



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

ARTHUR GOMES DANTAS DE ARAÚJO

**ANÁLISE DO PROCESSO DE FISSURAS E DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
GRANULARES ANCORADAS SUBMETIDAS A SECAGEM E UMEDECIMENTO
EM SOLO EXPANSIVO**

Recife

2020

ARTHUR GOMES DANTAS DE ARAÚJO

**ANÁLISE DO PROCESSO DE FISSURAS E DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS
GRANULARES ANCORADAS SUBMETIDAS A SECAGEM E UMEDECIMENTO
EM SOLO EXPANSIVO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Doutor em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

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

Recife

2020

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

- A663a Araújo, Arthur Gomes Dantas de.
 Análise do processo de fissuras e do comportamento de estacas granulares ancoradas submetidas a secagem e umedecimento em solo expansivo / Arthur Gomes Dantas de Araújo. - 2020.
 330 folhas, il., gráfs., tabs.
- Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.
- Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2020.
 Inclui Referências e Apêndice.
1. Engenharia Civil. 2. Argila expansiva. 3. Estaca granular ancorada. 4. Expansão. 5. Contração. 6. Ensaio de arrancamento. 7. Fissuras. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Título

UFPE

624 CDD (22. ed.)

BCTG/2021-17

ARTHUR GOMES DANTAS DE ARAÚJO

**ANÁLISE DO PROCESSO DE FISSURAS E DO COMPORTAMENTO DE
ESTACAS GRANULARES ANCORADAS SUBMETIDAS A SECAGEM
E UMEDECIMENTO EM SOLO EXPANSIVO**

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

Aprovada em: 17/12/2020

BANCA EXAMINADORA

participação por videoconferência
Prof. Dr. Sílvio Romero de Melo Ferreira (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof.^a Dr.^a Kátia Vanessa Bicalho (Examinadora Externa)
Universidade Federal do Espírito Santo

participação por videoconferência
Prof. Dr. Olavo Francisco dos Santos Júnior (Examinador Externo)
Universidade Federal do Rio Grande do Norte

participação por videoconferência
Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (Examinador Externo)
Universidade Católica de Pernambuco

participação por videoconferência
Prof. Dr. Leonardo José do Nascimento Guimarães (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Em todos os episódios que te pareçam contrários, guarda serenidade e paciência, porquanto dia virá no qual reconhecerás que todos os obstáculos que te impediram o acesso ao que mais desejavas e não tiveste, foram bênçãos de Deus para que hoje usufruas as vantagens que tens.

(Emmanuel, 1985).

Dedico este trabalho a minha esposa Bianca, meus filhos Gabriel e Maria Helena, meus pais Aldayr e Aura Helena e meus irmãos Aldayr Júnior e Ana Júlia.

AGRADECIMENTOS

À Deus, por ter me dado saúde, força, resignação e sabedoria para concluir este trabalho, a Ele serei grato por toda minha vida.

À minha esposa Bianca pelo apoio e compreensão compartilhado com muito esmero ao longo de todos esses anos, a minha gratidão pelo carinho e amor. Ao meu filho Gabriel, que apesar de tão jovem, enfrentou com maturidade minha ausência semanal durante os últimos anos, minha gratidão por compartilhar tanto amor e ternura. À minha filha, Maria Helena, que apesar de ainda encontrar-se no ventre materno, tem preenchido nossos dias de emoção, fé e esperança pela sua chegada.

Aos meus pais Aldayr e Aura Helena, toda a minha admiração e respeito, pelo espírito incansável de dedicação em conduzir bem a família, por ter me educado e pelo apoio sempre constante ao longo de toda minha vida. Aos meus irmãos Aldayr Júnior e Ana Júlia pela amizade, companheirismo, incentivo e por sempre acreditarem em mim.

Ao meu orientador, Silvio Romero de Melo Ferreira, pela orientação incondicional no desenvolvimento desta pesquisa, pela confiança depositada em mim, pelo companheirismo e humildade. Serei eternamente grato pelos ensinamentos compartilhados e pela oportunidade de ter trabalhado no seu grupo de pesquisa.

Aos amigos do grupo de pesquisa de Solos Não Saturados da Universidade Federal de Pernambuco, Felipe Barbosa, Thalita Cristina, Izabela Medeiros, Débora Soares, Mateus Barbosa, Aline Cátia, Ilton Alves e Alfredo Nunes pelo companheirismo e amizade mostrados durante nossa convivência.

Aos amigos da Pós-Graduação Tahyara Barbalho, Carlos Rolim, Danisete Neto, Nayara Belfort e Sávio Holanda pela parceria e apoio prestado no Laboratório de Solos e Instrumentação da UFPE.

Aos amigos Gilvan Bezerra, João Paulo Sales e Roberto Namor que ingressaram simultaneamente no doutorado e compartilharam todas as vitórias e dificuldades ao longo de todos esses anos, minha gratidão pela amizade sincera.

Ao meu grande amigo Avelino Lourenço pela amizade e longas conversas, minha gratidão por toda a ajuda prestada ao longo de todos esses anos.

Aos amigos Fábio Vinícius e Marcel Freire pela parceria e acolhimento durante a moradia no Recife.

Ao Técnico de laboratório Francisco Carlos, ao Laboratorista Gutemberg e ao Engenheiro Antônio Brito pela convivência e colaboração durante o período em que trabalhamos juntos, minha gratidão por compartilharem cada detalhe da execução dos ensaios.

Ao Professor Tiago Rolim e ao Técnico Ivson pela atenção e sugestões na confecção do aparato dos ensaios de arrancamento das estacas granulares.

Ao Professor Antônio Celso Dantas Antonino por liberar o acesso ao Laboratório de Tomografia Computadorizada do Departamento de Energia Nuclear da Universidade Federal de Pernambuco para realização dos ensaios de tomografia de Raio-X e ao Servidor Daniel por todo acompanhamento nos ensaios e disponibilidade em dirimir todas as dúvidas.

Ao Professor Sérgio Carvalho de Paiva da Universidade Católica de Pernambuco e a Professora Valderéz Ferreira da Universidade Federal de Pernambuco pelo apoio dos ensaios químicos e dos ensaios de espectrometria de fluorescência de Raio-X, respectivamente.

Ao Professor Fagner Alexandre Nunes de França e Olavo Francisco dos Santos Júnior pelo livre acesso ao Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal do Rio Grande do Norte para realização dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo do material granular utilizado nas estacas granulares.

A todos os professores da área Geotécnica do programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco que contribuíram direta ou indiretamente para a realização dessa pesquisa.

À Universidade Federal Rural do Semi-Árido – UFERSA, pela concessão do afastamento para dedicar-me integralmente ao programa de doutorado.

À COMPESA e BRK Ambiental pelo livre acesso a Estação de Tratamento de Esgoto do Janga para coleta das amostras e acompanhamento dos ensaios de campo.

À CAPES pela concessão da bolsa prodoutoral.

Ao CNPq pelo apoio financeiro com o processo de pesquisa nº 421087/2018-8.

RESUMO

A presença de fissuras de dessecação no solo altera o seu comportamento hidromecânico, pois aumenta a capacidade de infiltração de água no solo, mobilizando o potencial de expansão, podendo afetar o desempenho dos elementos estruturais das construções. Este trabalho procura contribuir com o estudo da mecânica de expansão, contração e fissuração do solo expansivo de Paulista/PE, através de ensaios de laboratório e campo, submetidos a ciclos de umedecimento e secagem. Além disso, buscou-se entender o comportamento de estacas granulares ancoradas submetidas a ensaios de arrancamento durante ciclos de secagem e umedecimento, através de um modelo reduzido montado em laboratório. O solo estudado é uma argila silto arenosa de alta compressibilidade com potencial de expansão de médio a muito alto. O processo de formação e propagação das fissuras foi analisado, por meio de imagens digitais e pelo monitoramento de amostras submetidas a ciclos de secagem e molhagem. Os índices geométricos das fissuras aumentaram com o avanço da dessecação até a estabilização, e após o umedecimento, tendem a se fechar. O padrão de fissuras nos ensaios varia de acordo com a geometria, umidade e condição inicial da amostra (indeformada ou amolgada). No campo, a cobertura vegetal tem influência significativa na padronização e no processo de formação e propagação de fissuras. Paralelamente, foi projetado em laboratório, estacas granulares ancoradas (GPA) no solo expansivo, para realização de ensaios de arrancamento com ciclos de secagem e umedecimento. O efeito da inundação provocou redução de capacidade de carga ao arrancamento. A carga de arrancamento cresce com o acréscimo de sucção para umidades acima do limite de contração ($LC = 15\%$) e para umidades inferiores ao limite de contração a carga decresce. O acréscimo de sucção no entorno da estaca granular intensifica a formação de fissuras e provoca redução de atrito lateral entre o solo e a GPA causando redução de capacidade de carga. Após três ciclos de molhagem e secagem, o esforço do arrancamento executado em fase de molhagem diminui em comparação ao ensaio executado em fase de secagem.

Palavras-chave: Argila expansiva. Estaca granular ancorada. Expansão. Contração. Ensaio de arrancamento. Fissuras.

ABSTRACT

The presence of desiccation cracks in the soil changes its hydromechanical behavior, as it increases the water infiltration capacity in the soil, mobilizing the swelling potential, which may affect the performance the structural elements of the constructions. This study seeks to contribute with the mechanics of swelling, shrinkage and cracking of the expansive soil from Paulista/PE, through laboratory and field tests, submitted to wetting and drying cycles. In addition, the research sought to understand the behavior of granular pile anchor foundation subjected to pullout tests during drying and wetting cycles, using reduced model assembled in the laboratory. The studied soil is a highly compressible sandy silt clay with médium to very high swelling potential. The crack formation and propagation process was analyzed by digital images and monitoring samples submitted to drying and wetting cycles. The geometric indexes of the cracks increased with the progress of desiccation until stabilization, and after wetting, they tend to close. The pattern of cracks changes due to the geometry, moisture and inition condition of the sample (undisturbed or shaped). In the field, vegetation cover has a significant influence on the formation and propagation of cracks and on the cracking pattern. In the same time, granular pile anchored foundation (GPA) were designed in laboratory to carry out pullout tests in expansive soil with drying and wetting cycles. The wetting effect reduced the load capacity at pullout tests. The pullout load increases with increased suction for moisture above shrinkage limit ($SL = 15\%$) and for moisture below the shrinkage limit the load decreases. The addition of suction around the granular pile intensifies the formation of cracks and causes reduction in lateral friction between the soil and GPA causing reduction in load capacity. After three cycles of wetting and drying, the pullout capacity performed in wetting step decreases in comparison to the pullout test performed in drying step.

Keywords: Expansive clay. Granular pile anchor foundation. Swelling. Shrinkage. Pullout test. Cracks.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 –	Representação dos principais argilominerais com suas distancias basais.....	43
Figura 2 –	Ocorrência de solos expansivos no mundo.....	48
Figura 3 –	Estados com ocorrência dos principais solos expansivos no Brasil.....	50
Figura 4 –	Susceptibilidade a expansão no estado de Pernambuco.....	51
Figura 5 –	Influência do clima: (a) N_{SPT} ; (b) Perfil da camada; (c) Umidade volumétrica; (d) Sucção mátrica; (e) Deslocamento.....	52
Figura 6 –	Fluxograma de atividades do programa experimental realizado.....	58
Figura 7 –	Localização do Município de Paulista na Região Metropolitana do Recife.....	59
Figura 8 –	Local da pesquisa na ETE-Janga.....	59
Figura 9 –	Perfil geológico ao longo da linha da costa de Pernambuco da Bacia do Paraíba e a localização das Bacias de Pernambuco, do Paraíba e Potiguar.....	61
Figura 10 –	Locação do poço de inspeção (em coordenadas UTM) e medidas da seção do poço de inspeção e bloco indeformado (dimensões em metros)	64
Figura 11 –	Coleta das amostras indeformadas: (a) escavação manual do poço de inspeção; (b) moldagem do bloco indeformado; (c) bloco envolvido com o tecido e aplicação da parafina derretida com o uso de um pincel tipo trincha; (d) fechamento do bloco com a caixa de madeira maciço.....	64
Figura 12 –	Coleta das amostras deformadas com o uso do trado manual: (a) detalhe da execução da sondagem com trado manual; (b) detalhe do furo da sondagem a trado.....	65
Figura 13 –	Coleta das amostras ao longo da profundidade para determinação da variação da sucção ao longo do perfil.....	66
Figura 14 –	Método do papel filtro com secagem da amostra ao ar livre: (a) Moldagem da amostra no bloco indeformado; (b) Amostra moldada no anel metálico; (c) Papel filtro Whatman nº42, pinça, amostra e tela plástica; (d) Detalhe do contato do papel filtro no solo para determinação da sucção matricial; (e) Detalhe da disposição da tela e papel filtro para determinação da sucção total.....	70
Figura 15 –	Etapa de umedecimento das amostras pelo processo de absorção de vapor: (a) posição das amostras dentro do aquário de vidro; (b) umedecimento das amostras com o uso de um vaporizador; (c) pesagem da amostra expandida após umedecimento até a saturação.....	71

Figura 16 –	Detalhe dos ensaios de sucção com os dessecadores de vácuo: (a) sequência de dessecadores com solução em H_2SO_4 e $NaCl$; (b) Identificação do dessecador com o tipo e concentração de solução; (c) Corpos de prova no interior do dessecador de vácuo.....	73
Figura 17 –	Subvolume reconstruído em 3D de uma amostra de solo.....	74
Figura 18 –	Moldagem da amostra para ensaios no tomógrafo computadorizado: (a) Moldagem do tubo de PVC no bloco indeformado; (b) Amostra moldada no tubo de PVC e verificação de vazios no tubo; (c) Compactação do solo no cilindro de compactação com aplicação de energia normal, umidade ótima e densidade seca máxima; (d) Processo de umedecimento da amostra e medição da expansão com o uso de um extensômetro.....	75
Figura 19 -	Início do ensaio no tomógrafo computadorizado: (a) Fixação da amostra no suporte do tomógrafo; (b) Amostra fixada no suporte do tomógrafo; (c) Tomógrafo de raios-x, modelo NIXON XT H 225 ST (d) Amostra posicionada no interior do tomógrafo.....	75
Figura 20 –	Ensaio de compressão edométrica convencional: (a) Detalhe da prensa de compressão edométrica com o ensaio em andamento; (b) Montagem da célula de compressão edométrica e detalhe da aparelhagem utilizada.....	76
Figura 21 –	Principais métodos de determinação da tensão de expansão de um solo.....	78
Figura 22 –	Ensaio de cisalhamento direto: (a) Aplicação da tensão normal na amostra; (b) Cisalhamento do corpo de prova; (c) Detalhe do corpo de prova após cisalhamento.....	81
Figura 23 –	Sequência do ensaio de compressão triaxial CIU: (a) Moldagem do corpo de prova no torno de moldagem; (b) Moldagem do corpo de prova na célula triaxial; (c) Saturação do corpo de prova na célula triaxial; (d) Detalhe da fase de adensamento e cisalhamento na prensa de compressão triaxial.....	82
Figura 24 –	Ensaio de condutividade hidráulica: (a) Célula montada; (b) permeâmetro de parede flexível modelo Tri-flex 2 da Soil Test – ELE.....	84
Figura 25 –	Perfil geotécnico até 5,0 m de profundidade (sem escala)	86
Figura 26 –	Curvas granulométricas: a) com defloculante; b) sem defloculante.....	87
Figura 27 –	Valores dos limites de liquidez, de plasticidade e de contração, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas ao longo da profundidade da camada.....	89

Figura 28 –	Potencial de expansão pelo critério de Skempton (1953) e Williams (1957)	90
Figura 29 –	Potencial de expansão pelo critério de Daksanamurthy e Raman (1973).....	90
Figura 30 –	Potencial de expansão pelo critério de Seed et al. (1962)	91
Figura 31 –	Curvas de compactação do solo da camada II, com e sem secagem prévia.....	92
Figura 32 –	Pluviometria mensal acumulada durante o ano de 2018 a 2020.....	97
Figura 33 –	Pluviometria diária durante os anos de 2018 a 2020.....	98
Figura 34 –	Variação da umidade gravimétrica e sucção matricial ao longo da profundidade do perfil.....	99
Figura 35 –	Curva de retenção de água do solo indeformado, ajustado pelo modelo de Van Genuchten (1980), com as trajetórias de secagem e umedecimento.....	101
Figura 36 –	Curva de retenção de água do solo compactado, ajustado pelo modelo de Van Genuchten (1980)	101
Figura 37 –	Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo indeformado.....	103
Figura 38 –	Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo compactado.....	104
Figura 39 –	Curva expansão x tempo do solo indeformado e compactado.....	105
Figura 40 –	Comparativo das imagens binarizadas do solo indeformado e compactado, com e sem inundação prévia: (a) solo indeformado sem inundação; (b) solo indeformado com inundação prévia; (c) solo compactado sem inundação; (d) solo compactado com inundação prévia.....	106
Figura 41 –	Resultados dos ensaios de compressão edométrica convencional inundado em: (a) 1 kPa; (b) 10 kPa; (c) 20 kPa; (d) 40 kPa; (e) 80 kPa; (f) 160 kPa; (g) 320 kPa; (h) 640 kPa; (i) sem inundação prévia.....	108
Figura 42 –	Resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada: (a) Solução NaCl, Sucção = 1,39 MPa; (b) Solução NaCl, Sucção = 3,75 MPa; (c) Solução NaCl, Sucção = 6,24 MPa; (d) Solução NaCl, Sucção = 8,87 MPa; (e) Solução H ₂ SO ₄ , Sucção = 8,11 MPa; (f) Solução H ₂ SO ₄ , Sucção = 19,91 MPa; (g) Solução H ₂ SO ₄ , Sucção = 33,16 MPa; (h) Solução H ₂ SO ₄ , Sucção = 81,07 MPa.....	111
Figura 43 –	Variação bidimensional: (a) Sucção total versus Deformação volumétrica específica; (b) Tensão vertical versus Deformação volumétrica específica....	113

Figura 44 –	Superfície de estado: variação da deformação volumétrica específica com a sucção e a tensão vertical de consolidação.....	114
Figura 45 –	Resultados dos ensaios de expansão “livre” com sobrecargas de 1kPa e 10kPa.....	115
Figura 46 –	Resultados da tensão de expansão do solo indeformado de Paulista/PE: (a) curvas tempo x deformação específica; (b) método do carregamento após expansão; (c) método da expansão e colapso sob tensão; (d) método do adensamento duplo natural e inundado; (e) método de Rao et al. (1988).....	116
Figura 47 –	Variação da tensão de expansão e umidade em função da variação da sucção total.....	118
Figura 48 –	Resultado dos ensaios de cisalhamento direto do solo indeformado: Deslocamento horizontal versus Tensão cisalhante (a) solo inundado (c) solo natural (e) solo com secagem prévia; Deslocamento horizontal versus Deslocamento vertical (b) solo inundado (d) solo natural (f) solo com secagem prévia.....	121
Figura 49 –	Resultado dos ensaios de cisalhamento direto do solo compactado: Deslocamento horizontal versus Tensão cisalhante (a) solo inundado (c) solo natural (e) solo com secagem prévia; Deslocamento horizontal versus Deslocamento vertical (b) solo inundado (d) solo natural (f) solo com secagem prévia.....	123
Figura 50 –	Resultado dos ensaios de cisalhamento direto: Envoltória de ruptura (a) solo indeformado (b) solo compactado; Umidade versus Ângulo de atrito e Coesão (c) solo indeformado (d) solo compactado; Sucção total x Ângulo de atrito e Coesão (e) solo indeformado (f) solo compactado.....	125
Figura 51 –	Resultados dos ensaios de compressão triaxial CIU: Deformação específica axial versus Tensão cisalhante (a) solo indeformado (b) solo compactado; Deformação específica axial versus Poropressão (c) solo indeformado (d) solo compactado; Envoltória de ruptura (e) solo indeformado (f) solo compactado.....	126
Figura 52 –	Estágios de ressecamento dos solos saturados proposto por Haines (1923)...	133
Figura 53 –	Variação do índice de vazios e grau de saturação em função da umidade volumétrica: a) Cabrobó; b) Ipojuca; c) Paulista.....	134
Figura 54 –	Velocidade de evaporação para superfície de solo sem cobertura versus tempo.....	134

