santa Cruz do Capibaribe (PE)**: Oliveira e Ferreira (2012); **13 – Carnaíba (PE)**: Ferreira (1989); **14 – Petrolândia (PE)**: Ferreira (1989); Ferreira (1995); Souza Neto (2004); Dourado (2005); Ferreira e Monteiro (2006); Ferreira e Monteiro (2007); Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); **15 – Floresta (PE)**: Sarmiento e Albuquerque (2010); Araújo e Souza Neto (2014); **16 – Cabrobó (PE)**: Ferreira e Vasconcelos (2008); **17 – Santa Maria da Boa Vista (PE)**: Ferreira e Teixeira (1989); Marinho (2018); Silva Neto, Oliveira e Ferreira (2018); **18 – Petrolina (PE)**: Aragão e Melo (1982); Ferreira (1989); Fucalc (2000); Silva (2003); Torres (2014); Borges (2016); Silva *et al.* (2016); Freitas (2017); Santos e Ferreira (2017); Santos *et al.* (2017); Santos *et al.* (2018); Santos (2018); Alves (2019); Alves *et al.* (2021); **19 – Rodelas (BA)**: Ferreira (1989); **20 – Casa Nova (BA)**: Brindeiro *et al.* (2018); **21 – Vitória da Conquista (BA)**: Menezes *et al.* (2018); **22 – Bom Jesus da Lapa (BA)**: Mendonça (1990); Pereira, Mahler e Hurry (1990); Aflitos *et al.* (1990); **23 – Malhada (BA)**: Custódio *et al.* (2004); **24 – Barreiras (BA)**: Burgos,

Fonseca e Campos (2010); **25 – Águas Vermelhas (MG)**: Carvalho (1994); **26 – Araçuaí (MG)**: Carvalho (1994); **27 – Salinas (MG)**: Carvalho (1994); **28 – Jenipapo de Minas (MG)**: Carvalho (1994); **29 – Jaíba (MG)**: Ferreira *et al.* (1989); **30 – Manga (MG)**: Wolle *et al.* (1978); Wolle *et al.* (1981); Benvenuto (1982).

Os locais de ocorrência de solos colapsíveis estão distribuídos entre 30 cidades de 7 estados da região semiárida brasileira. A maior quantidade de ocorrências foi registrada no estado de Pernambuco, seguida pelos estados da Bahia, Ceará, Piauí, Minas Gerais, Paraíba e Rio Grande do Norte, conforme apresenta a Figura 20.

Figura 20 – Ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.

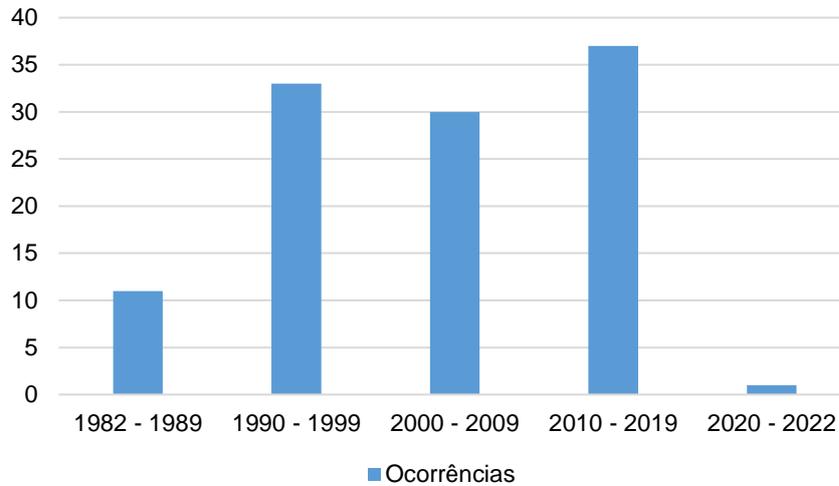


Fonte: A autora (2022).

Os percentuais de ocorrências nos estados de Pernambuco (43,24%) e da Bahia (30,63%) se devem principalmente aos estudos desenvolvidos nas últimas décadas pelo Grupo de Solos Não Saturados (GÑSat) da Universidade Federal de Pernambuco e pelo Grupo de Geotecnia da Universidade Federal da Bahia, que lidam com problemas de solos colapsíveis e expansivos, cujos resultados dos trabalhos têm diversas aplicações, tanto no âmbito acadêmico, quanto na interação com a sociedade e poder público.

Verificou-se também que a maior parte das ocorrências (33,93%) foi observada na última década, o que justifica-se pelo fato de que cada vez mais tem-se avançado na utilização de técnicas e ensaios de laboratório e de campo que visam conhecer a influência que o mecanismo de colapso tem em relação a parâmetros básicos do solo. A Figura 21 apresenta a distribuição temporal das ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.

Figura 21 – Distribuição temporal das ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.



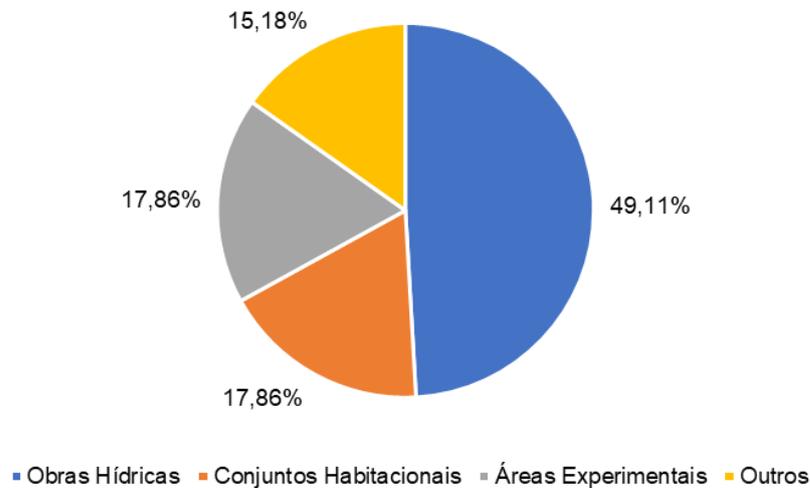
Fonte: A autora (2022).

#### 4.1 PROBLEMAS EM OBRAS ASSOCIADOS A OCORRÊNCIA DE SOLOS COLAPSÍVEIS NO SEMIÁRIDO BRASILEIRO

Quando a obra é executada em solos que apresentam instabilidade volumétrica quando umedecidos, há uma grande probabilidade de ocorrência de problemas graves de engenharia. No caso de solos colapsíveis, podem ocorrer problemas estruturais como trincas e fissuras ou até a ruptura de casas, edifícios, reservatórios, canais de irrigação e até depressões em pavimentos das rodovias (MENDONÇA, 1990).

A região semiárida do Brasil apresenta uma série de casos de problemas em obras de engenharia relacionados a solos colapsíveis, conforme apresenta a Figura 22, principalmente em obras hídricas – 49,11% (canais – 44,64% e barragens – 4,46%), conjuntos habitacionais – 17,86%, áreas experimentais – 17,86% (locais onde houve a investigação geotécnica para identificação de solos colapsíveis sem a especificação do tipo de obra associado), além de outros tipos de obras – 15,18% (escolas – 11,61%, cadeia pública – 0,89%, parque eólico – 0,89%, avenidas – 0,89% e shopping – 0,89%).

Figura 22 – Problemas em obras associados a ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.



Fonte: A autora (2022).

No Projeto de Irrigação do Distrito Agro-Industrial de Jaíba, em Manga (MG) surgiram danos no revestimento de concreto do canal devido a presença de solos colapsíveis com deformações excessivas quando umedecidos e/ou carregados (WOLLE *et al.*, 1978; WOLLE *et al.*, 1981; BENVENUTO, 1982).

Em Petrolina (PE), Aragão e Melo (1982) realizaram investigações geotécnicas sobre os solos de fundação do Conjunto Habitacional Massangano com o objetivo de obter as características colapsíveis desses solos. Nesse conjunto com 1200 casas foram verificadas em mais de 600 edificações patologias (fissuras, trincas e rachaduras) devido à ocorrência de colapsividade nos solos de fundação.

Ferreira (1988); Ferreira e Teixeira (1989); Ferreira (1990) relatam problemas no reassentamento Itaparica, em Petrolândia (PE), Rodelas (BA) e Santa Maria da Boa Vista (PE), envolvendo a construção de cerca de 5800 casas, onde uma grande parte das edificações apresentou sérios problemas de fissuras e trincas ocasionando, em alguns casos, a completa demolição para posterior reedificação.

Nas investigações geotécnicas preliminares do Projeto Tabuleiros Litorâneos, em Parnaíba (PI), verificou-se a presença de solos colapsíveis com deformações excessivas (RIANI e BARBOSA, 1989). Mendonça Neto (2011) e Mendonça Neto e Ferreira (2015) também constataram a ocorrência de solos colapsíveis em um Canal de Irrigação em Parnaíba (PI).

Mendonça (1990) constatou de forma preliminar (na fase de desenvolvimento dos projetos básicos e executivos) a ocorrência de solos colapsíveis nas camadas de

fundações das obras do perímetro de irrigação Formoso “A”, na cidade de Bom Jesus da Lapa (BA), em uma área total a ser irrigada de 10 000ha, com um canal principal de 26,4 km de extensão.

Carvalho (1994) estudou os solos de fundação de barragens de pequeno porte (Samambaia, Bananal, Salinas, Setúbal e Calhauzinho) localizadas no Vale de Jequitinhonha (MG), observando que os solos analisados, em especial os coluvionares, quando carregados e inundados, sofreram grandes deformações por colapso.

Fucale (2000) realizou estudos sobre solos colapsíveis de Petrolina (PE) para a construção do Canal Pontal Azul (CPA), com cerca de 35 km de extensão. Silva (2003) também descreveu as patologias que ocorreram devido ao colapso do solo no Conjunto Residencial Privê Village, em Petrolina (PE), onde oito das quatorze casas geminadas apresentaram fissuras bastante proeminentes que causaram desconforto e insegurança para os moradores (Figura 23).

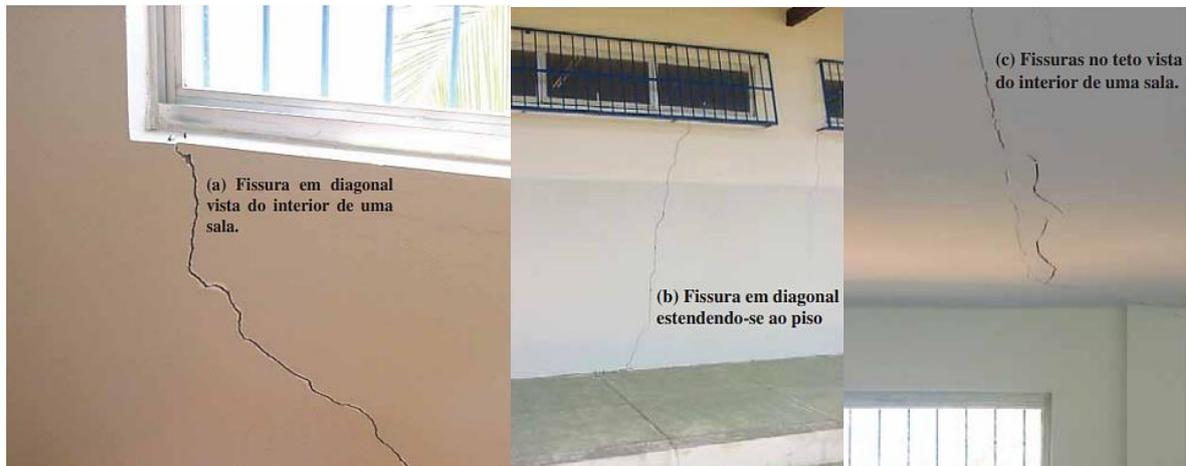
Figura 23 – Fissuras devido ao colapso – Conjunto Residencial Privê Village, em Petrolina (PE).



Fonte: Silva (2003).

Souza Neto (2004) estudou os danos por colapso nas edificações de um Colégio Agrícola no perímetro urbano de Petrolândia (PE), que resultaram na demolição e reconstrução de várias salas de aula (Figura 24).

Figura 24 – Exemplos de danos provocados por colapso do solo no Colégio Agrícola de Petrolândia (PE): (a) Fissura em diagonal vista do interior de uma sala. (b) Fissura em diagonal estendendo-se ao piso. (c) Fissuras no teto vista do interior de uma sala.



Fonte: Souza Neto (2004).

Ferreira e Vasconcelos (2008) observaram que o trecho Norte do canal do Projeto de Integração do Rio São Francisco, que passa pelo município de Cabrobó (PE), seria apoiado em solo com suscetibilidade média e baixa de apresentar colapso quando solicitado por carga e ocorrer redução da sucção, requerendo cuidados especiais no projeto e na construção.

Bandeira *et al.* (2012) verificaram a existência de solos com comportamento colapsível no bairro de São José, em Juazeiro do Norte (CE), onde foi construída uma Escola Profissionalizante, obra que vinha apresentando rachaduras durante a sua construção (Figura 25).

Figura 25 – Patologias na Obra da Escola Profissionalizante de Juazeiro do Norte – CE. (a) rachaduras. (b) Detalhe da rachadura.



Fonte: Bandeira *et al.* (2012).

Os resultados dos estudos de Araújo e Souza Neto (2014) indicaram que o canal Leste do PISF, no município de Floresta (PE), numa extensão da ordem de 40

km, possuía elevada suscetibilidade ao colapso, podendo causar danos à obra caso o solo não fosse devidamente tratado.

Guilherme *et al.* (2016) analisaram o potencial de colapso de uma amostra de solo localizada no terreno da Cadeia Pública do município de Barbalha (CE), devido à incidência de rachaduras. O prédio foi inicialmente construído em 1877 e veio a desabar em 2004, devido a um grande volume de chuvas. Em 2008 foi reinaugurado um novo prédio que, após pouco tempo de funcionamento, apresentou patologias.

Em um trecho do Projeto Cinturão das Águas do Ceará (CAC), que atravessa os municípios de Brejo Santo (CE) e Missão Velha (CE), Barbosa, Bandeira e Guilherme (2016) observaram a ocorrência de solos com comportamento colapsível, recomendando que fossem adotadas técnicas de supressão desse fenômeno para que a obra a ser assente tivesse a sua vida útil preservada.

Aquino (2020) verificou que os pontos de afundamento no perímetro urbano de Teresina (PI) se localizam em área de média suscetibilidade ao colapso, contudo, em transição com uma região de alta suscetibilidade (Figura 26).

Figura 26 – Ocorrência recentes de afundamentos do solo no perímetro urbano de Teresina (PI): (a) Cratera de 5 metros. (b) Demolição da casa que apresentou uma Cratera. (c) Buraco na Av. Raul Lopes.



Fonte: Aquino (2020).

A literatura menciona vários casos de obras apoiadas sobre solos colapsíveis no semiárido brasileiro, além dos citados anteriormente. A Tabela 7 apresenta os principais tipos de ensaios de laboratório e campo utilizados nas investigações geotécnicas para identificação de solos colapsíveis no semiárido brasileiro e indica os estados da região semiárida e o percentual de registros onde foram realizados tais ensaios. Os Apêndices D, E e F apresentam as referências bibliográficas associadas.

Tabela 7 – Principais ensaios de laboratório e campo realizados no semiárido brasileiro.

	<b>Ensaio</b>	<b>Quantidade de registros (%)</b>	<b>Estado</b>
<b>Ensaio de laboratório</b>	Caracterização física	90,18	BA, CE, MG, PB, PE, PI, RN
	Caracterização química	36,60	BA, CE, MG, PE, PI
	Caracterização mineralógica	39,29	BA, CE, MG, PE
	Caracterização microestrutural	9,00	BA, CE, MG, PE, PI
	Edométricos simples	65,18	BA, CE, MG, PE, PI
	Edométricos duplos	40,18	BA, CE, MG, PE, PI
	Relação sucção - umidade	3,50	CE, PE
	Resistência ao cisalhamento com inundação	2,68	PE
<b>Ensaio de campo</b>	Sondagem à percussão - SPT	3,50	PE, CE
	Sondagem à percussão com torque - SPT-T	1,79	PE, CE
	Expansocolapsômetro	3,50	CE, PE
	Prova de carga em placa	3,50	BA, PE
	Penetrômetro dinâmico ligeiro - DPL	0,90	PE
	Penetrômetro estático - PE	0,90	PE
	Deflectômetro de impacto ligeiro - LWD	0,90	PE
Ensaio com pressiômetro	0,90	PE	

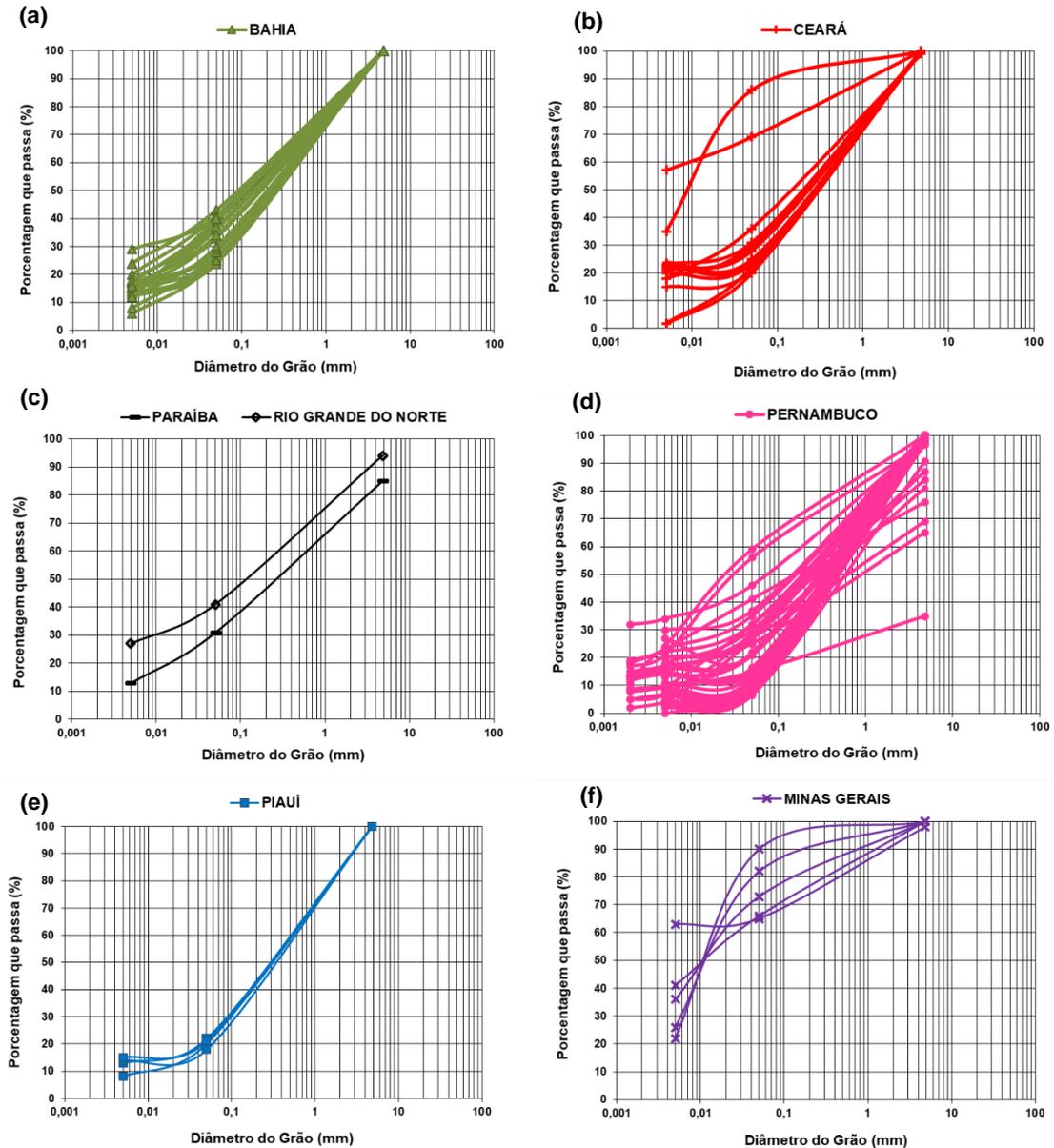
BA – Bahia; CE – Ceará; MG – Minas Gerais; PB – Paraíba; PI – Piauí; RN – Rio Grande do Norte.

Fonte: A autora (2022).

#### 4.2 CARACTERIZAÇÃO FÍSICA

Considerando o Sistema de Classificação Unificada dos Solos (SUCS), 42,86% dos solos colapsíveis analisados do semiárido brasileiro são classificados como areia argilosa (SC); 38,57% areia siltosa (SM); 11,43% argilas arenosas de baixa plasticidade (CL) e 7,14% areias mal graduadas/pedregulhosas (SP). A Figura 27 apresenta as curvas de distribuição granulométrica das amostras estudadas por estado da região semiárida do Brasil.

Figura 27 – Curvas Granulométricas: (a) Bahia; (b) Ceará; (c) Paraíba e Rio Grande do Norte; (d) Pernambuco; (e) Piauí; (f) Minas Gerais.

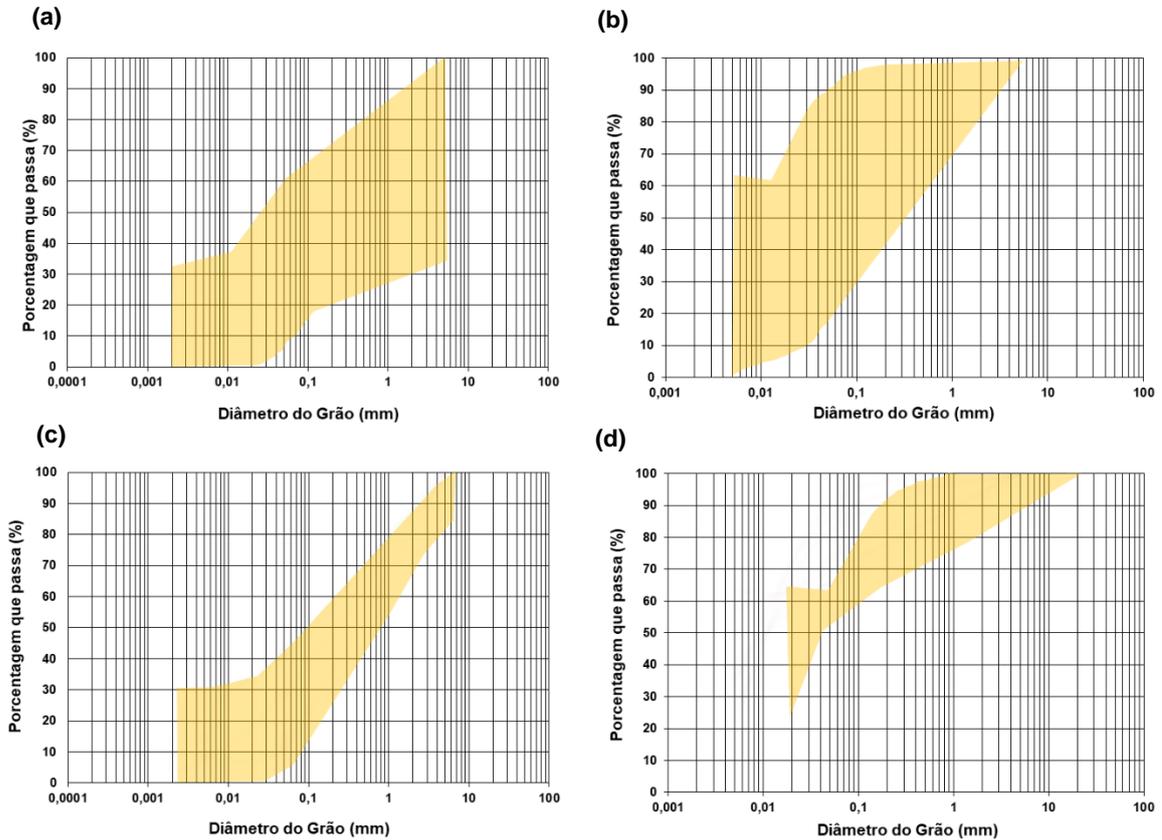


Fonte: A autora (2022).

Os solos colapsíveis com textura grossa predominam nos estados da Bahia, Paraíba, Rio Grande do Norte, Pernambuco e Piauí, conforme faixa granulométrica apresentada na Figura 28a. Observa-se ainda a ocorrência de solos colapsíveis com textura variando de granular a fina, no estado do Ceará, e com textura predominantemente fina, no estado de Minas Gerais, situados na faixa granulométrica da Figura 28b. Verifica-se que os solos colapsíveis do semiárido brasileiro apresentam dois tipos básicos de formatos de curvas granulométricas: as curvas dos solos

arenosos são tipo A (Figura 28c) e correspondem a 90,79% dos solos colapsíveis analisados, e as curvas dos solos argilosos são tipo B (9,21%), Figura 28d.

Figura 28 – Faixa granulométrica dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Textura granular (Bahia, Paraíba, Rio Grande do Norte, Pernambuco e Piauí); (b) Textura variando de granular a fina (Ceará e Minas Gerais); (c) Faixa granulométrica das curvas do tipo A; (d) Faixa granulométrica das curvas do do tipo B.



Fonte: A autora (2022).

As Figuras 29a, 30a e 31a apresentam curvas de retenção de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro, de acordo com Santos (no prelo) a partir das formulações matemáticas de Van Genuchten (1980) e Gitirana Júnior e Fredlund (2004), relacionando a quantidade de água presente no material poroso (umidade) e a energia necessária para remover essa água (sucção).

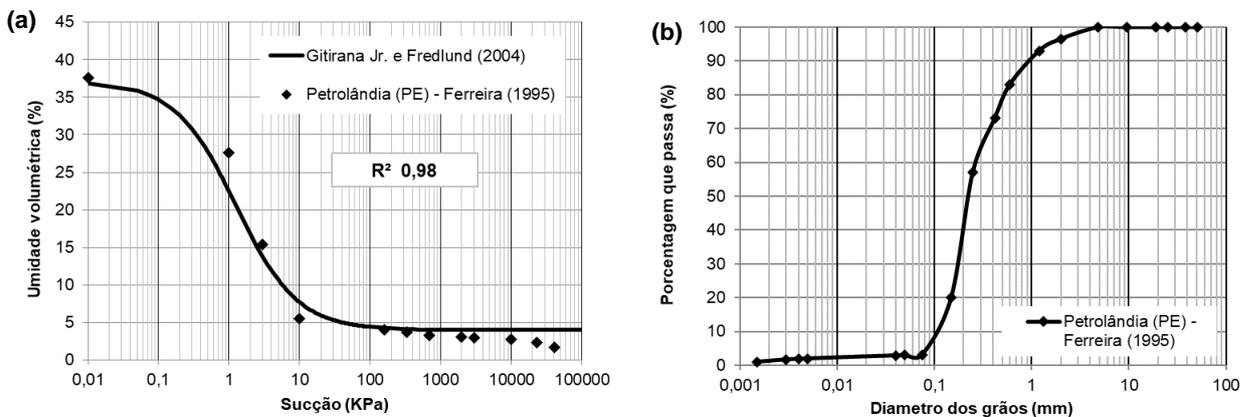
As curvas características dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro analisados apresentaram uma variação de sucção em geral entre 0,01 e 30.000 kPa. Apenas o solo de Petrolândia apresentou uma sucção maior, cerca 117.000 kPa (Figura 29a).

A forma dessas curvas de retenção é típica de solos predominantemente arenosos (Figuras 29b, 30b e 31b): há um trecho inicial onde se observa grande variação na umidade com pequena variação da sucção, seguido por outro trecho onde

pequenas variações de umidade ocorrem com o aumento da sucção. São curvas de comportamento unimodal, apresentando um único trecho de dessaturação.

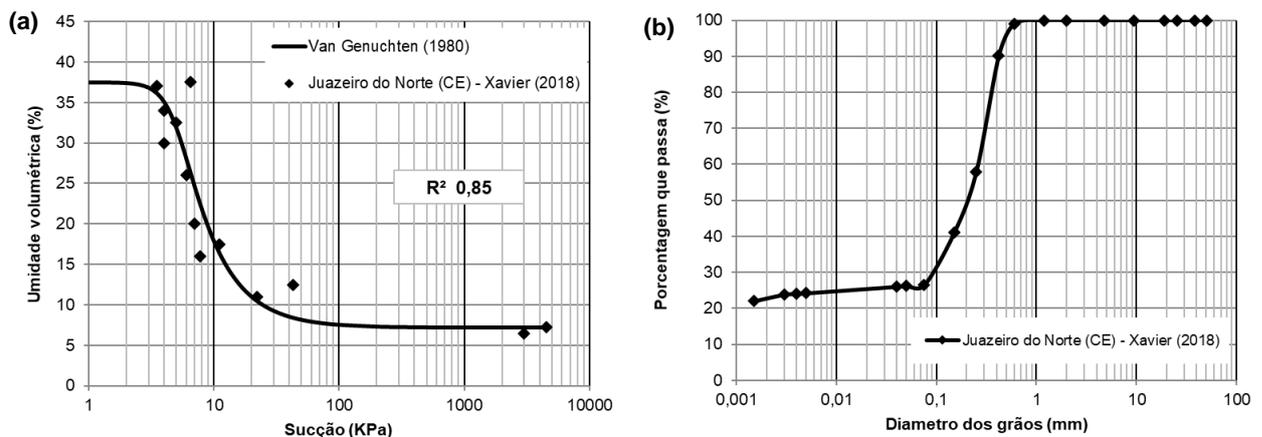
As inclinações acentuadas também são característica de solos que possuem uma textura arenosa, onde o ponto de entrada de ar se apresenta em baixos valores de sucção, pois pequenas variações na sucção são suficientes para ocasionar grande perda de umidade no solo, resultando em formas mais abruptas da curva característica.

Figura 29 – (a) Curva de retenção do solo colapsível de Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995) pelo método de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995).



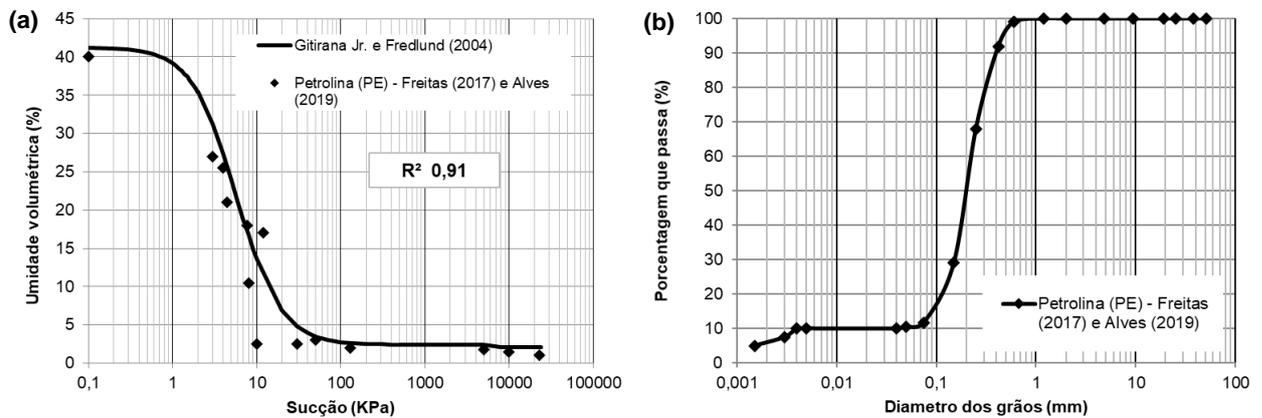
Fonte: Santos (2022).

Figura 30 – (a) Curva de retenção do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018) pelo método Van Genuchten (1980). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018).



Fonte: Santos (2022).

Figura 31 – (a) Curva de retenção do solo colapsível de Petrolina – PE (FREITAS, 2017; ALVES, 2019) pelo método de Gitirana Jr. e Fredlund (2004). (b) Curva granulométrica do solo colapsível de Petrolina – PE (FREITAS, 2017; ALVES, 2019).



Fonte: Santos (2022).

Os parâmetros utilizados nos ajustes das curvas características dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro pelos métodos de Van Genuchten (1980) e Gitirana Júnior e Fredlund (2004) são apresentados na Tabela 10. Os ajustes propostos pelos autores apresentaram coeficientes de correlação linear entre 0,83 e 0,98. De um modo geral, os ajustes de Gitirana Júnior e Fredlund (2004), apresentaram uma melhor correlação linear.

Tabela 8 – Parâmetros utilizados nos ajustes das curvas características dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro pelos métodos de Van Genuchten (1980) e Gitirana Júnior e Fredlund (2004).

Ajustes	Índices	Petrolândia - PE	Petrolina - PE	Juazeiro do Norte - CE
Van Genuchten (1980)	$\theta_r$	0,04	0,01	0,072
	$\theta_s$	0,38	0,40	0,38
	$\alpha$	1,5	0,2	0,2
	$n$	1,9	2,7	2,5
	$m$	0,474	0,630	0,600
	$R^2$	<b>0,98</b>	<b>0,89</b>	<b>0,85</b>
Gitirana Júnior e Fredlund (2004)	S1	100	95	85,68
	S2	10,81	4,3	25,47
	$\psi_b$	0,01	0,1	3,5
	$\psi_{res}$	160	250	22
	$d$	1	1,5	2,9
	$R^2$	<b>0,98</b>	<b>0,91</b>	<b>0,83</b>

Fonte: Santos (2022).

A Tabela 11 apresenta um resumo com os resultados dos principais ensaios de caracterização física dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro. O valor médio

da densidade real dos grãos (2,66), próximo a do quartzo (2,65) e da caulinita ( $2,65 \pm 0,02$ ), aliado ao baixo peso específico médio do solo (15,62 KN/m<sup>3</sup>), indica uma estrutura macroporosa, cuja porosidade média é 45,40%. Esta característica, juntamente com a baixa umidade (umidade média de 5,05%), faz com que o solo se apresente com um baixo grau de saturação, cujo valor médio é 17,78%.

Feda (1966) afirma que a principal condição para o solo ser colapsível é apresentar uma porosidade maior que 40%. Segundo Mendonça (1990), a propriedade macroporosa e o baixo grau de saturação são características da maior parte dos solos colapsíveis.

Tabela 9 – Resumo dos ensaios de caracterização física de solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

<b>Parâmetro geotécnico</b>	<b>Mínimo</b>	<b>Média</b>	<b>Máximo</b>	<b>Desvio Padrão</b>	<b>Coef. de Variação (%)</b>
w (%)	0,20	5,05	22,30	4,34	85,94
$\rho_d$ (KN/m <sup>3</sup> )	13,39	15,62	19,40	7,90	50,58
e	0,48	0,73	0,95	0,37	50,27
n (%)	40,00	45,40	48,00	3,28	7,22
G <sub>s</sub>	2,60	2,66	2,86	1,23	46,24
S <sub>r</sub> (%)	1,41	17,78	54,65	12,91	72,61
w <sub>ot</sub> (%)	7,20	10,17	17,60	5,40	53,10
$\gamma_{smáx}$ (KN/m <sup>3</sup> )	16,70	19,42	21,00	9,34	48,09

Fonte: A autora (2022).

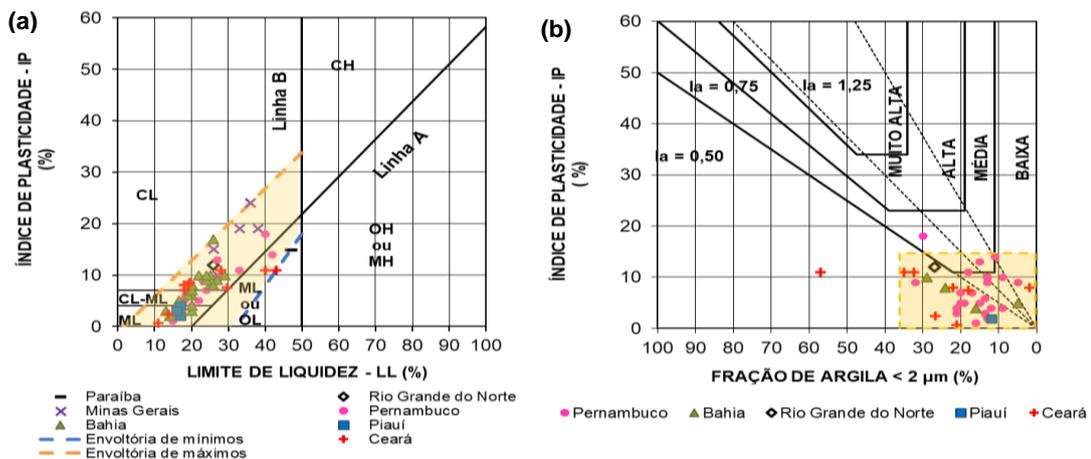
Os valores de limite de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP) das amostras de solos colapsíveis dos estados do semiárido brasileiro estão situados no entorno da Linha A e à esquerda da Linha B da Carta de Plasticidade, conforme apresenta a Figura 32a. No total, 23,25% dos solos analisados não apresentaram valores de LL e IP definidos (8,95% são não plásticos – NP; 5,35% são não líquidos – NL; 8,95% são NP e NL).

Traçando-se a envoltória dos valores máximos de LL e IP ( $IP = 0,7LL - 12$ ), verifica-se que a declividade dessa reta é de valor muito próximo à declividade da Linha A ( $IP = 0,73LL - 14,6$ ), enquanto a envoltória dos valores mínimos de LL e IP ( $IP = LL - 32$ ) possui declividade igual a 1.

Assim, verifica-se que os valores de LL e IP dos solos colapsíveis da região semiárida do Brasil situam-se numa região gráfica delimitada pelas seguintes equações:  $IP = 0$ ;  $IP = 0,7LL - 12$ ;  $IP = 0,73LL - 14,6$ ;  $LL = 50$ .