Figura 55 –	Variação da umidade e da velocidade de evaporação com o tempo de ressecamento (Tang et al., 2011 a)	135
Figura 56 –	Curva umidade versus tempo de secagem.....	136
Figura 57 –	Variação do índice de vazios em relação a umidade e estágio de retração.....	136
Figura 58 –	Processo de formação de fissuras. (a) solo inicialmente saturado; (b) menisco de interface água-ar desenvolvido entre as partículas de solo; (c) sucção capilar entre as partículas do solo; (d) tensão de tração desenvolvida na camada superior; (e) início de fissuração.....	141
Figura 59 –	Estágios do aparecimento das fissuras. (a) Estágio inicial. (b) Estágio primário. (c) Estágio estacionário.....	142
Figura 60 –	Modelo de fissuração.....	143
Figura 61 –	Mecanismo de formação de fissuras observados por Konrad e Ayad (1997). (a) formação de fissuras primárias; (b) aumento das tensões de tração dentro de cada polígono identificado; (c) formação de fissuras secundárias; (d) formação de fissuras horizontais no interior das fissuras existentes; (e) formação de um novo conjunto de fissuras verticais abaixo das rachaduras horizontais; (f) formação de protuberâncias sob os polígonos produzidos.....	144
Figura 62 –	Estágios de processamento de uma imagem digital: (a) Imagem original colorida; (b) Imagem em escala de cinza; (c) Imagem binarizada.....	147
Figura 63 –	Evolução da geometria das fissuras ao longo do tempo, de um solo argiloso submetido a secagem.....	149
Figura 64 –	Representação geométrica das fissuras.....	150
Figura 65 –	Resultados de ensaios de fissuras: (a) molde com 5 mm de espessura; (b) molde com 10 mm de espessura; (c) molde com 20 mm de espessura.....	150
Figura 66 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras: (a) argila de Nanjing/China, Tang et al. (2019); (b) argila de Paulista/PE/Brasil, Ferreira et al. (2020)	152
Figura 67 –	Resultados de ensaios de fissuras em solo: (a) sem reforço; (b) com reforço de fibras sintéticas de PET.....	152
Figura 68 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras por Bezerra (2020) do solo misturado com: (a) areia; (b) cal; (c) cinza de casca de arroz.....	153
Figura 69 –	Vista superior do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)	155

Figura 70 –	Vista frontal do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)	155
Figura 71 –	Vista lateral do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)	156
Figura 72 –	Moldagem dos ensaios de fissuras L1 e L2: (a) Início da moldagem do solo na placa petri; (b) Moldagem do solo na placa petri com o uso do moldador; (c) Detalhe do solo moldado na placa petri.....	158
Figura 73 –	Detalhes dos ensaios de fissuras L1 e L2: (a) Aparato em funcionamento no início dos ensaios L1 e L2; (b) Exemplo de uma imagem capturada pelo webcam nos ensaios L1 e L2; (c) Ensaio em andamento com o aparato fechado e a visualização do conjunto solo – placa petri através do notebook; (d) Medição da altura da placa pequena para obtenção dos índices físicos; (e) Determinação da sucção matricial e total pelo método do papel filtro.....	159
Figura 74 –	Detalhe da moldagem do ensaio de fissuras L3: (a) Moldagem do solo indeformado na placa petri; (b) Detalhe do final da moldagem do solo indeformado na placa petri.....	161
Figura 75 –	Detalhe do corpo de prova cilíndrico sobre a mesa giratória durante o ensaio de fissuras L5: (a) Vista frontal e detalhe da mesa giratória e corpo de prova sobre a balança de precisão; (b) Vista superior.....	163
Figura 76 –	Localção da montagem dos aparatos (em coordenadas UTM), distância do local da coleta das amostras deformadas e indeformadas (dimensões em metros) e medida da seção da região destinada ao ensaio de fissuras em campo (dimensões em metros).....	164
Figura 77 –	Detalhamento do aparato para análise da formação e propagação das fissuras em campo: (a) Vista superior; (b) Vista frontal; (c) Vista lateral.....	165
Figura 78 –	Sequência do processo de corte até a binarização da imagem: (a) Imagem selecionada; (b) Imagem cortada; (c) Imagem em escala de cinza; (d) Imagem binarizada.....	168
Figura 79 –	Comando Threshold no processo de binarização de uma imagem.....	168
Figura 80 –	Obtenção da área fissurada através do software ImageJ.....	169
Figura 81 –	Obtenção da largura média das fissuras através do software ImageJ.....	169
Figura 82 –	Obtenção do comprimento total das fissuras através do software ImageJ.....	170
Figura 83 –	Obtenção do número de segmentos de fissuras através do software ImageJ..	170

Figura 84 –	Imagens dos Ensaios L1 e L2: (a) início do Ensaio L1; (b) início das primeiras contrações do Ensaio L1; (c) início das primeiras fissuras do Ensaio L1; (d) início do Ensaio L2; (e) início das primeiras contrações do Ensaio L2; (f) início das primeiras fissuras do Ensaio L2.....	172
Figura 85 –	Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L1.....	173
Figura 86 –	Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L2.....	174
Figura 87 –	QR Code do vídeo acelerado: (a) Ensaio L1 (2020/07/03); (b) Ensaio L2, 1ª fase de secagem (2020/10/22)	175
Figura 88 –	Resultados dos Ensaios L1 e L2: Tempo versus Umidade e CIF – (a) Ensaio L1 (b) Ensaio L2; Tempo (escala Log) versus Umidade – (c) Ensaio L1 (d) Ensaio L2; Tempo versus Temperatura e Umidade Relativa do Ar (URA) – (e) Ensaio L1 (f) Ensaio L2; Umidade versus CIF – (g) Ensaio L1 (h) Ensaio L2.....	176
Figura 89 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras): (a) Ensaio L1; (b) Ensaio L2.....	178
Figura 90 –	Curva de retenção de água no solo: Sucção total versus Umidade volumétrica (a) Ensaio L1 (b) Ensaio L2; Sucção total versus Umidade gravimétrica; (c) Ensaio L1 (d) Ensaio L2; Sucção versus índice de vazios (e) Ensaio L1 (f) Ensaio L2; Umidade volumétrica versus Índices de vazios (g) Ensaio L1 (h) Ensaio L2.....	180
Figura 91 –	Sequência da evolução das fissuras no ensaio L2 com os ciclos de secagem e molhagem.....	183
Figura 92 –	QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens selecionadas do Ensaio L2 com os ciclos de secagem e molhagem: https://youtu.be/RVEtLWMFp_U . (2020/07/13)	184
Figura 93 –	Resultados dos índices geométricos com ciclos de secagem e molhagem no Ensaio L2: (a) Tempo versus Temperatura e URA; (b) Tempo versus CIF; (c) Tempo versus Umidade; (d) Tempo versus Comprimento total; (e) Tempo versus Número de segmentos; (f) Tempo versus Largura média de fissuras	186
Figura 94 –	Variação dos índices geométricos das fissuras com os ciclos de secagem e molhagem: (a) Ciclos de secagem – molhagem versus Umidade e CIF; (b) Ciclos de secagem – molhagem versus Comprimento total e Largura média das	

	fissuras; (c) Ciclos de secagem – molhagem versus Área fissurada e Número de segmentos de fissuras.....	186
Figura 95 –	Evolução dos índices geométricos no final das fases de secagem do Ensaio L2.....	188
Figura 96 –	Detalhe das imagens: Início do ensaio (a) Ensaio L3 (c) Ensaio L4; Início das primeiras fissuras e contrações (b) Ensaio L3 (d) Ensaio L4.....	189
Figura 97 –	Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L3.....	189
Figura 98 –	Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L4.....	190
Figura 99 –	QR Code do vídeo acelerado do Ensaio L3 (2020/07/16) e do Ensaio L4 (2020/07/17)	191
Figura 100 –	Resultados dos Ensaios L3 e L4: Tempo versus Umidade e CIF (a) Ensaio L3 (b) Ensaio L4; Tempo (escala Log) versus umidade (c) Ensaio L3 (d) Ensaio L4; Tempo versus Temperatura e Umidade relativa do ar (URA) (e) Ensaio L3 (f) Ensaio L4; Umidade versus CIF (g) Ensaio L3 (h) Ensaio L4.....	192
Figura 101 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras): (a) Ensaio L3; (b) Ensaio L4.....	194
Figura 102 –	Detalhe das imagens do Ensaio L5: (a) início do ensaio; (b) início das primeiras fissuras e contrações (CIF das fissuras e contração).....	196
Figura 103 –	Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5.....	197
Figura 104 –	QR Code do vídeo acelerado do Ensaio L5 (2020/07/29).....	197
Figura 105 –	Resultados do Ensaio L5 (topo do corpo de prova): (a) Tempo versus Umidade; (b) Tempo (Log) versus Umidade; (c) Tempo versus CIF; (d) Tempo versus Temperatura e Umidade relativa do ar (URA); Umidade versus CIF (e) Fissuração (f) Contração (g) Fissuração/Contração (h) Fissuração, Contração e Fissuração/Contração.....	199
Figura 106 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras.....	201
Figura 107 –	Relação diâmetro/altura (D/h) do corpo de prova durante o processo de secagem do solo.....	201
Figura 108 –	Aumento da sucção ao longo do processo de ressecamento do solo: (a) Sucção versus Índice de vazios; (b) Umidade volumétrica versus Índices de vazios..	203
Figura 109 –	Imagens laterais do corpo de prova do Ensaio L5: Início do ensaio	

	(a) Posição P0 (b) Posição P90 (c) Posição P180 (d) Posição P270; Início das primeiras fissuras e contrações (e) Posição P0 (f) Posição P90 (g) Posição P180 (h) Posição P270.....	204
Figura 110 –	Sequência da evolução das fissuras na posição P0 no Ensaio L5.....	205
Figura 111 –	Sequência da evolução das fissuras na posição P90 no Ensaio L5.....	205
Figura 112 –	Sequência da evolução das fissuras na posição P180 no Ensaio L5.....	206
Figura 113 –	Sequência da evolução das fissuras na posição P270 no Ensaio L5.....	206
Figura 114 –	QR Codes dos vídeos acelerados do Ensaio L5: (a) posição lateral P0; (b) posição lateral P90; (c) posição lateral P180; (d) posição lateral P270.....	207
Figura 115 –	Curva Tempo versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração do Ensaio L5: (a) posição P0; (b) posição P90 (c) posição P180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.....	207
Figura 116 –	Curva Tempo versus CIF das posições P0, P90, P180, P270 e da média dos resultados das posições. (a) CIF fissuras; (b) CIF fissura mais contração.....	208
Figura 117 –	Curva Umidade versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração do Ensaio L5: (a) posição P0; (b) posição P90 (c) posição P180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.....	210
Figura 118 –	Curva Umidade versus CIF das posições P0, P90, P180, P270 e da média dos resultados das posições. (a) CIF fissuras; (b) CIF fissura mais contração.....	211
Figura 119 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.....	211
Figura 120 –	Sucção total versus Índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.....	213
Figura 121 –	Curvas umidade volumétrica versus índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.....	214
Figura 122 –	Sequência de imagens na região sem vegetação.....	216
Figura 123 –	QR Code da sequência de imagens da região sem vegetação (2020/09/28)...	217
Figura 124 –	Resultados da região sem vegetação: (a) Tempo versus Umidade e CIF; (b) Tempo versus Temperatura e URA; (c) Tempo versus evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das	

	fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras);	
	(d) Tempo versus Precipitação diária durante o período das leituras.....	218
Figura 125 –	Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração na região sem vegetação: (a) fase de secagem; (b) fase de molhagem.....	220
Figura 126 –	Curva de retenção de água do solo dos ensaios realizados no momento da coleta das imagens na área sem vegetação.....	221
Figura 127 –	Sequência de imagens na região com vegetação.....	222
Figura 128 –	QR Code da sequência de imagens da região sem vegetação (2020/09/28)...	223
Figura 129 –	Resultados da região com vegetação: (a) Tempo versus evolução da área de vegetação e umidade; (b) Tempo versus Precipitação diária durante o período das leituras; (c) Umidade versus Percentagem da área com vegetação.....	225
Figura 130 –	Efeito do clima (precipitação pluviométrica) na: (a) formação de fissuras na região sem vegetação; (b) variação da área de vegetação na área com vegetação; (c) precipitação pluviométrica diária de 17/10/2019 a 24/09/2020.....	226
Figura 131 –	Curva de retenção de água do solo dos ensaios realizados no momento da coleta das imagens na área com vegetação.....	227
Figura 132 –	Curva Tempo versus Evolução geométrica das fissuras: (a) região sem vegetação; (b) região com vegetação.....	228
Figura 133 –	Resultados dos ensaios de laboratório e de campo: Tempo versus CIF (a) Ensaio de laboratório (b) Ensaio de campo; Umidade versus Evolução geométrica das fissuras (c) Ensaio de laboratório (d) Ensaio de campo.....	230
Figura 134 –	Conceito e atuação das forças de uma fundação em estacas granular ancorada - GPA (RAO et al., 2007)	237
Figura 135 –	Ensaio de arrancamento (<i>pullout test</i>) em modelo reduzido de uma GPA (PHANIKUMAR et al., 2004)	238
Figura 136 –	Detalhe do ensaio de arrancamento executado em campo obtidos por RAO et al. 2007: (a) Montagem do ensaio de arrancamento em GPA no campo; (b) Relação entre a capacidade de carga ao arrancamento versus relação L/D para elementos isolados de GPA; (c) Resultados de capacidade de carga ao arrancamento de GPA isolada e em grupo.....	240
Figura 137 –	Modelo experimental dos ensaios de arrancamento em GPA com reforço de camadas de geogrelha.....	242

Figura 138 – Modelo experimental dos ensaios de levantamento e arrancamento em GPA revestidas com geogrelha: (a) ensaio de levantamento; (b) ensaio de arrancamento.....	243
Figura 139 – Detalhe do reservatório/tanque metálico confeccionado para os ensaios de arrancamento (dimensões em metros).....	244
Figura 140 – Detalhamento do aparato desenvolvido para a montagem do ensaio de arrancamento em GPA (dimensões em metros): (c) Vista frontal; (d) Vista lateral.....	245
Figura 141 – Moldagem da argila expansiva e da GPA: (a) aplicação do colchão de areia com espessura igual a 50 mm e posicionamento do tubo de pvc, placa de ancoragem e gancho metálico; (b) Compactação da argila expansiva com o uso do soquete metálico; (c) Detalhe da argila compactada e da GPA após processo de moldagem.....	249
Figura 142 – Ensaio de arrancamento da GPA: (a) Vista frontal; (b) Vista lateral; (c) Detalhe do posicionamento das bases magnéticas e extensômetros.....	250
Figura 143 – Detalhamento do processo de inundação e secagem do solo argiloso com GPA (dimensões em metros): (a) Inundação e medição da expansão da argila; (b) Vista superior da medição da expansão do solo durante a inundação; (c) Secagem do solo com lâmpadas infravermelho e halógena; (d) Vista lateral do processo de secagem (e) Iluminação após secagem para captação das imagens para quantificação das fissuras; (f) Vista frontal da iluminação para a captação das imagens para quantificar as fissuras.....	252
Figura 144 – Detalhes da medição da contração após secagem e da umidade após secagem/molhagem: (a) Medição com paquímetro da contração do solo após secagem; (b) Determinação da umidade do solo ao longo da profundidade; (c) Execução de ensaio de arrancamento da GPA (reservatório a esquerda) simultâneo a etapa de inundação da argila expansiva reforçada com GPA (reservatório a direita)	253
Figura 145 – Ensaio de cisalhamento direto na interface solo – GPA: (a) Moldagem da GPA na base da caixa bipartida; (b) Retirada do solo da forma metálica e colocação na parte superior da caixa bipartida; (c) Cisalhamento da interface solo – GPA; (d) Detalhe do cisalhamento na interface solo – GPA.....	257
Figura 146 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados na estaca granular e no colchão de areia.....	259

Figura 147 – Resultado dos ensaios de Cisalhamento Direto: (a) amostra com secagem prévia - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (b) amostra com secagem prévia - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical; (c) amostra natural - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (d) amostra natural - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical; (e) amostra inundada - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (f) amostra inundada - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical.....	260
Figura 148 – Resultado dos ensaios de Cisalhamento Direto: (a) Envoltória de ruptura; (b) Umidade versus Ângulo de atrito e Coesão; (c) Sucção total versus Ângulo de atrito e Coesão.....	261
Figura 149 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamento vertical dos ensaios de arrancamento em estacas granulares: (a) Ciclos de carregamento e descarregamento e extrapolação da curva; (b) Ensaio inundado.....	263
Figura 150 – Umidade do solo em diferentes profundidades no corpo de prova 1 dos Ensaios 1 e 2.....	264
Figura 151 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamento vertical de ensaios de arrancamento em estacas granulares com molhagem (Ensaio 3) e secagem em etapas (Ensaios 4, 5, 6, 7 e 8)	265
Figura 152 – Variação carga obtida para um deslocamento vertical de 4 mm versus umidade dos Ensaios 3 a 8.....	266
Figura 153 – Umidade do solo em diferentes profundidades dos Ensaios 3 a 8 – corpo de prova 2.....	267
Figura 154 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamentos verticais medidos em ensaios de arrancamento de estacas granulares submetidos previamente a ciclos de molhagem e secagem (Ensaios 9 e 10)	268
Figura 155 – Umidade do solo em diferentes profundidades dos Ensaios 9 e 10 – corpo de prova 3.....	269
Figura 156 – Variação da carga, para o mesmo deslocamento vertical de 4 mm, entre: (a) Ensaios 9, 2 e 3; (b) Ensaios 10 e 6; (c) Ensaios 1 e 5.....	270
Figura 157 – Previsão da força resistente, P_R : (a) Força resistente versus umidade e sucção total; (b) Força resistente versus ângulo de atrito e coesão.....	272

Figura 158 – Comparação da previsão da força resistente, P_R , e os ensaios de arrancamento: (a) Carga versus Umidade; (b) Carga versus Sucção total; (c) Carga versus Ângulo de atrito; (d) Carga versus Coesão.....	273
Figura 159 – Variação do coeficiente de empuxo K_s retroanalizados com: (a) Umidade e sucção total; (b) Ângulo de atrito e coesão; (c) Carga.....	274
Figura 160 – Resultados de expansão do solo nos ensaios: (a) Ensaio 2 e 3; (b) Sequência de molhagem do corpo de prova 3.....	276
Figura 161 – Variação da expansão do solo em função da sequência das fases de molhagem dos ensaios com ciclos de molhagem-secagem.....	277
Figura 162 – Tempo versus deslocamento vertical (expansão e contração) e variação da espessura da camada de argila.....	278
Figura 163 – Contração do solo e variação da espessura da camada de argila em função: (a) Umidade; (b) Tempo de contração.....	278
Figura 164 – Umidade versus contração e % de contração durante o ressecamento do solo.....	279
Figura 165 – Variação da capacidade de carga ao arrancamento para um deslocamento vertical de 4 mm em função da: (a) Contração do solo; (b) Tempo de contração do solo durante a secagem.....	279
Figura 166 – Deslocamento vertical do solo e a variação da espessura da camada de argila ao longo dos ciclos de molhagem-secagem.....	280
Figura 167 – Variação da espessura da camada de argila no final de cada ciclo de molhagem-secagem.....	281
Figura 168 – Expansão e contração do solo em cada fase de molhagem e secagem: (a) Deslocamento vertical (mm); (b) Porcentagem (%)......	281
Figura 169 – Contração e percentual de contração do solo no final dos ciclos de molhagem-secagem.....	282
Figura 170 – Sequência de imagens do corpo de prova 2 submetido inicialmente a molhagem, seguido pelas etapas de secagem.....	283
Figura 171 – Resultados dos ensaios realizados com o corpo de prova 2: (a) Tempo versus umidade e CIF; (b) Umidade versus CIF; (c) Tempo versus Largura média das fissuras; (d) Tempo versus Comprimento total das fissuras; (e) Tempo versus Número de segmentos total de fissuras; (f) Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração.....	284

Figura 172 – Comparação da carga, para deslocamento vertical igual a 4 mm, dos ensaios de arrancamento 4, 5, 6, 7 e 8 em função de: (a) Largura média das fissuras; (b) Comprimento total das fissuras; (c) Número total de segmentos; (d) CIF.....	287
Figura 173 – Sequência de imagens do corpo de prova 3 submetido a três ciclos de molhagem-secagem.....	289
Figura 174 – Índices geométricos das fissuras no fim de cada fase de secagem.....	290
Figura 175 – Variação dos índices geométricos das fissuras com os ciclos de molhagem e secagem: (a) Ciclos de molhagem-secagem versus Umidade e CIF; (b) Ciclos de molhagem-secagem versus Comprimento total e Largura média das fissuras; (c) Ciclos de molhagem-secagem versus Área fissurada e Número de segmentos de fissuras.....	291

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 –	Estrutura química dos principais argilominerais.....	42
Tabela 2 –	Resumo dos métodos diretos e indiretos para identificação dos solos expansivos.....	47
Tabela 3 –	Ocorrência dos principais solos expansivos no Brasil.....	49
Tabela 4 –	Elementos climáticos do local da pesquisa de 2010 a 2020.....	62
Tabela 5 –	Sucções escolhidas a serem atingidas no ensaio do dessecador com uso de soluções de ácido sulfúrico e cloreto de sódio.....	72
Tabela 6 –	Dados da geometria e índices físicos iniciais do corpo de prova indeformado.....	83
Tabela 7 –	Composição granulométrica das camadas do perfil geotécnico, de acordo com as premissas da ABNT NBR 6502/1995.....	88
Tabela 8 –	Comparação dos valores das frações granulométricas do solo até 1,0 m com os valores obtidos por outros autores no solo do Município de Paulista/PE.....	88
Tabela 9 –	Valores dos limites de liquidez, de plasticidade e de contração, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas de cada camada....	89
Tabela 10 –	Comparação dos valores dos limites de consistência do solo, com secagem prévia da amostra, obtidos por outros autores no solo de Paulista/PE.....	91
Tabela 11 –	Comparação da Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca Máxima do solo de Paulista/PE, até 1,0 m de profundidade e preparado com secagem prévia.....	93
Tabela 12 –	Resultados dos ensaios químicos dos solos de Paulista/PE.....	94
Tabela 13 –	Resultados da análise química dos óxidos existentes nos solos, realizada pelo método de eflorescência de raios-X.....	96
Tabela 14 –	Parâmetros de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados nas curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado.....	101
Tabela 15 –	Índices físicos do solo indeformado e compactado, antes e após o processo de inundação.....	105
Tabela 16 –	Resultados da macroporosidade das imagens tomográficas.....	107
Tabela 17 –	Índices físicos e resultados dos ensaios de compressão edométrica no solo indeformado da camada II.....	110

Tabela 18 –	Resumo dos resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada.....	112
Tabela 19 –	Resultados de expansão livre do solo de Paulista/PE reportados na literatura.....	115
Tabela 20 –	Comparação dos resultados de tensão de expansão para o solo de Paulista/PE.....	117
Tabela 21 –	Resumo dos resultados dos ensaios de tensão de expansão, pelo método volume constante, para solos submetidos a diferentes sucções.....	118
Tabela 22 –	Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no solo indeformado.....	119
Tabela 23 –	Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no solo compactado.....	120
Tabela 24 –	Índices físicos iniciais das amostras e parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido dos ensaios de compressão triaxial CIU.....	127
Tabela 25 –	Dados iniciais dos ensaios de fissuras em laboratório.....	157
Tabela 26 –	Sequência de visitas realizadas ao local de estudo.....	166
Tabela 27 –	Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras dos Ensaio L1 e L2.....	179
Tabela 28 –	Índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados na curva de retenção de água no solo amoldado nos Ensaio L1 e L2.....	181
Tabela 29 –	Dados iniciais e finais dos ciclos de secagem e molhagem.....	185
Tabela 30 –	Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras dos Ensaio L3 e L4.....	195
Tabela 31 –	Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras do Ensaio L5 (topo do corpo de prova)	202
Tabela 32 –	Resumo dos resultados da área lateral do corpo de prova no Ensaio L5.....	209
Tabela 33 –	Resumo dos resultados das análises das fissuras na região sem vegetação.....	217
Tabela 34 –	Índices de ajuste do modelo de Van Genutchen (1980) – Área sem vegetação.....	220
Tabela 35 –	Resumo dos resultados de formação e propagação de fissuras na região com vegetação.....	223
Tabela 36 –	Resumo dos resultados da variação de vegetação na região com vegetação.....	224

Tabela 37 –	Índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) – Área com vegetação.....	227
Tabela 38 –	Dados iniciais dos corpos de prova compactados.....	247
Tabela 39 –	Sequência dos ensaios de arrancamento de estacas granulares ancoradas em argila expansiva.....	254
Tabela 40 –	Resumo dos ciclos de inundação e secagem do corpo de prova 3.....	255
Tabela 41 –	Caracterização do material da estaca granular e do colchão de areia (areia grossa)	258
Tabela 42 –	Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos.....	259
Tabela 43 –	Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento 3, 4, 5, 6, 7, e 8 em GPA.....	265
Tabela 44 –	Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento 9 e 10 em GPA.....	268
Tabela 45 –	Previsão da capacidade de carga ao arrancamento de GPA.....	271
Tabela 46 –	Resultados da retroanálise de Ks.....	274
Tabela 47 –	Influência dos índices geométricos (CIF, largura média, comprimento total e número de segmentos de fissuras) na capacidade de carga ao arrancamento.....	292

LISTA DE EQUAÇÕES

Equação 1 -	Equação de calibração da sucção por Chandler et al. (1992) para $w_{papel} \leq 47\%$	66
Equação 2 -	Equação de calibração da sucção por Chandler et al. (1992) para $w_{papel} > 47\%$	66
Equação 3 -	Coeficiente de condutividade hidráulica do solo.....	84
Equação 4 -	Expressão da força de levantamento P_u	237
Equação 5 -	Expressão da força resistente P_R	237
Equação 6 -	Expressão da energia de compactação.....	247
Equação 7 -	Expressão do coeficiente de empuxo no repouso de Jaky (1944)	272
Equação 8 -	Expressão do coeficiente de empuxo passivo da teoria de Rankine.....	272

LISTA DE SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
APAC	Agência Pernambucana de Águas e Climas
ASTM	American Society for Testing and Materials
CBR	California Bearing Ratio
CIF	Crack Intensity Factor
CIU	Consolidated Isotropic Undrained
CTC	Capacidade de Troca Catiônica
DIC	Digital Image Correlation
GPA	Granular Pile Anchor Foundation
N _{SPT}	Resistência a penetração da sondagem SPT
QR Code	Quick response code
RGB	Red Green Blue
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
TRB	Transportation Research Board
URA	Umidade relativa do ar
UTM	Universal Transversa de Mercator

LISTA DE SÍMBOLOS

pH_{h_2o}	Potencial hidrogeniônico em água
pH_{KCL}	Potencial hidrogeniônico em cloreto de potássio
pH_{CaCl_2}	Potencial hidrogeniônico em cloreto de cálcio
θ	Umidade volumétrica
γ	Peso específico natural
γ_d	Peso específico aparente seco
γ_s	Peso específico dos grãos
$\gamma_{dm\acute{a}x}$	Peso específico aparente seco máximo
ε	Deformação axial
φ	Ângulo de atrito
c	coesão
a	adesão
σ_e	Tensão de expansão média
Δp	Gradiente de pressão aplicado entre a base e o topo do corpo de prova
kh	Coeficiente de condutividade hidráulica saturada à água
α, n, m	Parâmetros de ajustes do modelo de Van Genutchen (1980)
σ'_e	Tensão de escoamento (yield) ou cedência após expansão
σ	Tensão normal
τ	Tensão cisalhante
$\varepsilon_h, m\acute{a}x$	Deformação horizontal máxima
Δu_r	Variação da poropressão até a ruptura
$\Delta \sigma'$	Tensão desviadora na ruptura
σ'_{1r}	Tensão principal maior na ruptura
σ'_{3r}	Tensão principal menor na ruptura
ε_{ar}	Deformação específica axial na ruptura

θ_r	Umidade residual
θ_s	Umidade de saturação
ψ_b	Ponto de entrada de ar
$\bar{\sigma}_{v0}$	Tensão efetiva devido a sobrecarga

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	34
1.1	OBJETIVOS.....	37
1.2	ESTRUTURA DO TEXTO.....	37
2	SOLOS EXPANSIVOS.....	39
2.1	MINERALOGIA DE SOLOS ARGILOSOS.....	39
2.2	PRINCIPAIS ARGILOMINERAIS E SUAS ESTRUTURAS.....	41
2.3	MECANISMOS DE EXPANSÃO DOS SOLOS.....	44
2.4	FATORES QUE INFLUENCIAM NA EXPANSÃO DOS SOLOS.....	46
2.5	IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS EXPANSIVOS.....	47
2.6	OCORRÊNCIA DE SOLOS EXPANSIVOS.....	48
2.6.1	Solos expansivos no mundo.....	48
2.6.2	Solos expansivos no Brasil.....	48
2.6.3	Solos expansivos do Município de Paulista/PE.....	51
2.7	MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
2.7.1	Aspectos físicos do local da pesquisa.....	58
2.7.2	Aspectos geológicos e climáticos do local da pesquisa.....	60
2.7.3	Investigação de campo.....	63
2.7.3.1	Coleta das amostras deformadas e blocos indeformados.....	63
2.7.3.2	Determinação da umidade e sucção ao longo do perfil.....	65
2.7.4	Investigação de laboratório.....	66
2.7.4.1	Caracterização física do solo.....	67
2.7.4.2	Caracterização química do solo.....	67
2.7.4.3	Determinação da sucção pelo método do papel filtro.....	68
2.7.4.4	Determinação da sucção pelo método do dessecador de vácuo.....	71
2.7.4.5	Análise macroestrutural do solo.....	73
2.7.4.6	Avaliação da compressibilidade e expansividade do solo.....	76
2.7.4.7	Resistência ao cisalhamento do solo.....	80
2.7.4.8	Condutividade hidráulica do solo.....	83
2.8	RESULTADOS E ANÁLISES.....	85
2.8.1	Perfil geotécnico.....	85
2.8.2	Caracterização física.....	86

2.8.2.1	Granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) e densidade real dos grãos...	86
2.8.2.2	Limites de consistência.....	88
2.8.2.3	Compactação dos solos.....	92
2.8.3	Caracterização química.....	93
2.8.4	Variação da umidade gravimétrica e sucção ao longo do perfil geotécnico.....	96
2.8.5	Curva de retenção e condutividade hidráulica saturada da água.....	100
2.8.6	Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios e sucção na curva de secagem em amostra indeformada e compactada.....	102
2.8.7	Análise macroestrutural do solo.....	105
2.8.8	Compressibilidade e expansividade.....	108
2.8.8.1	Expansão “livre”.....	114
2.8.8.2	Tensão de expansão.....	115
2.8.9	Avaliação da resistência ao cisalhamento.....	118
2.9	CONCLUSÕES DO COMPORTAMENTO HIDROMECHANICO DO SOLO.....	127
3	ANÁLISE DA FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS NO SOLO.....	132
3.1	PROCESSO DE SECAGEM DO SOLO E SEUS EFEITOS COMPORTAMENTAIS.....	132
3.2	DEFINIÇÕES, CAUSAS, FATORES INFLUENTES E MECANISMOS DO SURGIMENTO DE FISSURAS NOS SOLOS.....	137
3.3	PROCESSOS DE FORMAÇÃO DE FISSURAS.....	140
3.4	PROBLEMAS NA ENGENHARIA DEVIDO AO FISSURAMENTO.....	145
3.5	ANÁLISE E CORRELAÇÃO DE IMAGENS DIGITAIS.....	146
3.6	ÍNDICES GEOMÉTRICOS E QUANTIFICAÇÃO DAS FISSURAS.....	148
3.7	MATERIAIS E MÉTODOS.....	154
3.7.1	Montagem dos equipamentos no laboratório.....	154
3.7.2	Execução dos ensaios de laboratório.....	156
3.7.3	Montagem dos equipamentos no campo.....	164
3.7.4	Execução dos ensaios de campo.....	166
3.7.5	Utilização do programa computacional ImageJ para obtenção dos índices geométricos.....	167
3.8	RESULTADOS E ANÁLISES.....	171
3.8.1	Análise da propagação de fissuras nos ensaios realizados no laboratório.....	171

3.8.1.1	Propagação do processo de fissuras em solo amoldado com umidade $w_i = 1,40 \times LL$ (Ensaio de laboratório L1) e com $w_i = 1,46 \times LL$ (1ª fase de secagem do Ensaio de laboratório L2)	171
3.8.1.2	Propagação do processo de fissuras em solo amoldado na umidade $w_i = 1,46 \times LL$, com ciclos de secagem e molhagem: Ensaio de laboratório L2.....	182
3.8.1.3	Propagação do processo de fissuras em solo indeformado na umidade $w_i = 22,25\%$ (Ensaio de laboratório L3) e em solo compactado na umidade $w_i = 24,76\%$ (Ensaio de laboratório L4)	188
3.8.1.4	Propagação do processo de fissuras em solo saturado na umidade $w_i = 39,71\%$: Ensaio de laboratório L5.....	196
3.8.2	Análises da formação e propagação de fissuras dos ensaios no campo.....	214
3.8.2.1	Análises das imagens da região sem vegetação.....	215
3.8.2.2	Análise das imagens da região com vegetação.....	221
3.8.3	Comparação da formação e propagação de fissuras entre os ensaios de campo.....	228
3.8.4	Comparação entre a formação e propagação de fissuras entre os ensaios de laboratório e de campo.....	229
3.9	CONCLUSÕES DO PROCESSO DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS.....	231
4	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES DE ESTACAS GRANULARES ANCORADAS (GRANULAR PILE ANCHOR FOUNDATION – GPA).....	235
4.1	INTRODUÇÃO.....	235
4.2	MATERIAIS E MÉTODOS.....	244
4.2.1	Montagem do aparato para os ensaios de arrancamento da GPA.....	244
4.2.2	Execução dos ensaios de arrancamento.....	246
4.2.3	Execução dos ensaios de cisalhamento direto da interface solo – GPA.....	255
4.3	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM ESTACAS GRANULARES ANCORADAS – GPA.....	258
4.3.1	Caracterização Física da estaca granular.....	258
4.3.2	Resistência ao cisalhamento da interface solo – GPA.....	259
4.3.3	Ensaio de arrancamento das estacas granulares (GPA)	262
4.3.4	Previsão da capacidade de carga ao arrancamento das estacas granulares (GPA).....	270

4.3.5	Expansão, contração e fissuração do solo durante os ensaios de arrancamento.....	274
4.4	CONCLUSÕES PARCIAIS.....	294
5	CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	298
5.1	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS EXPANSIVOS.....	298
5.2	PROJETO, ADAPTAÇÕES, CONTRUÇÕES E DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS PARA AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURA.....	298
5.3	SOLOS EXPANSIVOS DE PAULISTA/PE - CARACTERIZAÇÕES.....	299
5.4	COMPRESSIBILIDADE, EXPANSIVIDADE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	300
5.5	ANÁLISE DA FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS NO SOLO.....	301
5.6	COMPORTAMENTO DO ARRANCAMENTO EM ESTACAS GRANULARES ANCORADAS.....	302
5.7	SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	303
	REFERÊNCIAS.....	305
	APÊNDICE A– SEQUÊNCIA DE IMAGENS DOS ENSAIOS DE FISSURAS.....	319

1 INTRODUÇÃO

Solos expansivos são problemáticos para edificações e obras de infraestrutura em todo o mundo, causando danos socioeconômicos e ambientais, devido as variações volumétricas ao sofrer variação de umidade. Dois requisitos básicos são necessários para um solo exibir expansividade. Um intrínseco, relacionado com a composição mineralógica, textura e estrutura, e o outro extrínseco, relacionado com a climatologia, a hidrogeologia, a vegetação e a ocupação antrópica capazes de transferir a umidade de um ponto a outro do solo (FERREIRA, 1995).

Frequentemente, são identificados em regiões áridas ou semiáridas, onde há variação de umidade, ou seja, locais em que a evapotranspiração excede a precipitação volumétrica. Ao serem inundados os solos expansivos aumentam de volume, e diminuem de volume, com a evaporação da água. Os condicionantes climatológicos afetam a umidade dos solos resultando em aumento ou redução de volume (CHEN, 1988; FERREIRA e FERREIRA, 2009).

As estruturas de baixos carregamentos podem não suportar a tensão de expansão dos solos expansivos e ficam sujeitos ao efeito de fissuras e rachaduras causando patologias. Os perigos causados pelos solos expansivos vêm sendo reportados em diversos países ao longo do mundo, como África do Sul, Alemanha, Angola, Arábia Saudita, Argentina, Austrália, Brasil, Canadá, Chile, China, Colômbia, Costa Rica, Cuba, Equador, Espanha, EUA, Etiópia, França, Gana, Grécia, Índia, Irã, Israel, Japão, Jordânia, Marrocos, México, Nigéria, Noruega, Nova Zelândia, Omã, Peru, Quênia, Reino Unido, Romênia, Suécia, Turquia, Venezuela e Zimbábwe (CHEN, 1988; NELSON e MILLER, 1992; FREDLUND e RAHARDJO, 1993, FERREIRA, 1995; AL-MHAIDIB, 2006; STAVRIDAKIS, 2006; RODRIGUES e VILAR, 2013; QUISPE et al., 2014). O custo anual para reparar os danos causados pelos solos expansivos em obras de Engenharia Civil é estimado em 1 bilhão de dólares nos EUA (PHANIKUMAR e SHARMA, 2006).

A formação e propagação de fissuras no solo é um processo natural devido ao ressecamento decorrente de variações sazonais no ambiente, o qual submete ao solo períodos secos e úmidos alternados. Ao longo dos períodos secos, o solo se retrai formando fissuras. A presença de fendas de dessecação no solo altera suas propriedades mecânicas e hidráulicas (CHEN, 1988; FREDLUND e RAHARDJO, 1993; FERREIRA, 1995). A condutividade hidráulica aumenta devido à formação de fissuras que tem vários efeitos adversos em diferentes situações como movimento rápido e direto de água e solutos da superfície do solo para o substrato permeável.

Além da infiltração do lixiviado, em aterros compactados, a fenda reduz a resistência e pode levar a problemas de infiltração e percolação (FERREIRA et al., 2020).

Fissuras verticais profundas durante a seca prolongada e intensa aumentam a capacidade de infiltração do solo, mobilizando o potencial de expansão de solos mais profundos, podendo afetar o desempenho de elementos estruturais de casas, edifícios, reservatórios, pavimentos, aterros e taludes. Rachaduras induzidas por agentes ambientais também reduzem a capacidade do solo e aumentam sua suscetibilidade à erosão.

A presença de fissuras provoca impactos negativos em camadas cujo principal propósito seja a impermeabilização. As fissuras formadas alteram as condições de fluxo e comportamento mecânico, comprometendo as camadas, pavimentos, canais, podendo causar acidentes e contaminar os sistemas de água subterrâneos. Dessa maneira, a fissuração do solo pode gerar perda econômica e danos à saúde pública.

Faz-se necessário um melhor entendimento da avaliação do processo de formação e propagação de fissuras nos solos, assim como avaliar o impacto desse fenômeno, para compreender melhor seu desempenho mecânico e hidráulico em pavimentos e cobertura de aterros.

Todas as obras necessitam de um estudo adequado de reconhecimento do terreno e das camadas subjacentes presentes na área. A existência de solos instáveis, sem o devido conhecimento, pode causar riscos a estrutura da edificação, e até, a vida humana. Dessa maneira, há a necessidade de neutralizar os problemas causados pelos solos expansivos através de técnicas inovadoras de fundações e estabilização do solo, propiciando custos mais baixos e melhor eficiência técnica a obra.

As várias práticas de fundações atualmente adotadas para minimizar o levantamento de solos expansivos podem ser agrupadas em duas categorias: as técnicas de estabilização e as técnicas especiais de fundações. As técnicas de estabilização utilizadas estão divididas em três segmentos: a estabilização química, física e mecânica. A escolha do método adequado deve ser regida por fatores econômicos, características dos materiais, tipo de obra e intensidade que deve ser corrigida.