Observa-se ainda que os solos colapsíveis do semiárido brasileiro possuem  $IP < 30\%$  e  $10\% < LL < 50\%$ . Dessa forma, os limites de Atterberg não se situam de acordo com Dudley (1970), que afirma que a maioria dos solos colapsíveis apresenta o limite de liquidez abaixo de 45 e o índice de plasticidade abaixo de 25.

Figura 32 – (a) Carta de plasticidade. (b) Carta de atividade.



Fonte: A autora (2022).

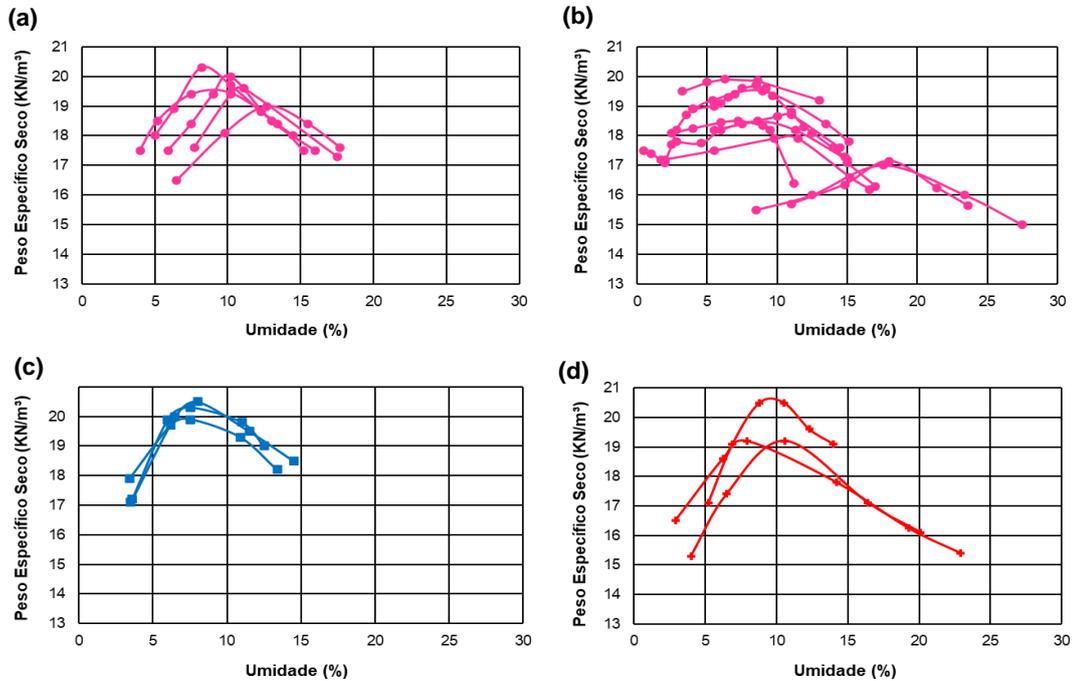
Os solos colapsíveis do semiárido brasileiro possuem fração de argila inferior a 35% (Figura 32b), com exceção de uma amostra do município do Crato – CE (ROLIM e BANDEIRA, 2016), que corresponde a uma argila arenosa de baixa plasticidade (CL).

Segundo Skempton (1953), a atividade das argilas desses solos varia de baixa a média: 89,19% possuem baixa atividade (amostras da Bahia, Rio Grande do Norte, Piauí e Ceará) e 10,81% possuem atividade média (alguns solos do estado de Pernambuco: Carnaíba - FERREIRA, 1989; Petrolina - FUCALE, 2000; Petrolina - SILVA, 2003).

As formas das curvas de compactação dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro são tipo A (90%) – apresentando um único pico, e tipo B (10%) – um pico e meio, de acordo com a classificação de Lee e Suedkamp (1972), Figura 33. No Piauí e no Ceará todas as curvas são tipo A; em Pernambuco, 77,78% das curvas são tipo A e 22,22% são tipo B (FERREIRA, 1995; SANTOS, 2018). Destaca-se que as amostras do estado de Pernambuco apresentam dois comportamentos distintos: 1 – curvas tipo A, com menores raios de curvatura e maiores picos (38,46%), Figura 33a;

2 – curvas tipo A e tipo B, com maiores raios de curvatura e menores picos (61,54%), Figura 33b.

Figura 33 – Curvas de compactação de solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Pernambuco (com menores raios de curvatura e maiores picos); (b) Pernambuco (com maiores raios de curvatura e menores picos); (c) Piauí; (d) Ceará.



Fonte: A autora (2022).

Quanto à origem geológica, no semiárido brasileiro foram verificados solos colapsíveis no Complexo Carnaíba Remobilizado, Complexo Monteiro, Formação Barreiras, Formação Jatobá, Formação Tacaratu, Formação Vazantes e Aluviões, Grupo Bambuí e Grupo Macaúbas, observando-se solos aluviais, eólicos, colúvios e solos residuais.

#### 4.3 CARACTERIZAÇÃO QUÍMICA

Os resultados dos ensaios químicos demonstram que nos solos colapsíveis do semiárido brasileiro predominam os solos ácidos (90,91%) em relação aos alcalinos (9,09%). Em Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990), Águas Vermelhas – MG, Araçuaí – MG, Jenipapo de Minas – MG e Salinas – MG (CARVALHO, 1994), Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995; SOUZA NETO, 2004; MOTTA e FERREIRA, 2007; MOTTA, FERREIRA e SOUZA, 2007), Petrolina – PE (TORRES, 2014; BORGES, 2016; FREITAS, 2017) e Parnaíba – PI (MENDONÇA NETO, 2011) os solos colapsíveis são ácidos ( $\text{pH} < 7$ ). O universo dessas amostras apresentou valores

baixos de capacidade de troca de cátions (CTC) e de superfície específica, os quais caracterizam a presença de argilomineral do tipo 1:1, neste caso específico a caulinita.

Em Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018), o elemento com maior concentração química na amostra foi o silício, que é o principal componente do mineral quartzo, havendo também uma concentração considerável de ferro e alumínio. Já o solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista – PE (MARINHO, 2018) é alcalino ( $\text{pH} > 7$ ), apresentando uma alta capacidade de troca catiônica, o que indica presença de altos teores de montmorilonita, e os maiores constituintes são os óxidos de silício ( $\text{SiO}_2$ ) e de alumínio ( $\text{Al}_2\text{O}_3$ ).

#### 4.4 CARACTERIZAÇÃO MINERALÓGICA

Através das análises de difração de raios – X, verificou-se que nos solos colapsíveis de Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990), Samambaia – MG, Bananal – MG, Salinas – MG, Setúbal – MG, Calhauzinho – MG (CARVALHO, 1994) e Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995; SOUZA NETO, 2004; MOTTA e FERREIRA, 2007; MOTTA, FERREIRA e SOUZA, 2007) as partículas maiores são constituídas essencialmente por grãos de quartzo, verificando-se ainda nos solos colapsíveis de Minas Gerais a ocorrência de torrões de argila.

Com relação às partículas menores, em Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990) estas são de caulinita, detectando-se também a presença de óxido de ferro. Em Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995; SOUZA NETO, 2004; MOTTA e FERREIRA, 2007; MOTTA, FERREIRA e SOUZA, 2007), a fração argila possui como principais componentes os minerais caulinita e mica, os grãos de quartzo se encontram, em sua maioria, revestidos por películas de óxido de ferro e também são observados os minerais ilmenita, magnetita, hematita, feldspato plagioclásio, feldspato potássico, titanita, turmalina e ainda minerais opacos. Nos solos colapsíveis de Minas Gerais (CARVALHO, 1994), os grãos menores são de caulinita, muscovita/ilita e também goetita (hidróxido de ferro) e gibsitita (hidróxido de alumínio), as duas últimas em pequenas quantidades.

Souza Neto (2004) destaca que a predominância de minerais de natureza pouco dispersiva, como os solos estudados nesta pesquisa, sugere que a interação química deve ter um papel secundário no processo do colapso, sendo este dominado pela perda de resistência dos vínculos devido à redução da sucção.

## 4.5 CLASSIFICAÇÃO QUANTO À COLAPSIBILIDADE

Vários critérios indiretos e diretos foram aplicados aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro para classificação quanto à colapsibilidade, cujos resultados serão apresentados a seguir.

### 4.5.1 Métodos indiretos

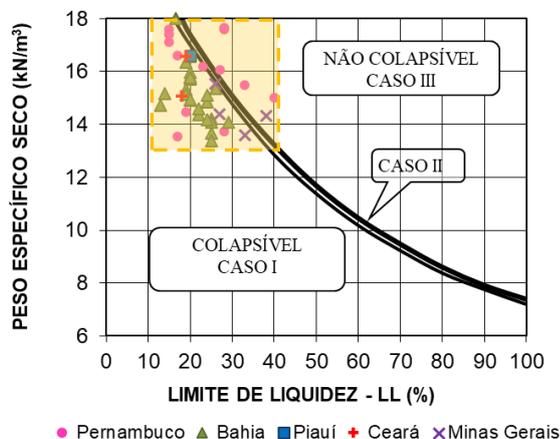
Foram utilizados diferentes métodos indiretos para análise dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro: Gibbs e Bara (1962); Handy (1973); McGown e Collins (1975); Ferreira (1999); Vilar e Rodrigues (2015); Alves (2019); Alves *et al.* (2021). As referências bibliográficas associadas aos métodos indiretos aplicados são apresentadas no Apêndice G.

#### 4.5.1.1 Gibbs e Bara (1962)

Pelo critério de Gibbs e Bara (1962), 89,58% dos solos analisados do semiárido brasileiro foram considerados colapsíveis, enquanto 10,42% correspondem a solos não colapsíveis (Figura 34).

Verifica-se que todos os solos estudados da Bahia, Ceará e Piauí são colapsíveis; 75% dos solos de Pernambuco e de Minas Gerais são colapsíveis e 25% dos solos destes dois estados são classificados como não colapsíveis, embora estes solos sejam classificados como colapsíveis através de métodos diretos. Observa-se ainda que não se verificaram limitações quanto a utilização deste critério para  $LL < 20\%$ .

Figura 34 – Critério de Gibbs e Bara (1962) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.



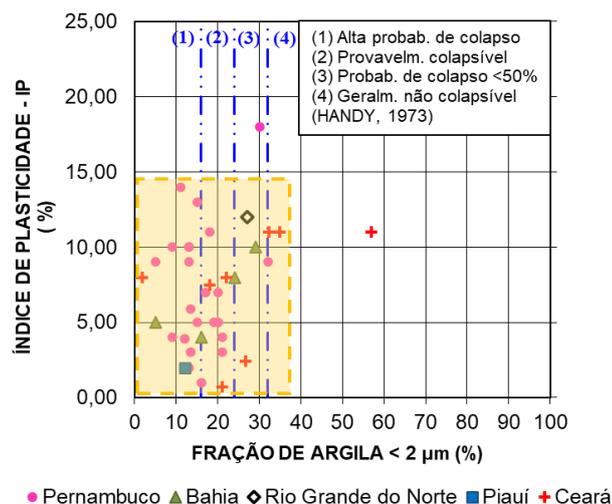
Fonte: A autora (2022).

#### 4.5.1.2 Handy (1973)

De acordo com Handy (1973), Figura 35, a probabilidade de ocorrência de colapso nos solos potencialmente colapsíveis do semiárido brasileiro varia de geralmente não colapsível a alta probabilidade de colapso, onde: 43,24% das amostras possuem alta probabilidade de colapso, 32,43% são provavelmente colapsíveis, 16,22% apresentam probabilidade de colapso menor que 50% e 8,11% são geralmente não colapsíveis.

Os solos analisados do estado do Piauí apresentam alta probabilidade de colapso e os do Rio Grande do Norte apontam para probabilidade de colapso menor que 50%; na Bahia, a probabilidade de colapso varia de menor que 50% a alta probabilidade de colapso; no Ceará e em Pernambuco, a probabilidade de colapso vai de geralmente não colapsível a alta probabilidade de colapso.

Figura 35 – Critério de Handy (1973) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.



Fonte: A autora (2022).

#### 4.5.1.3 Microestrutura – McGown e Collins (1975), Alves (2019) e Alves *et al.* (2021)

Analisando as micrografias de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro (Figuras 36 a 44), observa-se que a estrutura dos solos de Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990), Araçuaí – MG (CARVALHO, 1994), Petrolândia – PE (FERREIRA, 1995; SOUZA NETO, 2004), Petrolina – PE (FREITAS, 2017), Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018) e Teresina – PI (AQUINO, 2020) é do tipo porosa com empacotamento simples, caracterizada pela presença de grãos maiores (de quartzo)

revestidos, total ou parcialmente, por partículas de argila e/ou silte, que normalmente formam pontes.

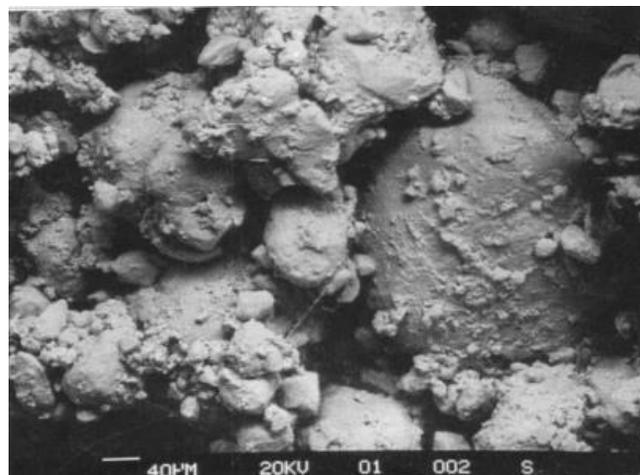
Souza Neto (2004) destaca que quando há predominância do silte como material de ligação, grandes variações na sucção devem ocorrer em um curto espaço de tempo com o processo de umedecimento, resultando em brusca perda de resistência dos agentes de ligação. Com isso, é de se esperar que todo o processo do colapso ocorra de forma muito rápida com o umedecimento.

Através das micrografias, também é possível observar o aspecto laterizado do solo da barragem de Calhauzinho, em Araçuaí – MG (CARVALHO, 1994), Figura 37b, e a presença de argilominerais do tipo caulinita nos solos de Petrolina – PE (FREITAS, 2017) e Teresina – PI (AQUINO, 2020), Figuras 41f e 44b, resultados característicos de solos de regiões tropicais, muito intemperizados.

A análise da microestrutura após compressão e colapso de solos colapsíveis do semiárido brasileiro revela que a contextura é similar à do solo indeformado, havendo entretanto, um maior empacotamento e entrosamento dos grãos (Figuras 39, 41 e 43b). Contudo, a estrutura ainda é instável e apresenta poros (FERREIRA, 1995; FREITAS, 2017; AQUINO, 2020).

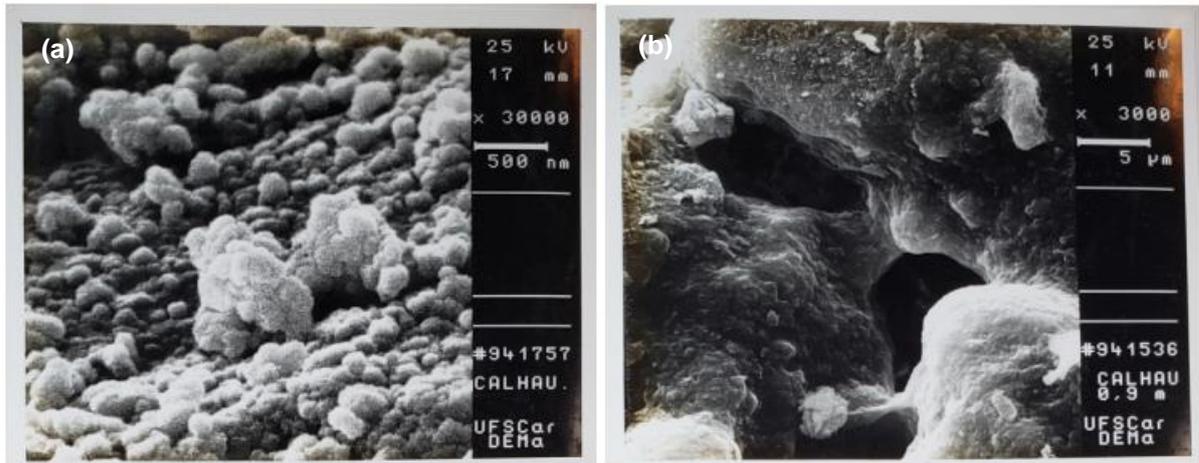
Em geral, características comuns foram observadas nas microestruturas dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro, evidenciando a grande semelhança entre as amostras no que diz respeito à estrutura macroporosa, aos arranjos de partículas e ao aspecto laterizado dos solos.

Figura 36 – Microestrutura de amostra de solo colapsível de Bom Jesus da Lapa – BA, onde as partículas maiores não se conectam diretamente, mas por meio de partículas menores, possivelmente argila e/ou silte.



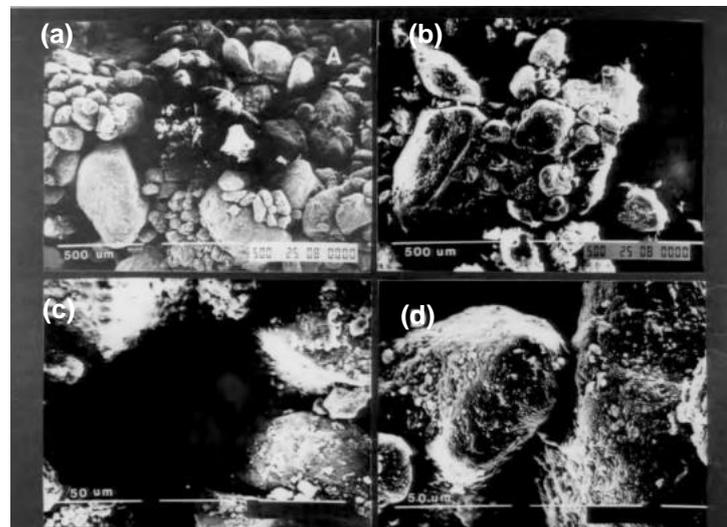
Fonte: Mendonça (1990).

Figura 37 – Microestrutura do solo colapsível da barragem de Calhauzinho, em Araçuaí – MG: (a) Detalhe do solo laterizado com aglomerados de argila em forma de “pipoca”; (b) Pontes de argila ligando os grãos maiores.



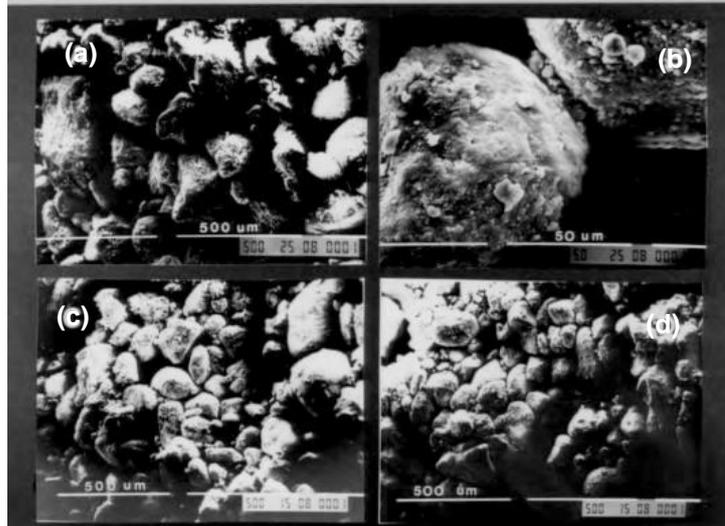
Fonte: Carvalho (1994).

Figura 38 – Micrografias da amostra indeformada de solo colapsível de Petrolândia – PE: (a) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte conectados com areia média formando um agregado ("packet"); (b) Areia média e fina circundadas por grãos de areia fina e silte formando um pacote; (c) Grãos de quartzo que se conectam deixando entre si poro da dimensão de areia fina, câmara; (d) Pontes de argila entre grãos de quartzo.



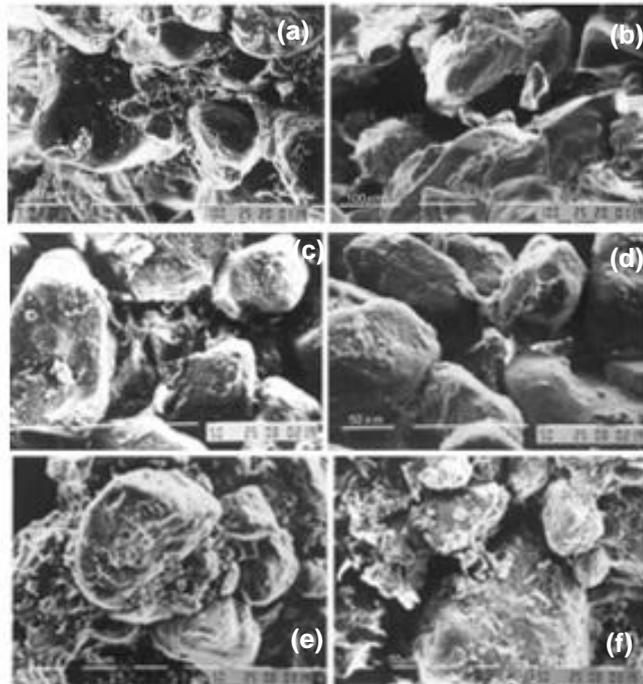
Fonte: Ferreira (1995).

Figura 39 – Micrografias do solo colapsível de Petrolândia – PE após colapso sob tensão de 320 kPa: (a) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte se conectam entre si. Conglomerado de partículas. (b) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina conectam-se através de silte e argila em uma extensão de 30  $\mu\text{m}$ . Presença de poros entre grãos de silte em uma ligação instável. (c) e (d) Grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte se conectam entre si, redução de poros.



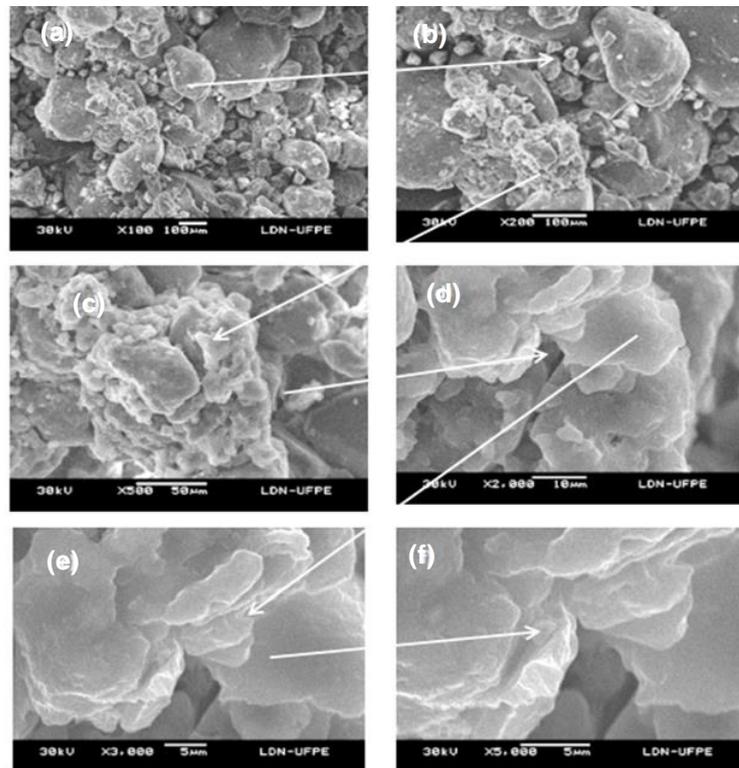
Fonte: Ferreira (1995).

Figura 40 – Estrutura do solo colapsível de Petrolândia – PE: (a), (b), (c) e (d): grãos de quartzo na dimensão de areia fina e silte (parcialmente revestidos por películas de fração menores) conectados com grãos de quartzo na dimensão de areia média, deixando entre si poros; (e) e (f): presença de pontes de argila e silte interligando os grãos de quartzo.



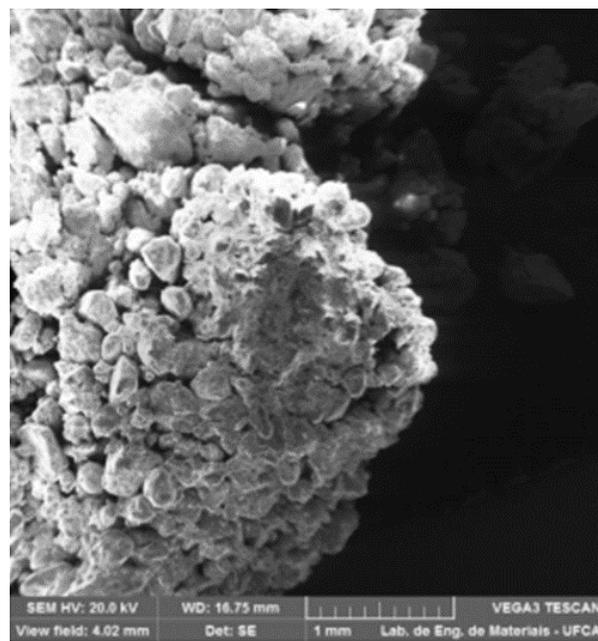
Fonte: Souza Neto (2004).

Figura 41 – Textura do solo colapsível de Petrolina – PE após colapso a 160 kPa e ampliações: (a) Poros de Empacotamento Simples com maior densificação de partículas, (b) Ligações entre partículas de quartzo por silte e argila (c) Grãos de quartzo revestidos parcialmente de argilas (d), (e) e (f) empilhamento de Caulinita.



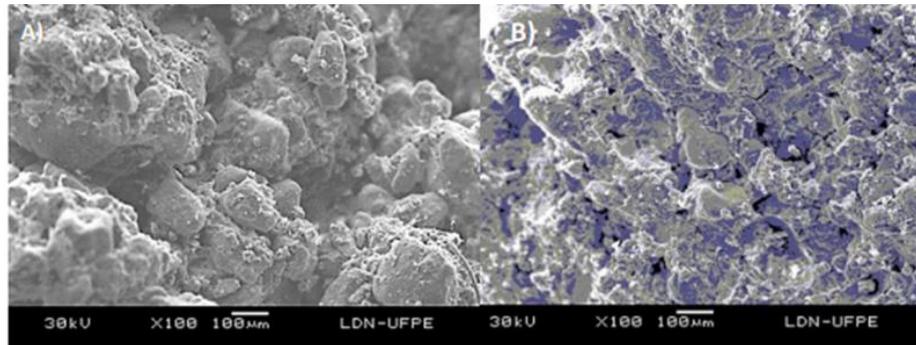
Fonte: Freitas (2017).

Figura 42 – Resultado do MEV em amostra indeformada de Juazeiro do Norte - CE.



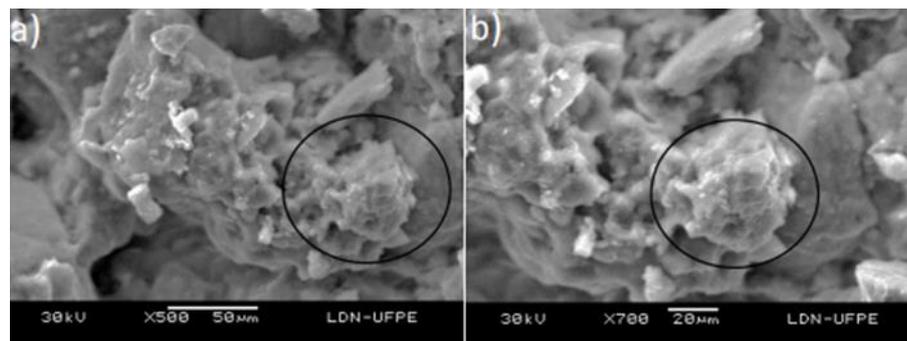
Fonte: Xavier (2018).

Figura 43 – Resultado do MEV em amostra de Teresina - PI: a) Solo colapsível da amostra indeformada; b) Solo colapsível, após colapso, submetido a uma tensão de inundação de 160 kPa.



Fonte: Aquino (2020).

Figura 44 – Identificação de Argilomineral no Solo Colapsível da amostra indeformada de Teresina - PI: a) Presença de massa cimentante argilosa impregnada nas partículas do solo colapsível; b) Identificação do argilomineral do tipo caulinita.

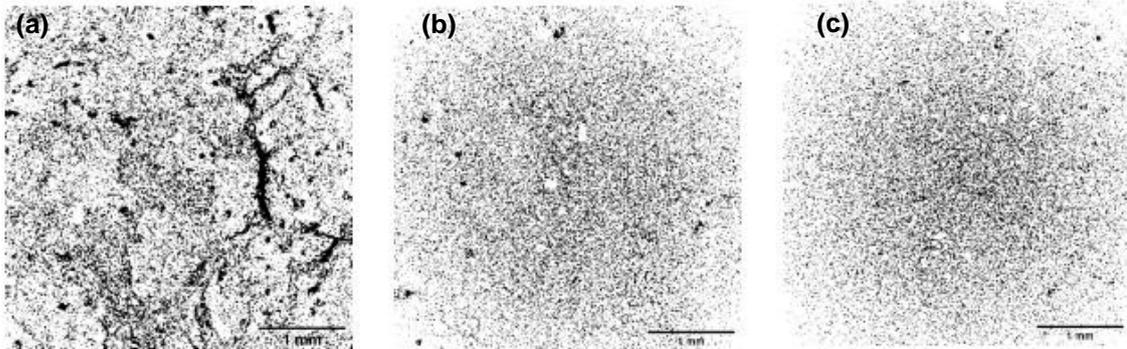


Fonte: Aquino (2020).

A técnica de tomografia computadorizada também foi aplicada ao solo colapsível de Petrolina – PE (ALVES, 2019; ALVES *et al.*, 2021), a partir da análise da porosidade de três amostras: solo com a estrutura natural, solo carregado até 160 kPa posteriormente descarregado na umidade natural (0,5%) e amostra após carregamento, inundação, colapso a 160 kPa e descarregamento.

Na imagem em tons de cinza (Figura 45), os pixels pretos representam os vazios do solo. Na amostra indeformada, a estrutura do solo apresenta poros grandes (maiores que 10 mm x 0,5 mm) que representam macroporos (Figura 45a). Usando uma tensão acima de 160 kPa, a estrutura do solo mudou e a macroporosidade foi reduzida (Figura 45b). O colapso resultou em um rearranjo entre os grãos devido à quebra da cimentação de partículas de argila e um adensamento do solo (Figura 45c).

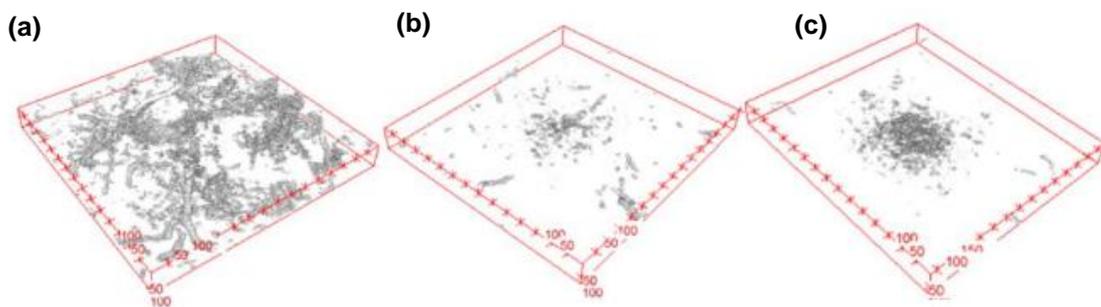
Figura 45 – Imagens segmentadas (preto - poros, branco - matriz do solo): (a) em seu estado natural; (b) carregado até 160 kPa e (c) carregado e colapsado a 160kPa.



Fonte: Alves *et al.* (2021).

Os poros em 3D estão representados na Figura 46. A amostra indeformada (Figura 46a) apresenta muitos macroporos conectados. Na Figura 46b, é possível visualizar que os macroporos apresentaram redução de tamanho e conectividade após a compressão aplicada, tornando-se isolados e poros menores. Na Figura 46c, há poros bem menores, porém ainda existem alguns macroporos, o que revela a existência de instabilidade e o risco de um novo colapso em uma dimensão menor.

Figura 46 – Microporos conectados de: (a) amostra indeformada, (b) após o processo de compressão e (c) após o processo de colapso.

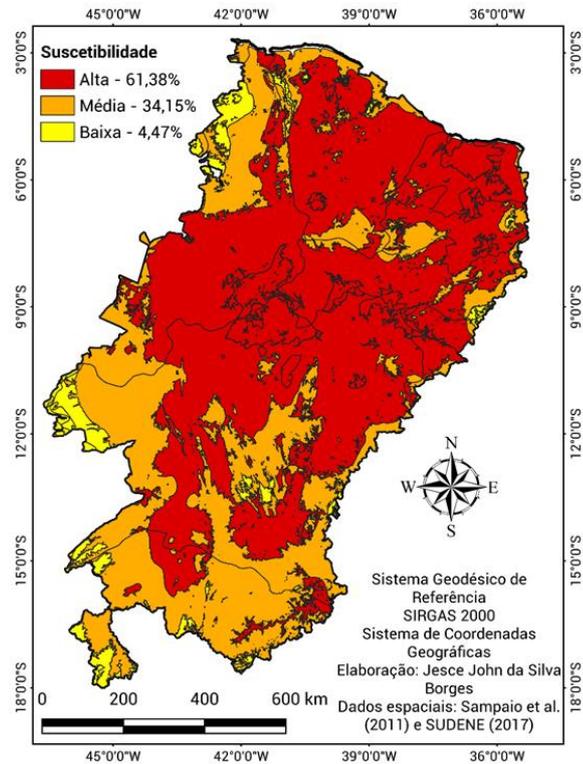


Fonte: Alves *et al.* (2021).

#### 4.5.1.4 Ferreira (1999)

A partir dos mapas fundamentais de climatologia, pedologia e geologia do semiárido brasileiro, Borges (2021) apresentou a carta derivada de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsáveis na região semiárida do Brasil, tomando como base o critério de Ferreira (1999), onde é possível observar que 61,38% do território possui alta suscetibilidade de ocorrência de solos colapsáveis, enquanto 34,15% e 4,47% possuem média e baixa suscetibilidade, respectivamente (Figura 47).

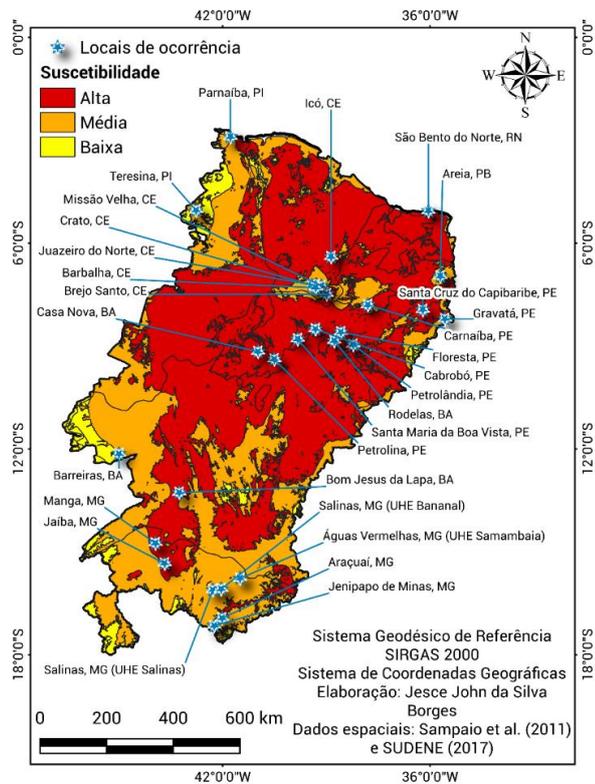
Figura 47 – Carta derivada de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro.



Fonte: Borges (2021).

Considerando a carta derivada de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis na região semiárida do Brasil, verifica-se que as ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro se situam em locais de alta (57,14%) e média (42,86%) suscetibilidade, conforme a Figura 48.

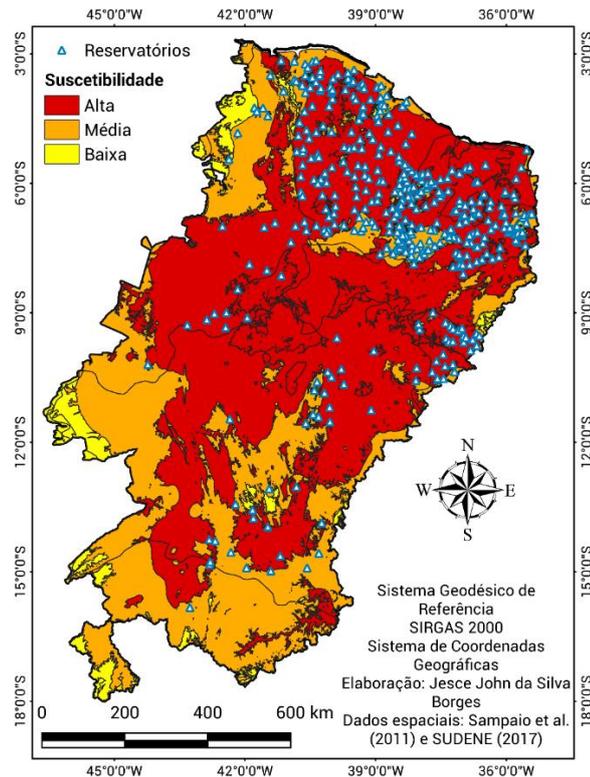
Figura 48 – Locais de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro e suscetibilidade da região semiárida à ocorrência de solos colapsíveis.



Fonte: Borges (2021).

Os reservatórios do semiárido brasileiro também se encontram, principalmente, em locais de alta e média suscetibilidade, observando-se que a maior parte dos reservatórios está localizada em áreas de alta suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis (Figura 49).