A solução mais adotada, nos casos emergenciais, vem sendo a remoção e substituição dos solos expansivos (estabilização mecânica). Porém, muitas vezes é inviável devido ao grande volume de solo a ser removido, tornando-se um processo bastante oneroso, além do impacto ambiental ser elevado na região de remoção e de depósito do solo.

A expansão gerada devido à inundação do solo expansivo ocasiona um levantamento nas fundações. Dessa maneira, são necessárias fundações resistentes a tensões de tração para

neutralizar este problema. Phanikumar e Sharma (2006), apresentam soluções de tipos de tubulões empregadas para neutralizar a expansão destes solos. Essas técnicas especiais de fundações em tubulões, apesar de serem eficazes, podem proporcionar sérias limitações técnicas e/ou econômicas. Recentemente, tem-se usado estacas granulares ancoradas como técnica de fundação eficaz para reduzir o levantamento ocasionado devido à expansão do solo, melhorando o comportamento geotécnico das camadas argilosas expansivas (PHANIKUMAR et al., 2004; RAO et al., 2007; PHANIKUMAR et al., 2008; ISMAIL e SHAHIN, 2013; HARIKRISHNA e MURTHY, 2013; PHANIKUMAR e MUTHUKUMAR, 2014; MUTHUKUMAR e SHUKLA, 2018).

No estado de Pernambuco, existe ocorrência de solos expansivos no sertão, agreste e na zona da mata. Nesta pesquisa, foi utilizado o solo expansivo do município de Paulista/PE, localizado na Estação de Tratamento de Esgoto do Janga. Nesse local Costa Nunes et al. (1982), Ferreira (1988), Jucá et al. (1992), Bastos (1994), Justino da Silva (2001, 2002, 2004, 2016), Santos (2008), Paiva (2009), Delmiro (2013), Paiva (2016), Moraes (2017), Constantino (2018), Barbosa (2019), Bezerra (2020), Araújo et al. (2020) e Ferreira et al. (2020) desenvolveram estudos analisando o comportamento mecânico, físico, químico, mineralógico, microestrutural e macroestrutural do solo expansivo.

A pesquisa procurou demonstrar que o comportamento hidromeccânico, o padrão do processo de formação e propagação de fissuras, e o desempenho de estacas granulares ancoradas (Granular Pile Anchor Foundation – GPA) no solo argiloso expansivo de Paulista/PE dependem do estado tensional.

O processo de variação de volume devido à mudança de umidade no solo expansivo de Paulista-PE foi avaliado por meio de ensaios edométricos simples e duplos com diferentes valores de sucção inicial. A avaliação do processo de formação e propagação de fissuras foi realizada com ciclos de secagem e molhagem, em campo e em laboratório, com e sem vegetação natural através do projeto e montagem de aparatos. Câmeras foram empregadas para registrar a dinâmica de fissuras na superfície do solo, em diferentes intervalos, durante a secagem e molhagem. A técnica de processamento de imagens foi aplicada para caracterizar quantitativamente o padrão de fissura. Foram determinados os parâmetros geométricos dos padrões de fissuras, como número de segmentos, comprimento total, largura média, área de torrões, razão de fissura superficial e características de distribuição relacionadas. O comportamento de estacas granulares ancoradas submetidas a ciclos de umedecimento e

secagem, carregamento e descarregamento foi avaliado através de modelo reduzido montado em laboratório para a realização de ensaios de arrancamento.

1.1 OBJETIVOS

O objetivo geral da tese é analisar os processos de variação de volume, de formação e propagação das fissuras e o comportamento de estacas granulares ancoradas em solo expansivo submetidos a ciclos de umedecimento e secagem. Os objetivos específicos da pesquisa são:

- 1) analisar a caracterização física, química, mecânica, macroestrutural do solo expansivo de Paulista/PE;
- 2) avaliar o comportamento hidromecânico do solo expansivo de Paulista;
- 3) desenvolver, projetar e construir um aparato que permita monitorar o processo de formação das fissuras através de ciclos de secagem e molhagem;
- 4) monitorar e quantificar o processo de formação e propagação de fissuras com ciclos de secagem molhagem;
- 5) monitorar e quantificar o processo de formação e propagação de fissuras em área com e sem vegetação natural em período chuvoso e de estiagem;
- 6) desenvolver, projetar e construir um modelo reduzido em laboratório da técnica de fundação para solo expansivo “*Granular Pile Anchor Foundation - GPA*”;
- 7) avaliar o comportamento e o desempenho das *Granular Pile Anchor Foundation - GPA*” em ensaios de arrancamento no modelo reduzido, em laboratório, no solo de Paulista/PE, com ciclo de secagem e umedecimento;
- 8) avaliar a resistência ao cisalhamento da interface solo – GPA e prever a capacidade de carga ao arrancamento das estacas granulares;
- 9) analisar o comportamento da fissuração e o efeito contração – expansão durante ciclos de secagem e molhagem da GPA assentada na argila expansiva de Paulista-PE;

1.2 ESTRUTURA DO TEXTO

O texto da tese está organizado em cinco capítulos. O primeiro capítulo apresenta a introdução geral, contextualização dos solos expansivos, os problemas associados, a hipótese a ser demonstrada, definição dos objetivos e a estrutura do texto da tese. O Capítulo 2, analisa o

processo de variação de volume de solos submetidos a ciclos de umedecimento e secagem e de carregamento e descarregamento. O Capítulo 3 analisa o processo de formação e propagação das fissuras em solo expansivo, em campo e laboratório, submetidos a ciclos de molhagem e secagem. O Capítulo 4 analisa o comportamento de estacas granulares ancoradas em solo expansivo submetidos a ciclos de molhagem e secagem e de carregamento e descarregamento. Os Capítulos 2, 3 e 4 são constituídos de introdução, materiais e métodos, resultados e conclusões pertinentes a temática abordada. Por último, o Capítulo 5 apresenta as conclusões síntese dos Capítulos 2, 3 e 4.

2. SOLOS EXPANSIVOS

São abordados a revisão sobre mineralogia dos solos expansivos, estruturas químicas dos argilominerais, suas propriedades físicas, conceitos sobre os mecanismos de expansão e contração dos solos, os fatores que influenciam na expansão, identificação dos solos expansivos e sua ocorrência no Brasil e no mundo. Além disso, são abordados os aspectos físicos, geológicos e climáticos do local da pesquisa. Toda a investigação de campo e de laboratório é apresentada, assim como, os resultados da caracterização física, química, macroestrutural, curva de retenção de água, condutividade hidráulica, comportamento hidromecânico e os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo de Paulista/PE.

2.1 MINERALOGIA DE SOLOS ARGILOSOS

As argilas fazem parte da família dos silicatos sendo formadas por um mineral argiloso ou, mais comumente, por uma mistura deles com um dos minerais em predominância, além de matéria orgânica e impurezas. Pode ser dito que todo argilomineral é uma argila, mas nem toda argila é um argilomineral (LAMANA, 2009). Certos argilominerais apresentam uma formação de uma camada tetraédrica do SiO_2 e uma outra camada octaédrica do $\text{Al}(\text{OH})_3$. Essas estruturas encontram-se empacotadas firmemente, presas com ligações de hidrogênio, denominadas estruturas de camada 1:1, impedindo o ingresso de moléculas de água entre as estruturas e tornando mais estáveis volumetricamente, com dimensões fixas de espessura e longitude (PAIVA, 2016).

De acordo com Carvalho et al. (2015), os argilominerais apresentam arranjos constituídos de átomos distribuídos no mesmo plano. São arranjos formados por átomos pertencentes a mais de um plano atômico, formando vários retículos laminares dos tipos tetraédricos ($\text{Si}(\text{OH})_4$) e octaédricos ($\text{Al}_2(\text{OH})_6$) ou ($\text{Mg}_3(\text{OH})_6$). Cada unidade estrutural corresponde ao menor volume de cristais limitados por três pares de lados paralelos e com simetria ao cristal como um todo. As estruturas formam empilhamento das camadas estruturais do tipo 1:1, sendo uma camada tetraédrica e uma octaédrica unidas por ligações iônicas entre o oxigênio da estrutura tetraédrica com o alumínio da estrutura octaédrica, ou seja, uma estrutura mais fixa e não expansiva. Estruturas de tipo 1:2, uma camada octaédrica e duas tetraédricas, dando uma estrutura rígida como a 1:1 como a junção entre camadas se dá por meio de lâminas iguais e apolar. Os minerais

com esta constituição podem expandir quando umedecidos como é o caso da vermiculita e esmectita.

Os argilominerais são minerais que apresentam estrutura bastante complexa, tendo comportamento diferente na presença da água. A composição química das argilas apresenta duas estruturas, a primeira de tetraedros organizados em um plano com o silício ligado a quatro átomos de oxigênio, formando o SiO_2 e a segunda, de octaedros formados com alumínio ligados em volta com átomos de oxigênios ou hidroxilas, formando o íon $[\text{Al}(\text{OH})_3]^-$ (MELLO et al. 2011; PINTO, 2013).

Estruturas com duas camadas são constituídas de uma tetraédrica e uma octaédrica, servindo como base para a formação dos minerais de camada dupla, com uma ligação de hidrogênio entre as estruturas para unir, como a caulinita. Essa ligação apresenta uma distância entre as placas (distância basal) de 7 Å (1 Angstrom Å = 10^{-10} m), com ligações entre as placas com hidrogênio, que são ligações mais fortes, tornado a estrutura mais estável e mais próxima uma da outra, evitando assim, a entrada de água entre as estruturas (LAMBE e WHITMAN, 1969; MELLO et al., 2011; PINTO, 2013).

Estruturas com uma camada octaédrica entre duas camadas tetraédrica (2:1) apresentam um comportamento diferente, pois as ligações são feitas pelos íons O^{2-} e O^{2+} das estruturas tetraédricas desses minerais argilosos. A distância entre os conjuntos de placas é maior que 10 Å, tornando uma ligação mais fraca, facilitando a entrada de água entre as camadas.

As argilas tornam-se estruturas complexas principalmente quando acontecem substituições dos átomos de alumínio pelo silício da outra estrutura e na estrutura octaédrica, em que o alumínio é substituído por cátion de menor valência, ficando a estrutura com uma carga negativa, não alterando o arranjo dos átomos na estrutura (PINTO, 2013).

A carga negativa é neutralizada por cátions livres no solo, principalmente sódio e cálcio, ficando aderida nas extremidades das estruturas, não impedindo a entrada de água entre as camadas. As cargas negativas do solo aumentam com a elevação do pH do solo, aumentando a concentração das cargas negativas com formação de associações de prótons e adsorção de cátions e ânions. As cargas que dependem do pH, são positivas e negativas, ocorrendo formação de ambas, ao mesmo tempo no solo (MARQUES, 2012).

As variedades dos comportamentos de uma argila estão diretamente relacionadas aos cátions inseridos e internos. Uma argila esmectita, por exemplo, apresenta comportamento diferente quando impregnada com sódio e com cálcio. A sensibilidade à água é muito mais elevada com o sódio. A impregnação por cátion pode ser trocável no solo por percolação de soluções químicas (PINTO, 2013).

Segundo Camapum (2014) quando se estabelece o contato mineral-mineral nos solos expansivos, diminui a retração, mas não por completo, pois o mineral retrai por desidratação. Esse contato tende a corrigir o solo para o estado não saturado.

Nos solos expansivos, a energia interna se divide em energia interna aos minerais e energia interna entre os minerais. Sempre as duas energias buscam o equilíbrio com a diminuição da distância interplanar basal até um valor mínimo, anulando a expansão (CAMPOS et al. 2008). A camada tetraédrica de silício e a camada octaédrica estão unidas por ligações covalentes moleculares, sendo uma ligação forte e estável. No espaço entre as lamelas ou placas, penetram água, cátions livres (Na^+ , Ca^{++} , K^+), que promovem o empilhamento da estrutura lamelar, sendo passíveis de troca iônica e pelas substituições isomórficas das estruturas octaédricas (LIRA, 2006).

Os planos aniônicos originados das hidroxilas presentes na superfície das estruturas são estabilizados eletricamente pela presença dos cátions livres que mantêm as lamelas unidas. A natureza do cátion presente é quem determina o comportamento das argilas. Se o cátion for o sódio, a argila expande e absorve água. Caso o cátion for cálcio ou magnésio, a argila não expande e a absorção de água é limitada, mantendo as placas unidas por interações eletrostáticas. O cátion funciona como um floculador, diminuindo a força de repulsão às placas (PAIVA, 2016).

2.2 PRINCIPAIS ARGILOMINERAIS E SUAS ESTRUTURAS

Os principais argilominerais formados no solo são: illita, montmorilonita, vermiculita e caulinita. Suas estruturas estão detalhadas na Tabela 1. O grupo da illita ou mica hidratada apresenta uma forma cristalina semelhante à montmorilonita (1:2), diferenciando na forma química. Contém um filamento octaedro de gibsite entre os dois tetraédricos de sílica, apresentando rigidez das ligações entre camadas e dificuldades da penetração de água e íons; presença de potássio na estrutura, ocasionando baixa expansão, absorção de água e plasticidade (OLIVEIRA, 2011; HOUSECROFT e SHARPE, 2013).

Os argilominerais do grupo da montmorilonita apresentam diferenças na sua fórmula devido às substituições isomórficas que ocorrem no retículo cristalino e nos cátions trocáveis (é comum o Al^{3+} substituir um átomo de Si^{4+} da estrutura tetraédrica e, na estrutura octaédrica, o Al^{3+} ser substituído por cátion de menor valência como o Mg^{2+} , não alterando o arranjo dos átomos e modificando a carga da partícula que fica negativa).

Tabela 1 – Estrutura química dos principais argilominerais

Argilomineral	Estrutura
Ilita	$(OH)_4K_y(Al_4Fe_4Mg_4)(Si_{8y}Al_y)O_{20}$
Montmorilonita	$(OH)_4Al_4Si_8O_{20}nH_2O$
Vermiculita	$(Mg.Ca)_{0,7}(MgFeAl)_{0,6}[(AlSi)_8O_{20}](OH)_48H_2O$
Caulinita	$(OH)_8Al_4Si_4O_{10}$
Onde y = varia de 1 a 15	N = água intermolecular

Fonte: Housecroft e Sharpe (2013)

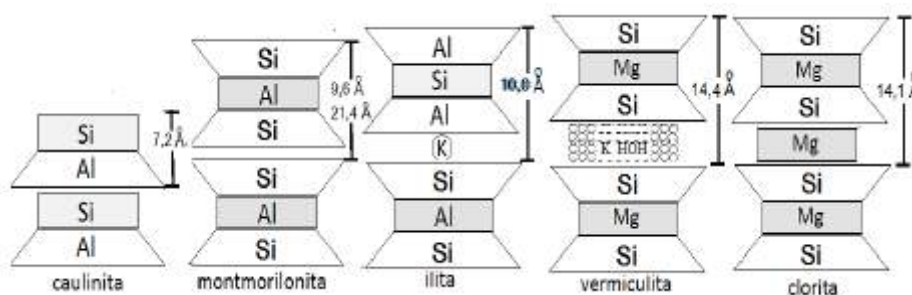
A montmorilonita é formada pelo empacotamento de duas estruturas tetraédricas de silicato, com uma estrutura octaédrica de alumínio, ligadas pelo oxigênio. As ligações entre as camadas ocorrem através das forças de Van der Waals, em que as ligações entre as moléculas apolares apresentam uma força fraca, justificando a penetração de água e a distância entre as camadas (OLIVEIRA, 2011; HOUSECROFT e SHARPE, 2013). As montmorilonitas são pequenos cristais com grande capacidade de reter íons. São encontrados em regiões temperadas e áridas. O solo quando é pouco intemperizado, apresenta elevado poder de contração e expansão. Quando seco, apresenta consistência dura e fendilhada, e quando umedecido apresenta alta pegajosidade e plasticidade.

A vermiculita é um argilomineral tipo 2:1 expansivo. Apresenta potássio e moléculas de água entre as camadas com elevadas capacidades de expansão e contração. Quando umedecido apresenta alta pegajosidade e plasticidade, e quando seco apresenta fendas e alta dureza, sendo originado da alteração da mica. A vermiculita aluminosa é formado quando acontece a formação de um polímero de alumínio entre as camadas de vermiculita, diminuindo a capacidade de expansão e contração (OLIVEIRA, 2011; HOUSECROFT e SHARPE, 2013). Carvalho et al. (2015) definem que a vermiculita é um grupo de mineral formado da modificação da mica e clorita 2:1, a estrutura apresenta uma carga líquida negativa devido à substituição do silício pelo alumínio, sendo neutralizado pelos cátions hidratados. Consequentemente, a vermiculita não se expande como a esmectita e sua distância basal varia de 10 a 15 Å. Segundo Pereira (2004), a caulinita é um argilomineral do tipo 1:1, formado por camadas, todas com estrutura tetraédrica de SiO_4 e uma estrutura octaédrica de $Al_2(OH)_6$, ligadas pelo oxigênio entre as camadas, produzindo um pequeno espaço entre elas. Apresenta uma estrutura bastante estável com alta resistência à penetração da água. A baixa absorção, quase neutra, apresenta reduzida ou nenhuma substituição isomórfica. É uma estrutura não

expansiva no processo de saturação, frequente e abundante na maioria dos solos ácidos das regiões tropicais e subtropicais.

A presença do grupo da caulinita está associada à decomposição de uma série de minerais silicatados pela remoção de cátions e silício. Esse grupo é bastante estável, não expansivo, com distância interplanar basal constante (7,2 Å). A haloisita, do mesmo grupo, é menos estável que a caulinita, apresentando uma estrutura cristalina neutra. A haloisita quando hidratada apresenta uma distância interplanar de 10,1 Å, e quando desidratada reduz para 7,2 Å, sendo instável quanto ao seu volume (CARVALHO et al., 2015). A Figura 1 apresenta os principais argilominerais com suas respectivas distâncias basais.

Figura 1 – Representação dos principais argilominerais com suas distancias basais



Fonte: Carvalho (1997)

As partículas de argila apresentam cargas negativas nas faces e positivas nas extremidades. Por causa das cargas negativas, as argilas combinam com as cargas positivas dos cátions do solo, que são provenientes de sais dissolvidos na água, que percolam pelo solo. As moléculas de água mais próximas da superfície das partículas ficam envolvidas com tensões elevadas. Cada superfície vai atrair várias camadas de água e cátions até o equilíbrio e neutralidade das cargas. Essa camada é denominada de água adsorvida.

A dupla camada elétrica ou camada difusa ocorre envolvendo as partículas de argila. Quando a partícula está eletronegativada, é formado um campo magnético eletropositivo forte na sua superfície, que atua afastando por repulsão o campo eletropositivo das partículas vizinhas, sendo frequente nas argilas do tipo 2:1. O estado de tensões, originado da carga negativa da superfície da partícula e da carga positiva distribuída na face adjacente, dá origem a chamada camada dupla difusa e está posicionada do lado externo da camada adsorvida. Sua espessura é a distância até a superfície que neutraliza as cargas da partícula (SANTOS, 2008).

A camada dupla influi na capacidade de retenção da água dos solos argilosos, principalmente os que têm elevado teor de esmectita. Segundo Lambe (1960), o argilomineral montmorilonita

apresenta o volume de água da camada dupla correspondente a quarenta vezes ao volume de sólidos. De acordo com Schreiner (1987), isso indica que a montmorilonita, teoricamente, apresenta um potencial de variação volumétrica cinquenta vezes superior ao da caulinita, desde a condição seca até a condição de saturação. A interação entre as partículas de argila não ocorre pelo contato sólido – sólido, mas através da camada dupla. Se a distância entre duas partículas de argila em suspensão aquosa é superior à espessura de suas respectivas camadas duplas, não ocorre interferência entre os íons de cada camada. Entretanto, ao reduzir essa distância ocorrem forças de repulsão, pois os íons são de mesmo sinal. Essas forças decrescem exponencialmente com o aumento da distância entre as partículas. As variações nas espessuras das camadas, adsorvida e dupla, causam expansão e contração nos solos.

2.3 MECANISMOS DE EXPANSÃO DOS SOLOS

Solo expansivo ou potencialmente expansivo é constituído por argilominerais de estrutura laminar metaestável. O aumento de volume nesses solos, depende da disponibilidade e variação da quantidade de água presente, visto que a expansão é devida, principalmente, à absorção de água do solo para atender à adsorção pelas superfícies externas e internas dos argilominerais, para satisfazer à deficiência de cargas das partículas (MITCHELL, 1976; CHEN, 1988).

De acordo com Ferreira (1995), para definir solos expansivos é necessário primeiramente entender o significado de expansibilidade extrínseca e intrínseca. A expansibilidade extrínseca é imposta por circunstâncias do meio ambiente como a climatologia, hidrogeologia, vegetação e até da ocupação antrópica. A expansibilidade intrínseca é a capacidade de um argilomineral de absorver água, sendo uma propriedade intrínseca da argila, a qual não é alterada pela umidade ou sucção ao longo do tempo. É definida como sendo uma propriedade resultante de sua composição mineralógica e da quantidade de argila que interagem com a água. Não há metodologia de ensaio desenvolvida para medir esta propriedade, devendo-se isto, possivelmente, ao fato da geotecnia não fazer distinção adequada entre expansividade intrínseca, expansão e inchamento.

A expansão de um solo expansivo intrinsicamente pode ser definida como a mudança de volume resultante da mudança de umidade ou sucção. Ela pode também ocorrer em todos os solos devido à redução de tensão efetiva ou, em alguns solos, devido às mudanças químicas. O inchamento é definido como o deslocamento vertical de um ponto do solo ou de uma fundação, resultante de um solo expansivo intrinsecamente (FERREIRA, 1995).

O processo de adsorção de moléculas de água juntamente com a adsorção de íons, a qual origina a camada dupla difusa, é essencial no desenvolvimento dos mecanismos de expansão. Os mecanismos de expansão são todos inter-relacionados, tornando-se uma tarefa difícil determinar a influência exata de cada uma no valor total de expansão. Os mecanismos de expansão podem ser agrupados em três grupos: atração das partículas de argila, hidratação de cátions e repulsão osmótica.

(a) Atração das partículas de argila

A forma do mineral e sua estrutura cristalina interna provoca as ligações atrativas de superfície entre os minerais de argila. A carga elétrica negativa da superfície da partícula de argila, origina forças atrativas, as quais atraem cátions e moléculas polares (como exemplo, a água) e atuam como força de fixação da água da camada dupla. Dessa maneira, o volume da água da camada dupla aumenta, até que ocorra uma variação de volume suficiente na massa de solo, pois a força de adsorção de água pela partícula diminui com o aumento da distância à superfície desta. A atração e fixação de moléculas ocorre através da ligação de hidrogênio das moléculas de água à superfície do mineral e da atração dipolo-dipolo das moléculas de água (MITCHELL, 1976).

(b) Hidratação de cátions

A superfície negativa da partícula de argila atrai cátions que anulam sua carga negativa. Alguns cátions após neutralizar a carga negativa da partícula de argila, permanecem com uma certa quantidade de carga não neutralizada. Portanto, atraem moléculas de água através dos poros negativos desta, que por meio de seus polos positivos atraem outras moléculas de água.

(c) Repulsão osmótica

O conceito de osmose é a passagem de líquido de uma solução de menor concentração para outra de maior concentração, através de uma membrana semipermeável. Pressão osmótica é a pressão que se aplica à solução para impedir esta passagem. Dessa maneira, repulsão osmótica é o resultado dos gradientes de pressão desenvolvidos nas camadas duplas por variações na concentração iônica nestas camadas, pois a atração de íons e moléculas de água é mais forte próximo à superfície da partícula, diminuindo com o aumento da distância à esta (BASTOS, 1994).

No momento em que o sistema argila-água-cátions é colocado em contato com água em menor concentração iônica, o limite da camada dupla atua como uma membrana semipermeável. Assim, a água tende a passar esta membrana para igualar, por osmose, as concentrações dos

dois lados da membrana. Isso resulta no aumento da espessura da camada dupla e, portanto, do volume da massa de solo.

Aitchison e Richards (1965) diz que não se tem como descrever o comportamento de expansão do solo baseado em um mecanismo isolado. Mede-se o resultado final, que é a variação volumétrica da massa de solo, e os resultados com base no controle de sucção, pois descreve a interação entre as partículas de solo e água, determinando o comportamento físico-químico da massa de solo.

De acordo com Pousada Presa (1986), a sucção matricial representa os mecanismos de atração das partículas de argila e de hidratação dos cátions, enquanto que a sucção osmótica representa o mecanismo de repulsão osmótica. Pousada Presa (1984) e Delgado (1986) consideram que, para umidades elevadas, ou seja, acima da umidade ótima, grande parte da expansão seja causada pela repulsão osmótica. Para umidades abaixo da ótima, a maior influência é da atração das partículas e hidratação dos cátions.

2.4 FATORES QUE INFLUENCIAM NA EXPANSÃO DOS SOLOS

A expansão de um solo é a resultante de vários fatores relacionados a combinações importantes e específicos para cada tipo de solo. Existem inúmeros fatores que influenciam o mecanismo de expansão e contração dos solos expansivos. Para que o solo venha a expandir é necessário que ocorra uma variação no seu estado tensional interno ou externo. A variação do seu estado tensional interno refere-se a resultante da pressão total aplicado e a variação do seu estado tensional externo é representado pela sucção ou pressão equivalente da água intersticial (BASTOS, 1994). A expansão é o resultado da mudança no sistema solo-água a qual perturba o equilíbrio das tensões internas. Se as propriedades da água do solo são alteradas, seja por variação da quantidade ou da composição química, a força entre partículas mudará. Caso a mudança resultante nas forças internas não seja balanceada pela correspondente alteração no estado de tensões, aplicado externamente, o espaçamento entre partículas será alterado até que as forças atinjam novamente o equilíbrio.

Os fatores que influenciam no comportamento dos solos expansivos é função de combinações e interrelações que estão relacionados às propriedades intrínsecas das partículas, às condições de massa do solo, às propriedades do fluido dos poros e ao meio ambiente. Diversos fatores que influenciam no mecanismo de expansão, afetam ou são afetados pelas propriedades físicas do solo, tais como a plasticidade ou densidade.

Pousada Presa (1984), Ferreira (1995) e Justino da Silva (2001), afirmaram que os fatores que influem no potencial de expansão e contração de um solo podem ser enquadrados em três diferentes grupos: as características do solo, fatores ambientais e o estado de tensões. Nelson e Miller (1992) apresentam fatores das características do solo (umidade, permeabilidade, história de tensão, mineralogia, sucção, densidade seca, plasticidade, estrutura e textura) e fatores ambientais (clima, água no subsolo, vegetação e temperatura) que afetam o comportamento de expansão e contração dos solos expansivos.

2.5 IDENTIFICAÇÃO DOS SOLOS EXPANSIVOS

Os solos expansivos podem ser identificados e classificados através de dois critérios. O primeiro consiste na coleta de dados prévios através de observações superficiais, tais como vegetação, topografia, sinais de contração do solo, fissuras nas edificações e informações com os moradores local. O segundo critério baseia-se na interpretação de ensaios de laboratório dos métodos de identificação. Segundo Ferreira (1995), os métodos de identificação de um solo expansivo são divididos em métodos indiretos e diretos. Os métodos indiretos são divididos em identificativos, orientativos e qualitativos. Os métodos diretos consistem na avaliação em laboratório da expansão induzida ou do reconhecimento da tensão necessária para impedir a expansividade do solo (Tabela 2).

Tabela 2 – Resumo dos métodos diretos e indiretos para identificação dos solos expansivos

Métodos	Sub-Divisão	Definição do critério	Referências Bibliográficas
Indiretos	Identificativos	Difração de Raio-X, Microscopia Eletrônica de Varredura, Análise termo-diferencial Físico-Químico	Carcedo et al. (1986), Fink et al. (1971)
	Qualitativos	Granulometria, geomorfologia, pedologia e identificação visual.	Prikonskij (1952), Skempton (1953), Seed et al. (1962), Van der Merwe (1964), Chen (1965), Vijayverviya e Ghazzaly (1973), Rodriguez Ortiz (1975), Cuellar (1978).
	Orientativos	Geologia, geomorfologia, pedologia e identificação visual.	Patrick e Snethen (1976), Carcedo et al. (1986), Ferreira (1990c e 1993).
Diretos	Avaliativos	Ensaio de expansão de Lambe	Lambe (1960)
	Quantitativos	Ensaio de expansão livre e tensão de expansão	Seed et al. (1962), Chen (1965), Vijayverviya e Ghazzaly (1973), Rodriguez e Ortiz (1975), Cuellar (1978), Jimenez Salas (1980), Escario (1967 e 1969), Aitchison et al. (1973), Johnson (1978), Mckeen (1980), Ferreira (1995).
		Ensaio edométrico simples e duplos	
		Ensaio edométrico com sucção controlada	
		Expansômetro	
		Ensaio de placa	

Fonte: Adaptado de Ferreira (1995)

Tabela 3 – Ocorrência dos principais solos expansivos no Brasil

LOCAL	REFERÊNCIA	ORIGEM/ TIPO DE SOLO/ CLASSE PEDOLÓGICA
Recôncavo Baiano/BA	Simões e Costa Filho (1981)	Grupos Ilha de Santo Amaro e Formação São Sebastião / Vertisolo
Campinas/SP	Sâmara (1981)	Podzólico
Olinda/PE	Costa Nunes et al. (1982)	Formação Marinha Farinha / Silticos
Cabo/PE	Costa Nunes et al. (1982)	Rochas extrusivas básicas
Baía de Aratu/BA	Barreto et al. (1982)	Vertisolo
Parelhas/RN	Lins et al. (1986)	Formação Seridó
Recôncavo Baiano/BA	Simões (1986)	Grupos Ilha de Santo Amaro e Formação São Sebastião / Vertisolo
Salvador/BA	Pousada Presa (1986)	-----
Feira de Santana/BA	Pousada Presa (1986)	Vertisolo
Paulo Dutra/MA	Ferreira (1988)	-----
Carnaíba/PE	Ferreira (1988)	Complexo Monteiro/Bruno não cálcico
Maceió/AL	Ferreira (1988)	Bruno não cálcico
Afrânio/PE	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro/Cachoeirinha/Areia quartzosa/Bruno não cálcico
Petrolina/PE	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro/Areia quartzosa/Bruno não cálcico
Cabrobó/PE	Ferreira (1989)	Complexo Presidente Juscelino/ Bruno não cálcico
Salgueiro/PE	Ferreira (1989)	Bruno não cálcico
Serra Talhada/PE	Ferreira (1989)	Complexo Monteiro/Bruno não cálcico
Petrolândia/PE	Ferreira (1989)	Areia quartzosa
Ibimirim/PE	Ferreira (1989)	Bruno não cálcico
Paulista/PE	Ferreira (1989)	Formação Marinha Farinha
Reservatório de Itaparica/PE e BA	Signer et al. (1989) e Vargas et al. (1989)	Silticos e argilitos
Cedro/PE	Ferreira (1989)	Grupo Cachoeirinha
Juazeiro/BA	Ferreira (1989)	Grupo Salgueiro
Sudeste de São Paulo e Paraná	Vargas et al. (1989)	Formação Tubarão
Porto Alegre/RS	Vargas et al. (1989)	Formação Rosário do Sul
Reservatório de Itaparica/PE e BA	Santos e Marinho (1990)	Sedimentos da Bacia do Jatobá da Formação Aliança
Olinda/PE	Jucá et al. (1992)	Formação Marinha Farinha
Inajá/PE	Ferreira (1997)	Formação Inajá
Recife/PE	Ferreira (1997)	Formação Barreiras
Nova Cruz/PE	Ferreira (1997)	Formação Barreiras
Laranjeiras/SE	Gusmão Filho et al. (2002)	Formação Barreiras
Nossa Senhora do Socorro/SE	Gusmão Filho et al. (2002)	Formação Barreiras
Grajaú/MA	Gusmão Filho et al. (2002)	-----
Curitiba/PR	Pereira e Pejon (2004)	Formação Guabirubá
Cuiabá/MT	Ribeiro Junior et al. (2006)	Grupo Cuiabá/Filito
Aracaju/SE	Cavalcante (2007)	Formação Calimbi
Pesqueira/PE	Silva e Ferreira (2007)	Bruno não cálcico
São Francisco/PE	Leite e Ferreira (2012)	Sedimento do Recôncavo, Tucano e Jatobá
Suape/PE	Ferreira et al. (2012)	Formação Marinha Farinha do Grupo Barreiras
Agrestina/PE	Silva (2018)	-----
Brejo de Madre de Deus/PE	Bezerra (2018)	-----
Bonito/PE	Silva (2019)	-----
Santa Maria da Boa Vista/PE	Marinho (2019)	Bruno não cálcico
Teresina/PI	Aquino (2020)	Formação Piauí, Arenitos silificados

Fonte: Adaptado de Ferreira et al. (2012)

Figura 3 – Estados com ocorrência dos principais solos expansivos no Brasil



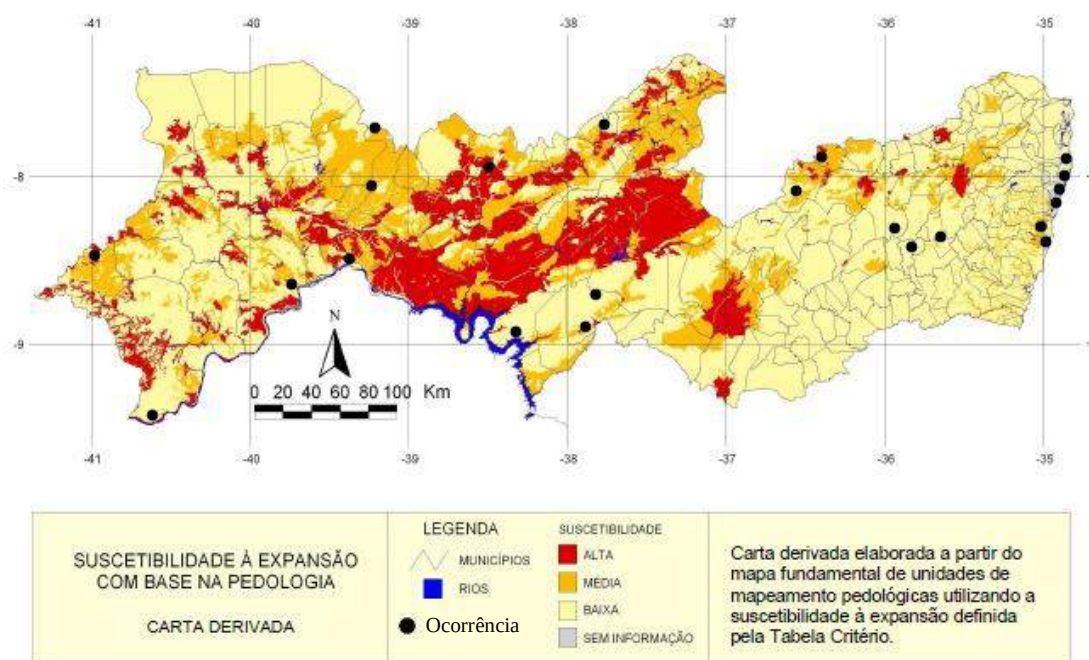
Fonte: Adaptado de Ferreira (2007)

Amorim (2004) desenvolveu um mapa de susceptibilidade de solos expansivos do estado de Pernambuco, baseado na Pedologia. A Figura 4 apresenta o mapa de susceptibilidade e pontos de ocorrência de expansão dos solos no estado de Pernambuco.

Os resultados da pesquisa de Amorim (2004) foram muito relevantes, pois os pontos de ocorrência de solos expansivos foram confrontados com os mapas de susceptibilidade de solos potencialmente expansivos, havendo boa concordância entre a realidade e as previsões do estudo.

Os mapas de susceptibilidade de solos potencialmente expansivos desenvolvidos por Amorim (2004) foram baseados no comportamento dos solos sob o ponto de vista geológico, pedológico e climatológico, sendo relacionado com as variações de volume devido à mudança do teor de umidade do solo. Os resultados da pesquisa mostraram uma susceptibilidade a expansão alta em 12,5% da área do estado, média em 38,7% e baixa em 45,2%.

Figura 4 – Susceptibilidade a expansão no estado de Pernambuco



Fonte: Adaptado de Amorim (2004)

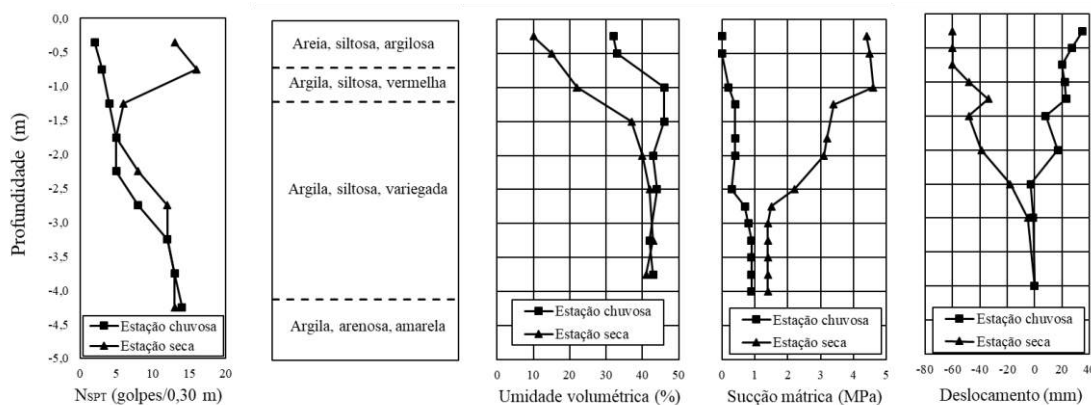
2.6.3 Solos expansivos do Município de Paulista/PE

Morais (2017) compilou as produções científicas publicadas sobre o comportamento da argila expansiva do município de Paulista/PE. Costa Nunes et al. 1982, Jucá et al. (1992), Bastos (1994), Justino da Silva (2001), Justino da Silva (2002), Justino da Silva (2004), Santos (2008), Paiva (2009), Delmiro (2013), Paiva (2016), Justino da Silva (2016), Constantino (2018), Barbosa (2019), Barbosa et al. (2019), Bezerra (2020), Araújo et al. (2020) e Ferreira et al. (2020) buscaram compreender as diversas características e comportamentos da argila expansiva local.

Costa Nunes et al. (1982) foram os primeiros autores a reportarem resultados de ensaios de caracterização física, expansibilidade e mineralógicos da argila expansiva de Paulista/PE. Na área em estudo, as ocorrências de solos expansivos estão intimamente associadas a ação predominante do intemperismo físico sobre argilitos, folhelhos e calcários e ação do intemperismo químico predominante sobre basaltos. Os resultados apresentam que o solo é uma argila siltosa de elevada plasticidade e mineralogicamente constituídas de montmorilonita e caulinita que apresentam uma extrema sensibilidade a expansibilidade à pequenas variações de umidade. O potencial de expansão é classificado como muito alto de acordo com o critério de Williams (1958) e Van der Merwe (1975).

Jucá et al. (1992), Bastos (1994) e Justino da Silva (2001) investigaram a argila expansiva de Paulista/PE em período chuvoso e de estiagem. O perfil do solo é constituído por quatro camadas (Figura 5). Os resultados do N_{SPT} variaram de 2 a 14 golpes na estação chuvosa, e de 12 a 16 golpes na estação seca, ou seja, verificou-se que no período de chuvas ocorreu uma grande redução na resistência a penetração. A sucção variou de 0 a 1 MPa, no período chuvoso, e de 4,8 MPa a 1,5 MPa, no período de estiagem, ao longo da profundidade. A umidade volumétrica variou de 32% a 42%, no período chuvoso e de 10% a 41% o período seco. Os condicionantes climatológicos influenciam significativamente no perfil de umidade, sucção e na variação de deslocamentos dos solos até a profundidade de 3,5 m, indicando a camada ativa do solo.