Figura 49 – Reservatórios do semiárido brasileiro e suscetibilidade da região semiárida à ocorrência de solos colapsíveis.

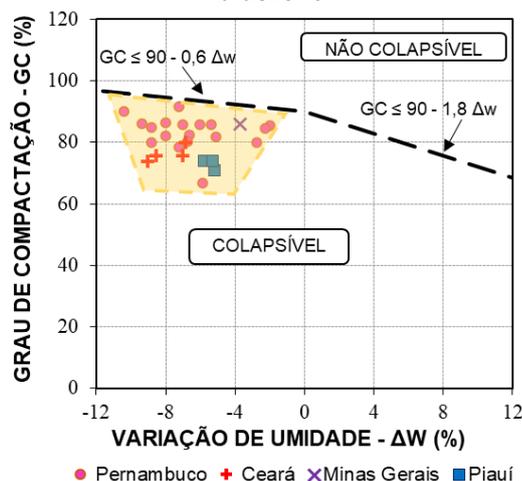


Fonte: Borges (2021).

#### 4.5.1.5 Vilar e Rodrigues (2015)

Vilar e Rodrigues (2015) apontam que todos os solos analisados do semiárido brasileiro possuem grau de compactação ( $GC_n$ ) menor igual a 90% e umidade de campo inferior à umidade ótima ( $GC \leq 90 - 0,6 \Delta w$ ), sendo considerados colapsíveis pelo método mencionado (Figura 50).

Figura 50 – Critério de Vilar e Rodrigues (2015) aplicado aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

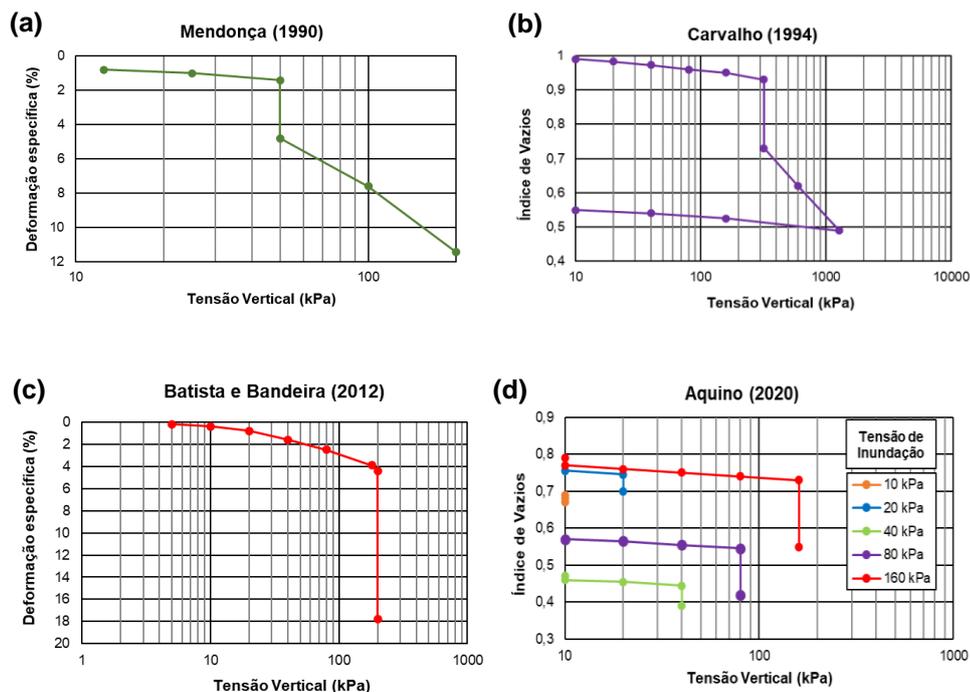


Fonte: A autora (2022).

#### 4.5.2 Métodos diretos

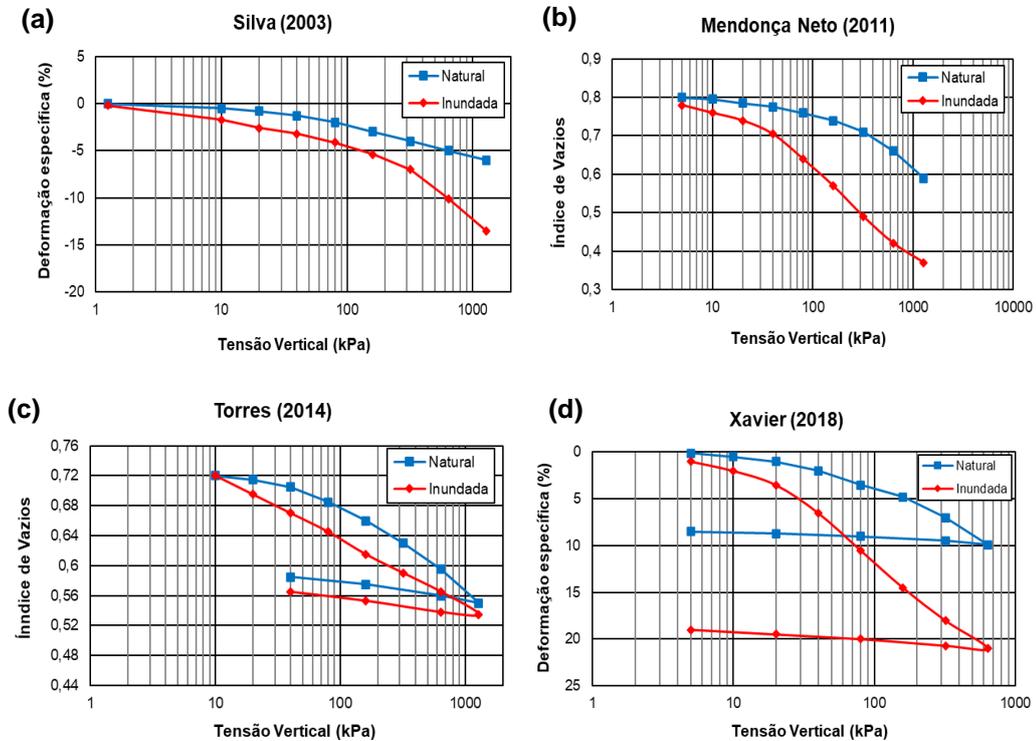
As Figura 51 e 52 apresentam alguns resultados de ensaios edométricos simples e duplos, respectivamente, realizados em solos colapsíveis do semiárido brasileiro. A avaliação da colapsibilidade de um solo por meio de ensaios edométricos leva em consideração as tensões atuantes e quantifica o potencial de colapso, sendo extensível a qualquer formação e tipo de solo, e servindo como base para a aplicação de métodos diretos de identificação, como Reginatto e Ferrero (1973), Jennings e Knight (1975), Vargas (1978) e Lutenegger e Saber (1988). O Apêndice H apresenta as referências associadas aos métodos diretos aplicados.

Figura 51 – Ensaios edométricos simples de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990); (b) Salinas – MG (CARVALHO, 1994); (c) Missão Velha – CE (BATISTA e BANDEIRA, 2012); (d) Teresina – PI (AQUINO, 2020).



Fonte: A autora (2022).

Figura 52 – Ensaio edométricos duplos de alguns solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Petrolina – PE (SILVA, 2003); (b) Parnaíba – PI (MENDONÇA NETO, 2011); (c) Petrolina – PE (TORRES, 2014); (d) Juazeiro do Norte – CE (XAVIER, 2018).



Fonte: A autora (2022).

Segundo Reginatto e Ferrero (1973), Figura 53a, os solos colapsíveis do semiárido brasileiro são condicionados ao colapso (75%), o colapso depende da tensão aplicada, ou verdadeiramente colapsíveis (25%), colapsam sob o peso próprio. A Tabela 10 apresenta a classificação por estado da região semiárida.

Tabela 10 – Classificação de Reginatto e Ferrero (1973) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

Estado	Condicionado ao colapso	Verdadeiramente colapsível
Bahia	37,5%	62,5%
Ceará	100%	-
Minas Gerais	100%	-
Pernambuco	75%	25%
Piauí	100%	-
Rio Grande do Norte	100%	-

Fonte: A autora (2022).

Considerando a tensão de inundação de 200 kPa (faixa de 160 kPa a 320 kPa nesta pesquisa), para Jennings e Knight (1975), os problemas em obras de

engenharia devido ao colapso no semiárido brasileiro são classificados como problemático (37,31%), problema moderado (31,34%), problema grave (26,87%) e sem problema (4,48%), Figura 53b. A Tabela 11 apresenta a classificação por estado da região semiárida.

Tabela 11 – Classificação da colapsibilidade para obras de engenharia segundo Jennings e Knight (1975) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

<b>Estado</b>	<b>Sem Problema</b>	<b>Problema moderado</b>	<b>Problemático</b>	<b>Problema Grave</b>
Bahia	12,5%	-	62,5%	25%
Ceará	-	-	-	100%
Minas Gerais	12,5%	37,5%	37,5%	12,5%
Pernambuco		42,86%	33,33%	23,81%
Piauí	12,5%	-	37,5%	50%

Fonte: A autora (2022).

Para Vargas (1978) todos os solos analisados são potencialmente colapsíveis, uma vez que apresentam um potencial de colapso (PC) superior a 2%, conforme apresenta a Figura 53c. No entanto, algumas amostras, para determinadas tensões, apresentam  $PC < 2\%$ . Em Pernambuco, os solos de Santa Maria da Boa Vista são colapsíveis a partir de uma tensão de 10 kPa (FERREIRA e TEIXEIRA, 1989); no Piauí, os solos de Parnaíba são colapsíveis a partir de uma tensão de 12,5 kPa (RIANI e BARBOSA, 1989); na Bahia, os solos de Rodelas são colapsíveis a partir de uma tensão de 20 kPa (FERREIRA, 1989); no Ceará, os solos de Juazeiro do Norte são colapsíveis a partir de uma tensão de 25 kPa (XAVIER, 2018); em Minas Gerais, os solos de Salinas são colapsíveis a partir de uma tensão de 80 kPa (CARVALHO, 1994).

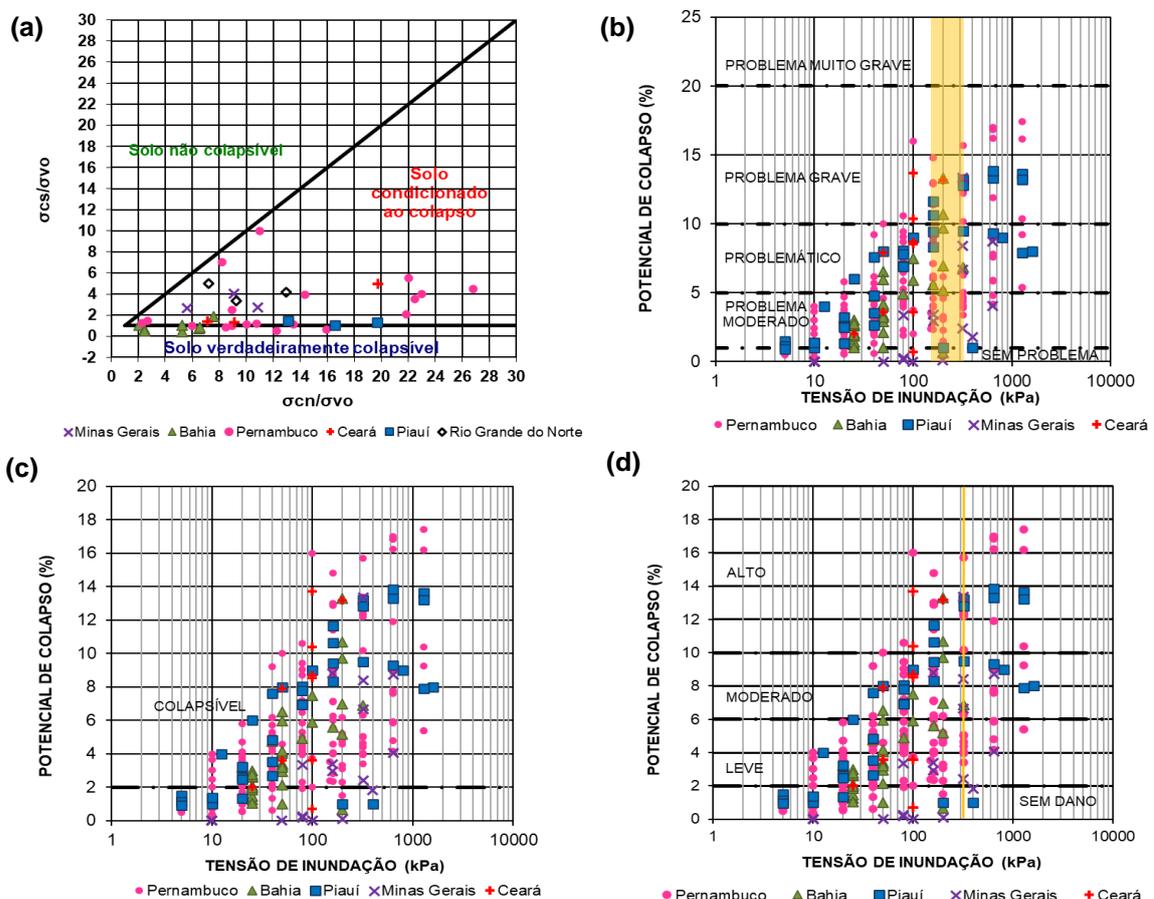
Lutenegger e Saber (1988), para uma tensão de inundação de 300 kPa (faixa de 300 kPa a 320 kPa nesta pesquisa), classificam o grau de severidade dos possíveis danos em obras de engenharia assentadas sobre solos colapsíveis do semiárido brasileiro como alto (40,91%), leve (36,36%) e moderado (22,73%), Figura 53d. A Tabela 12 apresenta a classificação por estado da região semiárida.

Tabela 12 – Classificação do problema de colapsibilidade para obras de engenharia segundo Lutenecker e Saber (1988) aplicada aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

Estado	Leve	Moderado	Alto
Bahia	-	100%	-
Minas Gerais	25%	50%	25%
Pernambuco	50%	7,14%	42,86%
Piauí	-	33,33%	66,67%

Fonte: A autora (2022).

Figura 53 – Métodos diretos de identificação aplicados aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro: (a) Reginatto e Ferrero (1973); (b) Jennings e Knight (1975); (c) Vargas (1978); (d) Lutenecker e Saber (1988).

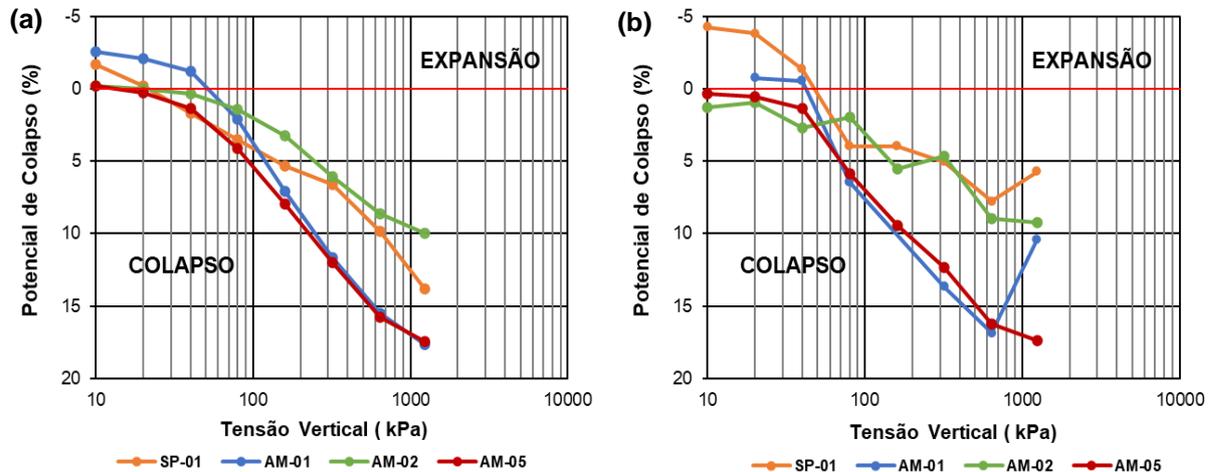


Fonte: A autora (2022).

#### 4.6 AVALIAÇÃO DO POTENCIAL DE COLAPSO/EXPANSÃO

É importante destacar que algumas amostras de solos colapsíveis do semiárido brasileiro, especificamente do município de Petrolina – PE (FUCALE, 2000; SILVA, 2003), apresentaram expansão, aumentando de volume quando inundados sob baixas tensões devido à absorção de água por parte dos agregados de partículas de argila, que possuem uma atividade na transição de baixa a média. A Figura 54 apresenta a variação do potencial de colapso/expansão dos solos mencionados.

Figura 54 – Variação do potencial de colapso/expansão de solos do semiárido brasileiro – Petrolina (PE): (a) ensaios edométricos duplo (EED) e (b) ensaios edométricos simples (EES).



Fonte: Adaptado de Fucale (2000) e Silva (2003).

Observa-se nos resultados dos ensaios edométricos duplos (Figura 54a) que para tensões verticais de inundação entre 10 e 40 kPa há redução do potencial de colapso e uma inversão no mecanismo de variação do volume do solo (expansão). Para tensões superiores, os valores dos potenciais de colapso obtidos são crescentes com a tensão vertical de consolidação. No entanto, as amostras não apresentam comportamento de pico.

Os resultados dos ensaios edométricos simples (Figura 54b) indicam que apenas as amostras SP-01 e AM-01 apresentaram um comportamento de expansão até a tensão próxima de 40 kPa. Os valores absolutos dos potenciais de colapso, para estas amostras, crescem com o acréscimo da tensão vertical de consolidação até um determinado valor, apresentando comportamento de pico (VARGAS, 1973; ARAGÃO e MELO, 1982; ALONSO *et al.*, 1987; FERREIRA, 1995; FUCALE, 2000; SILVA, 2003).

Os valores dos potenciais de colapso determinados a partir de ensaios edométricos simples foram, em geral, maiores do que os obtidos por ensaios edométricos duplos (Tabela 13). A trajetória de tensão seguida nos ensaios (carregamento-inundação e inundação-carregamento) influencia nos valores dos potenciais de colapso.

Tabela 13 – Potenciais de colapso obtidos por ensaios edométricos duplos e simples do solo em Petrolina – PE.

Tensão de Inundação (kPa)	Ensaio Edométrico Duplo (EED)				Ensaio Edométrico Simples (EES)			
	SP-01	AM-01	AM-02	AM-05	SP-01	AM-01	AM-02	AM-05
10	-1,67	-2,53	-0,22	-0,17	-4,26	-	1,32	0,36
20	-0,18	-2,08	-0,01	0,31	-3,80	-0,74	0,95	0,54
40	1,67	-1,21	0,34	1,37	-1,34	-0,54	2,73	1,35
80	3,51	2,08	1,42	4,13	3,95	6,47	1,93	5,86
160	5,36	7,05	3,25	7,92	3,98	-	5,56	9,42
320	6,61	11,65	6,09	12,01	5,04	13,66	4,62	12,32
640	9,83	15,50	8,63	15,74	7,78	16,84	8,97	16,24
1240	13,82	17,66	9,96	17,44	5,71	10,38	9,24	17,41

Fonte: Adaptado de Fucale (2000) e Silva (2003).

#### 4.7 ANÁLISE INTEGRADA DO ESTADO TENSIONAL DO SOLO

Uma vez que o colapso de um solo pode ser causado pela mudança do estado tensional (tensão vertical, estrutura e sucção), um fator fundamental para compreensão do comportamento de variação de volume do solo colapsável é a análise integrada do estado tensional, correlacionando-se dados de diferentes ensaios, como ensaios edométricos, caracterização microestrutural, curva característica, granulometria e ensaios de compactação.

Ferreira (2008) e Alves (2019) apresentaram análises integradas do estado tensional dos solos colapsáveis de Petrolândia – PE e Petrolina – PE, respectivamente (Figuras 55 e 56). Nestes locais foram realizados ensaios edométricos simples com inundação nas tensões de 320 kPa (FERREIRA, 2008) e 160 kPa (ALVES, 2019). Estes solos se mostraram essencialmente arenosos e com microestruturas de empacotamento simples, as quais foram se densificando devido à aplicação da tensão e à inundação.

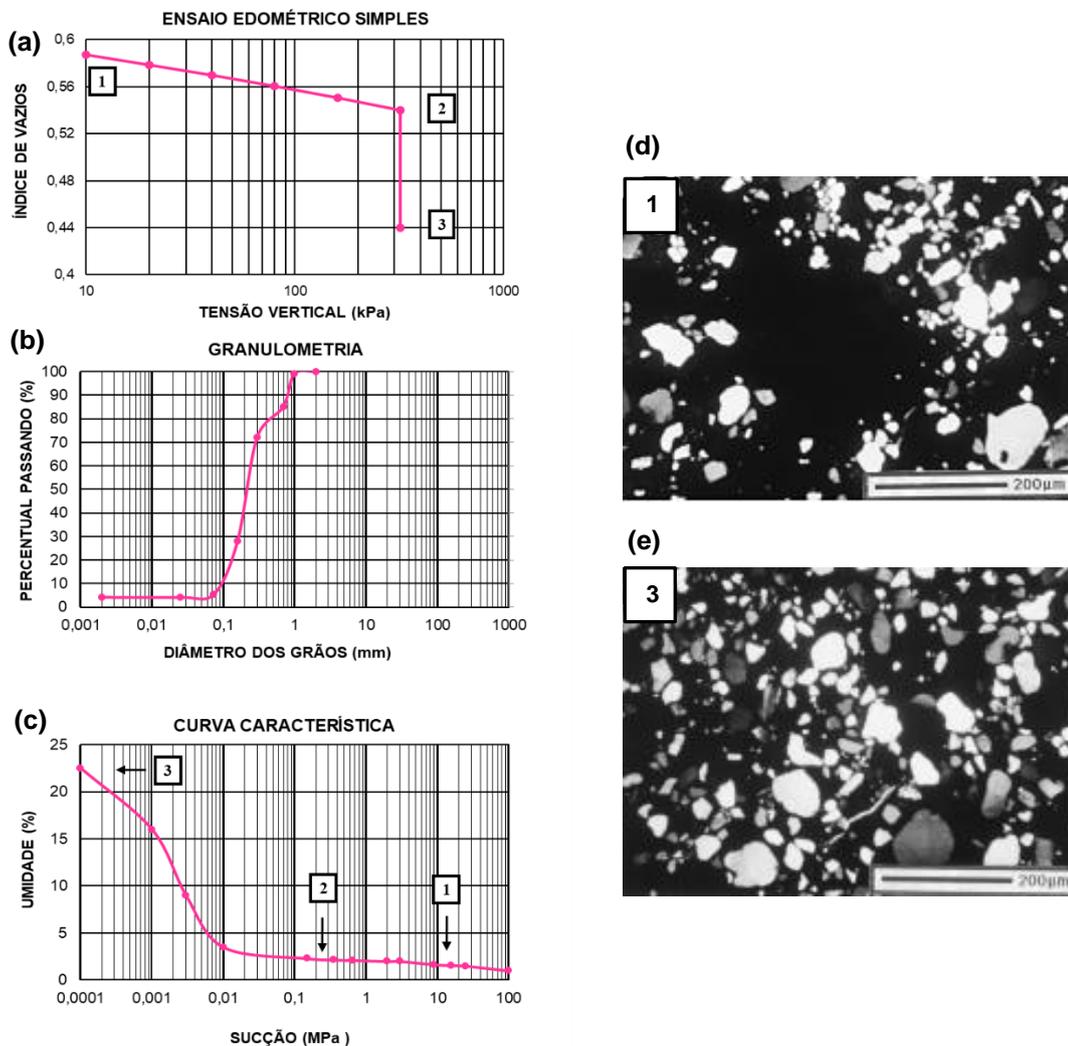
A Tabela 14 apresenta a variação de alguns parâmetros geotécnicos (índice de vazios –  $e$ ; peso específico seco –  $\gamma_s$ ; grau de saturação – GS) ao longo da realização dos ensaios edométricos simples para as seguintes condições: 1 – amostra indeformada; 2 – solo comprimido; 3 – amostra após o colapso.

Tabela 14 – Variação de parâmetros geotécnicos durante a realização do ensaio edométrico simples em amostra de solo colapsível de Petrolina – PE.

Referência	Local	Tensão de Inundação	Condição	e	$\gamma_s$ (KN/m <sup>3</sup> )	GS (%)
Ferreira (2008)	Petrolândia - PE	320 kPa	1	0,590	16,25	7,61
			2	0,538	17,40	8,63
			3	0,440	18,66	100
Alves (2019)	Petrolina - PE	160 kPa	1	0,626	16,19	1,34
			2	0,574	16,73	2,29
			3	0,495	17,61	100

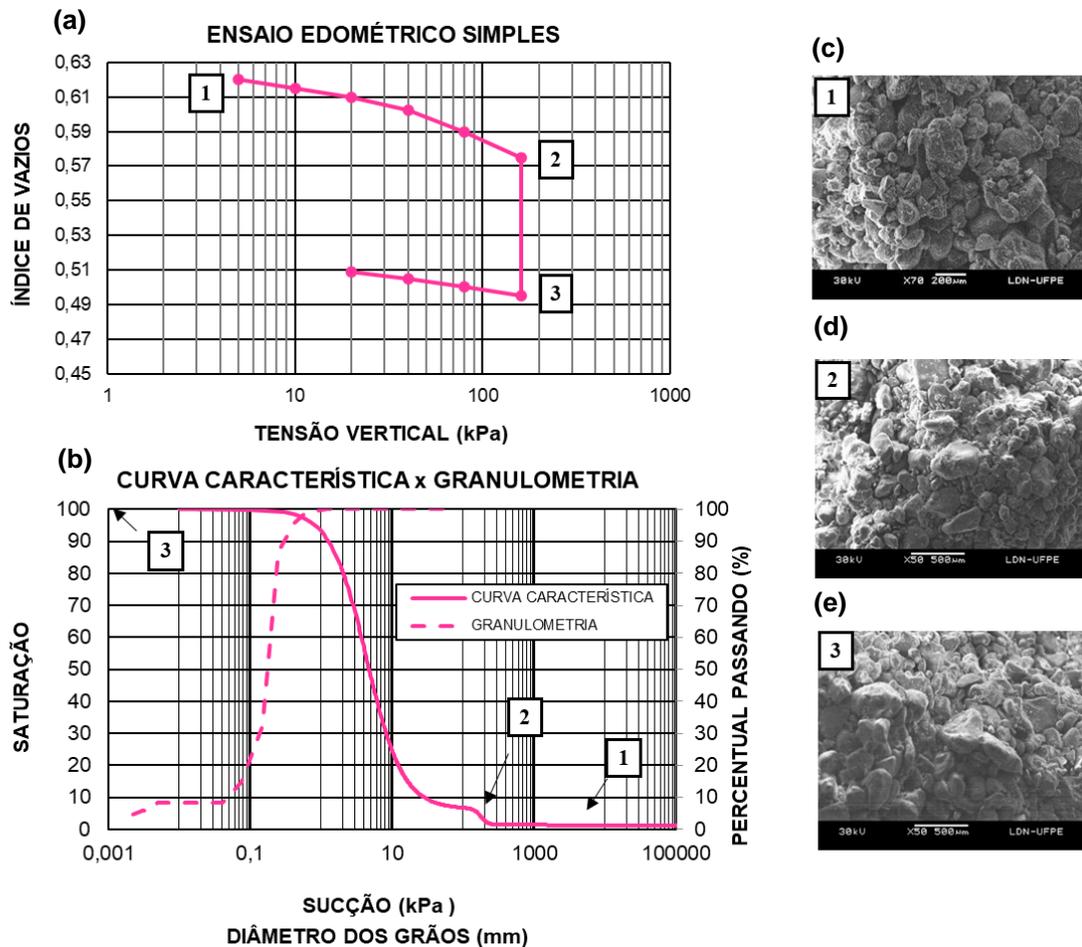
Fonte: A autora (2022).

Figura 55 – Estado tensional do solo colapsível de Petrolândia – PE antes e após o colapso: (a) ensaio edométrico simples; (b) granulometria; (c) curva característica; (d) amostra indeformada; (e) amostra após compressão e colapso a 320 kPa.



Fonte: Adaptado de Ferreira (2008).

Figura 56 – Eletromicrografias do solo colapsível de Petrolina – PE: (a) ensaio edométrico simples; (b) curva característica e granulometria; (c) amostra indeformada; (d) amostra após compressão a 160 kPa; (e) amostra após compressão e colapso a 160 kPa.



Fonte: Adaptado de Alves (2019).

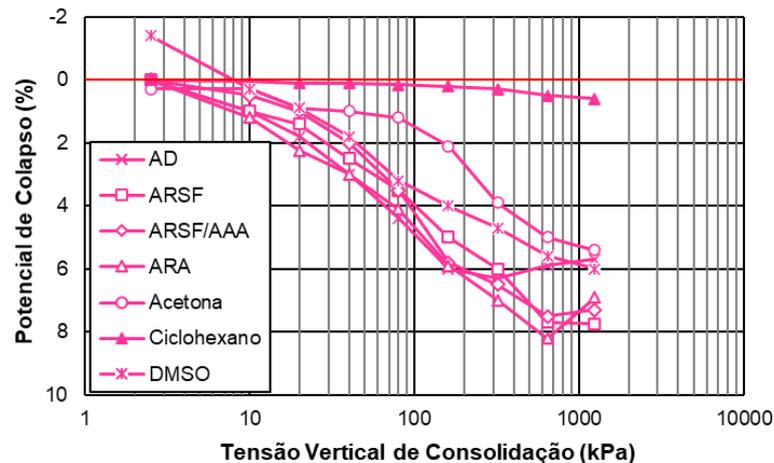
#### 4.8 INFLUÊNCIA DO TIPO DE PERMEANTE

A interação físico-química entre o fluido percolante e o solo também pode ocasionar o fenômeno de colapso. As propriedades do líquido em contato com o solo influenciam sua velocidade de penetração e conseqüentemente sua interação com o solo nos valores dos potenciais de colapso.

Nos efeitos físico-químicos, tem-se a interação do líquido com a superfície dos minerais do solo, ocorrendo: a hidratação da superfície com a ação de uma força repulsiva devido ao potencial de solvatação, ou afinidade de interação; o desenvolvimento da dupla camada elétrica e conseqüente mudança de volume (MARIZ, 1993).

Ferreira (1995) analisou a influência de diferentes percolantes no solo colapsível de Petrolândia – PE: líquidos não-orgânicos (água destilada – AD, água do Rio São Francisco – ARSF, água do Rio São Francisco que percolou a areia amarelo-avermelhada – ARSP/AAA e água da rede de abastecimento de água de Pernambuco – ARA) e líquidos orgânicos (acetona –  $(\text{CH}_3)_2\text{CO}$ , ciclohexano –  $\text{C}_6\text{H}_{12}$  e dimetilsulfóxido –  $\text{C}_2\text{H}_6\text{SO}$ ), conforme apresenta a Figura 57.

Figura 57 – Influência dos permeantes nos valores de potencial de colapso do solo colapsível de Petrolândia (PE) – ensaios edométricos simples.



Fonte: Adaptado de Ferreira (1995).

Na inundação do solo com os líquidos não-orgânicos, as curvas de variação do potencial de colapso com a tensão vertical de consolidação apresentaram comportamento de pico. Para os corpos de prova inundados com líquidos orgânicos, o potencial de colapso cresceu com a tensão até o nível aplicado. Destaca-se que o solo apresentou comportamento expansivo para a tensão de 2,5 kPa, quando inundado com DMSO. Os potenciais de colapso obtidos por ensaios edométricos duplos foram maiores que os dos ensaios edométricos simples.

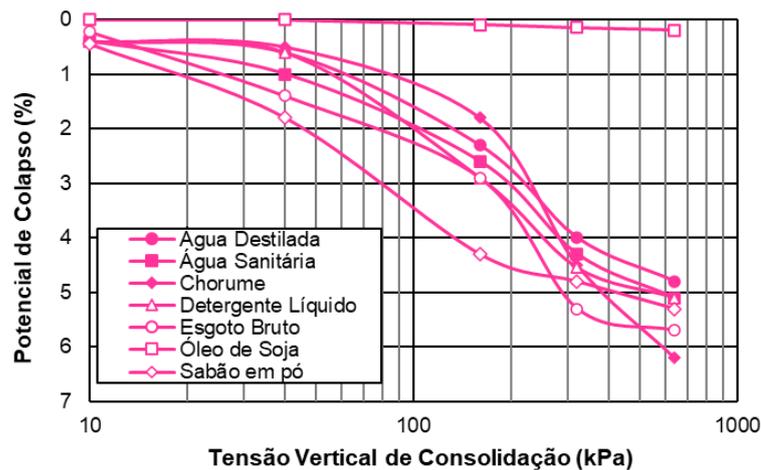
Os maiores valores de potenciais de colapso ocorreram para o permeante ARA, que apresentou maior quantidade do total de cátions solúveis ( $\text{Ca}^{++} + \text{Mg}^{++} + \text{Na}^+ + \text{K}^+$ ) em mg/l e maior porcentagem da soma dos cátions ( $\text{Na}^+ + \text{K}^+$ ) que atuam como defloculantes. Os menores valores de potencial de colapso ocorreram quando se inundou o solo com ciclohexano, um líquido orgânico apolar que é menos absorvido pelos solos por ter menor constante dielétrica e menor momento polar.

Motta e Ferreira (2007) também analisaram o efeito da interação do solo-líquido na compressibilidade e colapsibilidade em um solo de Petrolândia – PE. Os

ensaios foram realizados em solo compactado em duas condições: 1 – com peso específico aparente seco de campo e umidade natural ( $\gamma_s = 16,50 \text{ kN/m}^3$  e  $w = 3,5\%$ ) e 2 – em solo compactado com peso específico aparente seco máximo ( $\gamma_{s\text{máx}} = 19,25 \text{ KN/m}^3$  e  $w_{ot} = 8,85\%$ ). Foram utilizados para inundação dos corpos de prova: água destilada, solução à base de água sanitária, chorume, solução à base de detergente líquido, esgoto bruto, óleo de soja e solução à base de sabão em pó.

Considerando os resultados de ensaios edométricos simples (Figura 58), a inundação do solo, com água destilada, sob tensão de 640 kPa, provocou um potencial de colapso de 4,8%, enquanto os maiores valores de potencial de colapso foram de 6,2% e 5,7%, verificados, após a inundação do solo, com chorume e esgoto bruto, respectivamente.

Figura 58 – Curvas PC vs  $\sigma_v$  - ensaios edométricos simples.



Fonte: Adaptado de Motta e Ferreira (2007).

Para o solo compactado na condição 2, na realização dos ensaios edométricos simples, com inundação do solo após carregamento na tensão de 320kPa, o valor máximo de potencial de colapso foi de 0,2%, evidenciando que o solo não apresenta colapso para nenhum líquido utilizado para inundação. Esses resultados mostraram que a melhoria das características geotécnicas através de uma boa compactação, além de reduzir a compressibilidade, minimiza deformações por colapso e por interações solo-líquido. Os valores de potencial de colapso obtidos por ensaios edométricos duplos foram superiores aos obtidos em edométricos simples em 11%.

Os resultados obtidos por Motta e Ferreira (2007) indicam que as propriedades físico-químicas dos líquidos utilizados para inundação têm influência na interação com o solo. Os autores verificaram que quanto menor a tensão superficial do líquido, maior

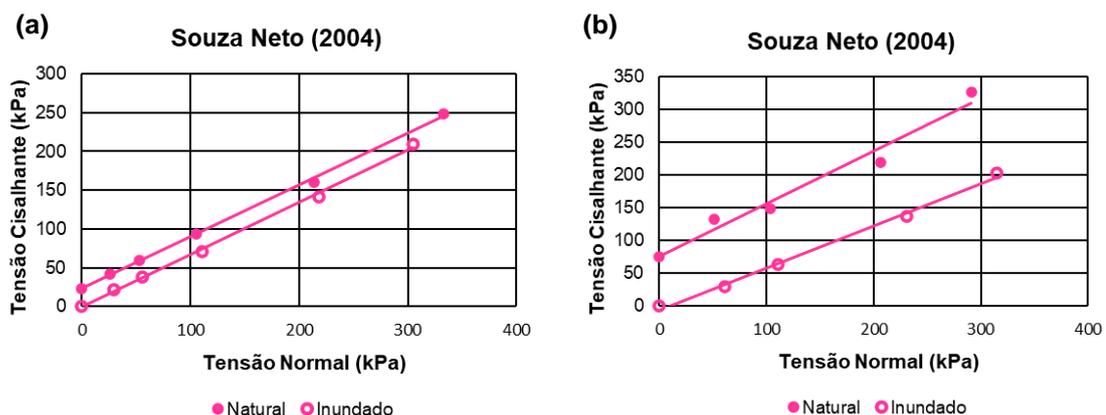
o potencial de molhabilidade do solo, enquanto a interação solo-líquido ocorre de forma lenta. Os líquidos de pH alcalino mostraram uma tendência a produzir potenciais de colapso do solo mais altos (a exemplo do chorume e do esgoto bruto), ao passo que os líquidos com maiores condutividades apresentaram uma leve tendência a definir potenciais de colapso do solo mais altos. Deve-se analisar, entretanto, o conjunto de fatores que influenciam o comportamento colapso do solo, e não o atribuir apenas a um fator isolado.