Figura 5 – Influência do clima: (a) N_{SPT} ; (b) Perfil da camada; (c) Umidade volumétrica; (d) Sucção mátrica; (e) Deslocamento



Fonte: Adaptado de Jucá et al. (1992), Bastos (1994) e Justino da Silva (2001)

Justino da Silva (2002) analisou um processo simples para extração de amostras indeformadas tipo Shelby em argila fissurada. O principal objetivo do trabalho foi apresentar o equipamento utilizado na cravação e extração do tubo de montagem com a argila fissurada. As amostras extraídas foram de boa qualidade, e apresentou recuperação igual a 100% na maioria delas. Justino da Silva (2004), analisou a caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação. Foi concluído que o material é uma argila inorgânica de alta plasticidade com IP variando entre 40% e 65%, atividade normal entre 0,75 e 1,05 e percentagem elevada de partículas menores do que duas micras. Nas análises químicas, concluiu-se que há predominância de cátions adsorvidos Ca^{++} Mg^{++} em relação ao Na^{+} . A condutividade elétrica apresentou um máximo de 1,21 dS/m, isso significa que o solo apresenta baixo grau de salinidade. O solo também apresentou

baixo teor de matéria orgânica. Apenas na camada mais superficial que se apresentou com alto teor de matéria orgânica devido a presença de raízes. O pH é extremamente ácido em todas as profundidades, pois os valores foram menores que 4,7. Na análise mineralógica, foram identificados o grupo da Caulinita (mineral 1:1) e interestratificados irregulares envolvendo diferentes grupos (minerais 1:1 e 2:1). A exceção é a camada mais profunda (aproximadamente em 6 metros de profundidade), em que o solo aparece representado pelo grupo da Esmectita, ou seja, mineral 2:1 expansivo.

Outro aspecto importante analisado foi o gretamento do solo por secagem. Foi observado que no verão ocorre uma elevação na insolação e na temperatura, ocorrendo um intenso fissuramento nas camadas superficiais dos solos. A máxima abertura das fissuras medidas foi igual a 30 milímetros na superfície e seu comprimento variou entre 1,5 a 8,0 metros. As fissuras tinham profundidade até cerca de 6,0 metros. Essas fissuras permanecem abertas por muito tempo após o término do verão e outras fecham logo após as primeiras chuvas.

Outro trabalho desenvolvido por Justino da Silva (2004) apresentou as mais variadas formas medidas de variação de volume em solo expansivo, tanto em laboratório como em campo. Concluiu-se que nas camadas mais superficiais do solo, obteve-se valores máximos de potencial de expansão próximos a 9,5%. Uma análise por série realizada nesta pesquisa também mostra a dependência direta do potencial de expansão em relação ao peso específico aparente seco e a tensão aplicada.

Santos (2008) analisou a variação do comportamento histerético da argila expansiva não saturada de Paulista/PE. Através do método do papel filtro foi possível avaliar a trajetória de umedecimento e secagem, assim como a histerese. A contração livre foi medida juntamente com a sucção, para a elaboração das curvas de contração e determinação da velocidade de evaporação. Pelas curvas características, através dos processos de umedecimento e secagem, foi identificado um ponto de inflexão na curva de secagem em torno de 2000 kPa (correspondente a tensão de pré-adensamento do solo), enquanto que o ponto de inflexão das curvas de umedecimento situa-se em torno da sucção de 1000 kPa. O valor do teor de umidade gravimétrico correspondente ao limite de contração, ao longo do perfil estudado, variou entre 11% e 13%. A histerese apresentou um crescimento acentuado até 1,0 metro de profundidade e em seguida uma pequena redução, até estabilização em 2,0 metros. Essa transição é explicada pela passagem das camadas superficiais de argila arenosa para as camadas de argila siltosa subjacentes.

Paiva (2009) fez uma análise estatística da mudança de umidade, sucção e da variação volumétrica de uma argila expansiva não saturada com três tipos distintos de cobertura: área

sem vegetação, área coberta com uma placa impermeável de concreto betuminoso usinada a quente e área com vegetação. Foram feitas investigações experimentais de campo e de laboratório. Para interpretação dos resultados utilizou-se conhecimentos da estatística clássica, sendo usados os parâmetros descritivos para um conhecimento inicial dos dados. Em seguida, foi aplicada à interferência estatística por meio da análise de variância para um e dois fatores, regressão linear simples, análise multivariada em componentes principais. A Geoestatística foi utilizada para determinação da dependência espacial entre as variáveis e geração de mapas de comportamento das variáveis no tempo. As análises realizadas indicaram que devido à diferença de cobertura há uma variação de umidade, sucção, temperatura e volume diferente entre as três áreas e ocorre uma menor flutuação de umidade no centro da placa, se acentuando na área das bordas. Portanto, movimentos diferenciais e, conseqüentemente, processos de fissuras na placa.

Delmiro (2013) fez análise da resistência de ponta em argila expansiva de Paulista/PE, através de ensaios com penetrômetro dinâmico e estático. Os resultados dos ensaios com o penetrômetro estático mostram que a resistência estática cresce no ramo seco da curva atingindo valor máximo igual a 1,48 MPa, e decresce no ramo úmido, com valor aproximadamente igual a 0,87 MPa. Há tendência de crescimento da resistência dinâmica com a profundidade do cilindro de compactação, chegando-se a valores máximos igual a 21,4 MPa em profundidades maiores que 0,8 metros.

Barbosa et al. (2019) determinaram a resistência de ponta até 0,65 m, com o mesmo penetrômetro dinâmico utilizado por Delmiro (2013), na condição de umidade natural e inundada previamente. O valor médio da resistência de ponta para a condição de umidade natural e inundada foi igual a 4,12 MPa e 2,59 MPa, respectivamente. A relação entre eles variou de 1,1 a 2,1 da superfície até 0,65 m de profundidade.

Paiva (2016) fez a análise do comportamento geomecânico do solo natural de Paulista/PE, como os efeitos da adição de cal nas proporções de 3%, 5% e 7%. A argila expansiva de Paulista/PE apresentou um percentual de 50%. Foi constatada argila de alta compressibilidade e alta plasticidade com os ensaios de limites de consistência. A atividade dos solos variou o potencial de expansão de média a muito alto. Foi necessário 7% de cal para reduzir a tensão de expansão até zero e a mistura da argila expansiva com a cal elevou consideravelmente a resistência a compressão simples.

Justino da Silva (2016) fez a apresentação de medidas de movimentação do terreno e do teor de umidade da argila expansiva, ao longo de três ciclos sazonais. O deslocamento vertical do terreno foi obtido através de medições de placas metálicas instaladas em profundidade. A

umidade natural foi determinada em laboratório e através da sonda de nêutrons. O resultado desse estudo mostra que a variação de umidade está limitada à parte superior do perfil do solo, correspondente a camada ativa. Ou seja, quanto maior a profundidade, menor é a variação do teor de umidade do solo.

Morais (2017) avaliou o comportamento de um solo expansivo na condição natural, em Paulista/PE. O solo apresentou alto potencial de expansão por todos os métodos avaliados, constatando-se uma argila de alta compressibilidade e alto índice de plasticidade. Foi verificado nas análises química e mineralógica o indicativo de presença de minerais argílicos expansivos do tipo 2:1, Mica e expansivos (esmectitas e vermiculitas), além da presença de caulinita. O ensaio de cisalhamento direto, com amostras inundadas previamente, apresentou redução de 60% na resistência máxima e de 93% na coesão. O solo apresentou uma média de expansividade do seu volume superior a 10% e tensão de expansão igual a 289 kPa. As análises realizadas indicaram que qualquer tipo de obra a ser realizada neste solo ou com este solo deve ser levado em conta o período climático, o grau de expansividade e as formas de estabilização.

Constantino (2018) teve como objetivo avaliar a caracterização física, química e mecânica do solo expansivo de Paulista/PE, e da mistura do solo compactado com 2%, 4%, 6%, 8% e 10% de cinza de casca de arroz. Foi constatado que a mistura do solo com a cinza de casca de arroz chegou a reduzir em até 80% dos valores de expansão livre, 91% da tensão de expansão do solo natural e aumento da resistência à compressão simples e diametral do solo natural para os percentuais de 4%. O percentual de 8% da mistura mostrou-se o mais indicado para garantir que não haja danos à edificação.

Barbosa (2019) analisou o comportamento hidromecânico e a dinâmica de fissuração da argila expansiva de Paulista/PE. Os ensaios de compressibilidade e expansividade realizados nesta camada revelaram um potencial de expansão médio a muito alto, a depender da umidade e sucção inicial. Ensaio de resistência ao cisalhamento realizados na umidade natural e com inundação prévia mostram uma redução significativa dos valores de coesão e ângulo de atrito, além da alteração do comportamento de frágil para dúctil. A análise da macroestrutura do solo indeformado foi realizada por meio de tomografia computadorizada constatando a mudança da macroporosidade devido ao processo de inundação e expansão. O solo em seu estado natural apresentou macroporosidade de 4,69%, enquanto na condição inundada foi de 4,48%. A propagação de fissuras ocorre em formato “X” e “T”, simultaneamente em toda a superfície da amostra juntamente com a contração. A razão entre a área de fissuras e a área inicial da amostra cresce de maneira progressiva, porém não linear, até atingir uma tendência a estabilização mesmo com a perda de umidade.

Bezerra (2020) fez a avaliação do comportamento reológico e da dinâmica de fissuração de um solo de alta expansividade de Paulista/PE, e de sua mistura com areia (50%), cal hidratada (5%) e cinza de casca de arroz (10%). O estudo do comportamento reológico foi realizado através do squeeze-flow e o processo de propagação de fissuras foi utilizado um aparato que permite monitorar este processo com medida de temperatura, umidade relativa do ar, umidade do solo, além de capturar imagens através de uma câmera. O processamento de imagens foi realizado através do software ImageJ. A curva Carga versus Deslocamento apresenta comportamento elástico, plástico e plástico com endurecimento dependendo da quantidade de água e da consistência do solo e das misturas. Os resultados da faixa de deslocamento e intensidade de cada estágio da curva Carga versus Deslocamento variam de acordo com a composição dos materiais. Os resultados sugerem que a adição de areia, cal ou cinza de casca de arroz é um método que possibilita a redução do processo da fissuração por ressecamento devido à interação das partículas do solo com esses materiais que aumenta a resistência ao fissuramento. A propagação de fissuras nas misturas ocorre em forma de “T” ou “Y” em toda a superfície da amostra juntamente com sua contração. Todos os índices geométricos das fissuras aumentaram com a diminuição da umidade e próximo ao fim do ensaio diminuíram, comportamento encontrado no solo natural e nas misturas. O processo de propagação de fissuras devido à secagem desenvolve-se em três estágios de contração: inicial, primário e secundário. No estágio inicial, a amostra reduz umidade superficial sem ocorrer contração ou aparecimento de fissuras significativas. O segundo estágio corresponde a fase de maior aumento dos índices geométricos com o tempo devido à redução de umidade. Na contração secundária, há redução dos índices geométricos com o tempo.

Araújo et al. (2020) realizaram ensaios de ressecamento em argila expansiva de Paulista/Brasil. Foi feita uma análise quantitativa e qualitativa do ensaio através da técnica de correlação de imagens digitais (DIC) com o uso da ferramenta numérica Ncorr do Matlab. Esta análise permitiu observar a tendência de surgimento e propagação de fissuras na superfície do solo, ou seja, prever onde as fissuras tendem a se formar, mesmo quando não havia presença de fissuras visíveis a olho nu.

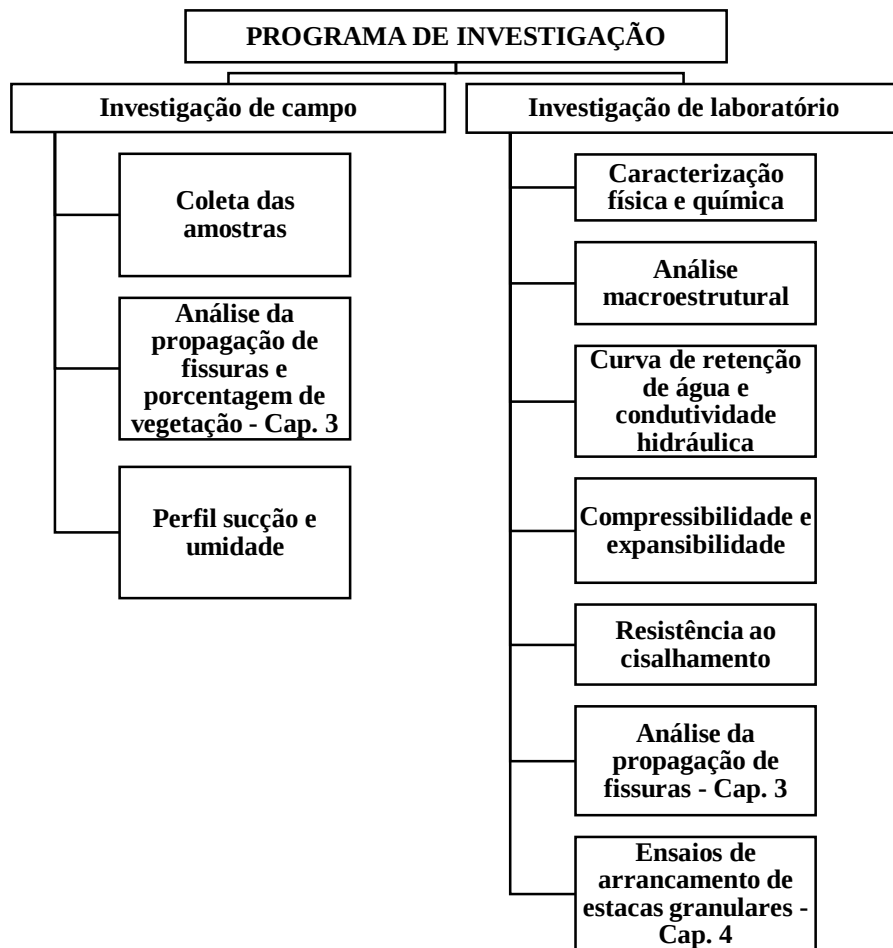
Ferreira et al. (2020) apresentaram a evolução do processo de expansão e formação e propagação de fissuras devido à mudança de umidade da argila expansiva de Paulista/PE. O solo apresentou potencial de expansão médio a alto em função das tensões e sucções aplicadas. A tensão de expansão aumentou com o aumento da sucção. A variação volumétrica devido à molhagem e a propagação de fissuras devido ao processo de dessecação se desenvolveram em três estágios: inicial, primária e secundária, similar ao encontrado por Barbosa (2019) e Bezerra

(2020). Os ciclos de molhagem e secagem aplicados apresentaram padrão de fissuras semelhantes com o aparecimento de novas microfissuras ao longo de cada ciclo novo de secagem.

2.7 MATERIAIS E MÉTODOS

São abordados os aspectos físicos, geológicos, climáticos, o programa de investigação de campo e de laboratório realizados com o solo expansivo de Paulista-PE. A Figura 6 mostra as etapas e os ensaios realizados no programa de investigação de campo e de laboratório. O fluxograma mostra todas as etapas desenvolvidas na tese e não apenas desse capítulo. A análise da propagação de fissuras e porcentagem de vegetação – é apresentado no Capítulo 3 e os ensaios de arrancamento de estacas granulares são apresentados no Capítulo 4.

Figura 6 – Fluxograma de atividades do programa experimental realizado



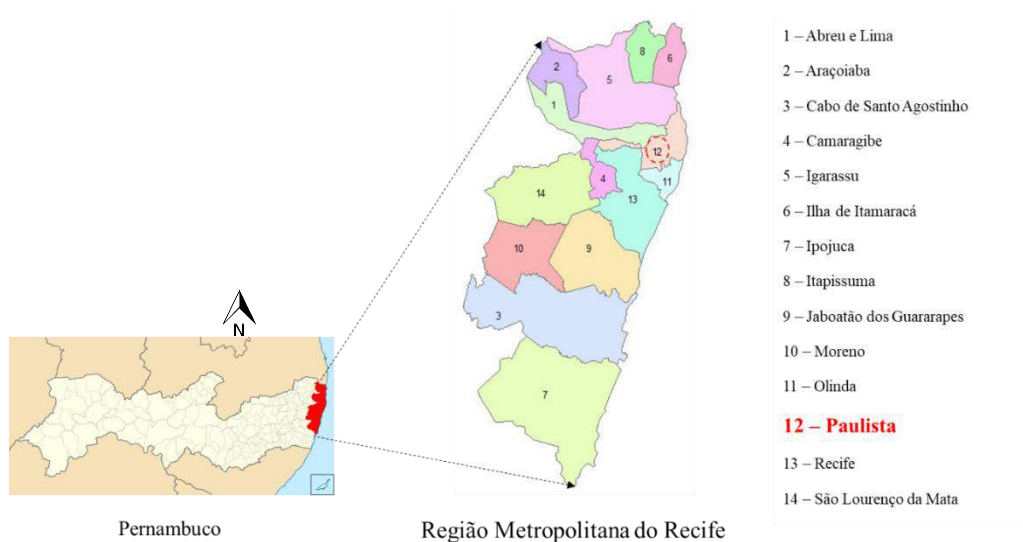
Fonte: O autor (2020)

2.7.1 Aspectos físicos do local da pesquisa

O local da pesquisa escolhido está situado na Estação de Tratamento de Esgoto do Janga (ETE-Janga), no bairro Maranguape II, no Município de Paulista/PE (latitude de 7° 55' 35" e

longitude de 34° 50' 49"). Este local foi escolhido pois diversos trabalhos já foram realizados com este solo, conforme apresentado no item 2.6.3. A Figura 7 apresenta a localização do Município de Paulista/PE na Região Metropolitana do Recife.

Figura 7 – Localização do Município de Paulista na Região Metropolitana do Recife



Fonte: Adaptação do autor via Google Maps, acessado em 18/09/2020

O Município de Paulista situa-se na região metropolitana do Recife, limitando-se ao norte com os Municípios de Abreu e Lima e Igarassu, ao sul com os Municípios do Recife, Olinda e Camaragibe, e a leste com o Oceano Atlântico. A Figura 8 apresenta o local em que foram desenvolvidos os trabalhos experimentais na ETE Janga (coordenadas UTM: 02996405L; 9123350N).

Figura 8 – Local da pesquisa na ETE-Janga



Fonte: Google Earth, acessado em 18/09/2020

Quanto ao relevo, a cidade de Paulista apresenta tabuleiros costeiros e planícies costeiras. Caracterizado por um relevo suave-ondulado, com variação de altitude de 40 a 50 metros na planície costeira e até 160 metros de altitude nos tabuleiros, próximo ao Município de Camaragibe.

De acordo com Justino da Silva (2001), a geomorfologia é composta por um relevo aplainado na franja litorânea e por suaves ondulações na porção interior, em que se sobressaem as feições colinosas, arredondadas e de baixas altitudes, constituídas por sedimentos areno-argilosos ou por solos residuais de calcário. A superfície do local corresponde a um talude suave com aproximadamente 8% de inclinação.

Quanto à vegetação, a Mata Atlântica correspondente à floresta tropical úmida, é a vegetação original da área. Devido à ação antrópica, a floresta foi reduzida a pequenos núcleos preservados, principalmente em decorrência das reservas ecológicas implementadas pelo governo. Além disso, o Município de Paulista é cortado pelos rios Paratibe e Timbó, em que são margeadas por mangues próximos a área costeira.

2.7.2 Aspectos geológicos e climáticos do local da pesquisa

De acordo com Amorim (2004), a região do Município de Paulista apresentou uma susceptibilidade média a alta para ocorrência de solos expansivos, quanto ao quesito geológico analisado. Este valor elevado de susceptibilidade encontrado é devido a área estar inserida na Bacia Paraíba, mais exatamente na Formação Maria Farinha.

A Bacia do Paraíba é constituída por uma sequência sedimentar repousando discordantemente sobre rochas do embasamento cristalino proterozoico, que se apresenta mergulhando suavemente para leste, e sobre o qual se depositou todo o pacote sedimentar cretáceo-paleocênico, de caráter continental/marinho, transgressivo/marinho regressivo, obedecendo a essa estruturação homoclinal, de maneira que, as camadas mais inferiores afloram na borda ocidental da bacia, enquanto as mais superiores afloram em direção à costa. Toda a sequência é recoberta por sedimentos terciários e quaternários (SOUZA, 1999).

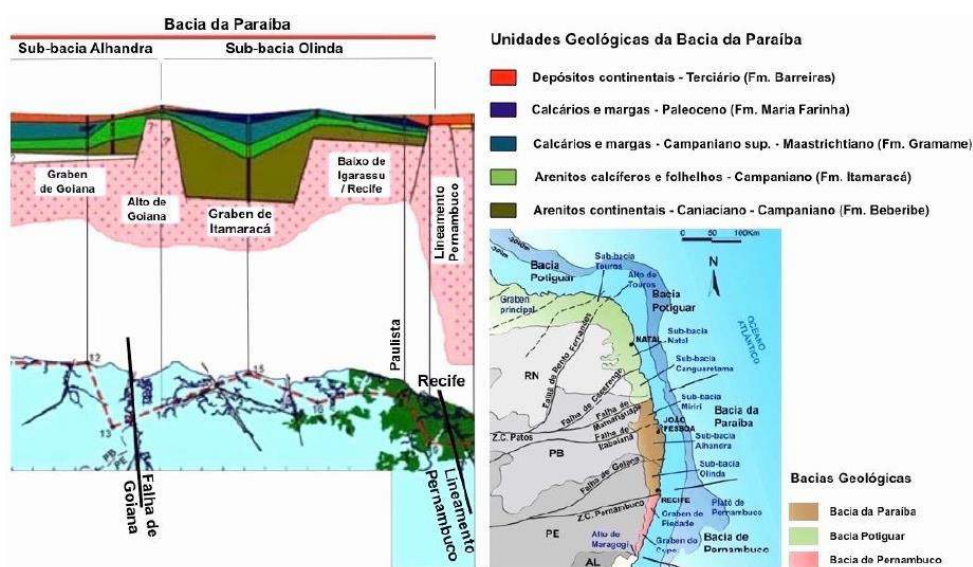
Barbosa et al. (2003) apresentaram de forma sintetizada a sedimentação farenozóica da Bacia do Paraíba em 5 formações geológicas as quais subdividem as duas únicas sub-bacias (Alhandra e Olinda). São encontradas nessa bacia as Formações Beberibe, Itamaracá, Gramame, Maria Farinha e Barreiras. A formação Beberibe é composta por arenitos continentais médios a grossos variando até arenitos conglomeráticos de ambientes flúvio lacustres. Acima da

Formação Beberibe encontra-se a Formação Itamaracá composta por depósitos costeiros de estuários e lagoas, contendo fósseis do ambiente marinho salobro, além de arenitos carbonáticos, folhelhos e carbonatos com siliciclastos ricamente fossilíferos. A Formação Gramame está representada por calcários e margas depositadas por calcários e margas depositadas em uma plataforma carbonática entre 100 a 150 metros de profundidade.

A penúltima camada é representada pela Formação Maria Farinha em que são encontrados calcários, calcários margosos e espessos níveis de marga na porção inferior, e calcários dolomíticos detríticos, contendo fauna fóssil de recifes e lagoas recifais na porção superior.

A Formação Barreiras é encontrada na camada superior da área da Bacia Paraíba, formada por sedimentos areno-argilosos, pouco consolidados e com distintas fácies de leques aluviais, canais fluviais e planícies de inundação (MABESOONE e ALHEIROS, 1988). A Figura 9 apresenta o perfil geológico ao longo da linha da costa de Pernambuco da Bacia do Paraíba e a localização das Bacias de Pernambuco, do Paraíba e Potiguar.

Figura 9 – Perfil geológico ao longo da linha da costa de Pernambuco da Bacia do Paraíba e a localização das Bacias de Pernambuco, do Paraíba e Potiguar



Fonte: Barbosa e Lima Filho (2006)

Segundo Justino da Silva (2001), na área de estudo os solos são provenientes da ação do intemperismo sobre o calcário margoso da Formação Maria Farinha e de siltitos e argilitos da Formação Barreiras. Os solos expansivos existentes na área, estão intimamente associados a ação do intemperismo físico-químico sobre argilitos e calcários da Formação Maria Farinha.

O solo residual do calcário no local de interesse, apresenta três níveis: o primeiro nível corresponde ao nível mais superficial constituído de siltes argilosos com restos orgânicos; o segundo nível são as argilas siltosas, de cores variegadas, nas quais não se preserva qualquer vestígio da rocha matriz. A espessura média é da ordem de 3 metros; o terceiro e último nível são as argilas de cores claras nas quais são frequentemente encontrados fragmentos da rocha matriz que variam de centímetros até metros (JUSTINO DA SILVA, 2001).

Bastos (1994) apresentou que a geologia do local é composta de sedimentos não consolidados e rochas sedimentares sobrejacentes ao embasamento. O calcário da Formação Maria Farinha é, frequentemente nesta área, intercalado com argilito e afloramentos. Os solos desta área são resultantes do intemperismo de rochas sedimentares.

Quanto ao clima, foi feita uma caracterização da área, utilizando dados disponibilizados na Agência Pernambucano de Águas e Climas (APAC). A estação de referência é a “Janga-ponte”, está localizado na cidade de Paulista, no bairro do Janga, distante 3 km do Local da pesquisa. Os resultados permitem classificar o clima da região, de acordo com Köppen, como As’, ou seja, tropical quente e úmido com estação chuvosa de outono-inverno. Normalmente, há períodos distintos de chuvas e estiagem, com período úmido curto e período seco longo. As maiores concentrações de chuvas são constatadas nos meses de abril a julho, sem distribuição regular nos demais meses do ano. Ocasionalmente, pode ocorrer temporais, assim como longas estiagens. A Tabela 4 apresenta dados de pluviometria, temperatura e umidade relativa do ar nos últimos dez anos (2010-2020).

Tabela 4 – Elementos climáticos do local da pesquisa de 2010 a 2020

Elementos Climáticos	Valores Medidos
Pluviometria Anual	Maior: 2740,1 mm (2011)
	Menor: 1432,8 mm (2012)
	Média: 1739,2 mm
Pluviometria Mensal	Maior: 588,9 mm (julho/2011)
	Menor: 0,0 mm (novembro/2019)
	Média: 144,9 mm
Temperatura Ambiente	Maior: 33,5° (Fevereiro/2014)
	Menor: 22,5° (Julho/2017)
	Média: 26,8°
Umidade Relativa do Ar	Maior: 89,5% (Julho/2017)
	Menor: 72,2% (Janeiro/2016)
	Média: 77,1%

Fonte: Agência Pernambucano de Águas e Climas – APAC, acessado em 18/09/2020

2.7.3 Investigação de campo

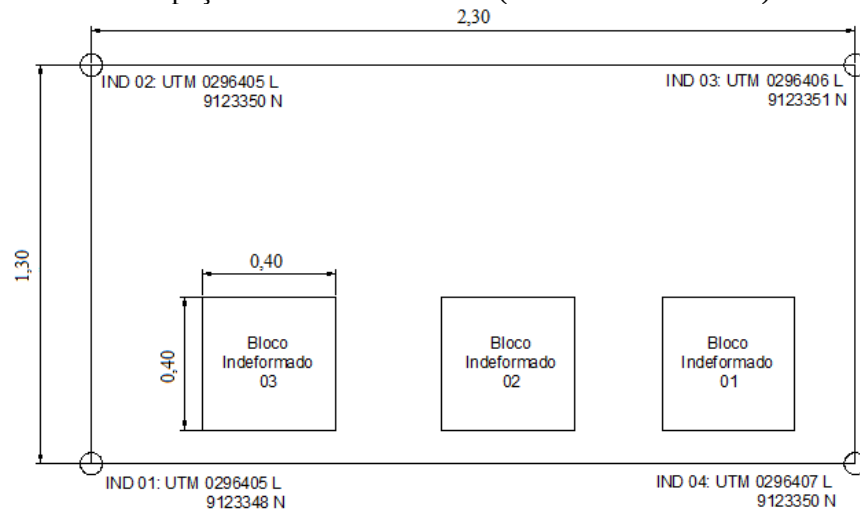
Neste item são apresentados os detalhes da coleta das amostras deformadas e indeformadas realizado no local da pesquisa. Além disso, é abordada a metodologia da determinação da umidade e sucção ao longo do perfil.

2.7.3.1 Coleta das amostras deformadas e blocos indeformados

No campo, foram coletados três blocos indeformados em formato cúbico com arestas igual a 0,40 m, e amostras deformadas de acordo com as premissas da ABNT NBR 9604/2016. Inicialmente, foi feita a locação do poço no terreno, cuja dimensões da seção eram de 1,30 m por 2,30 m. Cada vértice do poço foi numerado e locado com auxílio de uma trena e um GPS portátil, do modelo Garmim eTrex 10. A escavação do poço foi manual e executada com o uso de picareta, chibanca e cavadeira reta até a profundidade de 1,4 m, referente a cota da base do bloco indeformado. Durante a escavação, para cada camada, foram coletadas amostras deformadas em sacos, revestidos internamente com sacos plásticos para manter a umidade de campo e não haver perda de finos. Estes sacos foram devidamente etiquetados contendo informações como: profundidade, data da coleta e local.

O bloco indeformado foi moldado com auxílio de uma espátula, facão e cavadeira reta. Inicialmente, o topo e as laterais dos blocos foram envolvidos com filme plástico de PVC, papel alumínio, talagarça (tecido) e parafina com espessura mínima de 1,5 mm, para proteger e manter a umidade do solo natural. Feito isso, o bloco foi colocado em uma caixa de madeira em formato cúbico com arestas de 0,45 m. A base do bloco foi desprendida do maciço com o uso de um fio de arame de aço. Em seguida, com a base do bloco voltado para cima, foi feita a regularização da base e todo procedimento utilizado nas laterais e topo para proteção e manutenção da umidade foi repetido. Os espaços vazios entre o bloco e a caixa de madeira foi preenchido com serragem (pó de serra) para proteger a amostra indeformada quanto as vibrações no transporte até o laboratório. Outro cuidado tomado para evitar vibrações no bloco foi a fixação da tampa com parafusos, e não com pregos. Toda a caixa do bloco indeformado foi identificada contendo informações como: local, data, profundidade e identificação das laterais, topo e base. A Figura 10 apresenta a locação do poço de inspeção e medidas da seção do poço e dos blocos indeformados.

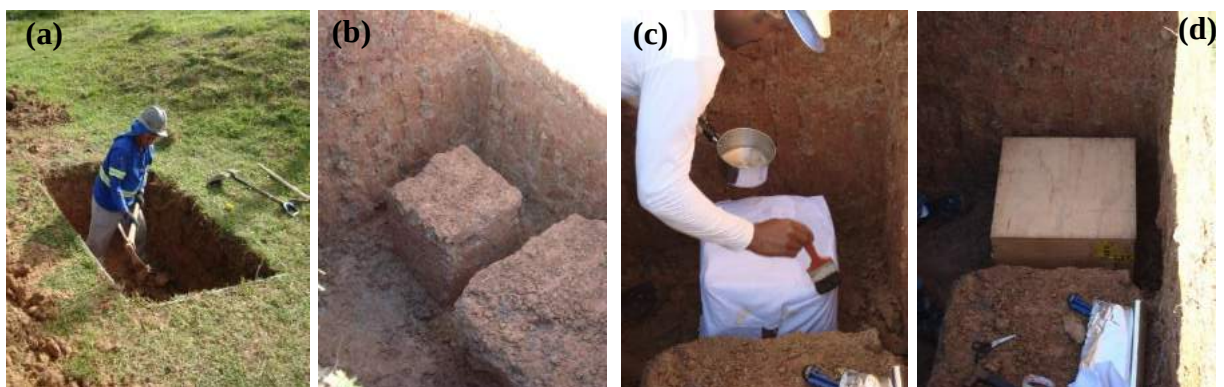
Figura 10 – Localização do poço de inspeção (em coordenadas UTM) e medidas da seção do poço de inspeção e bloco indeformado (dimensões em metros)



Fonte: O autor (2020)

Da mesma maneira como mencionado por Paiva (2016) e Moraes (2017), foi identificado dificuldade na moldagem do bloco indeformado. Isso se deve a heterogeneidade do solo, a elevada resistência ao corte com as ferramentas de moldagem e as fissuras no solo existentes devido ao efeito secagem-umedecimento, ocasionando contração-expansão, respectivamente. A Figura 11 apresenta as etapas da coleta das amostras indeformadas.

Figura 11 – Coleta das amostras indeformadas: (a) escavação manual do poço de inspeção; (b) moldagem do bloco indeformado; (c) bloco envolvido com o tecido e aplicação da parafina derretida com o uso de um pincel tipo trincha; (d) fechamento do bloco com a caixa de madeira;

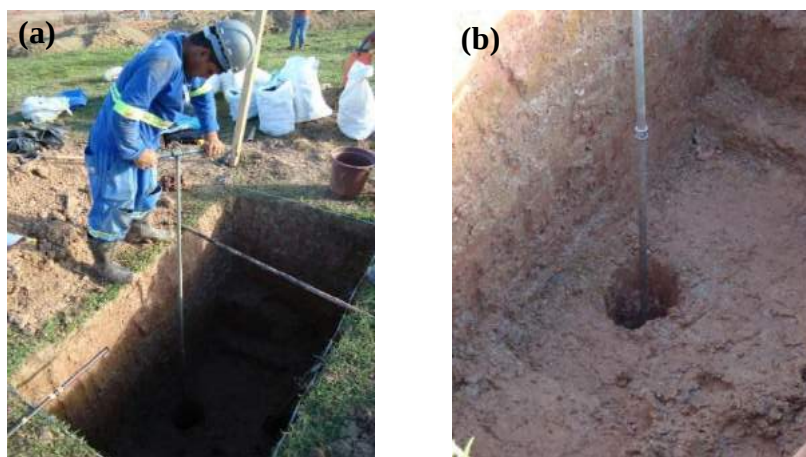


Fonte: O autor (2020)

Terminada a execução do poço e da coleta dos blocos indeformados, foi dada continuidade a coleta das amostras deformadas por meio da execução de sondagem manual a trado. A sondagem a trado foi executada da profundidade de 1,4 m até 5,0 m. Para cada camada, foram

coletadas amostras deformadas com os mesmos cuidados das amostras deformadas já coletadas (Figura 12).

Figura 12 – Coleta das amostras deformadas com o uso do trado manual: (a) detalhe da execução da sondagem com trado manual; (b) detalhe do furo da sondagem a trado



Fonte: O autor (2020)

2.7.3.2 – Determinação da umidade e sucção ao longo do perfil

Com o objetivo de determinar a variação da umidade e sucção matricial do solo ao longo da profundidade do perfil, durante a escavação do poço e da sondagem a trado, foi coletada uma porção de solo nas profundidades: 0,1 m; 0,2 m; 0,4 m; 0,6 m; 0,8 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m; 2,5 m; 3,0 m; 3,5 m; 4,0 m; 4,5 m; 5,0 m.

A medida que se alcançava a profundidade desejada, com o uso de uma espátula, foi retirada pequenos torrões de solo e colocados em três cápsulas para determinação da umidade. As cápsulas, já pesadas e identificadas previamente, foram fechadas com uma tampa, envolvidas com camadas de filme plástico de PVC e papel alumínio, e armazenadas em um isopor termicamente isolante. Após a última coleta, as amostras foram levadas para o Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE) para serem pesadas e colocadas na estufa. Após 24 h, as amostras foram pesadas novamente para obtenção das umidades.

Paralelamente, a sucção matricial do solo foi determinada nas mesmas profundidades. Para cada profundidade desejada foram colocados pequenos torrões de solo em três potes plásticos. Previamente, foi colocado um papel filtro Whatman 42 de 55 mm de diâmetro em cada pote

plástico, com o auxílio de uma pinça metálica. Em sequência, o pote plástico foi fechado com uma tampa e colocado em um isopor termicamente isolante (Figura 13).

Figura 13 – Coleta das amostras ao longo da profundidade para determinação da variação da sucção ao longo do perfil



Fonte: O autor (2020)

Após sete dias, os papéis filtro foram pesados em uma balança digital, modelo Marte com precisão de 0,0001 g. Feita a pesagem, os papéis filtro foram levados à estufa por 24h, e então pesados novamente. A determinação da sucção foi feita de acordo as equações de calibração de Chandler et al. (1992). As Equações 1 e 2 apresentam as calibrações propostas por Chandler et al. (1992). Segundo Bastos (1994), a desvantagem deste método se deve ao grau de contato entre o papel e o solo. Caso este contato seja inadequado, não será medida a parcela matricial. Este aspecto é relevante quando se espera valores significativos para a componente osmótica da sucção.

$$S(kPa) = 10^{4,84-0,066.w(\%)} \quad \text{para } w_{\text{papel}} \leq 47\% \quad (1)$$

$$S(kPa) = 10^{6,05-2,48.\log(w\%)} \quad \text{para } w_{\text{papel}} > 47\% \quad (2)$$

2.7.4 Investigação de laboratório

Será apresentado a caracterização física e química do solo, os ensaios de sucção para obtenção da curva de retenção de água e a caracterização mecânica do solo.

2.7.4.1 – Caracterização física do Solo

Todos os ensaios de caracterização física dos solos foram executados no Laboratório de Solos e Instrumentação da Universidade Federal de Pernambuco. A preparação das amostras para os ensaios foi feita de acordo com as premissas da ABNT NBR 6457/2016. Durante a abertura do poço e da sondagem manual a trado foi identificada cinco camadas diferentes. Cada camada foi caracterizada através dos seguintes ensaios:

- Análise granulométrica conjunta – ABNT NBR 7181/2016;
- Densidade real dos grãos – ABNT NBR 6508/2016;
- Limite de contração – ABNT NBR 7183/2016;
- Limite de plasticidade – ABNT NBR 7180/2016;
- Limite de liquidez – ABNT NBR 6459/2016;
- Compactação dos solos – ABNT NBR 7182/2016.

Os ensaios de granulometria foram realizados com e sem o uso do defloculante para verificar a dispersividade da argila. Os ensaios de compactação proctor foram feitos com energia normal, com preparação das amostras com e sem secagem prévia. Da mesma maneira, foram realizados os ensaios de limites de consistência.

2.7.4.2 – Caracterização química do solo

A caracterização química de cada camada foi realizada no Laboratório de Análises Químicas da Universidade Católica de Pernambuco. A metodologia e o sistema de classificação de solo foram feitos de acordo com Santos et al. (2013). Cada resultado foi obtido a partir de uma determinação realizada em triplicata e a diferença entre as determinações não deveria ultrapassar 0,1% do valor relacionados à titulação. Com repetições das análises até que os resultados ficassem dentro do limite de tolerância. Foram determinadas as seguintes análises em cada solo com o intuito de verificar a qualidade do solo e a susceptibilidade à expansão:

- Potencial hidrogeniônico em água pH_{H_2O} ;
- Potencial hidrogeniônico em cloreto de potássio pH_{KCL} ;
- Potencial hidrogeniônico em cloreto de cálcio pH_{CaCl_2} ;
- Carbono orgânico (g/Kg) solo;

- Matéria orgânica (g/Kg) solo;
- Alumínio extraível (meq $Al^{+++}/100g$ solo);
- Cálcio trocável (meq $Ca^{++}/100g$);
- Magnésio trocável (meq $Mg^{++}/100g$);
- Potássio trocável (meq $K^{+}/100g$);
- Sódio trocável (meq $Na^{+}/100g$);
- Acidez extraível (meq $(H^{++} + Al^{+++})/100g$ solo);
- Soma de cátions (S) (meq/100g solo);
- Capacidade de troca de cátions (T) (CTC meq/100g solo);
- Percentagem de saturação de bases (V) (% V);
- Percentagem de óxido de silício na fração argila (% SiO_2);
- Percentagem de óxido férrico no extrato sulfúrico (% Fe_2O_3);
- Percentagem de óxido de alumínio no extrato sulfúrico (% Al_2O_3);
- Percentagem de água na pasta saturada e no extrato de saturação (% H_2O);
- Condutividade elétrica no extrato de saturação ($\mu S/cm/25^{\circ}C$)

A composição química semi-quantitativa do solo, expressa em óxidos, foi determinada através de espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX), em amostras fundidas, com determinação de teores de óxidos: Na_2O ; MgO ; Al_2O_3 ; SiO_2 ; P_2O_5 ; SO_3 ; K_2O ; CaO ; TiO_2 ; V_2O_5 ; Cr_2O_3 ; MnO ; Fe_2O_3 ; NiO ; ZnO ; Ga_2O_3 ; Rb_2O ; SrO ; Y_2O_3 ; ZrO_2 ; Nb_2O_5 ; BaO ; PbO ; ThO_2 ; CeO_2 . Estas análises foram realizadas no Laboratório Núcleo de Estudos Geoquímicos da Universidade Federal de Pernambuco. Uma porção de amostra foi secada em estufa a $110^{\circ}C$. Uma outra porção de amostra seca foi prensada em cápsulas de alumínio com 30 toneladas de força. As patilhas prensadas foram analisadas em espectrômetro de fluorescência de raios-X Rigaku, modelo ZSX Primus II, equipado com tubo de Rh e 7 cristais analisadores. Os resultados da varredura semi-quantitativa foram recalculados para 100% após a incorporação do valor da perda ao fogo.