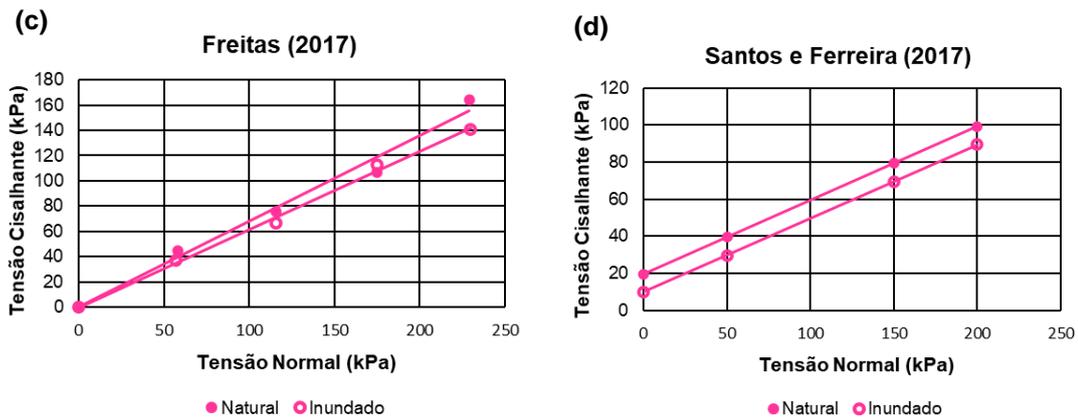
#### 4.9 AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO EM SOLOS COLAPSÍVEIS

Além da aplicação de critérios diretos e indiretos para identificação dos solos colapsíveis, um outro aspecto relevante no estudo da colapsibilidade diz respeito à análise do comportamento do solo através de ensaios que simulem as condições a qual será submetido, como a verificação da resistência ao cisalhamento considerando a variação da umidade, que pode indicar a condição mais crítica de estabilidade.

A Figura 59 apresenta o comportamento de diferentes solos colapsíveis do município de Petrolândia – PE (SOUZA NETO, 2004) e de Petrolina – PE (FREITAS, 2017; SANTOS e FERREIRA, 2017) nas condições natural e inundada, a partir de resultados de ensaios de cisalhamento direto. Observa-se que esses solos apresentam um comportamento geomecânico complexo ao sofrerem aumento de umidade, e além da variação volumétrica, os processos de infiltração e umedecimento modificam o estado de tensões atuantes no solo e alteram os parâmetros de resistência ao cisalhamento (Tabela 15).

Figura 59 – Envolvórias de resistência ao cisalhamento de solos colapsíveis do semiárido brasileiro nas condições natural e inundada obtidas por ensaios de cisalhamento direto: (a) Petrolândia – PE: Souza Neto (2004) – Prof. 0,5 a 0,8m; (b) Petrolândia – PE: Souza Neto (2004) – Prof. 1,5 a 1,8m; (c) Petrolina – PE: Freitas (2017) – Prof. 1,0m; (d) Petrolina – PE: Santos e Ferreira (2017) – Prof. 0,8 a 1,10m.





Fonte: A autora (2022).

Tabela 15 – Resultados de ensaios de cisalhamento direto realizados em solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

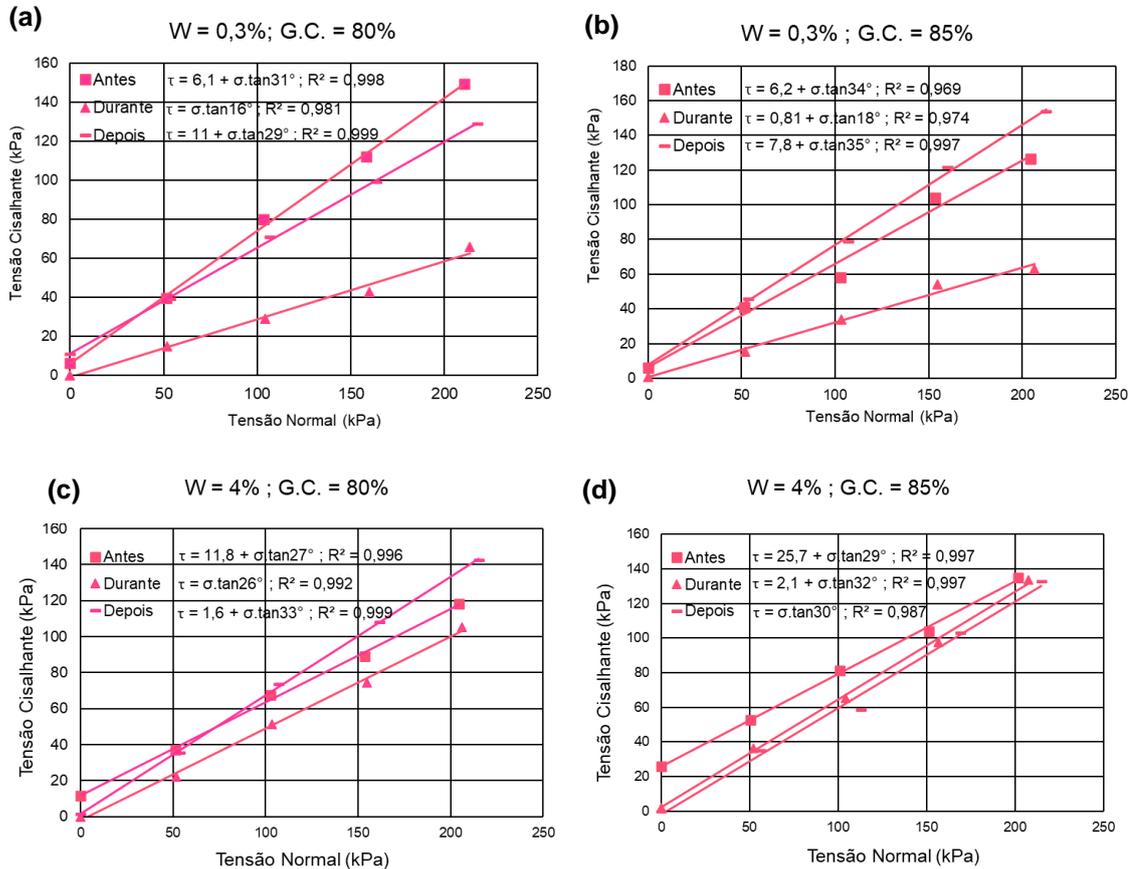
Local	Referência	Prof. (m)	Condição			
			Natural		Inundada	
			c (kPa)	$\Phi$ (°)	c (kPa)	$\Phi$ (°)
Petrolândia – PE	Souza Neto (2004)	0,5 a 0,8	23,0	33,8	0,0	33,9
Petrolândia – PE	Souza Neto (2004)	1,5 a 1,8	75,6	38,8	0,0	31,9
Petrolina – PE	Freitas (2017)	1,0	0,4	34,0	0,0	31,0
Petrolina – PE	Santos e Ferreira (2017)	0,8 a 1,1	19,0	29,0	10,0	29,0

Fonte: A autora (2022).

Santos (2018) avaliou a variação da resistência ao cisalhamento de um solo colapsível de Petrolina (PE) através de ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas moldadas estaticamente em diferentes umidades e diferentes graus de compactação em três condições distintas: sem inundação, com inundação prévia e quando a inundação ocorreu em momento próximo a tensão de ruptura. Os menores valores da resistência ao cisalhamento foram verificados quando a inundação ocorreu durante o processo cisalhamento, principalmente nos corpos de prova moldados na umidade natural, caracterizando-se como um momento de maior instabilidade, ao passo em que se aumenta a umidade e grau de compacta o, estes efeitos se reduzem até o ponto onde a inundação em nada altera os parâmetros de resistência (Figura 60). Assim, a inundação durante o processo de cisalhamento causa situa es menos favoráveis   estabilidade das edifica es do que a inundação prévia. Na prática, o aumento de umidade no solo colapsível seja por chuvas, eleva o do lençol freático, ruptura de tubula es, etc.   mais crítica do que a situa o saturada

previamente, quando o solo já se reestruturou, recuperando parte da sua resistência (SANTOS, 2018).

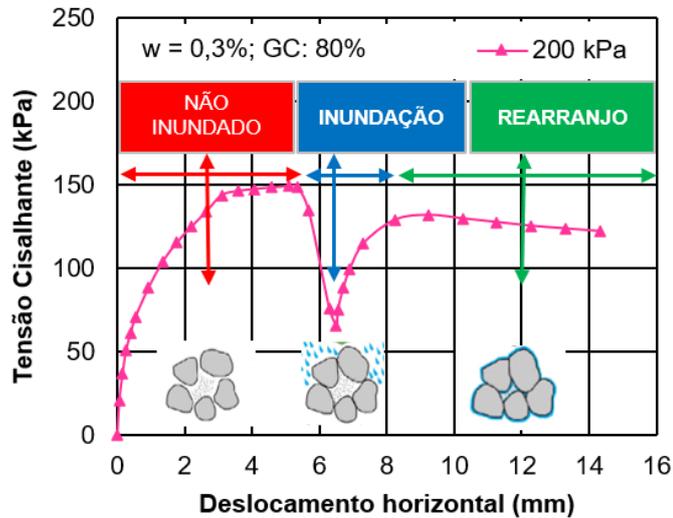
Figura 60 – Envolvórias de Resistência obtidas através de ensaios de Cisalhamento Direto Inundado Durante o Cisalhamento: a) Série 1; b) Série 2; c) Série 3; d) Série 4.



Fonte: Adaptado de Santos (2018).

A Figura 61 apresenta o comportamento tensão-deformação para a situação mais crítica analisada por Santos (2018): corpo de prova moldado na umidade natural ( $w = 0,3\%$ ) e grau de compactação de 80%, submetido à inundação durante o processo de cisalhamento sob a tensão de 200 kPa, que caracteriza um momento de maior instabilidade. Observou-se três momentos distintos quando a inundação ocorreu durante o processo de cisalhamento: 1 – Antes da inundação: acréscimo de tensão cisalhante à medida que os deslocamentos ocorrem; 2 – Durante a inundação: redução brusca na tensão cisalhante, causada pela redução de sucção e a quebra da estrutura do solo devido ao colapso; 3 – Depois do colapso: novo rearranjo, com menor índice de vazios e maior entrosamento entre os grãos, confere ao solo uma nova estabilidade, havendo um ganho de resistência ao cisalhamento até alcançar a ruptura plástica com pequeno endurecimento.

Figura 61 – Variação esquemática da estrutura do solo no ensaio com inundação durante o cisalhamento.



Fonte: Adaptado de Santos (2018).

Destaca-se ainda que na estimativa da capacidade de carga e tensão admissível para a situação mais crítica analisada por Santos (2018), o momento da inundação reduziu a capacidade de carga e a tensão admissível a valores extremamente menores do que os obtidos antes e após a inundação, sendo este último, onde ocorrem os maiores valores. Os tipos de ruptura verificados foram localizada, por puncionamento e localizada, respectivamente, para as condições antes, durante e após a inundação.

#### 4.10 AVALIAÇÃO DO COEFICIENTE DE EMPUXO NO REPOUSO DURANTE O PROCESSO DE INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL

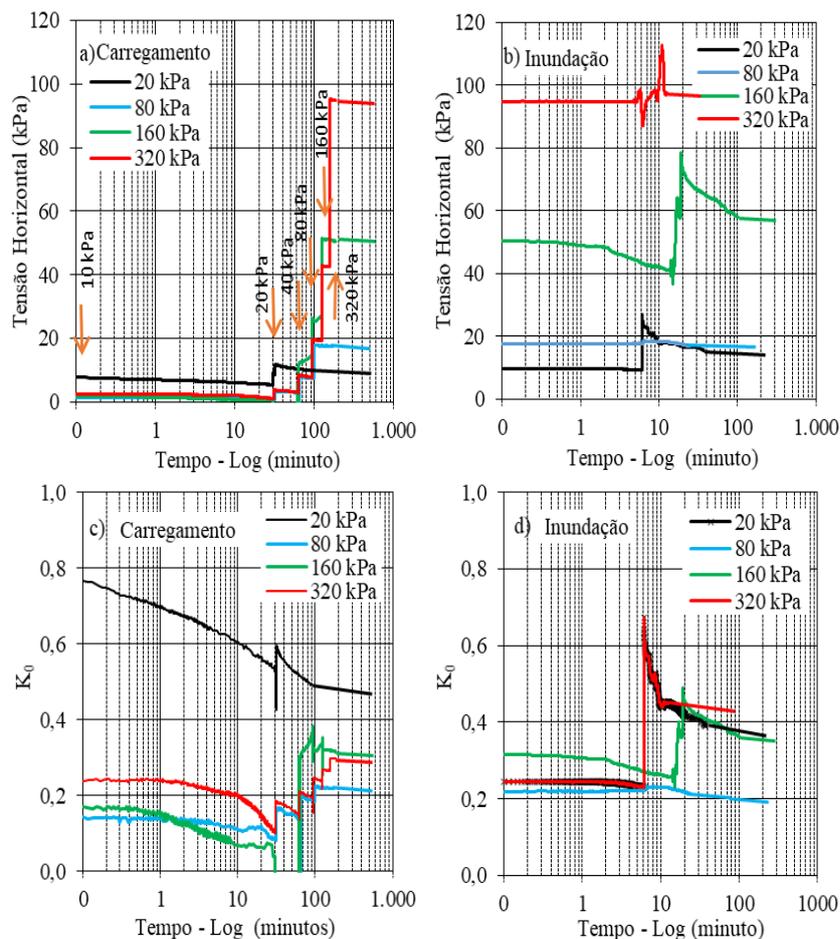
O empuxo no repouso é definido como sendo a relação entre as tensões principais horizontal ( $\sigma_H$ ) e vertical ( $\sigma_V$ ) para uma massa de solo em estado de repouso, que depende do tipo de solo, de sua origem geológica e dos carregamentos temporários que tenham atuado na sua superfície (TERZAGHI, 1943). O coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0 = \sigma_H/\sigma_V$ ), é um parâmetro essencial de projeto usado na previsão das tensões atuantes contra os muros de contenção, na análise de escorregamentos progressivos em taludes argilosos e na previsão de poropressões de barragens de terra, por exemplo.

Ao analisar o solo colapsível de Petrolina – PE, Santos (2018) verificou que a tensão horizontal ( $\sigma_H$ ) e o  $K_0$  se apresentam estáveis até o momento de aplicação de uma nova tensão vertical, quando a tensão horizontal e o  $K_0$  sofrem um aumento

brusco, seguido de nova estabilização com valores maiores do que os anteriores à carga. No momento da inundação, os valores de  $\sigma_H$  e do  $K_0$  atingiram o valor máximo, caracterizado por um pico instantâneo, uma vez que a desestruturação das partículas causa um acréscimo de tensão horizontal ainda maior do que quando se eleva a tensão vertical. O aumento do coeficiente de empuxo no repouso atingiu 53,10% e após a reestruturação das partículas, retornou à valores bem próximos dos encontrados antes da inundação.

A Figura 62 apresenta as variações da tensão horizontal e do  $K_0$  com o tempo nas fases de carregamento e inundação para todos os ensaios realizados por Santos (2018) com diferentes tensões finais. O comportamento do  $K_0$  acompanha o da tensão horizontal, uma vez que a relação entre eles é dada de forma direta.

Figura 62 – Variação da tensão horizontal ( $\sigma_H$ ) e coeficiente de empuxo no repouso ( $K_0$ ) nas fases de carregamento e inundação para as tensões finais de 20 kPa, 80 kPa, 160 kPa e 320 kPa: a) carregamento:  $\sigma_H$  x tempo (log); b) inundação:  $\sigma_H$  x tempo (log); c) carregamento:  $K_0$  x tempo (log); d) inundação:  $K_0$  x tempo (log).



Fonte: Santos *et al.* (2018).

A Tabela 16 apresenta um resumo dos valores de  $K_0$  ao final de cada estágio de carregamento, bem como o calculado através da relação entre as tensões horizontal e vertical também na fase de carregamento, com o respectivo coeficiente de correlação. O  $K_0$  máximo (durante a inundação) e final (depois da estabilização na fase de inundação) também estão representados.

Os valores obtidos da relação ( $K_0 = \sigma_H/\sigma_V$ ) são bem próximos aos encontrados no final da fase de carregamento. Ao ser inundado, o solo logo apresenta o seu  $K_0$  máximo, pior condição de estabilidade, e após a reestruturação das partículas, volta a valores bem próximos dos encontrados antes da inundação.

Tabela 16 – Valores de  $K_0$  obtidos no final de cada estágio de tensão aplicada na fase de carregamento, calculado pela relação das tensões e na fase inundação (durante a inundação -  $K_0$  máx e após a inundação -  $K_0$  final).

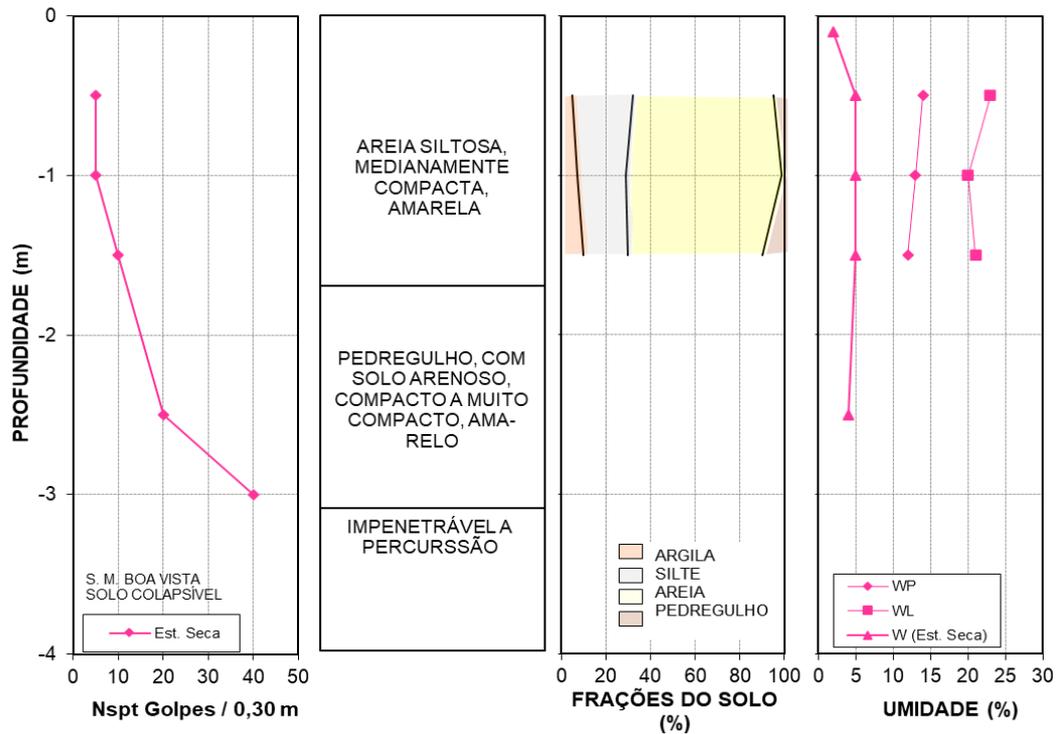
Tensão última do carregamento	$K_0$ obtidos durante o carregamento						Fase carregamento		Fase inundação	
	Tensão aplicada durante o carregamento						$K_0 = \sigma_H/\sigma_V$	$R^2$	$K_0$ máx	$K_0$ final
	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa				
20 kPa	0,53	0,49	-	-	-	-	0,50	1,00	0,67	0,39
80 kPa	0,09	0,13	0,20	0,22	-	-	0,21	0,98	0,24	0,21
160 kPa	0,07	0,04	0,38	0,35	0,32	-	0,32	0,98	0,49	0,36
320 kPa	0,10	0,15	0,20	0,25	0,28	0,30	0,29	0,99	0,35	0,30

Fonte: Santos (2018).

#### 4.11 PERFIS DE SOLOS COLAPSÍVEIS E ENSAIOS DE CAMPO

Perfis geotécnicos típicos de solos colapsíveis do semiárido brasileiro são apresentados nas Figuras 63 a 67. Em Santa Maria da Boa Vista – PE (Figura 63), Ferreira e Teixeira (1989) identificaram que o solo colapsível é constituído por duas camadas antes de atingir o impenetrável a percussão: uma camada de areia siltosa de cor amarela, medianamente compacta, com índice de resistência à penetração ( $N_{spt}$ ) variando de 5 a 10 golpes e espessura de 0,50 m a 2,0 m; e uma outra camada de pedregulho com solo arenoso de cor amarela e compactidade média a compacta, com espessura de 0 a 2,0 m, e SPT variando de 10 golpes até a camada impenetrável.

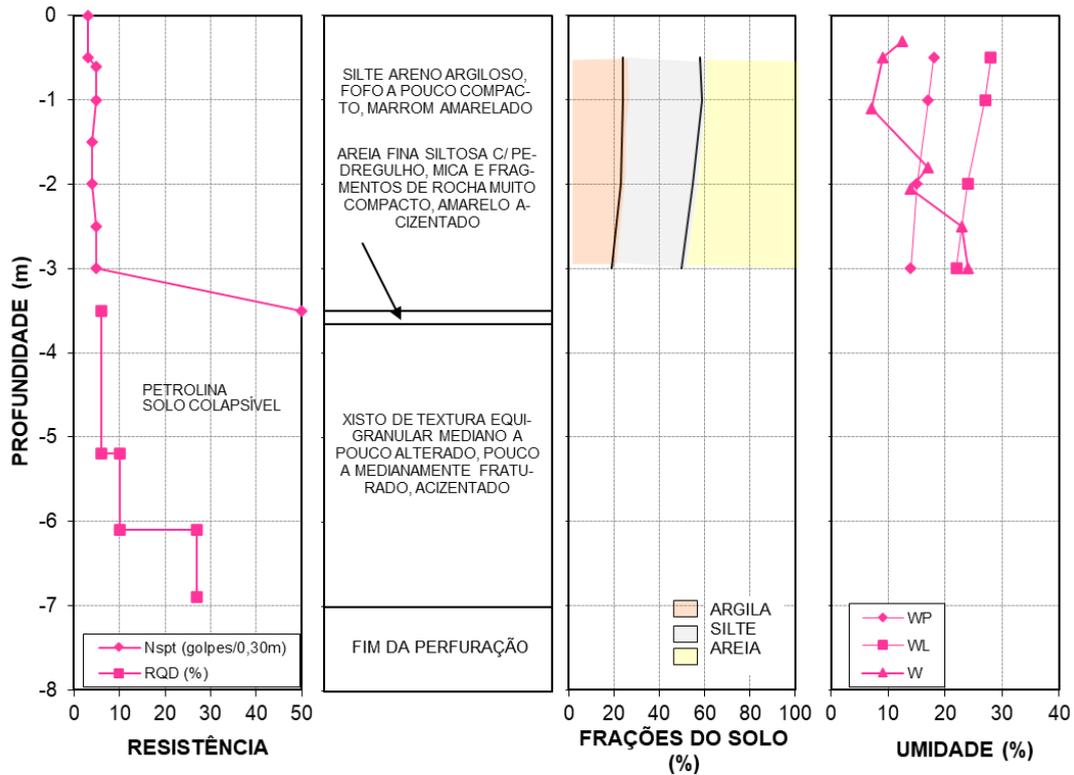
Figura 63 – Perfil geotécnico do solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista – PE.



Fonte: Adaptado de Ferreira e Teixeira (1989).

Em Petrolina – PE (Figura 64), Ferreira (1989) também verificou que o solo colapsível é constituído por duas camadas antes de atingir o impenetrável a percussão: uma camada de silte areno-argiloso, fofo a pouco compacto, marrom amarelado, com índice de resistência à penetração (Nspt) variando de 3 a 5 golpes; e uma outra camada de areia fina siltosa com pedregulho, mica e fragmentos de rocha muito compacto, amarelo acizentado, com Nspt de 50 golpes. O limite da sondagem a percussão foi a profundidade de 3,5m. A partir do testemunho da sondagem rotativa, realizada na camada impenetrável, foi determinado o RQD (*Rock Quality Designation*), que variou de 6% a 27%, o que indica que a qualidade da rocha é de muito fraca a fraca.

Figura 64 – Perfil geotécnico do solo colapsível de Petrolina – PE.



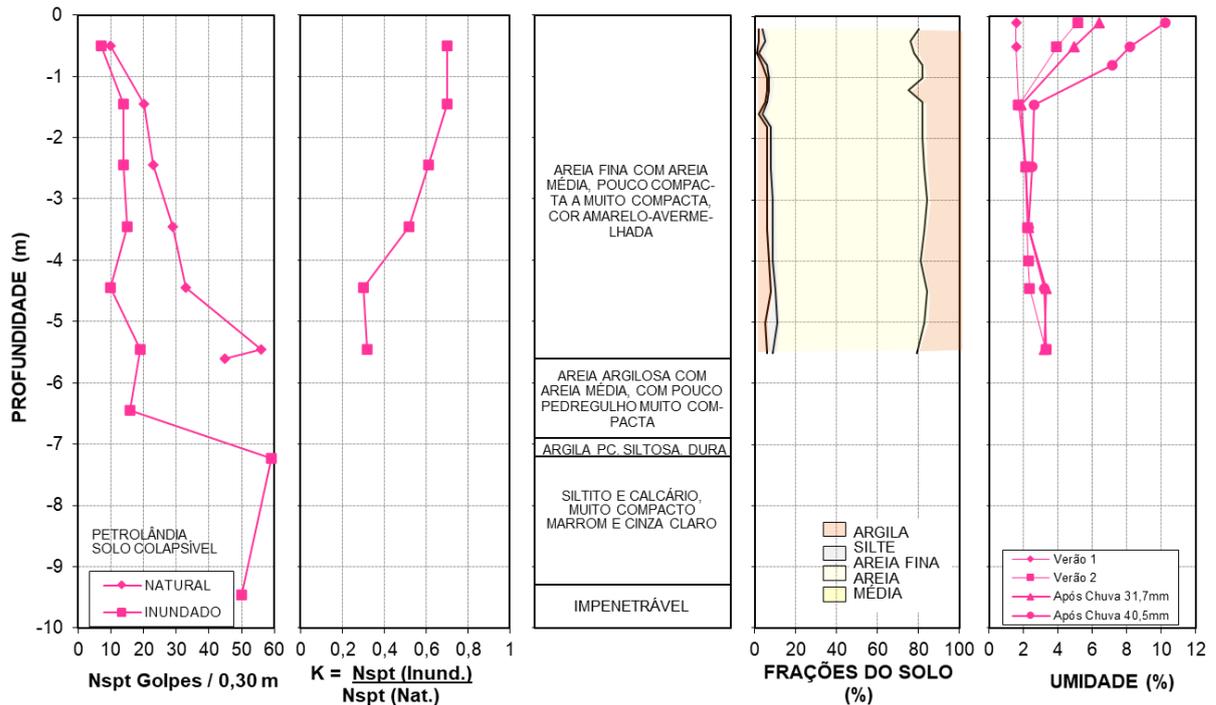
Fonte: Adaptado de Ferreira (1989).

Em um solo colapsível de Petrolândia – PE, Ferreira (1995) realizou dois tipos de sondagens de simples reconhecimento com determinação do Nspt: uma realizada no solo em seu estado natural sem circulação de água (Tipo A) e a outra, realizada próximo à primeira, com o solo inundado previamente (Tipo B), Figura 65.

O perfil do solo obtido com a sondagem Tipo A é constituído de uma camada de areia fina, com pouca areia média, de cor amarela, com compactidade variando de pouco a muito compacta. O limite de sondagem foi considerado na profundidade de 5,60 m e não foi observado o nível d'água. O Nspt variou de 10 golpes em 0,35 m a 56 golpes na profundidade de 5,30 m.

Na sondagem tipo B, até a profundidade de 5,60 m, o perfil do solo é o mesmo da sondagem Tipo A, sendo verificado o impenetrável a 9,46 m. Os valores do Nspt cresceram de 7 golpes em 0,35 m para 19 golpes em 5,30 m, e após a camada de solo colapsível (5,60 m), cresce o número de golpes. Há uma redução nos valores do Nspt devido à diminuição da sucção causada pelo aumento da umidade.

Figura 65 – Perfil geotécnico de solo colapsível de Petrolândia – PE.



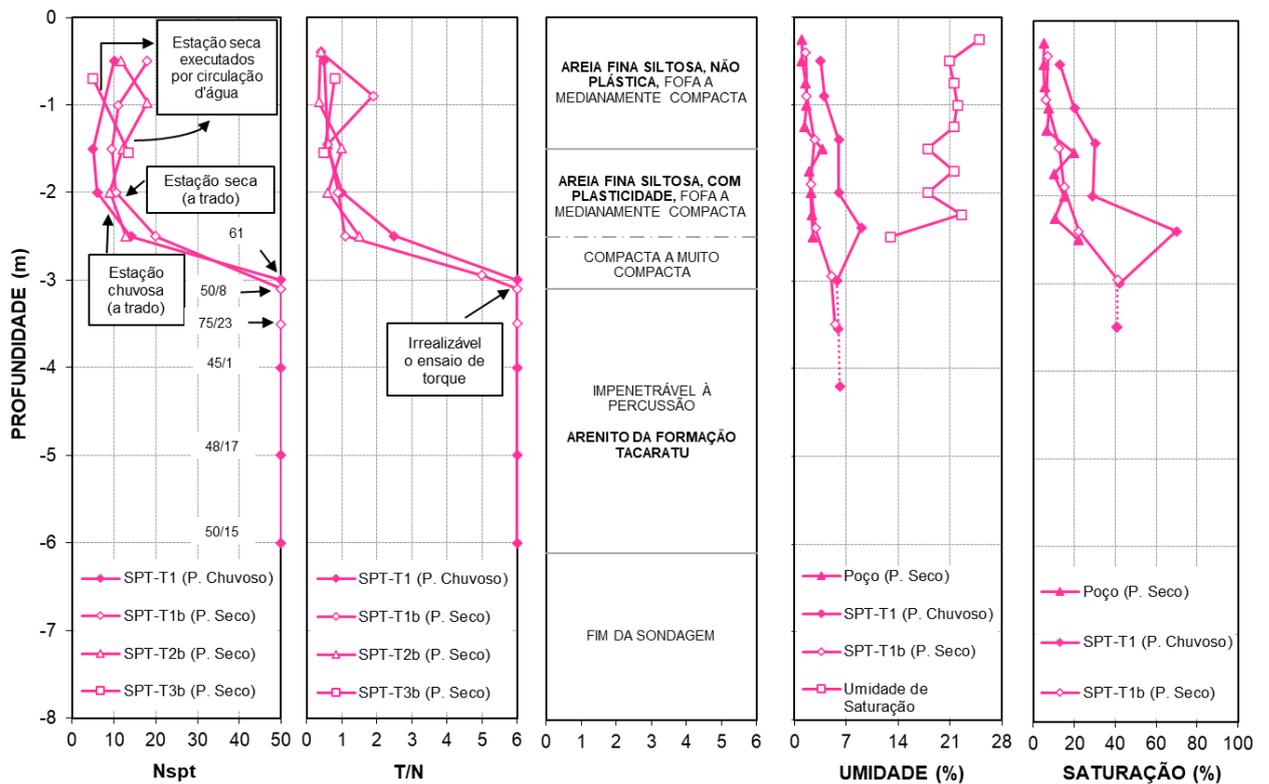
Fonte: Adaptado de Ferreira (1995).

As sondagens realizadas por Souza Neto (2004) no solo colapsível de Petrolândia – PE tiveram como objetivo avaliar além da variação espacial do perfil e da variação da resistência à penetração (Nspt), o índice de torque (T/N) com a profundidade e com a variação sazonal da umidade do solo. Para isso, foram realizadas duas campanhas, sendo uma no período chuvoso (furo SPT-T1) e a outra no período seco (furos SPT-T1b, SPT-T2b e SPT-T3b), Figura 66. As linhas tracejadas indicam a profundidade onde prosseguiu a sondagem por circulação d'água. Verificou-se que o solo é constituído de uma areia fina siltosa amarelada, apresentado duas camadas distintas antes de atingir o impenetrável: uma superior, com espessura variando de 1,2 a 1,3m, sem apresentar plasticidade, e com compactidade variando de fofa a média; e uma segunda camada, subjacente, com pouca plasticidade, espessura variando em torno de 1,0 a 4,0 m e compactidade de média a muito compacta, porém esta última classificação ocorrendo já na condição de impenetrável a percussão.

Ao comparar os perfis SPT-T1 e SPT-T1b obtidos no final da estação chuvosa e da estação seca, respectivamente, observou-se um considerável aumento (45% a 55%) no valor do índice de penetração no ensaio SPT-T1b, devido ao aumento da sucção do solo. A razão T/N variou entre 0,5 e 2 ou superior a 3. Portanto, o critério

de Décourt e Quaresma Filho (1994) para classificar o solo como colapsível, não se mostrou compatível para o solo em estudo, onde em quase a totalidade das camadas, as razões T/N não estiveram entre 2 e 3, ficando fora dos limites estabelecidos para identificá-las como colapsíveis.

Figura 66 – Perfil geotécnico de solo colapsível de Petrolândia – PE.



Fonte: Adaptado de Souza Neto (2004).

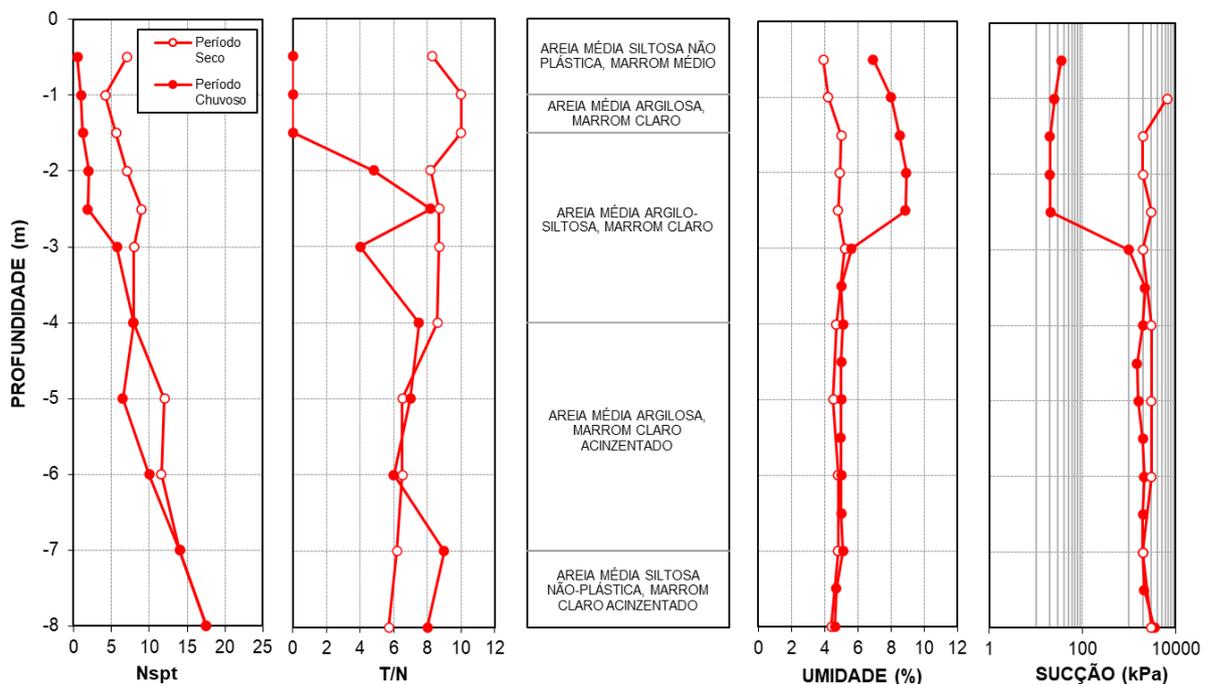
Xavier (2018), para o solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE, realizou duas sondagens à percussão com medidas do Nspt, do índice de torque (T/N) e perfil de umidade, sendo uma no final da estação chuvosa e outra na estação seca. Os ensaios de penetração foram realizados até 8,0 m, profundidade suficiente para envolver todo o bulbo de tensões e permitir a comparação dos resultados nas duas estações (Figura 67).

Ao comparar os índices de penetração, os resultados obtidos na estação chuvosa foram inferiores aos da estação seca em quase toda a profundidade, observando-se que existe uma maior variação do Nspt nos primeiros 3,0 m de profundidade. Para os dois ensaios realizados, o índice de torque (T/N) acompanha a tendência do Nspt. Os perfis de T/N obtidos também estão fora do intervalo proposto

por Décourt e Quaresma Filho (1994) para classificar o solo como colapsível, pois a maioria dos valores obtidos está acima de 4.

Há uma significativa variação de umidade até os três metros, a partir do qual a umidade fica aproximadamente constante, o que sugere que a camada ativa do solo esteja limitada nesta faixa de profundidade. A pressão de sucção, estimada a partir da curva característica do solo, varia inversamente ao teor de umidade de solo e quanto maior é a sucção, maior é a rigidez do solo, o que explica os maiores valores do Nspt obtidos no período seco da região.

Figura 67 – Perfil geotécnico do solo colapsível de Juazeiro do Norte – CE.



Fonte: Adaptado de Xavier (2018).

#### 4.11.1 Prova de carga em placa

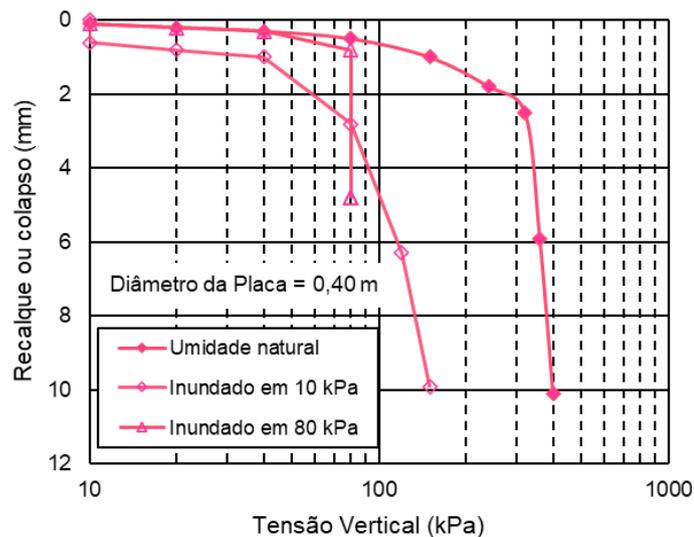
Através de ensaios de prova de carga em placa, Fucale (2000), Souza Neto (2004) e Brindeiro *et al.* (2018) procuraram simular a situação mais comum sujeita a uma fundação direta assente em solos colapsíveis de Petrolândia (PE) e de Casa Nova (BA), ou seja, carregamento (construção da obra) no período seco e, posteriormente exposição à um processo de umedecimento, o qual resultará em colapso. Este ensaio é uma técnica de campo que avalia o comportamento e estima as características de capacidade de carga do solo superficial. Isso é feito através da aplicação de carga estática crescente e do registro de deslocamentos de uma placa

rígida, que foi colocada sobre uma camada de solo devidamente nivelada (BRINDEIRO *et al.*, 2018).

Os ensaios foram realizados com placa circular rígida de diâmetro 0,40 m (FUCALE, 2000) e 0,80 m (SOUZA NETO, 2004), e placa quadrada rígida de 0,70 m de lado (BRINDEIRO *et al.*, 2018). O caminho de tensões seguido foi: carregamento do solo, por estágio, até uma tensão determinada e, em seguida, inundação mantendo a tensão constante, registrando assim o colapso.

Fucalé (2000) verificou que as provas de carga realizadas em solo inundado apresentaram deslocamentos verticais para baixo superiores aos do solo em sua condição natural (Figura 68). Nos ensaios na umidade natural a ruptura foi do tipo generalizada e na condição inundada, a ruptura foi por punção.

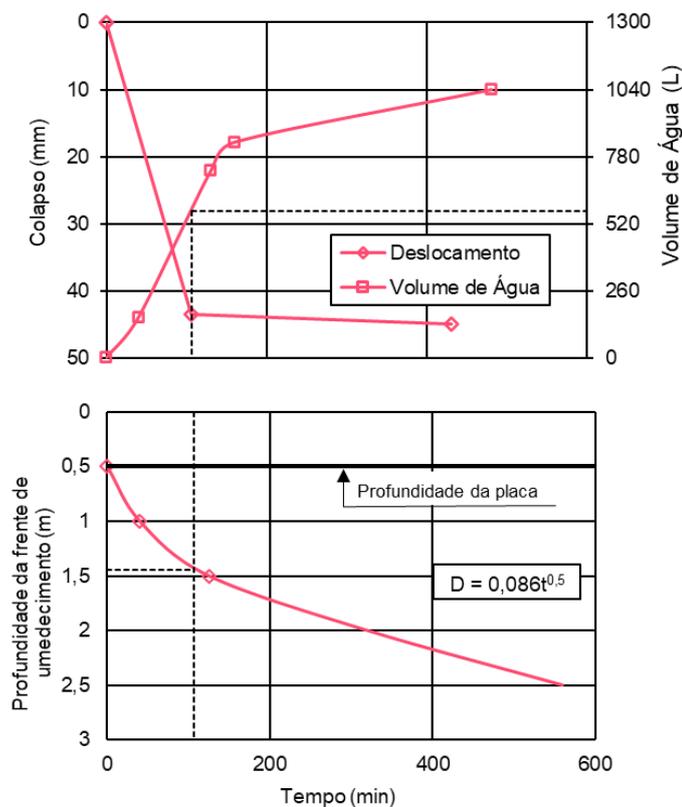
Figura 68 – Resultados de provas de carga em placa realizadas em solo colapsível de Petrolândia (PE).



Fonte: Adaptado de Fucalé (2000).

Os resultados obtidos por Souza Neto (2004) demonstraram ainda que a maior influência da inundação no colapso está limitada a uma profundidade equivalente ao diâmetro da placa (Figura 69). Esta profundidade pode ser maior no caso da existência de camadas subjacentes com maior suscetibilidade ao colapso submetidas a um estado de tensão superior ao crítico.

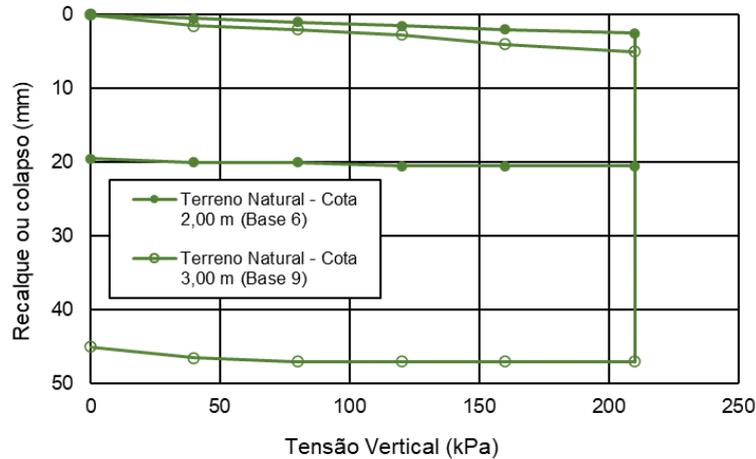
Figura 69 – Colapso, consumo de água e profundidade inundada em função do tempo no solo colapsível de Petrolândia (PE).



Fonte: Adaptado de Souza Neto (2004).

Brindeiro *et al.* (2018) realizou ensaios de placa com inundação para avaliar a colapsibilidade do terreno natural para fundação das bases de aerogeradores de um Parque Eólico. A Figura 70 apresenta os resultados obtidos. Observa-se que houve um colapso de 36,63 mm e 17,06 mm após a inundação (Bases 6 e 9, respectivamente). Outros ensaios também confirmaram a colapsibilidade do solo natural, que apresenta potencial baixo a moderado de colapso segundo os autores.

Figura 70 – Ensaio de placa com inundação no solo colapsível de Casa Nova (BA).



Fonte: Adaptado de Brindeiro *et al.* (2018).

#### 4.11.2 Expansocolapsômetro

Fucale (2000), Souza Neto (2004) e Barbosa, Guilherme e Bandeira (2015) também utilizaram ensaios de campo, realizados com o expansocolapsômetro, para avaliar a colapsibilidade de solos de Petrolina (PE), Petrolândia (PE) e Missão Velha (CE), respectivamente. O expansocolapsômetro é um equipamento simples, desenvolvido por Ferreira e Lacerda (1993), que mede a variação volumétrica de solos em campo, após a aplicação de tensões no mesmo.

O método consiste em um ensaio de placa, em escala reduzida, realizado em furo aberto com auxílio de trado. O carregamento é feito de forma gradual até se atingir a tensão desejada, momento em que se inicia a inundação (BARBOSA, GUILHERME e BANDEIRA, 2015).

Os deslocamentos verticais para baixo parciais são acompanhados até sua estabilização e o Potencial de Colapso é obtido através da Equação 5:

$$PC = \frac{\Delta H}{H} \times 100 \quad (5)$$

Onde:

PC: potencial de colapso, em percentual (%);

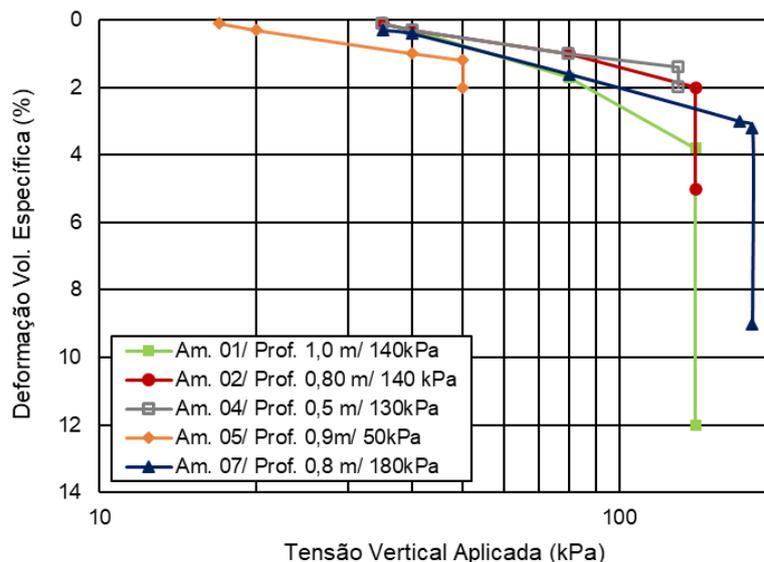
$\Delta H$ : variação de altura devido à inundação;

H: espessura inicial da camada de solo comprometida pelo colapso.

Ao realizar ensaios com o expansocolapsômetro, Fucale (2000) verificou que a profundidade média, onde praticamente não ocorreu variação de umidade do solo antes e após a inundação corresponde a profundidade do bulbo de tensões. Além disso, não foi verificado acréscimo adicional de deformação por colapso quando da adição de água após a estabilização das deformações devidas à inundação com controle de vazão, o que indica que todo o processo de deformação já havia ocorrido, mesmo que o solo não tenha atingido a saturação.

A Figura 71 apresenta a variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada em algumas amostras do solo colapsível de Petrolina – PE (FUCALE, 2000).

Figura 71 – Variação da deformação volumétrica específica com a tensão vertical aplicada em solo colapsível de Petrolina (PE) – ensaios com o expansocolapsômetro.



Fonte: Adaptado de Fucale (2000).

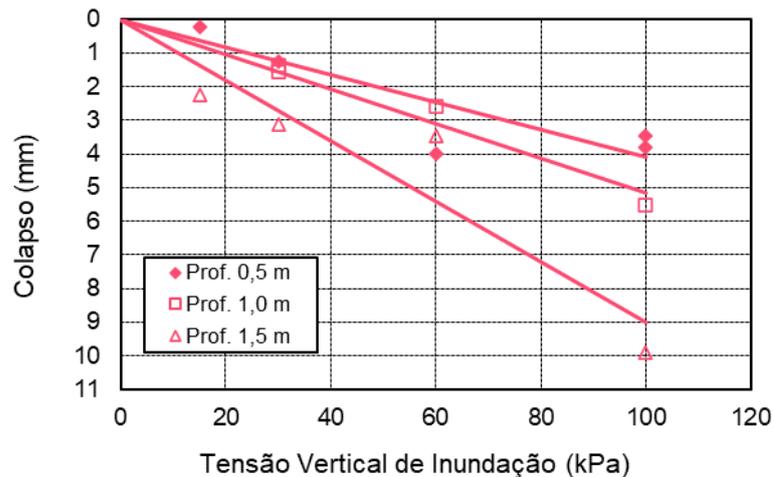
Fucale (2000) constatou ainda que os potenciais de colapso medidos através dos ensaios de campo com o Expansocolapsômetro foram, para todos os ensaios, menores do que os medidos pelos ensaios de laboratório. A relação obtida entre os valores dos potenciais de colapso determinados por ensaios de campo e laboratório foi aproximadamente linear:  $PC_{CAMPO} = 0,75 PC_{LAB.}$

Nos ensaios realizados por Souza Neto (2004) em Petrolândia (PE), percebeu-se que após a estabilização dos deslocamentos verticais para baixo, os colapsos decorrentes do volume de água adicional foram pequenos e o umedecimento do solo nestes ensaios também envolveu todo o bulbo de tensões. As variações significativas

da umidade estiveram concentradas a 0,125m (1,25 D, sendo D o diâmetro da sapata), o que sugere que o colapso ocorre em torno da metade superior do bulbo de tensões.

O comportamento geral do colapso foi de aumento com o aumento da tensão de inundação. Observou-se também o aumento no colapso à medida que aumenta a profundidade ensaiada (Figura 72).

Figura 72 – Variação do colapso com a tensão vertical de inundação no solo colapsível de Petrolândia (PE) – ensaios com o expansocolapsômetro.

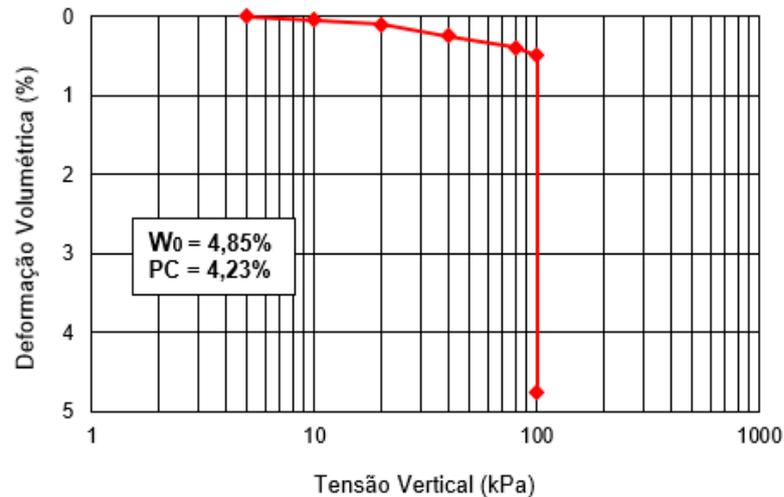


Fonte: Adaptado de Souza Neto (2004).

Souza Neto (2004) destaca ainda que na existência de camadas subjacentes ou intermediárias com maior suscetibilidade ao colapso é possível que as deformações de colapso sejam significativas em profundidades superiores à metade do bulbo, dependendo da tensão em que ocorrerá a inundação.

Barbosa, Guilherme e Bandeira (2015) também verificaram que todo o bulbo de tensões foi umedecido devido à inundação ao término do ensaio. A Figura 73 apresenta o resultado do ensaio realizado com o expansocolapsômetro no solo colapsível de Missão Velha (CE). Verifica-se que o Potencial de Colapso em campo foi de 4,23%, ao considerar a profundidade comprometida pelo colapso na metade do bulbo de tensões.

Figura 73 – Curva Tensão Aplicada x Deformação Volumétrica do solo colapsível de Missão Velha (CE) com uso do Expansocolapsômetro.



Fonte: Adaptado de Barbosa, Guilherme e Bandeira (2015).

Do ponto de vista de engenharia, a constatação de que o fenômeno de colapso estará concentrado em torno da metade superior do bulbo de tensões sugere que não se faz necessário o tratamento de toda camada colapsível envolvida pelo bulbo de tensões, o que poderá ter um efeito significativo na redução do custo de uma obra.

#### 4.11.3 Pressiômetro Ménard

A fim de analisar o comportamento de um solo colapsível de Petrolândia (PE) e baseando-se na metodologia de Kratz de Oliveira *et al.* (1999), Dourado (2005) propôs uma classificação a partir de ensaios pressiométricos duplos (na condição natural e na condição inundada) realizados com o pressiômetro Ménard, comparando os resultados do colapso pressiométrico ( $C_{press}$ ) com o potencial de colapso (PC) obtido através de ensaios edométricos simples para uma tensão de inundação de 200 kPa e a respectiva classificação da colapsibilidade do solo, de acordo com o critério de Jennings e Knight (1975).

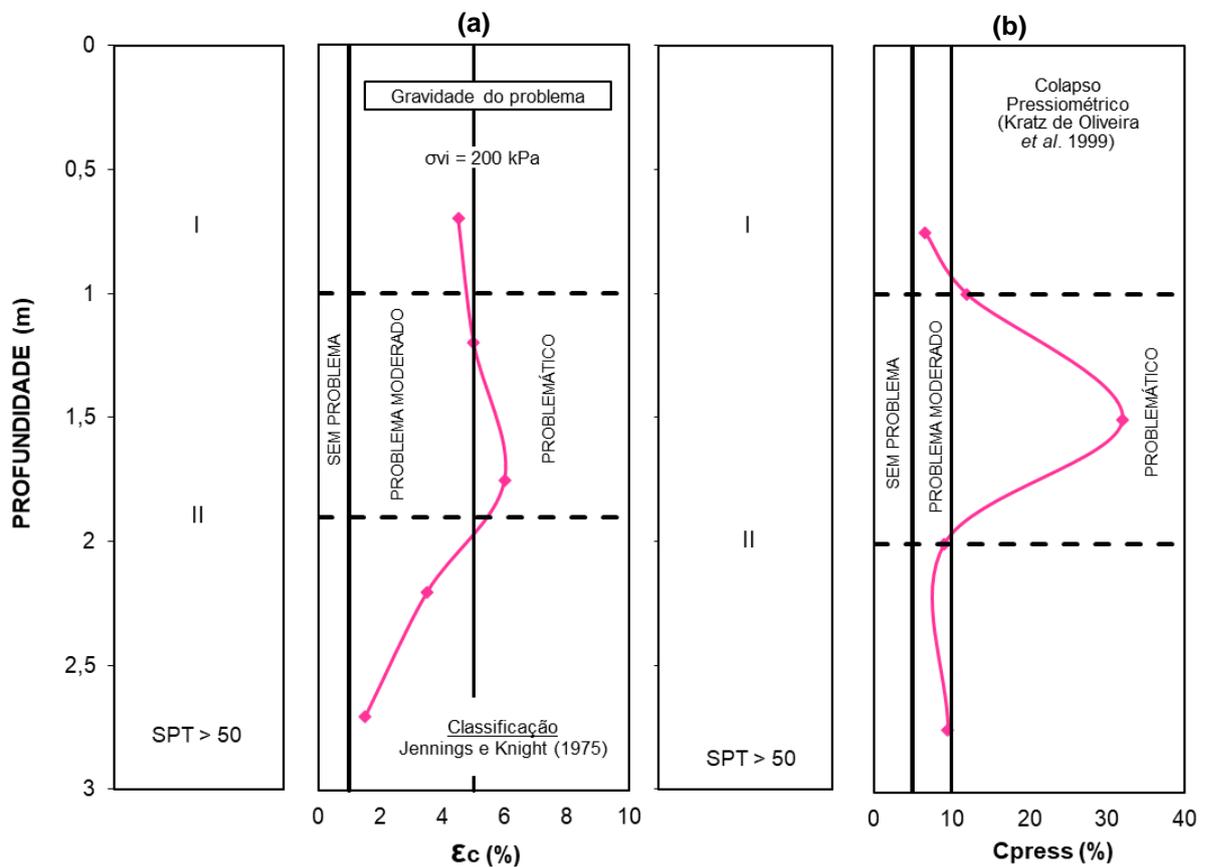
O pressiômetro Ménard constitui-se num ensaio de campo, cujo equipamento é de fácil locomoção e instalação, sendo um método bastante confiável de determinação do módulo de deformabilidade do solo, que pode ser correlacionado com os deslocamentos verticais para baixo devido à mudança de umidade e de tensão em uma fundação (DOURADO, 2005).

Observou-se uma diferença significativa entre os parâmetros pressiométricos apresentados devido à redução da sucção em consequência do processo de

umedecimento. Os valores do módulo pressiométrico ( $E_p$ ), parâmetro de deformabilidade obtido no ensaio, variaram entre 35 e 39 Mpa nos ensaios na umidade natural e entre 0,5 a 4,3 Mpa para os ensaios no solo inundado.

A Figura 74 apresenta os resultados do potencial de colapso e a respectiva classificação da colapsibilidade do solo segundo o critério de Jennings e Knight (1975), bem como o colapso pressiométrico e a classificação proposta na pesquisa de Dourado (2005) para a colapsibilidade do solo de Petrolândia (PE) a partir do pressiômetro Ménard.

Figura 74 – (a) Classificação da colapsibilidade do solo segundo o critério de Jennings e Knight (1975) e (b) Variação do colapso pressiométrico ( $C_{press}$ ) com a profundidade, com a classificação proposta por Dourado (2005).



Fonte: Dourado (2005).

A Tabela 17 apresenta a classificação da colapsibilidade para obras de engenharia, aplicada ao solo colapsível de Petrolândia (PE), pela metodologia proposta por Dourado (2005).

Tabela 17 – Classificação da colapsibilidade para obras de Engenharia.

<b>Colapso Pressiométrico (<math>C_{press}</math>)</b>	<b>Gravidade dos problemas</b>
$C_{press} (\%) < 5$	Solo sem problema
$5 \leq C_{press} (\%) \leq 10$	Solo com problema moderado
$C_{press} (\%) > 10$	Solo problemático

Fonte: Dourado (2005).

#### 4.11.4 *Dynamic Probing Light* – DPL

Segundo Stolf (1991), penetrômetros são aparelhos que avaliam a resistência do solo por meio da penetração de um cone (ponta, ponta e lateral, ponta, lateral e poropressão e ponta, lateral, poropressão e velocidade de propagação de onda na cravação).

O princípio de funcionamento do penetrômetro dinâmico ligeiro (*Dynamic Probing Light* – DPL) é baseado na resistência que o solo apresenta à penetração de uma haste e consiste em determinar o número de impactos aplicados sobre uma ponteira, a qual conduz à penetração de um determinado comprimento. Os impactos são causados pela queda livre de um peso, a uma determinada altura constante sobre um batente, associado a uma haste com ponta cônica que penetra no solo (FREITAS, 2017).

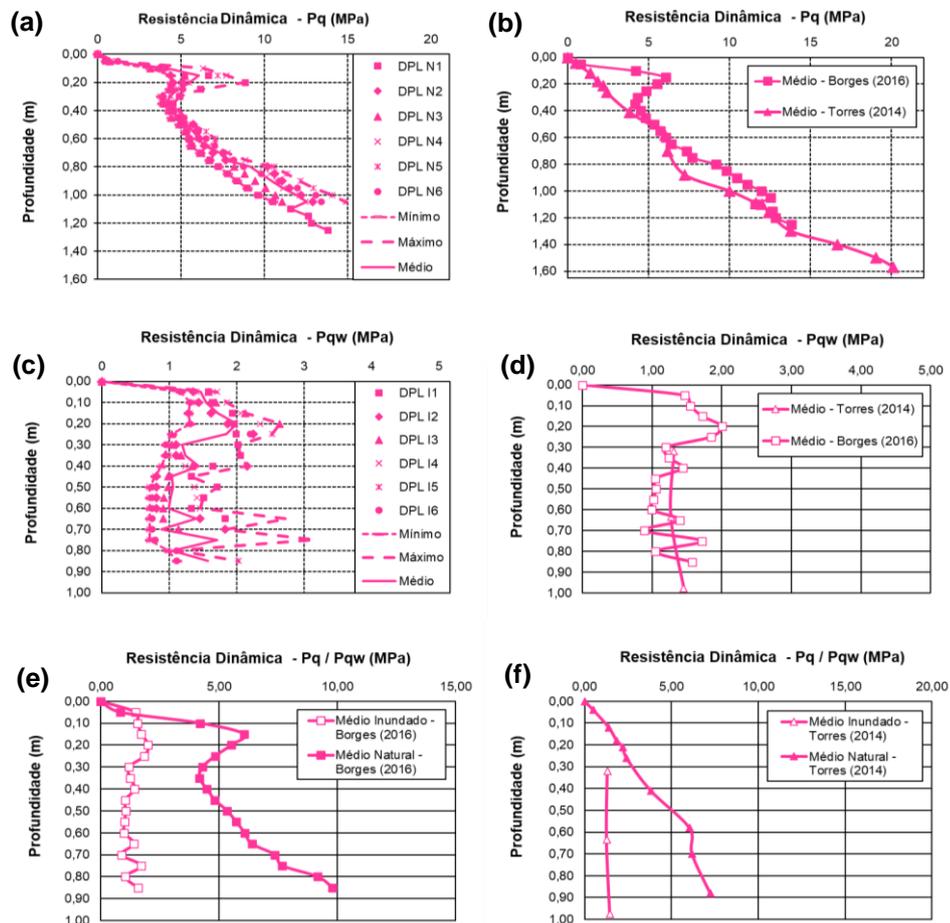
Torres (2014) e Borges (2016) obtiveram resultados de resistências de ponta com o DPL no solo colapsível de Petrolina – PE para as condições natural e inundada. As resistências de ponta foram obtidas até as profundidades de 1,40 m e 1,25 m, por Torres (2014) e por Borges (2016), respectivamente (Figura 75).

Borges (2016) verificou que a resistência de ponta ( $P_q$ ) no solo na umidade natural cresce com a profundidade, chegando a um valor médio de 12,85 MPa para a profundidade de 1,20 m (resultado semelhante ao encontrado por Torres (2014), que foi de 12,80 MPa), Figura 75b.

Para o solo inundado, na profundidade de 0,30 m até 0,85 m, os valores da resistência de ponta ( $P_{qw}$ ) apresentaram uma variação de 0,70 a 2 Mpa (BORGES, 2016), Figura 75c. Torres (2014) realizou o preparo da área de ensaio com uma escavação do solo a 0,30 m, o que justifica a ausência de pico na camada superficial (Figura 75d). Verifica-se a proximidade das médias na comparação dos resultados, assim como demonstra-se que os valores variam de 1 a 2 MPa até a profundidade de 0,85 m.

Os ensaios realizados por Torres (2014) e Borges (2016) com o DPL são técnicas de investigação semidiretas promissoras para avaliar a perda de resistência do solo colapsível devido à inundação em solos colapsíveis superficiais. As Figuras 75e e 75f apresentam as comparações das médias dos resultados das resistências dinâmicas para as condições naturais e inundadas, onde é possível observar a perda de resistência devido ao aumento da umidade.

Figura 75 – Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Dinâmico (DPL): a) Resultado para o solo natural (BORGES, 2016); b) Comparação com o resultado para solo natural de Torres (2014); c) Resultado para o solo inundado (BORGES, 2016); d) Comparação com o resultado para solo inundado de Torres (2014); e) Comparação dos resultados para solo natural e inundado (BORGES, 2016); f) Comparação dos resultados para solo natural e inundado (TORRES, 2014).



Fonte: Adaptado de Borges (2016).

#### 4.11.5 Penetrômetro Estático – PE

Torres (2014) e Borges (2016) também obtiveram valores de resistência de ponta para o solo colapsível de Petrolina (PE) através do penetrômetro estático – PE. As resistências de ponta foram obtidas até a profundidade de 1,40 m (TORRES, 2014)

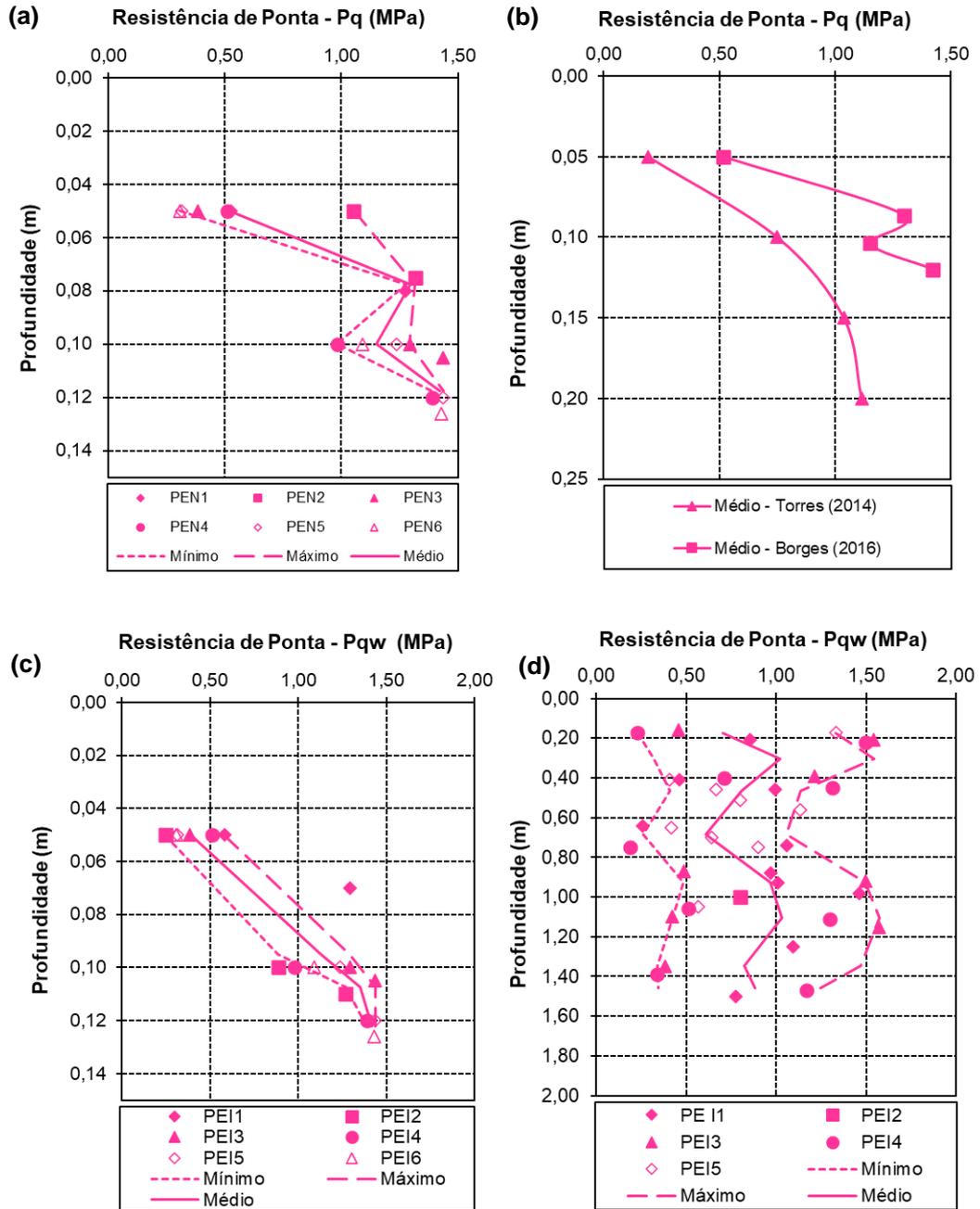
e 0,13 m (BORGES, 2016), sendo os valores determinados tanto para o solo na umidade natural quanto para o inundado.

Os resultados obtidos por Borges (2016) demonstram que a resistência de ponta no solo na umidade natural ( $P_q$ ) cresce com a profundidade (Figura 76a) e indicam uma maior resistência de ponta, chegando a 1,43 MPa para a profundidade de 0,13 m, enquanto que o resultado de Torres (2014), para a mesma profundidade, apresenta resistência de ponta no valor de 0,91 Mpa (Figura 76b).

Com relação ao solo inundado previamente, Borges (2016) verificou uma resistência de ponta ( $P_{qw}$ ) variando de 0,31 a 1,43 MPa para a profundidade de 0,05 a 0,13 m (Figura 76c). Não foi possível estabelecer uma análise comparativa dos resultados para a mesma profundidade, pois os valores de resistência de ponta obtidos por Torres (2014) estão dispostos apenas para profundidades superiores a 0,17 m, apresentando uma variação de 0,30 a 1,50 MPa até a profundidade de 1,40 m (Figura 76d).

A faixa de variação da resistência de ponta encontrada pelos autores mencionados foi bem próxima, apesar dos valores de profundidade diferentes. Destaca-se que a área em que foi realizado o ensaio com o penetrômetro estático era de um local de passagem e, por isso, justifica-se o crescimento da resistência de ponta na camada superficial, chegando a um valor próximo a 1,50 Mpa (BORGES, 2016).

Figura 76 – Resistência de ponta obtida com Penetrômetro Estático: a) Resultado para o solo natural (BORGES, 2016); b) Comparação com o resultado de Torres (2014); c) Resultado para o solo inundado (BORGES, 2016); c) Resultado para o solo inundado obtido por Torres (2014).



Fonte: Adaptado de Borges (2016).

#### 4.11.6 Light Weight Deflectometer – LWD

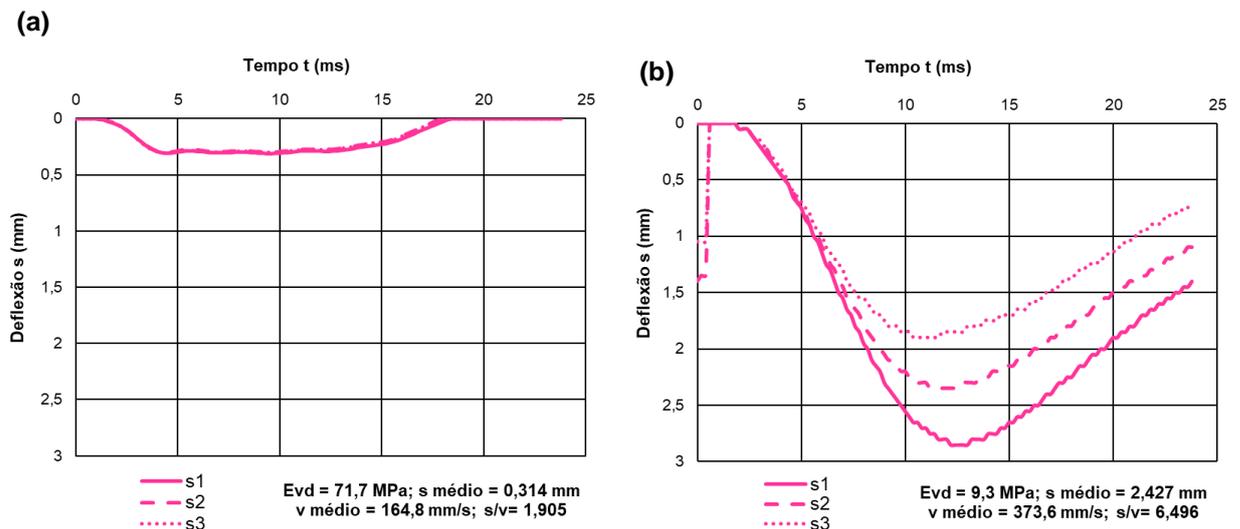
O *Light Weight Deflectometer* – LWD, ou deflectômetro de impacto leve, é um ensaio de carga dinâmico com placa, no qual a força de impacto é gerada pela queda de uma massa sobre um sistema de amortecedores, transmitindo impulso ao solo através de uma placa de carga. Trata-se de um equipamento portátil que visa à

realização de um ensaio dinâmico, fornecendo diretamente o módulo de elasticidade (LOPES, 2010). Solos fofos ou poucos resistentes apresentam baixos valores de módulo de elasticidade e as três curvas individuais de deflexão apresentam afastamentos entre si (TERRATEST, 2013).

Borges (2016) avaliou o módulo de elasticidade dinâmico com o LWD no solo colapsível de Petrolina – PE nas condições natural e inundada previamente. Foram avaliadas duas áreas: Área A (solo com umidade natural a 0,05 m de profundidade) e Área B (solo inundado previamente a 0,30 m de profundidade), onde foram utilizadas cargas de impacto de 10 kgf e de 15 kgf.

Os resultados dos ensaios realizados por Borges (2016) são apresentados na Figura 77. As deflexões (s) após impacto no solo na umidade natural são sobrepostas (Figura 77a), enquanto que no solo inundado previamente há distanciamento das 3 curvas individuais e os valores das deflexões são 7,7 vezes maiores que as deflexões no solo natural (Figura 77b). O grau de compactabilidade (s/v) no solo natural é superior a 3 vezes a do solo inundado e os valores do módulo de elasticidade ( $E_{vd}$ ) sofreram uma redução de 88% devido a inundação.

Figura 77 – Curvas de deflexões individuais para o solo na umidade natural e inundado previamente, ensaio realizado com peso de 10 kgf: a) Solo Natural – Ponto 6 da  rea A; e b) Solo previamente inundado – Ponto 5 da  rea B.



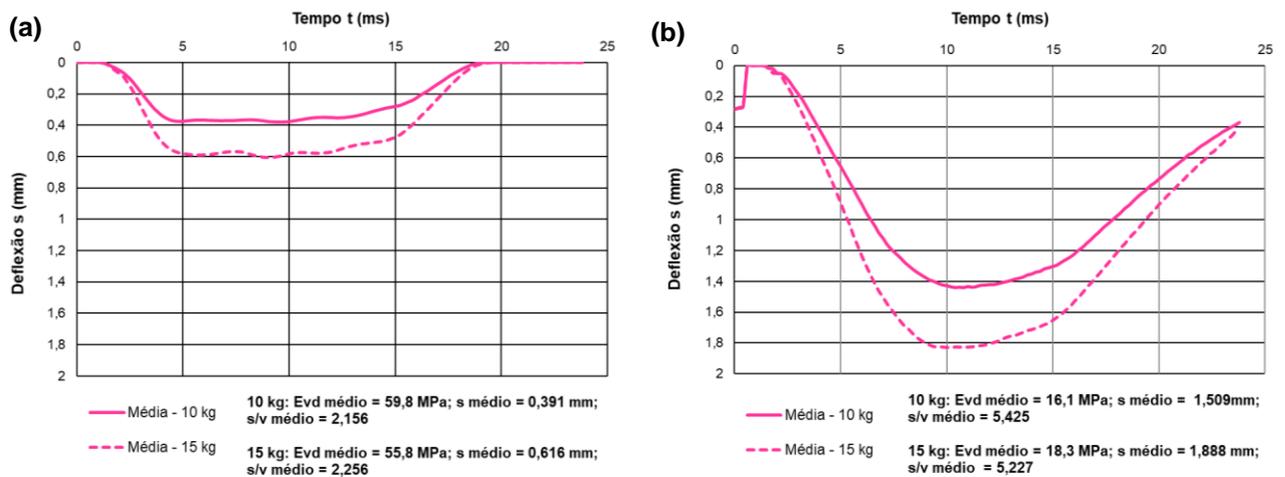
Fonte: Adaptado de Borges (2016).

Observa-se que na condi o natural o solo colapsível apresentou uma estrutura instável, entretanto com uma rigidez temporária devido a suc o elevada e/ou cimentac o, o que justifica as pequenas deflexões, o maior módulo de

elasticidade e a sobreposição das curvas individuais de deflexão. Para a condição inundada previamente, a rigidez temporária foi alterada pela entrada da água, ocasionando a diminuição da sucção e/ou quebra das ligações cimentantes, o que resultou em um solo com menor rigidez.

A Figura 78 mostra a variação dos valores das deflexões após impacto, utilizando as cargas de 10,0 kgf e em seguida, de 15,0 kgf nas condições de umidade natural (Figura 78a) e no solo inundado previamente (Figura 78b). Verificou-se que devido ao acréscimo da carga houve um aumento das deflexões. Com relação ao módulo de elasticidade ( $E_{vd}$ ), observou-se uma diminuição dos valores no solo natural e aumento no solo inundado, o que pode ser explicado pelo fato do solo natural apresentar certa resistência temporária, que após a aplicação de uma maior tensão pode ter ocasionado um colapso mais pronunciado do solo.

Figura 78 – Deflexões devidas aos pesos de 10 kgf e 15 kgf: a) Área A, solo natural e b) Área B, solo inundado.



Fonte: Adaptado de Borges (2016).

#### 4.11.7 Síntese sobre os ensaios de resistência ao cisalhamento e ensaios de campo

A avaliação do comportamento dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro através de ensaios de resistência ao cisalhamento e de ensaios de campo, considerando a variação da umidade, demonstrou que a inundação altera os parâmetros de resistência do solo. A Tabela 18 apresenta a variação da relação entre os parâmetros de resistência do solo nas condições natural e inundada.

Tabela 18 – Variação da relação entre os parâmetros de resistência do solo nas condições natural e inundada.

<b>Ensaio</b>	<b>Parâmetro</b>	<b><math>\Delta</math>Nat/Inund</b>
Cisalhamento direto convencional	c	1,9
Cisalhamento direto convencional	$\Phi$	0,99 a 1,22
Cisalhamento direto inundado durante o cisalhamento	c	7,65
Cisalhamento direto inundado durante o cisalhamento	$\Phi$	0,91 a 1,94
Edométrico com leitura das tensões horizontais	$K_0$	0,89 a 1,25
Pressiômetro Ménard	$E_p$	10 a 68
DPL	$P_q$	0,55 a 6,11
PE	$P_q$	0,85 a 1,32
LWD	$E_{vd}$	3,14 a 4,98

Fonte: A autora (2022).

Legenda: c – coesão;  $\Phi$  – ângulo de atrito;  $K_0$  – coeficiente de empuxo no repouso;  $E_p$  – módulo pressiométrico;  $P_q$  – resistência de ponta;  $E_{vd}$  – módulo de elasticidade dinâmico; \*na condição inundada a coesão dos solos se reduziu a zero.

Destaca-se que nos ensaios de cisalhamento direto convencionais realizados em Petrolândia – PE (SOUZA NETO, 2004) e Petrolina – PE (SANTOS e FERREIRA, 2017) e nos ensaios de cisalhamento direto inundado durante o cisalhamento, realizados em Petrolina – PE (SANTOS, 2018), na condição inundada a coesão dos solos se reduziu a zero.

#### 4.12 PROBABILIDADE DE RUÍNA E CONFIABILIDADE DE FUNDAÇÕES PROFUNDAS SUBMETIDAS À PROVA DE CARGA ESTÁTICA COM E SEM INUNDAÇÃO EM SOLO COLAPSÍVEL

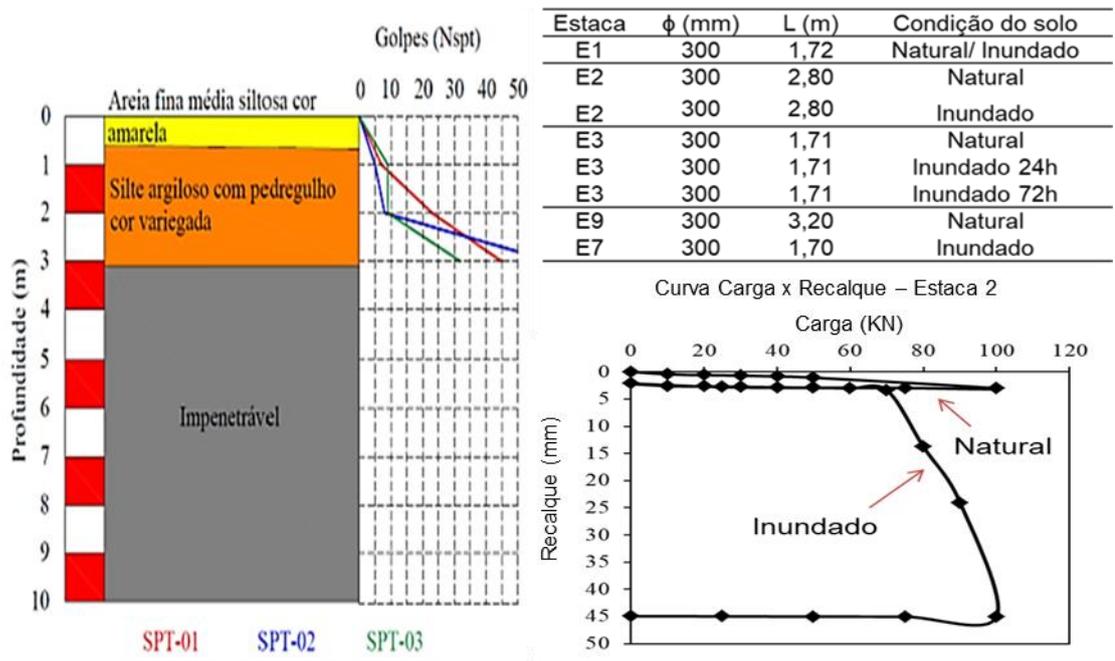
Segundo Cintra e Aoki (2010) é um conceito ultrapassado considerar que os fatores de segurança prescritos em norma garantem a ausência de risco de ruína de uma obra. Por esse motivo é necessário verificar também a probabilidade de ruína da fundação, por meio da análise de confiabilidade.

Em uma análise de confiabilidade, um sistema pode ser avaliado por diferentes métodos, cada um com um determinado nível de rigor (TEIXEIRA *et al.*, 2012). Normalmente os níveis considerados são cinco: Nível zero – métodos determinísticos; Nível I – métodos semiprobabilístico; Nível II – métodos probabilísticos aproximados, conforme metodologia sugerida por Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011); Nível III – análises probabilísticas puras, com utilização dos métodos de simulação; Nível IV –

análises de risco, onde as consequências (custos materiais e não materiais) da ruína são levadas em conta.

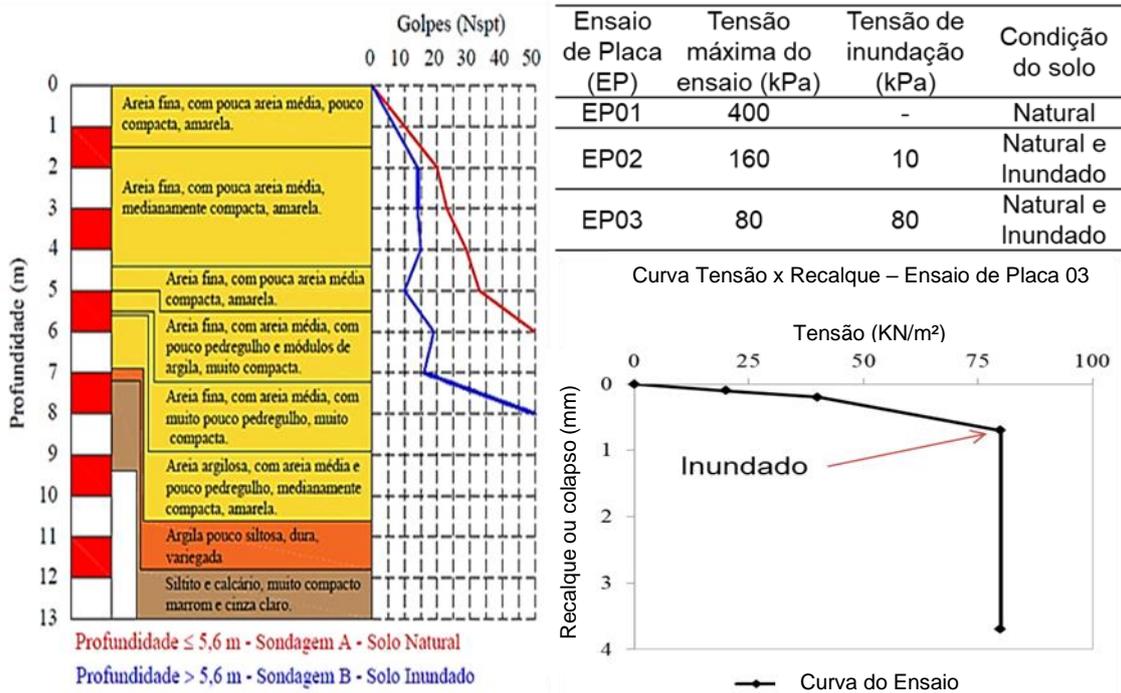
Silva Neto (2018) fez uma análise probabilística no estado limite último e no estado limite de serviço de fundações profundas e superficiais assentes em solos colapsíveis de Santa Maria da Boa Vista – PE, Petrolândia – PE e Petrolina – PE. As Figuras 79, 80 e 81 apresentam os perfis de solos simplificados e alguns resultados de ensaios realizados. Para avaliar a sollicitação das edificações, Silva Neto (2018) considerou como modelos as edificações do Projeto de Reassentamento da População da Barragem de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista – PE (Ferreira e Teixeira, 1989) que consiste de três tipos de casas. A Figura 82 mostra detalhes das edificações (áreas, número de pilares e tipos de fundações).

Figura 79 – Perfil de solo simplificado, geometria dos elementos de fundação e resultados de prova de carga em estaca no solo colapsível de Santa Maria da Boa Vista – PE.



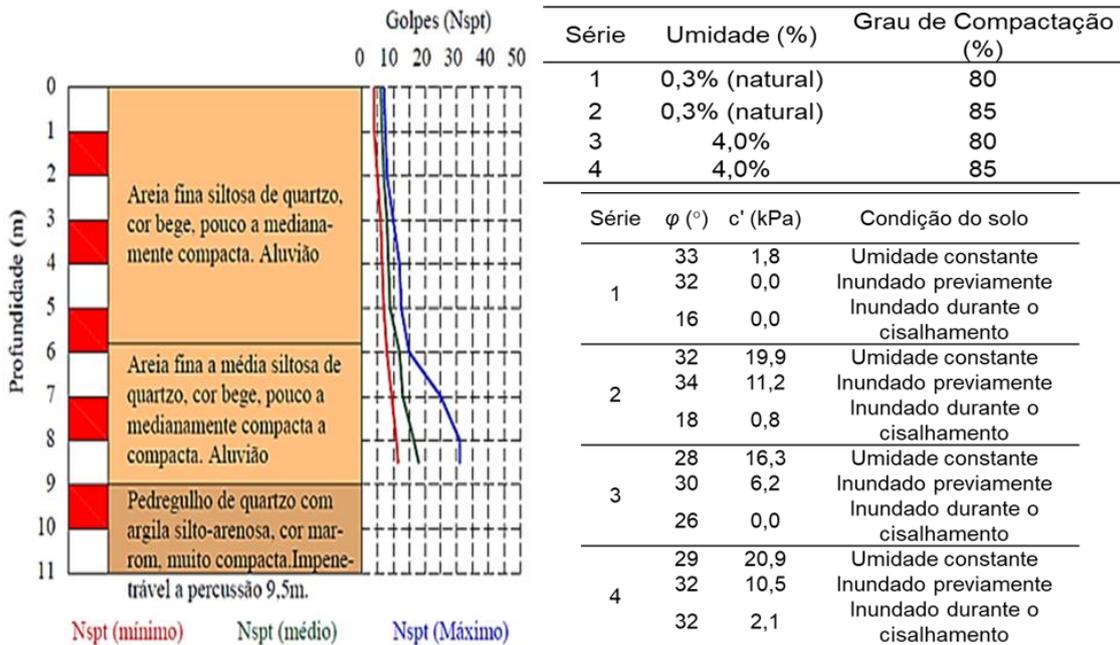
Fonte: Adaptado de ITEP (1987), Ferreira e Teixeira (1989) e Silva Neto (2018).

Figura 80 – Perfil de solo simplificado e resultados de prova de carga em placa no solo colapsível de Petrolândia – PE.



Fonte: Adaptado de ITEP (1987), Ferreira e Teixeira (1989) e Silva Neto (2018).

Figura 81 – Perfil de solo simplificado e parâmetros de resistência ao cisalhamento para diferentes condições do solo colapsível de Petrolina – PE.



Fonte: Adaptado de Torres (2014), Santos (2018) e Silva Neto (2018).

Figura 82 – Detalhes das edificações de Santa Maria da Boa Vista – PE (áreas, número de pilares e tipos de fundações).



Casa	Área (m <sup>2</sup> )	Quartos	Pilares	Fundação Profunda	Fundação Superficial
Tipo 1	36	1	9	4 Estacas	Sapata corrida com b=0,3 m h=0,4 m e df=0,4 m
Tipo 2	45	2	12	6 Estacas	
Tipo 3	55	3	15	8 Estacas	

Fonte: Adaptado de Ferreira e Teixeira (1989) e Silva Neto (2018).

Legenda: b – Largura da sapata corrida; h – Altura da sapata corrida; df – Profundidade de assentamento da sapata corrida.

A análise determinística, com nível de rigor zero de confiabilidade, foi realizada por meio do fator de segurança global, tendo como o valor de referência o FS = 2 para fundações profundas e o FS = 3 para fundações superficiais, conforme recomendações da NBR 6122/2010. A análise semiprobabilística, para o nível de rigor I de confiabilidade, foi realizada mediante os valores de projeto de resistência ( $R_d$ ) e solicitação ( $S_d$ ), estimados por meio das seguintes equações: ( $R_d = R_{méd}/\gamma_m$ ); ( $S_d = S_k \cdot \gamma_f$ ); ( $S_k = S_{méd} + 1,645\sigma_s$ ). O coeficiente de majoração da solicitação ( $\gamma_f$ ) foi de 1,4 e o coeficiente de minoração da resistência ( $\gamma_m$ ) foi igual a 1,4 para fundações profundas e 2,15 para fundações superficiais. A análise probabilística aproximada, considerando média, desvio padrão e coeficiente de variação, para o nível de rigor II de confiabilidade, foi realizada por intermédio da metodologia de Cintra e Aoki (2010) e Aoki (2011) e a análise probabilística pura, para o nível de rigor III de confiabilidade, foi realizada com a utilização da simulação Monte Carlo com geração de 10 mil dados aleatórios de resistência e 10 mil dados aleatórios de solicitação para distribuição de probabilidade triangular.

Silva Neto (2018) concluiu que:

a) a condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade zero e I é com o subsolo inundado, pois se trabalha com os menores valores de resistência, obtendo os menores valores de fator de segurança global e de resistência de projeto;

b) a condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade II e III é com os dados agrupados de subsolo na condição natural e inundado, pois desta forma se tem a simulação da variação de resistência do sistema de fundação no tempo e no espaço remetendo a valores mais críticos de probabilidade de ruína e de índice de confiabilidade para obra;

c) as obras com fundação superficial assente em solos colapsíveis analisadas nas regiões de Petrolândia – PE e Petrolina – PE não obtiveram nível de segurança aceitável para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III. Na obra de Santa Maria da Boa Vista – PE as fundações superficiais foram executadas com solo melhorado, por meio de compactação prévia da camada de assentamento das fundações, apresentando assim bom desempenho das fundações superficiais sem ocorrência de ruína ou danos estrutural nas casas;

d) a probabilidade de danos para distorção angular de 1/500 é maior que a probabilidade de danos para a distorção angular de 1/150, resultado que demonstra a coerência da análise e o bom desempenho do método proposto na análise probabilística para o estado limite de serviço, uma vez que todas as casas que sofrerem danos estruturais devem antes sofrer danos estéticos, sendo a ocorrência de danos estéticos maior que a ocorrência de danos estruturais;

e) apenas a análise com aplicação da simulação Monte Carlo, para nível de rigor de confiabilidade III, apresenta o resultado de probabilidade de ruína menor que a probabilidades de danos para obra do Reassentamento de Itaparica em Santa Maria da Boa Vista.

#### 4.13 MODELOS NUMÉRICOS

Os modelos constitutivos são expressões matemáticas que preveem o comportamento de um determinado material de forma aproximada. Existem diversos modelos constitutivos, cada um deles possui uma determinada especificidade que se adapta melhor ao comportamento de um determinado tipo de solo em uma condição

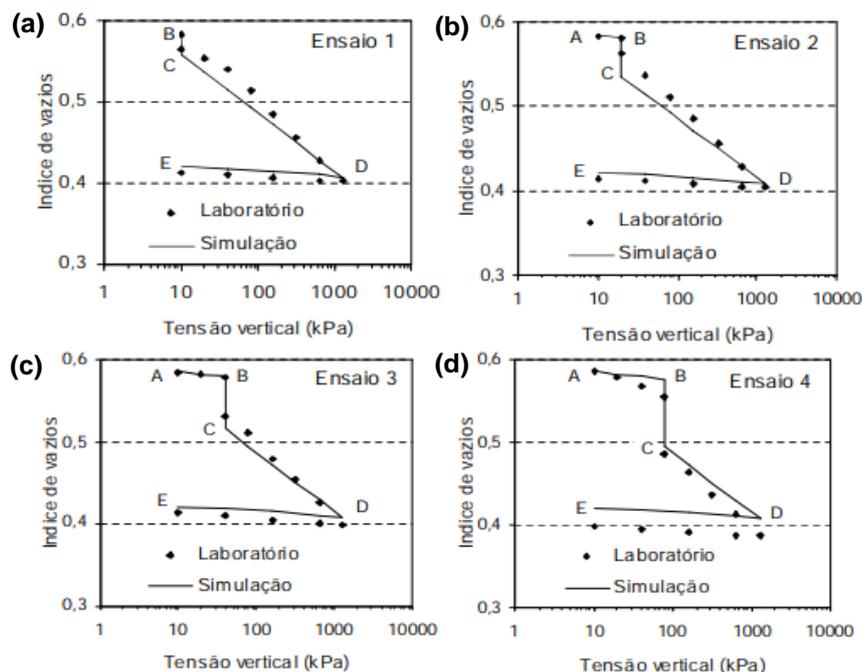
de saturação, intervalo de deformações e tensões, histórico de carregamento e tempo de atuação (ALVES, 2019).

O comportamento complexo dos solos não saturados é melhor entendido e interpretado com base na teoria da plasticidade com endurecimento, que permite descrever a deformação irreversível devido ao colapso e a dependência da trajetória de tensões (ALONSO *et al.*, 1987). Entre os modelos desenvolvidos no âmbito da plasticidade com endurecimento, o *Barcelona Basic Model* (BBM), proposto por Alonso, Gens e Josa (1990), é considerado uma referência importante.

Costa *et al.* (2004), Cezano *et al.* (2015) e Alves (2019) realizaram simulações numéricas adotando o BBM, implementado no código computacional CODE\_BRIGTH, programa baseado no método de elementos finitos, para reproduzir um conjunto de ensaios de laboratório (edométricos simples e duplos) e de campo (expansocolapsômetro) em solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

As simulações realizadas no solo colapsível de Petrolândia – PE (COSTA *et al.*, 2004) mostraram a capacidade do modelo BBM e do código computacional CODE\_BRIGTH em lidar com o comportamento hidro-mecânico de solos colapsíveis. Os exemplos de aplicação, tanto dos ensaios de laboratório quanto *in situ*, foram muito bem reproduzidos. Os valores médios previstos foram cerca de 88% dos dados experimentais (Figura 83).

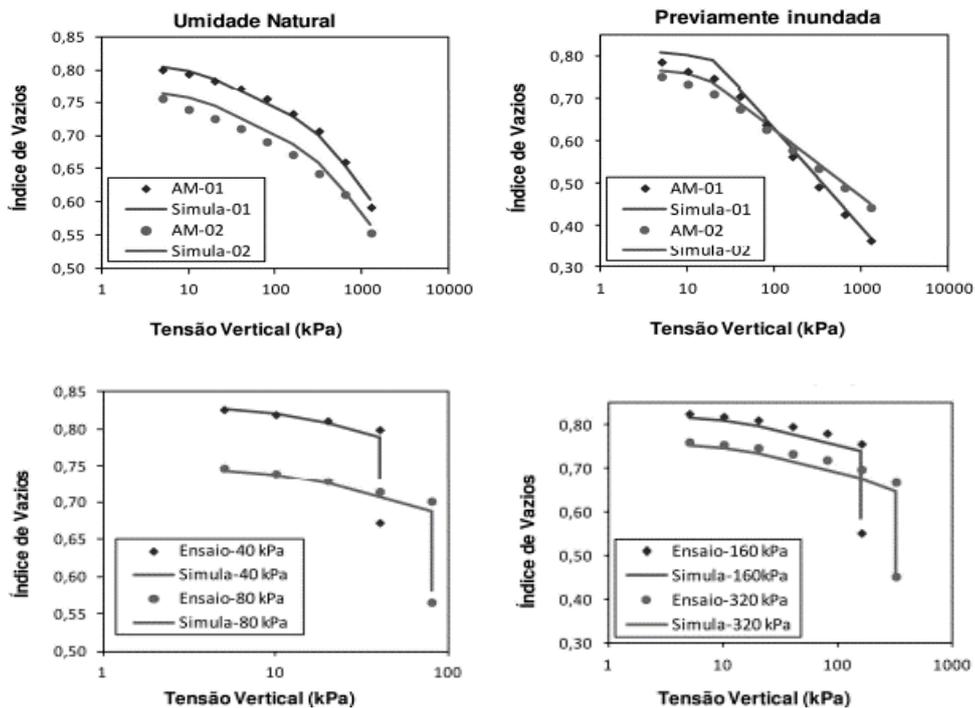
Figura 83 – Resultados dos dados de laboratório e simulação dos ensaios edométricos no solo colapsível de Petrolândia – PE.



Fonte: Costa *et al.* (2004).

Os resultados obtidos nas análises numéricas de Cezano *et al.* (2015) no solo colapsível de Parnaíba – PI, a partir de uma série de ensaios edométricos simples e duplos realizados por Mendonça Neto (2011), indicaram que é possível se obter um conjunto de parâmetros capaz de reproduzir o comportamento dos solos colapsíveis, apresentando uma boa concordância (Figura 84).

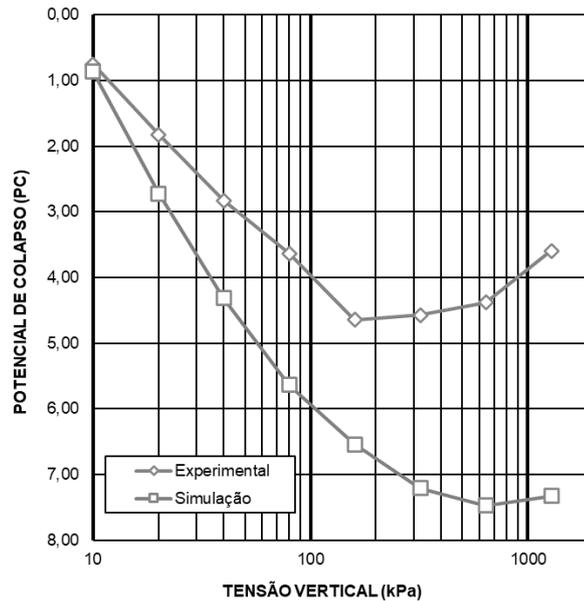
Figura 84 – Comparação entre os resultados de laboratório e da simulação dos ensaios edométricos duplos e simples no solo colapsível de Parnaíba – PI.



Fonte: Cezano *et al.* (2015).

O modelo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) aplicado ao solo colapsível de Petrolina – PE por Alves (2019) também conseguiu simular satisfatoriamente, de forma qualitativa, as variações volumétricas devido as reduções na sucção do solo a partir de ensaios edométricos simples. No entanto, houve uma menor concordância quanto ao colapso para as tensões superiores a 160 kPa (Figura 85).

Figura 85 – Variação do potencial de colapso no solo colapsível de Petrolina – PE: simulação x ensaios edométricos simples.



Fonte: Alves (2019).

A Tabela 19 apresenta os parâmetros utilizados pelos autores para as análises numéricas realizadas em solos colapsíveis do semiárido brasileiro, onde:  $\kappa$  – taxa de expansão a sucção constante;  $\lambda(0)$  - taxa de compressão no trecho plastificado do solo saturado;  $p^c$  - pressão de referência;  $p^*_o$  - tensão de pré-adensamento;  $r$  e  $\beta$  são parâmetros do material.

Tabela 19 – Parâmetros utilizados nas simulações numéricas realizadas em solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

Referência	Parâmetros					
	$\kappa$	$\lambda(0)$	$r$	$\beta$ (kPa <sup>-1</sup> )	$p^c$ (kPa)	$p^*_o$ (kPa)
Costa <i>et al.</i> (2004)	0,04	0,03	0,63	0,004	0,1	3,4
Cezano <i>et al.</i> (2015)	0,028	0,078	0,80	3,0	0,1	1,5
Alves (2019)	0,003	0,046	0,339	18,0	$1,0 \times 10^{-3}$	5,0

Fonte: A autora (2022).

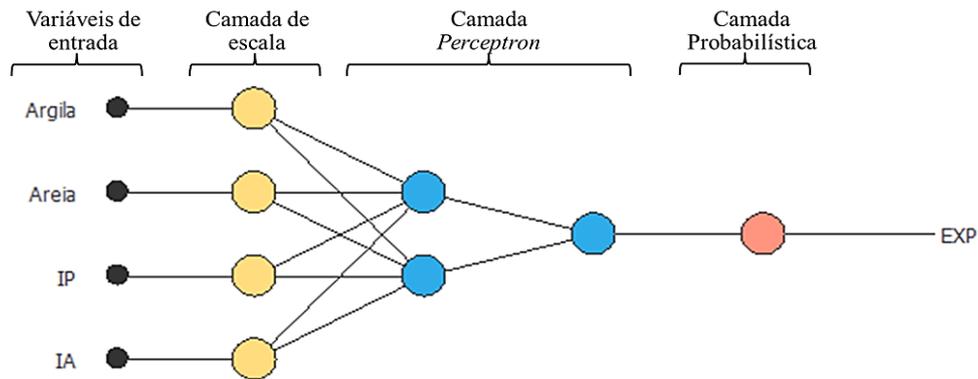
#### 4.14 REDES NEURAIS ARTIFICIAIS (RNA) APLICADAS A SOLOS COLAPSÍVEIS

As Redes Neurais Artificiais (RNA) são empregadas na solução de diversos problemas nas engenharias e ciências. Abrangem diversos campos de aplicação na otimização de processos, previsão de ameaça sísmica, simulação de processos construtivos, classificação de sinais provenientes de testes não destrutivos. Na

engenharia civil a sua utilização foi intensificada do final da década de 80 até os anos 2000. A maior parte desses trabalhos são na área da engenharia estrutural na estimativa de custos de construção, engenharia de transporte, tratamento de águas, recuperação de aquíferos, previsão de vazões, avaliação do potencial de liquefação de solos. Na engenharia geotécnica são utilizadas na avaliação das propriedades geotécnicas do solo (YANG e ROSENBAUM, 2002; CELIK e TAN, 2005; SINHA e WANG, 2008), na previsão da resistência à compressão simples (RCS) a partir de propriedades básicas do solo (GUNAYDIN *et al.*, 2010); modelagem do comportamento mecânico de solos não saturados por meio de ensaios triaxiais (JOHARI *et al.*, 2011). Basma (2003) utilizou redes neurais artificiais sequenciais para modelar a expansão do solo dependente das variações climáticas, mostrando a possibilidade de desenvolver um modelo para prever expansão com o tempo com base nas propriedades básicas do solo, com precisão relativamente alta.

Holanda *et al.* (2021) elaboraram uma arquitetura de RNA treinada com solos de Pernambuco, para identificação de solos expansivos e colapsíveis, e ampliou sua aplicação a solos de outros estados do Nordeste brasileiro, incluindo solos colapsíveis da região semiárida. Na elaboração da RNA utilizou 87 amostras de solos do BANDASE, divididas em três grupos de treinamento (53 amostras), seleção (17 amostras) e teste (17 amostras). A arquitetura da rede (Figura 86) consiste em 4 neurônios na entrada, considerando a porcentagem de areia, porcentagem de argila, índices de plasticidade e atividade, e 1 na saída. Na validação às cegas do modelo, a rede foi aplicada a 45 amostras de solos colapsíveis e expansivos de demais estados do Nordeste. Na análise de desempenho, verificou-se que a precisão de classificação da rede com dados de Pernambuco apresentou uma taxa de acurácia de 76,5% e na validação nos demais estados do Nordeste o reconhecimento de padrões foi maior, com acurácia de 91,1%, demonstrando capacidade de capturar tendências no movimento da superfície do solo e auxiliando na resolução de problemas.

Figura 86 – Arquitetura da Rede.



Fonte: Holanda *et al.* (2021).

Os valores críticos que melhor representam as variáveis de entrada, que delimitam os comportamentos observados, são: fração de argila um ponto crítico situado a 30%; para a fração areia 48%; para o índice de plasticidade 18% e o índice de atividade 0,6. É importante destacar ainda que nos resultados obtidos pela generalização da rede com as amostras de solos do Nordeste, a matriz de confusão foi calculada e os indicadores de avaliação binários foram analisados para avaliar a arquitetura implementada. Nota-se que na matriz de confusão, todas as 23 amostras expansivas (51,1%) e 18 amostras de solos colapsíveis (40%) foram classificadas corretamente, totalizando uma acurácia de 91,1%. Enquanto 4 amostras de solo colapsível (8,9%) foram classificadas erroneamente, assumindo uma taxa de erro de 8,9%. Os autores concluíram que a aplicação de RNA para identificação de solos colapsíveis e expansivos, utilizando condicionantes geotécnicos, pode reduzir o número de ensaios durante a fase de reconhecimento do terreno, diminuindo o tempo de investigação nessa etapa, se comparado com métodos estatísticos. Isso possibilita identificar um solo com potencial expansivo ou colapsível utilizando condicionantes geotécnicos por meio de RNA.

#### 4.15 SOLUÇÕES PARA SOLOS COLAPSÍVEIS

Existem diversas maneiras de tratar e amenizar os efeitos causados por solos colapsíveis nas obras de engenharia. As soluções tem por objetivo conferir ao solo uma estrutura estável independente do estado de tensão atual e do que será submetido, e minimizar a variação da umidade do solo. A escolha da solução mais adequada está condicionada ao tipo de obra, às características do solo, ao custo e ao tempo de execução.

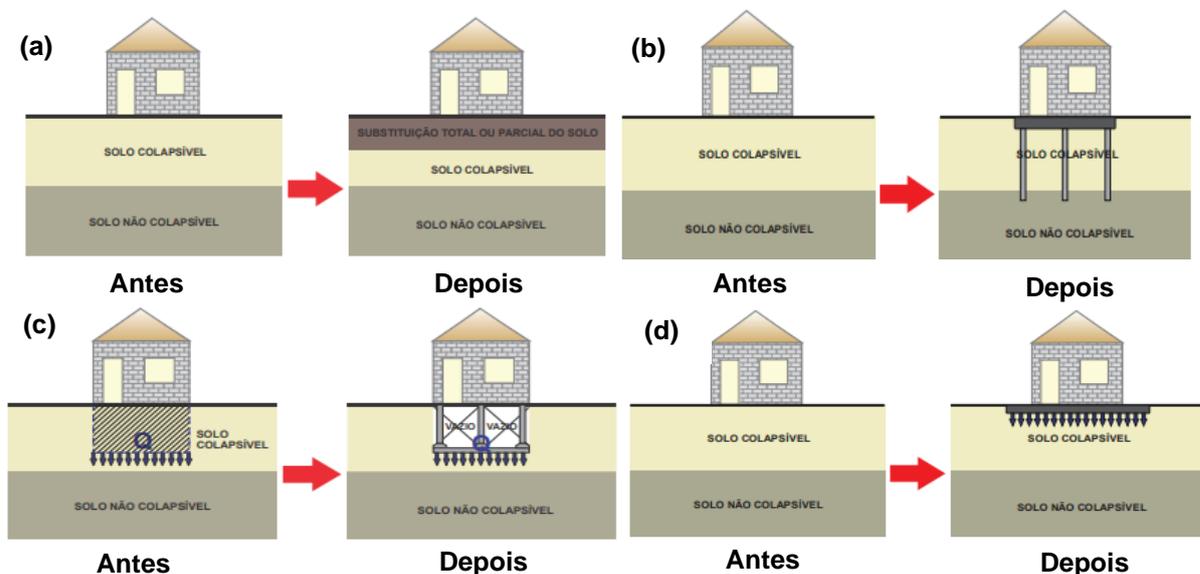
Com base em soluções apresentadas por diversos autores, MENDONÇA (1990) e FERREIRA (1999) descrevem os métodos frequentemente adotados em solos colapsíveis em três grupos: soluções anteriores à construção sem modificação do solo; soluções anteriores à construção com modificação do solo; soluções posteriores à construção.

#### 4.15.1 Soluções anteriores à construção sem modificação do solo

Alguns dos métodos que antecedem a construção a fim de evitar o contato com o solo colapsível ou preparar a estrutura para conviver com o mesmo são:

- a retirada parcial ou total do solo colapsível com substituição por material adequado, especificando a espessura do solo a ser substituído, e considerando o bulbo de tensões e a previsão da variação da umidade com a profundidade antes e após execução da obra (Figura 87a);
- o uso de fundações profundas, apoiadas abaixo do extrato colapsível, devendo-se considerar o efeito do atrito negativo que pode ser provocado pelo colapso da camada superior (Figura 87b);
- o emprego de fundações flutuantes (Figura 87c);
- a depender do caso, pode-se optar também por um sistema de fundação corrida de maior rigidez, de modo a minimizar os efeitos do colapso (Figura 87d).

Figura 87 – Soluções anteriores à construção sem modificação do solo.



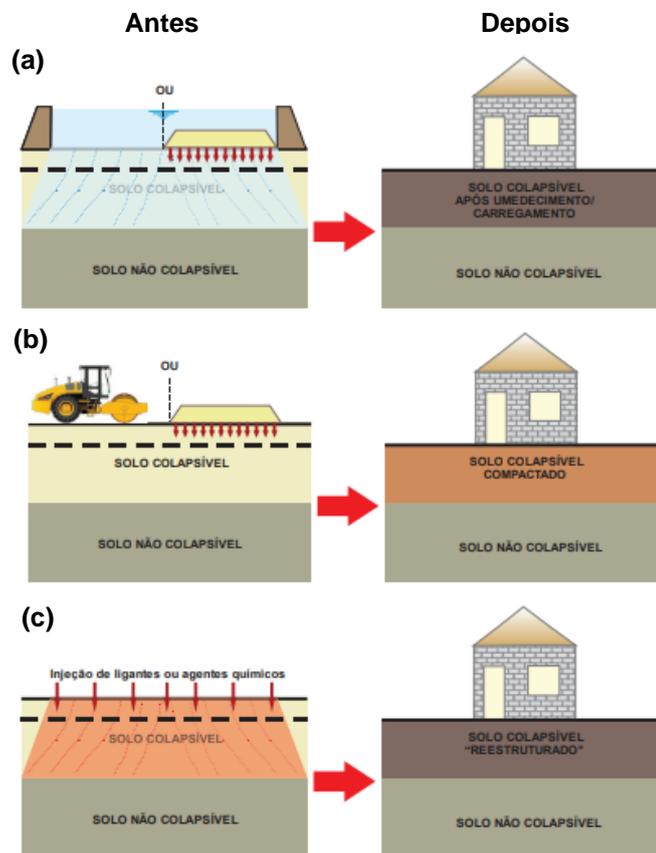
Fonte: Adaptado de Mendonça Neto (2011).

#### 4.15.2 Soluções anteriores à construção com modificação do solo

Entre os processos que modificam as propriedades dos solos colapsíveis, buscando uma melhoria de suas características geotécnicas estão:

- promoção do colapso forçado da estrutura do solo por umedecimento prévio. Caso o colapso não ocorra com o pré-umedecimento, aplica-se também uma sobrecarga para acelerar ou aumentar o efeito (Figura 88a);
- compactação total ou parcial do solo colapsível com o objetivo de reduzir a permeabilidade, aumentar a capacidade de suporte e destruir a estrutura metaestável (Figura 88b);
- melhoramento do arranjo das partículas do solo através da criação de uma nova ligação estrutural por meio da destruição da estrutura natural do solo ou da fixação da mesma com o aumento de sua resistência através da injeção de ligantes ou agentes químicos e estabilização granulométrica, o que confere ao solo uma maior coesão (Figura 88c).

Figura 88 – Soluções anteriores à construção com modificação do solo.

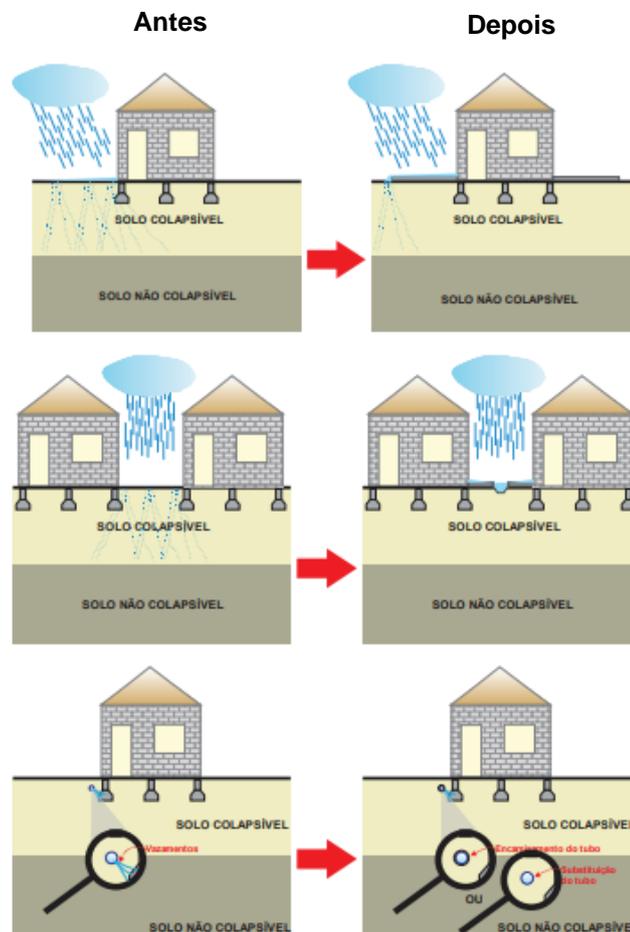


Fonte: Mendonça Neto (2011).

### 4.15.3 Soluções após a construção

Se a obra já foi executada e a constatação de ocorrência de solo colapsível somente foi dada após o surgimento dos danos, o que se recomenda fazer é minimizar os efeitos, evitando mais sobrecarga no solo e diminuir suficientemente a infiltração da água, utilizando projetos de drenagem adequados, controle de vazamentos de condutos de água e esgoto e impermeabilização da área não coberta (Figura 89). Neste caso, eventuais medidas corretivas ou de manutenção serão inevitáveis (AMORIM, 2004).

Figura 89 – Soluções posteriores à construção.



Fonte: Mendonça Neto (2011).

### 4.15.4 Algumas soluções aplicadas a solos colapsíveis do semiárido brasileiro

A constatação da ocorrência de solos colapsíveis em camadas de fundações de obras requer o desenvolvimento de estudos e investigações geológico-geotécnicas adicionais, a fim de buscar soluções de engenharia que atendam tecnicamente ao

porte dos empreendimentos e não comprometam o cronograma físico-financeiro inicialmente previsto. A Tabela 20 apresenta algumas soluções adotadas para solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

Tabela 20 – Algumas soluções aplicadas a solos colapsíveis do semiárido brasileiro.

Obra	Localização	Problema	Solução
<b>Conjunto Habitacional Massangano</b>	Petrolina – PE (ARAGÃO e MELO, 1982)	Das 1200 casas construídas, 600 apresentaram trincas e rachaduras devido ao colapso do solo de fundação.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Para as casas já construídas, recomendou-se que toda a área perimetral das casas fosse umedecida e apiloada;</li> <li>• Para execução das novas fundações: abertura de cavas de fundação com largura de 0,6 m e profundidade de 1,0 m; inundação do fundo da vala e apiloamento; reaterro da cava de fundação, compactando-se o solo proveniente da própria cava em camadas de no máximo 0,20 m.</li> </ul>
<b>Reassentamento Itaparica</b>	Santa Maria da Boa Vista – PE (FERREIRA e TEIXEIRA, 1989)	Os estudos para análise de uma solução de fundação para a construção das 1856 moradias identificaram a ocorrência de solos colapsíveis.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Substituição do solo por material compactado até um metro de profundidade;</li> <li>• Inundação do fundo das valas com 500 litros de água por metro linear de fundação;</li> <li>• Reaterro da cava de fundação, compactando-se o solo proveniente da própria cava em camadas de 0,15 m.</li> </ul>
<b>Projeto Jaíba</b>	Manga – MG (WOLLE <i>et al.</i> , 1978; WOLLE <i>et al.</i> , 1981; BENVENUTO, 1982)	Surgimento de danos no revestimento de concreto do canal.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Substituição do solo natural de fundação por solo compactado de áreas de empréstimo (1,0 m de espessura).</li> </ul>

Obra	Localização	Problema	Solução
<b>Projeto Tabuleiros Litorâneos</b>	Parnaíba – PI (RIANI e BARBOSA, 1989)	Nas investigações geotécnicas preliminares verificou-se deformações excessivas do solo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Substituição do solo natural por uma camada de laterita compactada de 1,5 m;</li> <li>• Compactação com rolo vibratório;</li> <li>• Alteração da seção.</li> </ul>
<b>Perímetro de Irrigação Formoso “A”</b>	Bom Jesus da Lapa – BA (MENDONÇA, 1990; PEREIRA, MAHLER e HURRY, 1990; AFLITOS <i>et al.</i> , 1990)	Durante a execução do Projeto Básico foi detectada a presença de solos colapsíveis.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Fundação mista, com solo compactado sobre solo colapsível;</li> <li>• Flexibilização do revestimento com juntas elásticas.</li> </ul>
<b>Canal Pontal Azul</b>	Petrolina – PE (FUCALE, 2000)	Indícios de colapsividade em estudos realizados no solo.	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Remoção do solo natural e reaterro compactado com o próprio material até 1,5 m de profundidade;</li> <li>• Alteração da seção para 1:2 quando a altura de aterro exceder 3,5 m;</li> <li>• Instalação de juntas de dilatação preenchidas com placa de isopor no sentido transversal, e juntas de contração no sentido longitudinal.</li> </ul>

Fonte: Adaptado de Mendonça Neto (2011).

## 5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Nesta seção são apresentadas as principais conclusões e sugestões para estudos futuros a partir do trabalho desenvolvido nesta pesquisa.

### 5.1 CONCLUSÕES

No semiárido brasileiro há uma série de casos de problemas em obras de engenharia assentadas sob solos colapsíveis. A partir da consulta ao BANDASE – Banco de Dados de Solos Especiais foram identificados 112 registros de ocorrência de solos colapsíveis no semiárido brasileiro. A maior quantidade de ocorrências foi registrada no estado de Pernambuco (43,24%), seguida pelos estados da Bahia (30,63%), Ceará (13,51%), Piauí (5,41%), Minas Gerais (5,41%), Paraíba (0,90%) e Rio Grande do Norte (0,90%).

Com relação aos solos colapsíveis do semiárido brasileiro aqui analisados, pode-se concluir:

- considerando o Sistema de Classificação Unificada dos Solos (SUCS), na região semiárida do Brasil, 42,86% dos solos analisados são classificados como areia argilosa (SC); 38,57% correspondem a areia siltosa (SM); 11,43% são argilas arenosas de baixa plasticidade (CL) e 7,14% areias mal graduadas/pedregulhosas (SP);
- apresentam dois tipos básicos de formatos de curvas granulométricas: 90,79% dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro possuem formato da curva granulométrica tipo A (solos arenosos) e 9,21% possuem formato da curva granulométrica tipo B (solos argilosos);
- a forma das curvas de retenção é típica de solos predominantemente arenosos: há um trecho inicial onde se observa grande variação na umidade com pequena variação da sucção, seguido por outro trecho onde pequenas variações de umidade ocorrem com o aumento da sucção.
- as curvas de compactação apresentam pico único (90%) e um pico e meio (10%). Esses solos possuem baixo peso específico médio (15,98 KN/m<sup>3</sup>), estrutura macroporosa (porosidade média de 45,40%), baixo teor de umidade (umidade média de 5,05%), baixo grau de saturação médio (17,78%),  $IP < 30\%$ ,  $10\% < LL < 50\%$  e a atividade das argilas varia de baixa

a média. Além disso, 3,5% das amostras apresentaram comportamento expansivo para baixas tensões (< 40 kPa);

- as partículas maiores são constituídas essencialmente por grãos de quartzo, sendo verificada ainda nos solos colapsíveis de Minas Gerais a ocorrência de torrões de argila, e a fração fina possui como principais componentes os minerais caulinita e mica. Quanto à caracterização química, predominam os solos ácidos (90,91%) em relação aos solos alcalinos (9,09%);
- na aplicação dos métodos indiretos, 10,42% das amostras foram classificadas como não colapsíveis (GIBBS e BARA, 1962); a probabilidade de ocorrência de colapso nos solos analisados do semiárido brasileiro varia de geralmente não colapsível a alta probabilidade de colapso, de acordo com Handy (1973) e predominam arranjos de partículas típicos de solos colapsíveis (McGOWN e COLLINS, 1975; ALVES, 2019; ALVES *et al.*, 2021). Pelo critério de Ferreira (1999), verifica-se que as ocorrências de solos colapsíveis no semiárido brasileiro se situam em locais de alta (57,14%) e média (42,86%) suscetibilidade. Vilar e Rodrigues (2015) consideram todos os solos analisados colapsíveis;
- pelos critérios diretos, os solos colapsíveis analisados da região semiárida do Brasil são condicionados ao colapso ou verdadeiramente colapsíveis, segundo Reginatto e Ferrero (1973). Os problemas associados ao colapso vão de sem problemas a problemas graves, de acordo com Jennings e Knight (1975). O grau de severidade dos possíveis danos provocados pelo colapso varia de leve a alto para Lutenegeger e Saber (1988). Vargas (1978) considerada todos os solos estudados potencialmente colapsíveis;
- a avaliação do comportamento colapsível através de ensaios de resistência ao cisalhamento e de ensaios de campo (SPT, SPT-T, expansocolapsômetro, prova de carga em placa, pressiómetro Ménard, DPL, PE, LWD), considerando a variação da umidade, demonstrou que a inundação altera os parâmetros de resistência do solo, tais como coesão, ângulo de atrito, coeficiente de empuxo no repouso, módulo pressiométrico, resistência de ponta e módulo de elasticidade dinâmico. Baixos ou altos valores de SPT não estão relacionados à colapsibilidade do solo. No caso

de solos colapsíveis, valores altos do SPT estão associados à baixa umidade ou altas sucções;

- os potenciais de colapso medidos através de ensaios edométricos duplos são superiores aos obtidos por ensaios edométricos simples para Ferreira (1995) e Motta e Ferreira (2007), em Petrolândia – PE; Fucale (2000) e Silva (2003), em Petrolina – PE, têm resultados de potenciais de colapso a partir de ensaios edométricos simples maiores do que os obtidos por ensaios edométricos duplos; potenciais de colapso medidos através de ensaios de laboratório são superiores aos medidos por ensaios de campo realizados com o expansocolapsômetro (FUCALE, 2000). A trajetória de tensão seguida nos ensaios (carregamento-inundação ou inundação-carregamento) influencia nos valores dos potenciais de colapso;
- a interação físico-química entre o fluido percolante e o solo tem influência no fenômeno de colapso. Os líquidos de pH alcalino mostraram uma tendência a produzir potenciais de colapso do solo mais altos. No entanto, deve ser analisado o conjunto de fatores que influenciam o comportamento de colapso do solo;
- na análise de confiabilidade para verificação da probabilidade de ruína, a condição recomendada para análise de projeto no estado limite último nos níveis de rigor de confiabilidade zero e I é com o subsolo inundado e nos níveis de rigor de confiabilidade II e III é com os dados agrupados de subsolo na condição natural e inundado. As obras com fundação superficial assente em solos colapsíveis analisadas nas regiões de Petrolândia – PE e Petrolina – PE não obtiveram nível de segurança aceitável para as análises com nível de rigor de confiabilidade II e III;
- modelos numéricos obtidos a partir de ensaios de laboratório e de campo indicaram que é possível se obter um conjunto de parâmetros capaz de reproduzir o comportamento dos solos colapsíveis e conseguiram simular satisfatoriamente o comportamento de variação volumétrica devido a redução na sucção dos solos colapsíveis do semiárido brasileiro. Redes Neurais Artificiais (RNA) aplicadas aos solos colapsíveis também apresentaram boa acurácia, demonstrando capacidade de capturar tendências no movimento da superfície do solo;

- as principais soluções adotadas em solos colapsíveis do semiárido brasileiro incluem medidas anteriores à construção, com e sem modificação do solo, e também medidas posteriores à construção. A escolha da solução mais adequada está condicionada ao tipo de obra, às características do solo, ao custo e ao tempo de execução.

## 5.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

- Analisar a ocorrência de solos colapsíveis e expansivos em outras regiões do Brasil;
- Expandir o Banco de Dados de Solos Especiais – BANDASE, incluindo registros de solos colapsíveis e expansivos da literatura internacional;
- Propor um planejamento para uso e ocupação dos solos do semiárido brasileiros através de cartas geotécnicas de suscetibilidade de ocorrência de solos colapsíveis e expansivos por meio da integração das técnicas de geoprocessamento e métodos multicritério.

## REFERÊNCIAS

- AFLITOS, A. O. et al. Projeto formoso A – Implantação de obras localizadas com fundação em solos colapsíveis. *In: CBGE, 6. / COBRAMSEF, 9. 1990, Salvador. Anais...* Salvador: ABGE/ABMS, 1990. p. 101-108.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). **Nordeste e Semiárido**. Disponível em: <<https://www.ana.gov.br/sar/nordeste-e-semiarido>> Acesso em: 21 abr. de 2021.
- AGÊNCIA NACIONAL DE ÁGUAS (ANA). Reservatórios do Semiárido Brasileiro – Hidrologia, Balanço Hídrico e Operação. **Relatório Síntese**, Brasília, 2017. 88p.
- AL MAHBUB, A.; HAQUE, A. X-ray computed tomography imaging of the microstructure of sand particles subjected to high pressure one-dimensional compression. **Materials**, 2016.
- ALMEIDA, F.F.M. et al. Províncias estruturais Brasileiras. *In: Simpósio de Geologia do Nordeste, 8. 1977, Campina Grande. Atas...*Campina Grande: SBGEO, 1977. p. 363-391.
- ALONSO, E. E. et al. Special Problem Soils. **Proceedings...** 9<sup>th</sup> E.C.S.M.F.E., Dublin General Report, 1987. Section 5, 5.1 – 5.60.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A. A constitutive model for partly saturated soils. **Géotechnique**, 40-3, 405-430, 1990.
- ALVES, I. S. **Análise microestrutural e numérica de um solo colapsível antes e após o colapso**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 116p. 2019.
- ALVES, I. S. et al. Microstructural analysis of collapsible soil before and after collapse and with loading and unloading cycle. *In: PanAm-UNSAT, 3. 2021, Rio de Janeiro. Anais...* Rio de Janeiro: MATEC Web Conf., 2021. v. 337, n. 01004.
- AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do Estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)**. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal de Pernambuco. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 263p. 2004.
- AOKI, N. **A probabilidade de ruína e os fatores de segurança em fundações**. 7.ed. Palestra ABMS, CD-ROM, Recife, Brasil, 2011.
- AQUINO, A. E. B. **Contribuição à cartografia geotécnica no município de Teresina-PI: cartas de suscetibilidade à ocorrência de solos problemáticos e prática de fundação com uso de geoprocessamento**. 2020. 198p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2020.
- ARAGÃO, C. J. G.; MELO, A, C. Fundações rasas em solo colapsível um caso no semi-árido de pernambuco. *In: COBRAMSEF, 7. 1982, Olinda/Recife. Anais...* Olinda/Recife: ABMS, 1982. p. 19-40.
- ARAÚJO, L. A.; LIMA, J. P. R. Transferências de renda e empregos públicos na economia sem produção do semiárido nordestino: **Planejamento e Políticas Públicas**, v. 33, p. 45-77, 2009.

ARAÚJO, S. M. S. A região semiárida do nordeste do Brasil: Questões Ambientais e Possibilidades de uso Sustentável dos Recursos. **Rios Eletrônica - Revista Científica da FASETE**. Ano 5, N. 5, 2011.

ARAÚJO, G. J. F.; SILVA, M. M. Crescimento econômico no semiárido brasileiro: o caso do Polo Frutícola Petrolina/Juazeiro. **Caminhos da Geografia**, v. 14, n. 46, p. 246-264, 2013.

ARAÚJO, A. G. D. et al. Identificação de Solos Colapsíveis da Região de São Bento do Norte/RN através de Ensaios de Caracterização e Provas de Carga em Placa. *In*: COBRAMSEG, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 7 p.

ARAÚJO, J. C.; SOUZA NETO, J. B. Estudo da Colapsibilidade de um Solo da Região do Submédio São Francisco. *In*: COBRAMSEG, 17. 2014, Goiânia. **Anais...** Goiânia: ABMS, 2014. 8p.

**ARTICULAÇÃO SEMIÁRIDO BRASILEIRO (ASA)**. Disponível em: <<https://www.asabrasil.org.br/semiario>> Acesso em: 15 fev. de 2021.

BANDEIRA, A. P. N. et al. Caracterização de Solos Colapsíveis no Município de Juazeiro do Norte, interior do Ceará. *In*: COBRAMSEG, 16. 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas: ABMS, 2012. 8p.

BARBOSA, A. G. **Sociedade civil na construção de políticas de convivência com o semiárido**. Recife: ASA, 2010.

BARBOSA, H. T.; BANDEIRA, A. P. N.; GUILHERME, L. C. Identificação de Potenciais de Colapso de Solos de um Trecho da Obra do Cinturão das Águas do Ceará. *In*: COBRAMSEG, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 9p.

BARBOSA, H. T.; GUILHERME, L. C.; BANDEIRA, A. P. N. Análise da Colapsibilidade do Solo de um Trecho do Projeto Cinturão das Águas do Ceará. *In*: COBRAMSEG, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 9p.

BARDEN, L., MCGROW, A.; COLLINS, K. The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil. **Engineering Geology**, v.7, p. 49-60, 1973.

BASMA, A.A.; Barakat, S.A.; Omar, M. Modeling time dependent swell of clays using sequential artificial neural networks. **Environmental and Engineering Geoscience**, 9 (3) (2003), p. 279-288.

BATISTA, W. F. B; BANDEIRA, A. P. N. Estudo do potencial de colapso do solo de fundação do Campus da UFC/Cariri. *In*: Encontro Universitário da UFC no Cariri, 4. 2012, Juazeiro do Norte. **Anais...** Juazeiro do Norte: UFCA, 2012.

BENVENUTO, C. **Uma Avaliação Teórico-Experimental do Comportamento de Alguns Solos Colapsíveis**. 1982. Dissertação (Mestrado) – EPUSP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1982.

BOCCATO, V. R. C. Metodologia da pesquisa bibliográfica na área odontológica e o artigo científico como forma de comunicação. **Rev. Odontol. Univ. Cidade São Paulo**, São Paulo, v. 18, n. 3, p. 265-274, 2006.

BORGES, J. J. S. **Avaliação do módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de volume em campo com e sem inundação em solo colapsível**. 2016.

196p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

BORGES, J. J. S. Ocorrência de solos colapsíveis no Região Semiárida Nordestina segundo o condicionante climatológico. **Comunicação pessoal**, 2021.

BORGES, J. J. S. **Solos colapsíveis e expansivos do Brasil: banco de dados, cartas de suscetibilidade e painéis de *business intelligence***. 2022. 263p. Qualificação de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2022.

BRANDÃO, R. L.; FREITAS, L. C. B. **Geodiversidade do estado do Ceará**. Fortaleza: CPRM, 2014.

BRINDEIRO, M.G. et al. Melhoramento de Solo Colapsível com Técnica DSM (Deep Soil Mixing) em um Parque Eólico na Bahia. *In: GEOJOVEM*, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 10 p.

BURGOS, P. C.; FONSECA, E. C.; CAMPOS, L. E. P. Estudo de laboratório sobre o colapso de alguns solos da cidade de barreiras - BA. *In: COBRAMSEG*, 15. 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, 2010. 5p.

BURITI, C. O.; BARBOSA, H. A. **Um século de secas: por que as políticas hídricas não transformaram o Semiárido brasileiro?** Lisboa-Portugal: Chiado Editorial, 2018. 454 p. Disponível em: <<https://www.letrasambientais.com.br/sobre-livro>>. Acesso em: 05 abr. de 2021.

CAMAPUM DE CARVALHO et al. Influencia del ph del Líquido de Saturación en la Colapsibilidad. **Proceedings...** VIII Congresso Panamericano de Mec. De Suelos e Ing de Fundaciones, 1982.

CARVALHO, M. F. **Estudo de solos colapsíveis no Nordeste do Estado de Minas Gerais**. 1994. 137p. Dissertação (Mestrado) - Curso de Geotecnia, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1994.

CARVALHO, C. P. O. O novo padrão de crescimento no nordeste brasileiro. **Revista Econômica do Nordeste**, v.45, n. 3, p. 160-184, 2014.

CAVALCANTI JÚNIOR, C. A. A. **Um estudo sobre o setor industrial na região do semiárido Nordestino**. 2017. 70p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Economia, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

CELIK, S.; Tan, O. Determination of preconsolidation pressure with artificial neural network. **Civil Engineering and Environmental Systems**, 22(4):217–231, 2005.

CEZANO, M. T. L. et al. Modelagem numérica do comportamento de um solo colapsível. *In: Simpósio Brasileiro Sobre Solos Não Saturados*, 8. 2015, **Anais...** Fortaleza: ABMS, 2004. v. 1, p. 300-304.

CHAGAS, G. S.; MOURA, A. S.; CARNEIRO, A. A. Avaliação da compactação como melhoramento de um solo silto, argiloso, colapsível, um partidor da realização de ensaios oedometricos e provas de carga diretas. **Revista de Engenharia Civil IMED**, v. 6, n.1, p. 3-19, jul. 2019.

CHAVES, A. M. M. et al. Solo Colapsível do Campo Experimental da UFCA. *In: COBRAMSEG*, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 8p.

- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N. **Fundações por Estacas**. 1. ed. São Paulo: Oficina de Texto, 2010, 96p.
- CIRILO, J. A. C. Políticas públicas de recursos hídricos para o semi-árido. **Estudos Avançados**, v.22, p.61-82, 2008.
- CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. **Design considerations for collapsible soils**. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v.107, n. GT3, março, p. 305-317, 1981.
- CONCIANI, W. **Livro Fundação Para Construção de Habitações de Interesse Social no Mato Grosso**. Cuiabá: CEFET, 2005.
- CORREIA, R. C. et al. A região semiárida brasileira. **Produção de caprinos e ovinos no semiárido**, cap. 1, 553p, 2011.
- COSTA, L.M. et al. Simulação do Expansocolapsômetro em solos não saturados. *In*: Simpósio Brasileiro Sobre Solos Não Saturados, 5. 2004, **Anais...** São Carlos: ABMS, 2004. v. 1, p. 135-142.
- COSTA, L. F. **Tomografia Computadorizada De Raios-X Aplicada à Caracterização do Espaço Poroso do Solo**. 2016. 72p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.
- CUSTÓDIO, G. S. et al. Estudo de fatores que influenciam a curva característica de retenção de água no solo. *In*: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 5. 2004, São Carlos. **Anais...** São Carlos: ABMS, 2004. v.1, p. 223-228.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE OBRAS CONTRA AS SECAS (DNOCS). **DNOCS mostra seu desempenho no 9º Balanço do PAC**. Disponível em: <<https://www.gov.br/dnocs/pt-br/assuntos/noticias/noticia-site-antigo-1977>> Acesso em: 23 dez. 2021.
- DOURADO, K.C.A. **Utilização do Pressiômetro Ménard na Identificação e Previsão de Recalques em um Solo Colapsível**. 2005. 228p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2005.
- DUDLEY, J. H. Review of Collapsing Soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division**, ASCE, v. 96, n SM3, may, p.925-947, 1970.
- EMBRAPA. **“O semiárido pode produzir e viver com mais qualidade”, diz presidente da Embrapa**”. Notícias. Entrevista concedida ao Jornal Correio da Bahia. Julho, 2013.
- FEDA, J. Structural Stability of Subsident Loess Soil from Prahadejvice. **Engineering Geology**, v.3, n.3, mar, p. 201-219, 1966.
- FERREIRA, S. R. M. et al. A determinação da capacidade de carga de solos porosos através da resistência à penetração do cone (CPT) para projeto de fundações rasas. **Anais...**VIII Cong. Bras. De Mec. Dos Solos e Eng de Fundações, Porto Alegre, p. 201-212, 1986.
- FERREIRA, S. R. M. Solos Especiais – Colapsíveis, Dispersíveis, Expansíveis. **Relatório Final CNPQ**, Recife, 1988. 156p.

- FERREIRA, S. R. M. Relatório de Pesquisa de solos especiais: Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos. **Relatório Anual do CNPQ**, Recife, 1989. 144p.
- FERREIRA, S. R. M. Geology and Pedology Related to Collapsible Soils in Pernambuco. *In: IAGE Congress, 6. 1990a, Balkema. Proceedings...* Balkema: IAGE, 1990a. p. 617- 621.
- FERREIRA, S. R. M. Banco de Dados de Solos Especiais - Colapsíveis do Estado de Pernambuco. *In: COBRAMSEF, 9. 1990b, Salvador. Anais...* Salvador: ABMS, 1990b. v.2, p. 81-86.
- FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação**. 1995. 400p. Tese (Doutorado) - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.
- FERREIRA, S.R.M. Mapa de Risco a Colapsibilidade e Expansividade de Solos do Estado de Pernambuco – Geotecnia Ambiental. **Relatório Técnico do CNPQ**, Recife, 1999. 100p.
- FERREIRA, S.R.M.; MONTEIRO, P.C.L. Arenitos dos Municípios de Petrolândia e do Recife – PE: Compressibilidade e Colapso Devido à Inundação. *In: COBRAMSEG, 8. 2006, Curitiba. Anais...* Curitiba: ABMS, 2006. 6p.
- FERREIRA, S. R.M.; MONTEIRO, P. C. L. Colapso devido à inundação em arenitos da cidade do Recife e do município de Petrolândia-PE. *In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. 2007, Salvador. Anais...* Salvador: ABMS, 2007. v.1, p. 165-170.
- FERREIRA, S. R. M. Solos colapsíveis e expansivos: uma visão panorâmica no Brasil. *In: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. 2008, Salvador. Anais...* Salvador: ABMS, 2008. v. 2. p. 593-619.
- FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA, D. C. L. Collapsible Soil - A Practical Case in Construction (Pernambuco - Brazil). *In: Inter. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 12. 1989, Rio de Janeiro. Proceedings...* Rio de Janeiro: ICSMFE, 1989. v.1, p.603-606.
- FERREIRA. S. R.M.; VASCONCELOS, R. P. R. Características de Colapsibilidade de um Solo no Município de Cabrobó-PE. *In: COBRAMSEG, 14. 2008, Búzios. Anais...*Búzios: ABMS, 2008. 6p.
- FERREIRA et al. Some aspects on the behaviour of the brazilian collapsible soils. Supplementary contributions by Brazilian Society for Soils Mechanics. *In: International Conferences on Soil Mechanics and Foundation Engineering., 12. 1989, Rio de Janeiro. Anais...*Rio de Janeiro: ICSMFE, 1989. p. 117-120.
- FILHO, F.C.S.; MOURA, A.S.; FUTAI, M.M. Uma solução para fundações em solos colapsíveis no Campus da UFC no Cariri. *In: COBRAMSEG, 15. 2010, Gramado. Anais...* Gramado: ABMS, 2010. 5p.
- FREITAS, M. L. R. A. **Comportamento geomecânico de um solo colapsível de Petrolina - PE avaliado por meio de ensaios de campo e laboratório**. 2017. 145p. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

FUCALE, S. P. **Comportamento de variação de volume devido à inundação em alguns solos colapsíveis do estado de Pernambuco**. 2000. 138p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

FUNDAÇÃO INSTITUTO TECNOLÓGICO DO ESTADO DE PERNAMBUCO – ITEP. **Relatório nº 5278**. Obra de Reassentamento de Itaparica Caribas. Santa Maria da Boa Vista – PE, 1987.

FUNDAÇÃO JOAQUIM NABUCO (FUNDAJ). Disponível em: <<https://www.fundaj.gov.br/index.php/conselho-nacional-da-reserva-da-biosfera-da-caatinga/9193-saiba-quais-sao-as-caracteristicas-da-caatinga>> Acesso em: 16 fev. de 2021.

FUTAI, M.M.; SUZUKI, S. Estudo de um perfil de alteração compso por dois solos colapsíveis sobrepostos. *In*: COBRAMSEG, 15. 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, 2010. 5p.

GIBBS, H.J.; BARA, J.P. Predicting surface subsidence from basic soil tests. **Special Technical Publication**, nº 322, ASTM, Philadelphia, 1962.

GITIRANA JÚNIOR, G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, p. 209-212, 2004.

GUILHERME, L. C. et al. Avaliação do potencial de colapso de um solo do município de Barbalha - CE. *In*: COBRAMSEG, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 6p.

GUIMARÃES NETO, J.S. **Análise de alguns fatores que podem influenciar a colapsibilidade de um solo compactado devido à inundação**. 1997. 105p. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 1997.

GUNAYDIN O.; GOKOGLU A.; FENER M. Prediction of artificial soil's unconned compression strength test using statistical analyses and artificial neural networks, **Advances in Engineering Software**, v. 41, p. 1115-1123, 2010. DOI:10.1016/j.advengsoft.2010.06.008

GUTIERREZ, N. H. M. Influências de aspectos estruturais no colapso de solos do norte do Paraná. 2005. 325p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

HANDY, R.L. Collapsible loess in Iowa. **Soil Science Society of America Journal**, v.37, n.2, p. 281-284, mar.1973.

HOLANDA, M. J. O. Aplicação de redes neurais artificiais para análise e previsão de expansão e colapso de solos. **Comunicação pessoal**, 2021.

HOLANDA, M. J. O. et al. Identification of expansive and collapsible soils in northeastern Brazil from Artificial Neural Networks generated in Pernambuco. **Research, Society and Development**, v. 10, n. 15, 2021. DOI: <https://doi.org/10.33448/rsd-v10i15.22541>.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Semiárido Brasileiro**. Disponível em: <<https://www.ibge.gov.br/geociencias/organizacao-do-territorio/estrutura-territorial/15974-semiarido-brasileiro.html?=&t=acesso-ao-produto>> Acesso em: 15 fev. de 2021.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). **Macrocaracterização dos recursos naturais do Brasil**. Disponível em: <<https://biblioteca.ibge.gov.br/index.php/biblioteca-catalogo?view=detalhes&id=2101648>> Acesso em: 04 jan. de 2022.

JENNINGS, J. E.; KNIGHT, K. Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to a Collapse of Grain Structure. *In: Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 4. 1975, Durban. **Proceedings...** Durban: 1975. p. 99–105.

JOHARI A.; JAVADI, A.A.; HABIBAGAH, G. Modelling the mechanical behaviour of unsaturated soils using a genetic algorithm-based neural network. **Computers and Geotechnics**, v 38, p. 2-13, 2011.

KRATZ de OLIVEIRA, L.A.; SCHNAID, F.; GEHLING, W.Y.Y. Uso de Ensaios Pressiométricos na Previsão do Potencial de Colapso de Solos. **Solos e Rochas**, São Paulo, v. 22, n. 3, p. 143-165, 1999.

LABORATÓRIO DE ANÁLISE E PROCESSAMENTO DE IMAGENS E SATÉLITES (LAPIS). **Desertificação atinge 13% do semiárido brasileiro e ameaça conservação da caatinga**. Disponível em: <<https://g1.globo.com/natureza/desafio-natureza/noticia/2019/08/20/desertificacao-atinge-13percent-do-semiarido-brasileiro-e-ameaca-conservacao-da-caatinga.ghtml>> Acesso em: 22 dez. de 2021.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 118, n. 9, p. 1376–1394, 1992.

LEE, P. W.; SUEDEKAMP, R. J. Characteristics of Irregularly Shaped Compaction Curves of Soils. **Highway Research Record**, n. 381, National Academy of Sciences, Washington, D.C., p 1-9, 1972.

LOPES, J. E. R. **Contributo para o estudo da utilização do deflectômetro de impacto ligeiro**. Lisboa: Universidade Técnica de Lisboa, 2010.

LOURO, C. F. et al. Utilização de Expansocolapsômetro na Determinação do Colapso no solo de Rondonópolis – MT. *In: COBRAMSEG*, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 8p.

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

MAHLER, C. F. **Análise de obras assentes em solos colapsíveis e expansivos**. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE). 267p. 1994.

MARINHO, R. P. **Melhoramento de solo colapsível e expansivo de Santa Maria da Boa Vista-PE**. 2018. 115p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

- MARIZ, D.F. **Um estudo físico, químico e mecânico sobre o colapso de solos residuais sesquioxídicos micro-agregados do Planalto Central**. 1993. 168p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.
- MARTÍNEZ, G. S. S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da Formação Barreiras**. 2003. 266p. Tese (Doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- MATYAS, E. L; RADHAKRISHNA, H. S. Volume change characteristics of partially saturated soils, **Geotechnique**, v. 18, n. 4, p. 432-448, 1968.
- MCGOWN, A; COLLINS, K. The microfabrics of some expansive and collapsing soils. **Anais**, V. Cong. Panamericano de Mec. Dos Suelos e Ing. De Fundaciones, Buenos Aires, p. 323-332, 1975.
- MELO, C. E.; BANDEIRA, A. P. N. Estudo do Colapso dos Solos Para Dimensionamento de Fundações Superficiais. *In*: COBRAMSEG, 17. 2014, Goiânia. **Anais...** Goiânia: ABMS, 2014. 6p.
- MENDONÇA, M. B. **Comportamento de Solos Colapsíveis da Região de Bom Jesus da Lapa – Bahia**. 1990. 281p. Dissertação (Mestrado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.
- MENDONÇA, M. B.; MAHLER, C. F. Aspectos microestruturais de solos colapsíveis da Bahia. *In*: COBRAMSEG, 10. 1994, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABMS, 1994. p.1149-1156.
- MENDONÇA NETO, H. C. **Análise da variação de volume devido à inundação de um solo colapsível utilizado em um canal de irrigação**. 2011. 134p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.
- MENDONÇA NETO, H. C.; FERREIRA, S. R. DE M. Behavior of Volume Change due to Wetting in a Collapsible Soil to Used in Irrigation Channel. **Journal of Civil Engineering and Architecture Research**, v. 2, n. 7, p. 770-778, jul. 2015.
- MENEZES, R.Y. et al. Avaliação do Comportamento do Solo do Campo Experimental da FTC de Vitória da Conquista - BA Frente às Variações de Umidade. *In*: COBRAMSEG, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 8p.
- MINISTÉRIO DO DESENVOLVIMENTO REGIONAL (MDR). **Mudança em sua vida**. Disponível em: < <https://www.gov.br/mdr/pt-br/assuntos/seguranca-hidrica/projeto-sao-francisco/o-projeto/andamento-das-obras>> Acesso em: 03 jan. de 2022.
- MITCHELL, J. K. **Fundamentals of Soil and Soil Behaviour**. New York: Wiley. & Sons, Inc., p. 422, 1976.
- MOTTA, E. Q.; FERREIRA, S. R. M. Análise da interação de líquidos contaminantes com um solo colapsível de Petrolândia - PE. *In*: Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 6. 2007, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2007. v.1, p. 89-95.

OLIVEIRA, A. F. F.; FERREIRA, S. R. M. Formas da Curva de Compactação em Solos Expansivos e Colapsíveis. *In: COBRAMSEG*, 16. 2012, Porto de Galinhas. **Anais...** Porto de Galinhas: ABMS, 2012. 7p.

PEREIRA, J. H. F.; MAHLER, C. F.; HURRY, E. A. Z. Projeto Formoso A - Implantação de canais de irrigação em solos colapsíveis. *In: CBGE*, 6./COBRAMSEF, 9. 1990, Salvador. **Anais...** Salvador: ABGE/ABMS, 1990. p. 115-123.

REGINATTO, A. R.; FERRERO, J. C. Collapse potential of soils and soil-water chemistry: Conference. *In: International conference on soil mech. Found. Engineering*, 8. 1973, Moscow. **Anais...** Moscow: Pergamon, 1973. v.2, p. 177-183.

RIANI, H.C.; BARBOSA, M.C. Collapsible Sand and Its Treatment by Compaction. *In: Int. Conf. on Soil Mech. and found. Engineering*, 12. 1989, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: ICSMFE, 1989. v.1, p.643-646.

ROLIM, J. I. D.; BANDEIRA, A. P. N. Estudo de um solo colapsível no município do Crato-CE. *In: COBRAMSEG*, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 6p.

SANTOS, B. N. A. **Análise da resistência ao cisalhamento e coeficiente de empuxo no repouso durante a inundação em solo colapsível de Petrolina – PE.** 2018. 128p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

SANTOS, B. N. A. et al. Variação do Coeficiente de Empuxo no Repouso Devido ao Carregamento e a Inundação em Solos Colapsíveis. *In: COBRAE*, 7. 2017, Florianópolis. **Anais...** Florianópolis: ABMS, 2017. 8p.

SANTOS, B. N. A.; FERREIRA, S. R. M. Influência da inundação na resistência ao cisalhamento de um solo colapsível na região de Petrolina-PE. *In: GeoBASE*, 1. 2017, Feira de Santana. **Anais...** Feira de Santana: ABMS, 2017. 7p.

SANTOS, B. N. A. et al. Influência da Inundação Sobre a Resistência ao Cisalhamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso de um Solo Colapsível no Município de Petrolina - PE. *In: COBRAMSEG*, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 10p.

SANTOS, R. M. S.; FERREIRA, S. R. M. Curvas Granulométricas e de Retenção de Água em Solos Colapsíveis e Expansivos. *In: COBRAMSEG*, 20. 2022, Campinas. **No prelo.**

SILVA, A. C. et al. Avaliação da Adição de Resíduos de Construção Civil (RCC) para Estabilização de Solos Colapsíveis. *In: GEOJOVEM*, 18. 2016, Belo Horizonte. **Anais...** Belo Horizonte: ABMS, 2016. 8p.

SILVA, E. B. **Implementação de políticas públicas e tecnologias sociais de convivência com o semiárido: um Estudo sobre a Associação de Agricultores Agroecológicos de Cumaru.** 2019. 58p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação) - Centro Acadêmico do Agreste, Universidade Federal de Pernambuco, Caruaru, 2019.

SILVA, M. J. R. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: Cartas de suscetibilidade.** 2003. 124p. Dissertação

(Mestrado) – Programa de Pós-Graduação, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

SILVA, R. M. A. **Entre o combate à seca e a convivência com o semi-árido: transições paradigmáticas e sustentabilidade do desenvolvimento.** 2006. 298p. Tese (Doutorado) - Centro de Desenvolvimento Sustentável, Universidade de Brasília, Brasília, 2006.

SILVA NETO, A. N.; OLIVEIRA, J. T. R.; FERREIRA, S. R. M. Análise de Probabilidade de Ruína e Confiabilidade de Fundações Profundas Submetidas à Prova de Carga Estática Com e Sem Inundação em Solo Colapsível. *In: COBRAMSEG*, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 10p.

SINHA, S.K.; WANG, M.C. Artificial neural network prediction models for soil compaction and permeability. **Geotechnical and Geological Engineering**, 26(1):47–64, 2008.

**SISTEMA DE ACOMPANHAMENTO DE RESERVATÓTIOS (SAR).** Disponível em: < <https://www.ana.gov.br/sar/>> Acesso em: 21 abr. de 2021.

SKEMPTON, A.W. The colloidal activity of clays. *In: International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 3. 1953, Zurich. **Proceedings...** Zurich: ICSMFE, 1953. v.1, p. 57-61.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso).** 432p. Tese (Doutorado) – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia (COPPE), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

STOLF, R. Teoria e Teste Experimental de Fórmulas de Transformação dos Dados de Penetrômetro de Impacto em Resistência do Solo. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Campinas, v. 15, p. 229–235, 1991.

SUPERINTENDÊNCIA DE DESENVOLVIMENTO DO NORDESTE (SUDENE). **Delimitação do Semiárido.** Disponível em: < file:///D:/User/Downloads/DOC\_PARTICIPANTE\_EVT\_5985\_1565269225261\_KComissaoPermanenteCMA20190808EXT028\_parte11360\_RESULTADO\_1565269225261.pdf> Acesso em: 16 fev. de 2021.

TEIXEIRA, A. et al. Dimensionamento e avaliação de uma estaca com carga vertical baseado em análises de fiabilidade. **Revista Engenharia Civil – UM** 43, 41-58, Portugal, 2012.

TERRATEST GMBH. **Instruction Manual Light Weight Deflectometer for the dynamic plate load test**, 2013.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics.** John Wiley & Sons, New York, 1943.

THORNTHWAITE, C.W. An approach toward a rational classification of climate. **Geographical Rev.**, v. 38, n. 1, p. 55-94, 1948.

- TORRES, M. S. **Avaliação da colapsibilidade e da resistência de ponta de um solo de Petrolina devido à inundação**. 2014. 98p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.
- VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils. **Soil Science Society of America Journal**, v. 44, p. 892-898, 1980.
- VARGAS, M. Structurally Unstable Soils in Southern Brasil. **Proceedings...** VIII Int. Conf. On Soil Mech. And Found. Engeneering, Moscou, v. 2, p. 239-246, 1973.
- VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**, 1.ed. São Paulo: McGraw Hill do Brasil, 1978.
- VENTURINI, L. **O que é a transposição do rio São Francisco e em que etapa ela está hoje**, 2017. Disponível em: <<https://www.nexojournal.com.br>>. Acesso em: 16 fev. de 2021.
- VIEIRA, V. P. P. B. Desafios da gestão integrada de recursos hídricos no semiárido. **Revista Brasileira de Recursos Hídricos**, v. 8, p.7-17, 2003.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Collapse behavior of soil in a Brazilian region affected by a rising water table. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, n. 2, p. 226–233, 26 jan. 2011.
- VILAR, O. M.; RODRIGUES, J. E.; NOGUEIRA, J. B. (1981). Solos Colapsíveis: Um Problema Para A Engenharia De Solos Tropicais. **Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia**, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ/CNPQ/ABMS, v. 1, p.209-224, 1981.
- WOLLE, C. M. et al. Estudo preliminar da Colapsividade dos Solos no projeto Jaíba - MG. *In*: Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia. 1978, São Paulo. **Anais...** São Paulo: ABGE, 1978. v. 1, p. 179-193.
- WOLLE, C. M.; BENVENUTO, C.; CARVALHO, P.A.S. Collapsible soils foundations of canals in Central Brazil. *In*: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 10. 1981, Stocolmo. **Proccedings...** Stocolmo: ICSMFE, 1981. v. 1, p. 277-280.
- XAVIER, J. M. **Estudo do comportamento geotécnico de um solo colapsível voltado para fundações superficiais**. 2018. 176p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.
- XAVIER, J. M. et al. Características de um solo colapsível e o efeito do grau de compactação. *In*: COBRAMSEG, 19. 2018, Salvador. **Anais...** Salvador: ABMS, 2018. 10p.
- YANG, Y.; ROSENBAUM, M.S. The artificial neural network as a tool for assessing geotechnical properties. **Geotechnical and Geological Engineering**, 20(2):149–168, 2002.
- ZANELLA, M. E. Considerações sobre o clima e os recursos hídricos do semiárido nordestino. **Caderno Prudentino de Geografia**, Presidente Prudente, v. especial, n.36, p. 126-142, 2014.

**APÊNDICE A – ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DE SOLOS ESPECIAIS:  
BASE DE DADOS DE SOLOS COLAPSÍVEIS**

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
ID	Número de identificação do registro (sequencial)
CAT	Categoria da referência bibliográfica
ISSN-SIG	Número Internacional Normalizado para Publicações Seriadas ou sigla da instituição responsável pela publicação
NOME-EVE-ENT	Nome da revista, evento ou nome da instituição organizadora
EST	Estrato Qualis CAPES do periódico
ANO	Ano da publicação do trabalho
UF	Sigla da unidade federativa onde o solo foi amostrado
CID	Cidade onde o solo foi amostrado
ESTADO	Estado onde o solo foi amostrado
REGIÃO	Região onde o solo foi amostrado
PAÍS	País onde o solo foi amostrado
REF	Autor e ano
LOCAL	Local de coleta da amostra
PREC	Precisão da informação sobre o local de coleta da amostra (aproximada, coordenadas geográficas, UTM, endereço, CEP, GPS ou ponto de referência)
LAT_G	Latitude
LONG_G	Longitude
LAT/LONG_G	Latitude x longitude
LAT_GD	Latitude em graus decimais
LONG_GD	Longitude em graus decimais
LAT/LONG_GD	Latitude x longitude em grau decimais
LAT_U	Latitude em UTM
LONG_U	Longitude em UTM
LAT/LONG_U	Latitude x longitude em UTM
ORIG	Origem, tipo, classe pedológica ou geológica da amostra
PROF	Profundidade da coleta em metros
COND.	Condição da amostra (natural ou compactada)
G_ARGILA	Percentual de argila (%)
G_SILTE	Percentual de silte (%)
G_AREIA	Percentual de areia (%)
G_PEDR	Percentual de pedregulho (%)
G_<2µm	Percentual da fração fina <2µm (%)

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
C_LL	Limite de liquidez (%)
C_LP	Limite de plasticidade (%)
C_LC	Limite de contração (%)
C_IP	Índice de plasticidade (%)
IA	Índice de atividade da argila
C_SUCS	Classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)
COMP_Ymáx	Peso específico máximo (kN/m <sup>3</sup> )
COMP_Wótm	Umidade ótima (%)
IF-W	Umidade natural (%)
IF_pd	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )
IF_e	Índice de vazios
IF_n	Porosidade (%)
IF_Sr	Grau de saturação (%)
IF_Gs	Densidade real dos grãos
pH H2O	pH da água
pH KCl	pH do cloreto de potássio
pH CaCl2	pH do cloreto de cálcio
CO	Carbono orgânico (%)
MO	Matéria orgânica (%)
CE	Condutividade elétrica (μS)
Na+	Sódio (Na+) em cmolc/kg
K+	Potássio (K+) em cmolc/kg
Ca2+	Cálcio (Ca2+) em cmolc/kg
Mg2+	Magnésio (Mg2+) em cmolc/kg
Al3+	Alumínio (Al3+) em cmolc/kg
H+	Hidrogênio (H+) em cmolc/kg.
S	Soma de cátions (S) em cmolc/kg
CTC	Capacidade troca catiônica (T ou CTC) em cmolc/kg
RC	Retenção de cátions RC (%)
V	Saturação de base V (%)
M	Saturação de alumínio M (%)
N	Saturação de sódio N (%)
Ki	Relação molecular entre os teores de sílica e alumina (SiO <sub>2</sub> /Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )
Kr	Relação molecular entre os teores de sílica, alumina e hematita (SiO <sub>2</sub> , Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> e Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
SAIS_S	Sais solúveis
ESCPTIN_1,25	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1,25 kPa
ESCPTIN_5	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 5 kPa
ESCPTIN_10	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 10 kPa
ESCPTIN_12,5	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 12,5 kPa
ESCPTIN_20	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 20 kPa
ESCPTIN_25	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 25 kPa
ESCPTIN_40	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 40 kPa
ESCPTIN_50	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 50 kPa
ESCPTIN_80	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 80 kPa
ESCPTIN_100	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 100 kPa
ESCPTIN_150	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 150 kPa
ESCPTIN_160	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 160 kPa
ESCPTIN_200	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 200 kPa
ESCPTIN_320	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 320 kPa
ESCPTIN_400	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 400 kPa
ESCPTIN_640	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 640 kPa
ESCPTIN_800	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 800 kPa
ESCPTIN_1280	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1280 kPa
ESCPTIN_1600	Ensaio edométrico simples - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1600 kPa
EDCPTIN_1,25	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1,25 kPa
EDCPTIN_5	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 5 kPa
EDCPTIN_10	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 10 kPa
EDCPTIN_12,5	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 12,5 kPa
EDCPTIN_20	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 20 kPa

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
EDCPTIN_25	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 25 kPa
EDCPTIN_40	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 40 kPa
EDCPTIN_50	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 50 kPa
EDCPTIN_80	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 80 kPa
EDCPTIN_100	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 100 kPa
EDCPTIN_150	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 150 kPa
EDCPTIN_160	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 160 kPa
EDCPTIN_200	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 200 kPa
EDCPTIN_320	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 320 kPa
EDCPTIN_400	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 400 kPa
EDCPTIN_640	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 640 kPa
EDCPTIN_800	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 800 kPa
EDCPTIN_1280	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1280 kPa
EDCPTIN_1600	Ensaio edométrico duplo - potencial de colapso (%) para a tensão de inundação 1600 kPa
ED_Cc_NI	Ensaio edométrico duplo, Cc - índice de compressão, NI - não inundado
ED-Cs_NI	Ensaio edométrico duplo; Cs - índice de expansão, NI - não inundado
ED_σm_NI	Ensaio edométrico duplo, σm - tensão de pré-consolidação no solo natural, NI - não inundado
ED_Cc_I	Ensaio edométrico duplo, Cc - índice de compressão, I - inundado
ED-Cs_I	Ensaio edométrico duplo, Cs - índice de expansão, I - inundado
ED_σm_I	Ensaio edométrico duplo, σm - tensão de pré-consolidação no solo natural, I - inundado
HANDY_1973	Critério de Handy (1973)
VARGAS_1978_TI_1,25	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 1,25 kPa
VARGAS_1978_TI_5	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 5 kPa
VARGAS_1978_TI_10	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 10 kPa
VARGAS_1978_TI_12,50	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 12,5 kPa
VARGAS_1978_TI_20	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 20 kPa
VARGAS_1978_TI_25	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 25 kPa
VARGAS_1978_TI_40	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 40 kPa
VARGAS_1978_TI_50	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 50 kPa

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
VARGAS_1978_TI_80	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 80 kPa
VARGAS_1978_TI_100	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 100 kPa
VARGAS_1978_TI_150	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 150 kPa
VARGAS_1978_TI_160	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 160 kPa
VARGAS_1978_TI_200	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 200 kPa
VARGAS_1978_TI_320	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 320 kPa
VARGAS_1978_TI_400	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 400 kPa
VARGAS_1978_TI_640	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 640 kPa
VARGAS_1978_TI_800	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 800 kPa
VARGAS_1978_TI_1280	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 1280 kPa
VARGAS_1978_TI_1600	Critério de Vargas (1978) para tensão de inundação 1600 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-1,25	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 1,25 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-5	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 5 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-10	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 10 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-12,50	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 12,5 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-20	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 20 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-25	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 25 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-40	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 40 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-50	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 50 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-80	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 80 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-100	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 100 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-150	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 150 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-160	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 160 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-200	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 200 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-320	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 320 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-400	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 400 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-640	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 640 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-800	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 800 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-1280	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 1280 kPa
J_KNIGHT_1975_TI-1600	Critério de Jennings e Knight (1975) para tensão de inundação 1600 kPa
L_SABER_1988_TI-1,25	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 1,25 kPa
L_SABER_1988_TI-5	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 5 kPa
L_SABER_1988_TI-10	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 10 kPa
L_SABER_1988_TI-12,50	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 12,5 kPa

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
L_SABER_1988_TI-20	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 20 kPa
L_SABER_1988_TI-25	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 25 kPa
L_SABER_1988_TI-40	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 40 kPa
L_SABER_1988_TI-50	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 50 kPa
L_SABER_1988_TI-80	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 80 kPa
L_SABER_1988_TI-100	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 100 kPa
L_SABER_1988_TI-150	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 150 kPa
L_SABER_1988_TI-160	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 160 kPa
L_SABER_1988_TI-200	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 200 kPa
L_SABER_1988_TI-320	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 320 kPa
L_SABER_1988_TI-400	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 400 kPa
L_SABER_1988_TI-640	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 640 kPa
L_SABER_1988_TI-800	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 800 kPa
L_SABER_1988_TI-1280	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 1280 kPa
L_SABER_1988_TI-1600	Critério de Lutenegeger e Saber (1988) para tensão de inundação 1600 kPa
REF_C	Referência bibliográfica completa

**APÊNDICE B – ESTRUTURA DO BANCO DE DADOS DE SOLOS ESPECIAIS:  
BASE DE DADOS DE SOLOS EXPANSIVOS**

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
ID	Número de identificação do registro (sequencial)
CAT	Categoria da referência bibliográfica
ISSN-SIG	Número Internacional Normalizado para Publicações Seriadas ou sigla da instituição responsável pela publicação
NOME-EVE-ENT	Nome da revista, evento ou nome da instituição organizadora
EST	Estrato Qualis CAPES do periódico
ANO	Ano da publicação do trabalho
UF	Sigla da unidade federativa onde o solo foi amostrado
CID	Cidade onde o solo foi amostrado
ESTADO	Estado onde o solo foi amostrado
REGIÃO	Região onde o solo foi amostrado
PAÍS	País onde o solo foi amostrado
REF	Autor e ano
LOCAL	Local de coleta da amostra
PREC	Precisão da informação sobre o local de coleta da amostra (aproximada, coordenadas geográficas, UTM, endereço, CEP, GPS ou ponto de referência)
LAT_G	Latitude
LONG_G	Longitude
LAT/LONG_G	Latitude x longitude
LAT_GD	Latitude em graus decimais
LONG_GD	Longitude em graus decimais
LAT/LONG_GD	Latitude x longitude em grau decimais
LAT_U	Latitude em UTM
LONG_U	Longitude em UTM
LAT/LONG_U	Latitude x longitude em UTM
ORIG	Origem, tipo, classe pedológica ou geológica da amostra
PROF	Profundidade da coleta em metros
COND.	Condição da amostra (natural ou compactada)
G_ARGILA	Percentual de argila (%)
G_SILTE	Percentual de silte (%)
G_AREIA	Percentual de areia (%)
G_PEDR	Percentual de pedregulho (%)
G_<2µm	Percentual da fração fina <2µm (%)

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
C_LL	Limite de liquidez (%)
C_LP	Limite de plasticidade (%)
C_LC	Limite de contração (%)
C_IP	Índice de plasticidade (%)
IA	Índice de atividade da argila
C_SUCS	Classificação do Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS)
COMP_Ymáx	Peso específico máximo (kN/m <sup>3</sup> )
COMP_Wótm	Umidade ótima (%)
IF-W	Umidade natural (%)
IF_pd	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )
IF_e	Índice de vazios
IF_n	Porosidade (%)
IF_Sr	Grau de saturação (%)
IF_Gs	Densidade real dos grãos
pH H2O	pH da água
pH KCl	pH do cloreto de potássio
pH CaCl2	pH do cloreto de cálcio
CO	Carbono orgânico (%)
MO	Matéria orgânica (%)
CE	Condutividade elétrica (μS)
Na+	Sódio (Na+) em cmolc/kg
K+	Potássio (K+) em cmolc/kg
Ca2+	Cálcio (Ca2+) em cmolc/kg
Mg2+	Magnésio (Mg2+) em cmolc/kg
Al3+	Alumínio (Al3+) em cmolc/kg
H+	Hidrogênio (H+) em cmolc/kg.
S	Soma de cátions (S) em cmolc/kg
CTC	Capacidade troca catiônica (T ou CTC) em cmolc/kg
RC	Retenção de cátions RC (%)
V	Saturação de base V (%)
M	Saturação de alumínio M (%)
N	Saturação de sódio N (%)
Ki	Relação molecular entre os teores de sílica e alumina (SiO <sub>2</sub> /Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )
Kr	Relação molecular entre os teores de sílica, alumina e hematita (SiO <sub>2</sub> , Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> e Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )

<b>CAMPOS</b>	<b>DESCRIÇÃO</b>
SAIS_S	Sais solúveis
COE	Coesão
ANG_A	Ângulo de atrito
SUC	Sucção
$\phi_b$	Parâmetro que quantifica aumento na resistência devido ao aumento da sucção
MICRO	Microestrutura (Microscopia ótica, Microscopia Eletrônica de Varredura - MEV e Tomografia Computadorizada)
MET	Método utilizado (carregamento após expansão, expansão e colapso sob tensão, volume constante, Rao <i>et al.</i> (1988), edométrico duplo, Justo <i>et al.</i> (1984) e múltiplos)
T_E	Tensão de expansão em kPa
EL_T 1	Expansão livre para tensão de 1,00 kPa
EL_T 2,50	Expansão livre para tensão de 2,50 kPa
EL_T 5	Expansão livre para tensão de 5,00 kPa
EL_T 7	Expansão livre para tensão de 7,00 kPa
EL_T 10	Expansão livre para tensão de 10,00 kPa
SKEMPTOM_1953	Critério de Skempton (1953)
CHEN_1965	Critério de Chen (1965)
SEED_ET_AL_1962	Critério de Seed <i>et al.</i> (1962)
D_RAMAN_1973	Critério de Daksanamurthy e Raman (1973)
V_GHAZZALY_1973	Critério de Vijayvervia e Ghazzaly (1973)
H_GIBBS_1956	Critério de Holtz e Gibbs (1956)
CUELLAR_1978	Critério de Cuellar (1978)
J_SALAS_1980	Critério de Jimenez Salas (1980)
REF_C	Referência bibliográfica completa

### APÊNDICE C – REGISTROS INSERIDOS NA ATUALIZAÇÃO DO BANDASE

Referência	Quantidade de registros	Localização	Categoria da referência	Tipo de solo
Mendonça (1990)	10	Bom Jesus da Lapa – BA	Dissertação	Colapsível
Lafayette (2000)	3	Recife – PE	Dissertação	Colapsível
Lima (2002)	2	Recife – PE	Dissertação	Colapsível
Silva (2003)	3	Petrolina – PE	Dissertação	Colapsível
Custódio <i>et al.</i> (2004)	3	São João Del Rei – MG/ Viçosa – MG/ Malhada – MG	Artigo de congresso	Colapsível
Lafayette	3	Cabo de Santo Agostinho – PE	Tese	Colapsível
Mendonça Neto (2011)	3	Parnaíba – PI	Dissertação	Colapsível
Batista e Bandeira (2012)	1	Juazeiro do Norte – CE	Artigo de congresso	Colapsível
Alves (2013)	6	Rosário do Cadete – SE	TCC	Colapsível
Souza (2014)	3	Camargibe – PE	Dissertação	Colapsível
Silva <i>et al.</i> (2016)	3	Petrolina – PE	Artigo de congresso	Colapsível
Almeida (2016)	2	Ipojuca – PE	Dissertação	Colapsível
Freitas (2017)	1	Petrolina – PE	Tese	Colapsível
Xavier (2018)	2	Juazeiro do Norte – CE	Dissertação	Colapsível
Maia (2018)	3	Salvador – BA	Dissertação	Colapsível
Santos (2018)	2	Recife – PE	Dissertação	Colapsível
Ramos (2019)	3	Jaboatão dos Guararapes – PE	Dissertação	Colapsível

**APÊNDICE D – REFERÊNCIAS: ENSAIOS DE LABORATÓRIO – CARACTERIZAÇÃO**

Estado	Cidade	Referência	Caracterização Física				Caracterização Química	Caracterização Mineralógica	Caracterização Microestrutural
			Granulometria	Carta de Atividade	Carta de Plasticidade	Compactação			
BA	Rodelas	Ferreira (1989)	X	X	X				
BA	Bom Jesus da Lapa	Mendonça (1990)	X	X	X		X		
BA	Malhada	Custódio <i>et al.</i> (2004)	X		X				
BA	Barreiras	Burgos; Fonseca e Campos (2010)	X	X	X				
BA	Vitória da Coquista	Menezes <i>et al.</i> (2018)			X				
CE	Missão Velha	Barbosa; Guilherme, Bandeira (2008)	X						
CE	Juazeiro do Norte	Bandeira <i>et al.</i> (2012)	X	X	X				
CE	Juazeiro do Norte	Batista e Bandeira (2012)	X			X			
CE	Juazeiro do Norte	Melo e Bandeira (2014)				X			
CE	Crato	Rolim e Bandeira (2016)	X	X	X				

Estado	Cidade	Referência	Caracterização Física				Caracterização Química	Caracterização Mineralógica	Caracterização Microestrutural
			Granulometria	Carta de Atividade	Carta de Plasticidade	Compactação			
CE	Brejo Santo	Barbosa; Bandeira; Guilherme (2016)	X	X	X				
CE	Barbalha	Guilherme <i>et al.</i> (2016)	X	X					
CE	Juazeiro do Norte	Xavier <i>et al.</i> (2018)	X		X				
CE	Juazeiro do Norte	Gonçalves <i>et al.</i> (2018)			X				
CE	Juazeiro do Norte	Chaves <i>et al.</i> (2018)	X	X	X	X			
CE	Juazeiro do Norte	Xavier (2018)	X	X	X		X	X	
CE	Icó	Chagas, Moura e Carneiro (2019)	X	X	X				
MG	Águas Vermelhas	Carvalho (1994)	X		X		X	X	
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X		X		X	X	
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X		X		X	X	
MG	Jenipapo de Minas	Carvalho (1994)	X		X		X	X	
MG	Araçuaí	Carvalho (1994)	X		X		X	X	
PB	Areia	Martínez (2003)	X		X				

Estado	Cidade	Referência	Caracterização Física				Caracterização Química	Caracterização Mineralógica	Caracterização Microestrutural
			Granulometria	Carta de Atividade	Carta de Plasticidade	Compactação			
PE	Petrolina	Aragão e Melo (1982)	X						
PE	Petrolina	Ferreira (1989)	X	X	X				
PE	Santa Maria da Boa Vista	Ferreira e Teixeira (1989)	X	X	X				
PE	Petrolândia	Ferreira (1989)		X					
PE	Petrolina	Fucale (2000)	X	X	X				
PE	Petrolina	Silva (2003)	X	X	X				
PE	Petrolândia	Souza Neto (2004)	X	X	X	X		X	
PE	Petrolândia	Dourado (2005)	X	X	X				
PE	Petrolândia	Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); Ferreira (1995)	X	X	X	X	X	X	
PE	Petrolândia	Ferreira e Monteiro (2007); Ferreira e Monteiro (2006)	X				X		

Estado	Cidade	Referência	Caracterização Física				Caracterização Química	Caracterização Mineralógica	Caracterização Microestrutural
			Granulometria	Carta de Atividade	Carta de Plasticidade	Compactação			
PE	Cabrobó	Ferreira e Vasconcelos (2008)	X	X	X				
PE	Floresta	Sarmento e Albuquerque (2010)	X						
PE	Santa Cruz do Capibaribe	Oliveira e Ferreira (2012)	X	X					
PE	Floresta	Araújo e Souza Neto (2014)	X	X	X				
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2017)	X				X		
PE	Petrolina	Santos e Ferreira (2017)	X						
PE	Petrolina	Freitas (2017); Borges (2016); Torres (2014)	X	X	X	X	X		
PE	Santa Maria da Boa Vista	Marinho (2018)	X		X	X	X		
PE	Petrolina	Santos (2018)				X			
PE	Petrolina	Alves (2019); Alves <i>et al.</i> (2021)		X	X				

Estado	Cidade	Referência	Caracterização Física				Caracterização Química	Caracterização Mineralógica	Caracterização Microestrutural
			Granulometria	Carta de Atividade	Carta de Plasticidade	Compactação			
PI	Parnaíba	Riani e Barbosa (1989)	X						
PI	Parnaíba	Mendonça Neto (2011)	X			X	X	X	
PI	Teresina	Aquino (2020)	X						
RN	São Bento do Norte	Araújo <i>et al.</i> (2018)	X						

**APÊNDICE E – REFERÊNCIAS: OUTROS ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Estado	Cidade	Referência	Ensaio Edométrico			Relação sucção- umidade	Resistência ao cisalhamento com inundação
			Simples	Duplo	Com leitura de tensões horizontais		
BA	Rodelas	Ferreira (1989)	X				
BA	Bom Jesus da Lapa	Pereira, Mahler e Hurry (1990)	X				
BA	Bom Jesus da Lapa	Mendonça (1990)	X	X			
BA	Barreiras	Burgos, Fonseca e Campos (2010)	X				
CE	Juazeiro do Norte	Filho, Moura e Futai (2010)	X				
CE	Juazeiro do Norte	Bandeira <i>et al.</i> (2012)	X				
CE	Juazeiro do Norte	Batista e Bandeira (2012)	X				
CE	Crato	Rolim e Bandeira (2016)	X				
CE	Brejo Santo	Barbosa, Bandeira e Guilherme (2016)	X				

Estado	Cidade	Referência	Ensaio Edométrico			Relação sucção- umidade	Resistência ao cisalhamento com inundação
			Simplex	Duplo	Com leitura de tensões horizontais		
CE	Juazeiro do Norte	Chaves <i>et al.</i> (2018)	X				
CE	Juazeiro do Norte	Xavier (2018)	X	X		X	
CE	Icó	Chagas, Moura e Carneiro (2019)		X			
MG	Águas Vermelhas	Carvalho (1994)	X				
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X	X			
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X	X			
MG	Jenipapo de Minas	Carvalho (1994)	X				
MG	Araçuaí	Carvalho (1994)	X				
PE	Petrolina	Aragão e Melo (1982)	X				
PE	Santa Maria da Boa Vista	Ferreira e Teixeira (1989)	X				
PE	Petrolina	Fucale (2000)	X	X			
PE	Petrolina	Silva (2003)	X	X			
PE	Petrolândia	Souza Neto (2004)		X			X

Estado	Cidade	Referência	Ensaio Edométrico			Relação sucção-umidade	Resistência ao cisalhamento com inundação
			Simplex	Duplo	Com leitura de tensões horizontais		
PE	Petrolândia	Dourado (2005)	X				
PE	Petrolândia	Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); Ferreira (1995)	X	X			
PE	Petrolândia	Ferreira e Monteiro (2007); Ferreira e Monteiro (2006)	X				
PE	Cabrobó	Ferreira e Vasconcelos (2008)	X				
PE	Floresta	Sarmiento e Albuquerque (2010)	X				

Estado	Cidade	Referência	Ensaio Edométrico			Relação sucção-umidade	Resistência ao cisalhamento com inundação
			Simplex	Duplo	Com leitura de tensões horizontais		
PE	Santa Cruz do Capibaribe	Oliveira e Ferreira (2012)	X				
PE	Floresta	Araújo e Souza Neto (2014)	X				
PE	Petrolina	Silva <i>et al.</i> (2016)	X				
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2017)	X				
PE	Petrolina	Santos e Ferreira (2017)	X				X
PE	Petrolina	Freitas (2017); Borges (2016); Torres (2014)	X	X		X	X
PE	Santa Maria da Boa Vista	Marinho (2018)	X				
PE	Petrolina	Santos (2018)			X		
PE	Petrolina	Alves (2019); Alves <i>et al.</i> (2021)				X	
PI	Parnaíba	Riani e Barbosa (1989)	X				

Estado	Cidade	Referência	Ensaio Edométrico			Relação sucção- umidade	Resistência ao cisalhamento com inundação
			Simplex	Duplo	Com leitura de tensões horizontais		
PI	Parnaíba	Mendonça Neto (2011)	X	X			
PI	Teresina	Aquino (2020)	X				
RN	São Bento do Norte	Araújo <i>et al.</i> (2018)		X			

**APÊNDICE F – REFERÊNCIAS: ENSAIOS DE CAMPO**

Estado	Cidade	Referência	SPT	SPT-T	Prova de carga em placa	Expansocolapsômetro	Pressiômetro Ménard	DPL	LWD	PE
BA	Casa Nova	Brindeiro <i>et al.</i> (2018)			X					
CE	Brejo Santo	Barbosa; Bandeira e Guilherme (2016)				X				
CE	Juazeiro do Norte	Xavier (2018)	X	X						
PE	Petrolina	Ferreira (1989)	X							
PE	Santa Maria da Boa Vista	Ferreira e Teixeira (1989)	X							
PE	Petrolina	Fucale (2000)			X	X				
PE	Petrolina	Silva (2003)								
PE	Petrolândia	Souza Neto (2004)	X	X	X	X				
PE	Petrolândia	Dourado (2005)					X			

Estado	Cidade	Referência	SPT	SPT-T	Prova de carga em placa	Expansocolapsômetro	Pressiometro Ménard	DPL	LWD	PE
PE	Petrolândia	Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); Ferreira (1995)	X							
PE	Petrolina	Freitas (2017); Borges (2016); Torres (2014)						X	X	X

**APÊNDICE G – REFERÊNCIAS: MÉTODOS INDIRETOS DE CLASSIFICAÇÃO**

<b>Estado</b>	<b>Cidade</b>	<b>Referência</b>	<b>Gibbs e Bara (1962)</b>	<b>Handy (1973)</b>	<b>McGown e Collins (1975)</b>	<b>Alves (2019) e Alves <i>et al.</i> (2021)</b>	<b>Ferreira (1999)</b>	<b>Vilar e Rodrigues (2015)</b>
BA	Rodelas	Ferreira (1989)	X	X			X	
BA	Bom Jesus da Lapa	Pereira, Mahler e Hurry (1990)					X	
BA	Bom Jesus da Lapa	Mendonça (1990)	X	X	X		X	
BA	Bom Jesus da Lapa	Aflitos <i>et al.</i> (1990)					X	
BA	Bom Jesus da Lapa	Mendonça e Mahler (1994)	X				X	
BA	Malhada	Custódio <i>et al.</i> (2004)					X	
BA	Barreiras	Burgos, Fonseca e Campos (2010)	X				X	
BA	Casa Nova	Brindeiro <i>et al.</i> (2018)					X	
BA	Vitória da Coquista	Menezes <i>et al.</i> (2018)					X	
CE	Missão Velha	Barbosa; Guilherme, Bandeira (2008)					X	
CE	Juazeiro do Norte	Filho, Moura e Futai (2010)					X	
CE	Juazeiro do Norte	Bandeira <i>et al.</i> (2012)					X	

Estado	Cidade	Referência	Gibbs e Bara (1962)	Handy (1973)	McGown e Collins (1975)	Alves (2019) e Alves <i>et al.</i> (2021)	Ferreira (1999)	Vilar e Rodrigues (2015)
CE	Juazeiro do Norte	Batista e Bandeira (2012)					X	
CE	Juazeiro do Norte	Melo e Bandeira (2014)					X	
CE	Crato	Rolim e Bandeira (2016)		X			X	
CE	Brejo Santo	Barbosa, Bandeira e Guilherme (2016)		X			X	
CE	Barbalha	Guilherme <i>et al.</i> (2016)					X	
CE	Juazeiro do Norte	Xavier <i>et al.</i> (2018)		X			X	X
CE	Juazeiro do Norte	Gonçalves <i>et al.</i> (2018)		X			X	
CE	Juazeiro do Norte	Chaves <i>et al.</i> (2018)	X	X			X	X
CE	Juazeiro do Norte	Xavier (2018)	X	X	X		X	X
CE	Icó	Chagas, Moura e Carneiro (2019)		X			X	
MG	Águas Vermelhas	Carvalho (1994)	X		X		X	
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X		X		X	

<b>Estado</b>	<b>Cidade</b>	<b>Referência</b>	<b>Gibbs e Bara (1962)</b>	<b>Handy (1973)</b>	<b>McGown e Collins (1975)</b>	<b>Alves (2019) e Alves et al. (2021)</b>	<b>Ferreira (1999)</b>	<b>Vilar e Rodrigues (2015)</b>
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X		X		X	X
MG	Jenipapo de Minas	Carvalho (1994)	X		X		X	
MG	Araçuaí	Carvalho (1994)	X		X		X	
PB	Areia	Martínez (2003)					X	
PB	Petrolina	Santos (2018)					X	
PB	Petrolina	Alves (2018); Alves et al. (2021)			X	X	X	
PE	Petrolina	Aragão e Melo (1982)	X				X	X
PE	Petrolina	Ferreira (1989)	X	X			X	
PE	Santa Maria da Boa Vista	Ferreira e Teixeira (1989)	X	X			X	
PE	Gravatá	Ferreira (1989)					X	
PE	Carnaíba	Ferreira (1989)	X	X			X	
PE	Petrolândia	Ferreira (1989)					X	
PE	Petrolina	Fucale (2000)	X	X			X	X
PE	Petrolina	Silva (2003)	X	X	X		X	
PE	Petrolândia	Souza Neto (2004)	X	X	X		X	X

Estado	Cidade	Referência	Gibbs e Bara (1962)	Handy (1973)	McGown e Collins (1975)	Alves (2019) e Alves <i>et al.</i> (2021)	Ferreira (1999)	Vilar e Rodrigues (2015)
PE	Petrolândia	Dourado (2005)	X	X			X	
PE	Petrolândia	Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); Ferreira (1995)	X	X	X		X	X
PE	Petrolândia	Ferreira e Monteiro (2007); Ferreira e Monteiro (2006)					X	
PE	Cabrobó	Ferreira e Vasconcelos (2008)		X			X	
PE	Floresta	Sarmento e Albuquerque (2010)		X			X	
PE	Santa Cruz do Capibaribe	Oliveira e Ferreira (2012)		X			X	
PE	Floresta	Araújo e Souza Neto (2014)		X			X	
PE	Petrolina	Silva <i>et al.</i> (2016)					X	
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2017)					X	
PE	Petrolina	Santos e Ferreira (2017)					X	X

Estado	Cidade	Referência	Gibbs e Bara (1962)	Handy (1973)	McGown e Collins (1975)	Alves (2019) e Alves <i>et al.</i> (2021)	Ferreira (1999)	Vilar e Rodrigues (2015)
PE	Petrolina	Freitas (2017); Borges (2016); Torres (2014)			X		X	X
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2018)					X	X
PE	Santa Maria da Boa Vista	Silva Neto, Oliveira e Ferreira (2018)					X	
PE	Santa Maria da Boa Vista	Marinho (2018)					X	
PI	Parnaíba	Riani e Barbosa (1989)	X				X	
PI	Parnaíba	Mendonça Neto (2011)					X	X
PI	Parnaíba	Mendonça Neto e Ferreira (2015)					X	
PI	Teresina	Aquino (2020)		X	X		X	
RN	São Bento do Norte	Araújo <i>et al.</i> (2018)		X			X	

**APÊNDICE H – REFERÊNCIAS: MÉTODOS DIRETOS DE CLASSIFICAÇÃO**

<b>Estado</b>	<b>Cidade</b>	<b>Referência</b>	<b>Reginatto e Ferrero (1973)</b>	<b>Jennings e Knight (1975)</b>	<b>Vargas (1978)</b>	<b>Lutenegger e Saber (1988)</b>
BA	Rodelas	Ferreira (1989)		X		X
BA	Bom Jesus da Lapa	Mendonça (1990)	X	X		
BA	Barreiras	Burgos, Fonseca e Campos (2010)		X		
CE	Juazeiro do Norte	Batista e Bandeira (2012)		X		
CE	Juazeiro do Norte	Xavier (2018)	X			
CE	Icó	Chagas; Moura e Carneiro (2019)	X			
MG	Águas Vermelhas	Carvalho (1994)		X		X
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X	X		X
MG	Salinas	Carvalho (1994)	X	X		X
MG	Jenipapo de Minas	Carvalho (1994)		X		X
MG	Araçuaí	Carvalho (1994)		X		X
PE	Petrolina	Aragão e Melo (1982)		X		X

<b>Estado</b>	<b>Cidade</b>	<b>Referência</b>	<b>Reginatto e Ferrero (1973)</b>	<b>Jennings e Knight (1975)</b>	<b>Vargas (1978)</b>	<b>Lutenegger e Saber (1988)</b>
PE	Santa Maria da Boa Vista	Ferreira e Teixeira (1989)		X		X
PE	Carnaíba	Ferreira (1989)		X		
PE	Petrolândia	Ferreira (1989)		X		X
PE	Petrolina	Fucale (2000)	X	X		X
PE	Petrolina	Silva (2003)	X	X		X
PE	Petrolândia	Souza Neto (2004)	X			
PE	Petrolândia	Dourado (2005)		X		
PE	Petrolândia	Motta e Ferreira (2007); Motta, Ferreira e Souza (2007); Ferreira (1995)	X	X		X
PE	Petrolândia	Ferreira e Monteiro (2007); Ferreira e Monteiro (2006)		X		

<b>Estado</b>	<b>Cidade</b>	<b>Referência</b>	<b>Reginatto e Ferrero (1973)</b>	<b>Jennings e Knight (1975)</b>	<b>Vargas (1978)</b>	<b>Lutenegger e Saber (1988)</b>
PE	Cabrobó	Ferreira e Vasconcelos (2008)		X		X
PE	Petrolina	Silva <i>et al.</i> (2016)		X		
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2017)		X		
PE	Petrolina	Santos e Ferreira (2017)		X		
PE	Petrolina	Freitas (2017); Borges (2016); Torres (2014)	X	X		X
PE	Petrolina	Santos <i>et al.</i> (2018)		X		
PI	Parnaíba	Riani e Barbosa (1989)		X		
PI	Parnaíba	Mendonça Neto (2011)	X	X		X
PI	Teresina	Aquino (2020)		X		
RN	São Bento do Norte	Araújo <i>et al.</i> (2018)	X			