2.7.4.3 – Determinação da sucção pelo método do papel filtro

O método do papel filtro é um meio indireto de medida de sucção do solo e baseia-se no princípio de que quando se coloca em contato o solo e um material com capacidade de absorção de umidade, estando apenas o solo umedecido, a água se deslocará do solo para o papel até que se estabeleça o equilíbrio. O método do papel filtro é padronizado pela norma americana ASTM

D5298-92 e é descrita por Marinho (1995). A sucção obtida depende do tipo de transferência de água do solo para o papel filtro, o qual pode se dar por capilaridade ou através de vapor.

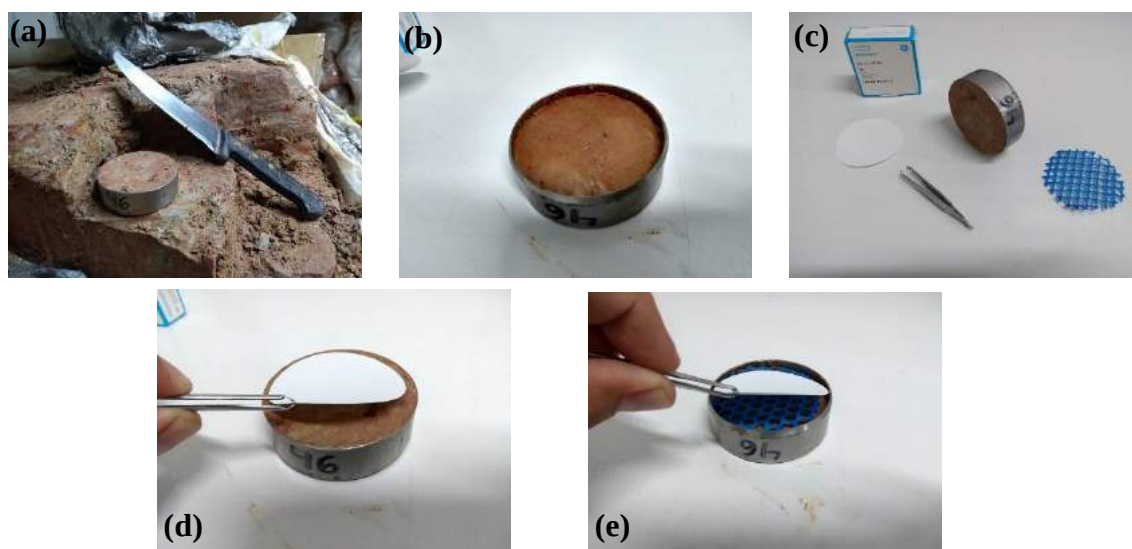
Em todos os ensaios, foi utilizado o período mínimo de equalização igual a sete dias, recomendado por Marinho (1995). O papel filtro utilizado foi o Whatman nº42 com diâmetro igual a 55 mm, que permite intervalo de sucção de zero até 29 MPa. A curva de calibração do papel filtro utilizada foi a proposta por Chandler et al. (1992), conforme já apresentado nas Equações 1 e 2.

Foram utilizados dois processos de ensaios. O primeiro, com secagem da amostra ao ar (Figura 14), e a segundo, umedecendo a amostra com o uso de um vaporizador (Figura 15). Os dois processos são descritos a seguir:

- *Método do papel filtro com secagem da amostra ao ar livre:*
 - a) foram moldados três corpos de prova indeformados em anéis metálicos com dimensões iguais a 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro;
 - b) paralelamente, foi retirado torrões do bloco indeformado para determinar a umidade do solo;
 - c) o conjunto anel-amostra foi pesado. Com o uso de um paquímetro, foi medida a altura e diâmetro da amostra;
 - d) colocou-se um papel filtro em contato com um dos lados da amostra para determinação da sucção matricial. No outro lado, foi colocado uma tela plástica espessa entre a amostra e o papel filtro, impedindo o contato para medir a sucção total;
 - e) em seguida, envolveu-se o conjunto anel-amostra-papel filtro com várias camadas de filme plástico de PVC, e logo após envolveu-se com papel alumínio. O conjunto, foi colocado em um isopor termicamente isolante para garantir que as amostras não entrassem em contato com a umidade e luz do ambiente externo;
 - f) após sete dias, foi feita a pesagem dos papeis filtros em uma balança com precisão de 0,0001 g, para determinar o peso úmido do papel filtro. Nesse estágio, retirou-se cuidadosamente o papel filtro de cada amostra, com o uso de uma pinça metálica, e imediatamente pesou-se o papel filtro, evitando-se a perda de umidade por evaporação. Foi registrado o tempo da retirada do papel filtro da amostra até a balança;
 - g) o conjunto anel-amostra foi pesado, para determinação da umidade do solo no equilíbrio. Com o uso de um paquímetro, foi medido a altura e diâmetro da amostra para registrar eventual variação volumétrica até o momento. Este conjunto foi envolvido com

- várias camadas de filme plástico de PVC, depois com papel alumínio e foram colocados em um isopor termicamente isolante;
- h) os papéis filtros foram colocados em cápsulas e levados para secagem em estufa a uma temperatura de 105°C por 24 h.
 - i) após as 24 h, o conjunto papel filtro-cápsula foi colocado em um dessecador preenchido com sílica e foram levados imediatamente para a pesagem na balança de precisão para obtenção do peso seco do papel filtro;
 - j) a umidade do papel filtro foi determinada e a sucção matricial e total do solo foi estimada pela Equações 1 e 2;
 - k) o conjunto anel-amostra foi exposto ao ar livre para secagem. Após perda de 5% de umidade, repetiu-se o processo a partir da etapa “c”;
 - l) Todo o processo também foi realizado com o solo compactado com energia proctor normal. Foram moldados três anéis metálicos, com dimensões iguais a 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro, no solo compactado no cilindro de compactação.

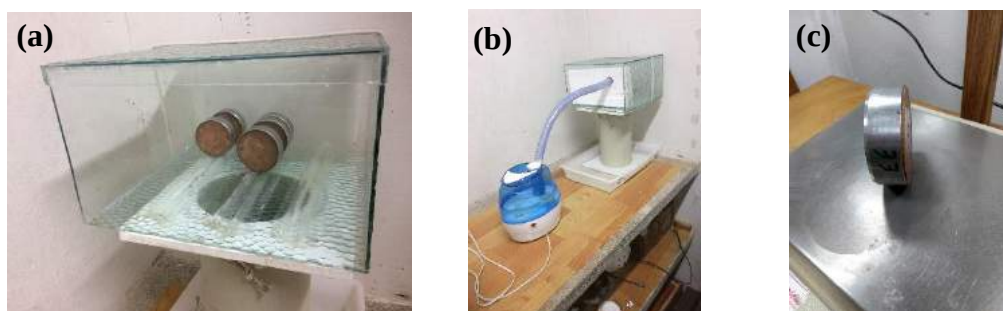
Figura 14 – Método do papel filtro com secagem da amostra ao ar livre: (a) Moldagem da amostra no bloco indeformado; (b) Amostra moldada no anel metálico; (c) Papel filtro Whatman n°42, pinça, amostra e tela plástica; (d) Detalhe do contato do papel filtro no solo para determinação da sucção matricial; (e) Detalhe da disposição da tela e papel filtro para determinação da sucção total



Fonte: O autor (2020)

- *Método do papel filtro com umedecimento da amostra:*
 - a) repete-se as etapas de “a” até “j” do método anterior. A amostra foi moldada com altura igual a 14,5 mm, ou seja, menor que a altura do anel metálico, pois com o umedecimento a amostra expande;
 - b) o conjunto anel-amostra foi colocado dentro de um aquário de vidro e foram umedecidos pelo processo de absorção de vapor e deixado expandir linearmente sem sobrecarga até atingir a umidade saturada.

Figura 15 – Etapa de umedecimento das amostras pelo processo de absorção de vapor: (a) posição das amostras dentro do aquário de vidro; (b) umedecimento das amostras com o uso de um vaporizador; (c) pesagem da amostra expandida após umedecimento até a saturação



Fonte: O autor (2020)

2.7.4.4 Determinação da sucção pelo método do dessecador de vácuo

O dessecador de vácuo é um método indireto de medição de sucção, em que é inserido uma solução de ácido sulfúrico (H_2SO_4) ou cloreto de sódio ($NaCl$) no dessecador, destinado a manter uma determinada umidade relativa do ar em seu interior. Foi utilizado a relação entre as umidades relativas e as densidades da solução, para ácido sulfúrico (AITCHISON e RICHARDS, 1965) e cloreto de sódio (BAKER et al., 1973). Após a amostra atingir o equilíbrio é determinada a umidade da amostra.

Neste trabalho, foram utilizados oito dessecadores. Em quatro dessecadores foram adicionadas diferentes soluções de $NaCl$, e nos outros quatro dessecadores, adicionadas diferentes soluções de H_2SO_4 . A Tabela 5 apresenta os valores das sucções escolhidas para serem atingidas em cada dessecador.

Tabela 5 – Sucções escolhidas a serem atingidas no ensaio do dessecador com uso de soluções de ácido sulfúrico e cloreto de sódio

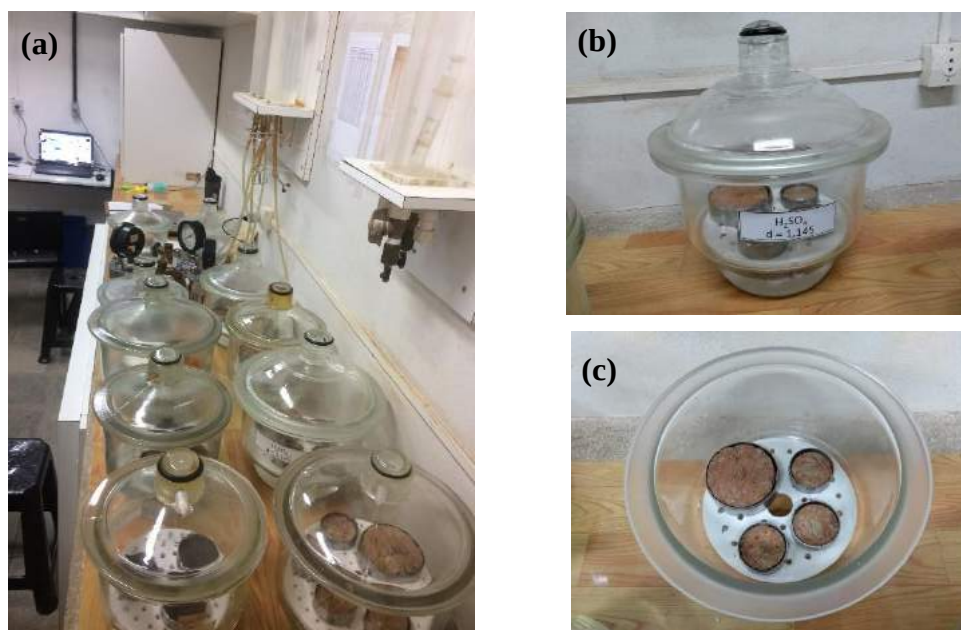
Dessecador	Solução	Sucção (MPa)
1	H ₂ SO ₄	81,07
2	H ₂ SO ₄	40,28
3	H ₂ SO ₄	19,91
4	H ₂ SO ₄	8,11
5	NaCl	8,87
6	NaCl	6,24
7	NaCl	3,75
8	NaCl	1,39

Fonte: O autor (2020)

A Figura 16 apresenta o andamento dos ensaios de sucção pelo método do dessecador de vácuo. A execução dos ensaios procedeu-se através das seguintes etapas:

- inicialmente, foram moldados doze corpos de prova com dimensões iguais a 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro do bloco indeformado. Em cada dessecador que continha solução de H₂SO₄ foi colocado três corpos de prova;
- paralelamente, foram moldados oito corpos de prova com dimensões iguais a 20 mm de altura e 82,5 mm de diâmetro, e foram colocados um corpo de prova em cada dessecador com solução de H₂SO₄ e NaCl (Tabela 5). Os oito corpos de prova foram moldados para, após equalização da umidade, serem utilizados em ensaios no edômetro convencional;
- todas as amostras foram pesadas após moldagem, assim como, obtida a umidade inicial;
- a equalização das amostras que estavam juntos com a solução de H₂SO₄, foi observada após cem dias. Durante esse período, a cada quinze dias, as amostras foram pesadas para se ter o controle da equalização da umidade das amostras;
- após a equalização, determinou-se a umidade das amostras;
- após a conclusão do ensaio, foi retirado um corpo de prova de cada dessecador que continha solução de H₂SO₄, e foi colocado um em cada dessecador com solução de NaCl. Esse processo foi realizado para verificação do efeito da histerese na curva característica do solo;
- Todo o processo também foi realizado com o solo compactado, moldado com energia Proctor normal, umidade ótima e densidade seca máxima. Porém, nesse caso, não foi verificado o efeito da histerese.

Figura 16 – Detalhe dos ensaios de sucção com os dessecadores de vácuo: (a) sequência de dessecadores com solução em H_2SO_4 e NaCl; (b) Identificação do dessecador com o tipo e concentração de solução; (c) Corpos de prova no interior do dessecador de vácuo



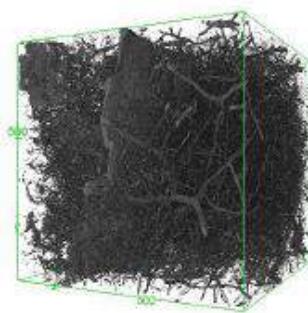
Fonte: O autor (2020)

2.7.4.5 Análise macroestrutural do solo

A aquisição e reconstrução das imagens tomográficas foram realizadas no Laboratório de Tomografia Computadorizada de Raios-X, do Departamento de Energia Nuclear, da Universidade Federal de Pernambuco. O equipamento utilizado foi o microtomógrafo de raios-X de terceira geração, modelo NIXON XT H 225 ST, cuja geração de raios-X ocorre entre um filamento de tungstênio (cátodo) e um alvo de tungstênio (ânodo) em voltagens de até 225 Kv. O detector deste dispositivo possui 1918 x 1534 sensores. Foram utilizados como parâmetros no processo de aquisição da amostra a tensão de 150 kV, corrente de 226 μA e tempo de exposição de 500 ms. A resolução espacial das imagens foi 50 μm (50 x 50 μm^2).

Foi utilizado também filtro de cobre com espessura igual a 0,5 mm para minimizar os fótons de baixa intensidade, ou seja, minimizar artefatos do tipo feixe de endurecimento (*beam hardening*). O subvolume de interesse, igual a 840 x 840 x 1000 voxels, foi reconstruído em 3D utilizando o programa CTPro 3D XT 3.0.3 (Nixon Metrology NV) e a resolução espacial das imagens permaneceu com 50 μm (50 x 50 x 50 μm^3). A Figura 17 apresenta um exemplo de subvolume reconstruído em 3D.

Figura 17 – Subvolume reconstruído em 3D de uma amostra de solo



Fonte: O autor (2020)

Artefatos de anéis são defeitos circulares gerados pelo mau funcionamento dos sensores do detector, comprometendo quantitativamente e qualitativamente as imagens e análises. Essas correções devem ser feitas para garantir melhor qualidade dos dados. As imagens do solo analisado apresentaram inicialmente artefatos de anéis levemente acentuados. As correções foram feitas com base na metodologia proposta por Münch et al. (2009) e Wei et al. (2013). Para supressão dos artefatos, as imagens segmentadas e em coordenadas cartesianas foram transformadas para coordenadas polares e foi aplicada uma combinação dos filtros Wavelet e Fourier. Na etapa de processamento de imagens, os arquivos foram salvos e trabalhados no Cluster do Laboratório. No Cluster, estão os softwares utilizados na execução dessa etapa: ImageJ 1,50e (Rasband 1997-2015) e uma rotina de MATLAB (MATrix LABoratory) desenvolvida para fitar gaussianas aos histogramas de imagens no intuito de calcular os valores dos picos (médias) e suas variâncias.

Neste trabalho, foram coletadas imagens tomográficas em amostras indeformadas e em amostras compactadas com energia proctor normal na condição de umidade ótima e densidade seca máxima. Também foram coletadas imagens tomográficas após inundação do solo para verificar o efeito da expansão do solo. A moldagem da amostra foi feita em um tubo de PVC com dimensões iguais a 75 mm de diâmetro e 100 mm de altura. Uma das extremidades do tubo foi biselada previamente. A moldagem da amostra no bloco indeformado foi complexa, pois o bloco apresentava fissuras, e isso dificultava o preenchimento de solo em todo volume do tubo. Consequentemente, no final da moldagem foi observado alguns vazios no tubo. Após a moldagem, foi obtida a umidade do solo e o conjunto tubo-solo foi pesado. Para não haver perda de umidade da amostra, o conjunto foi envolvido com várias camadas de filme plástico e papel alumínio. Por fim, foram acondicionadas em um isopor termicamente isolado até a realização do ensaio. A Figura 18 apresenta a moldagem do solo no tubo de PVC.

Figura 18 – Moldagem da amostra para ensaios no tomógrafo computadorizado: (a) Moldagem do tubo de PVC no bloco indeformado; (b) Amostra moldada no tubo de PVC e verificação de vazios no tubo; (c) Compactação do solo no cilindro de compactação com aplicação de energia normal, umidade ótima e densidade seca máxima; (d) Processo de umedecimento da amostra e medição da expansão com o uso de um extensômetro



Fonte: O autor (2020)

Nos ensaios compactados, a amostra foi compactada em um cilindro nas condições de umidade ótima e densidade seca máxima, com energia Proctor normal. O corpo de prova foi retirado do cilindro, colocado em um torno de moldagem e foi moldada a amostra no tubo de PVC. Nos ensaios inundados, durante o processo de umedecimento, o conjunto tubo-solo foi imerso com água destilada em um recipiente. A medição da expansão livre foi feita através de um extensômetro de sensibilidade igual a 0,01 mm. Após equalização da expansão, as amostras foram levadas ao tomógrafo para a realização da coleta das imagens. A Figura 19 apresenta o início do ensaio no tomógrafo computadorizado.

Figura 19 - Início do ensaio no tomógrafo computadorizado: (a) Fixação da amostra no suporte do tomógrafo; (b) Amostra fixada no suporte do tomógrafo; (c) Tomógrafo de raios-x, modelo NIXON XT H 225 ST (d) Amostra posicionada no interior do tomógrafo



Fonte: O autor (2020)

2.7.4.6 Avaliação da compressibilidade e expansividade do solo

Foram executados ensaios edométricos de acordo com as premissas da ABNT NBR 16853/2020, em células convencionais e prensas tipo Bishop, com relação de braço de alavanca de 10:1 (Figura 20). Foram executados o total de nove ensaios de compressão edométrica unidimensional em solo indeformado e umidade natural do bloco indeformado, com tensões de inundação em 1 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa e sem inundação prévia.

Figura 20 – Ensaio de compressão edométrica convencional: (a) Detalhe da prensa de compressão edométrica com o ensaio em andamento; (b) Montagem da célula de compressão edométrica e detalhe da aparelhagem utilizada



Fonte: O autor (2020)

As variações de altura dos corpos-de-prova foram medidas com o uso de extensômetros com sensibilidade de 0,01 mm. Todos os ensaios foram executados com anéis metálicos com dimensões igual a 82,5 mm de diâmetro e 20 mm de altura, ou seja, os corpos-de-prova tinham relação diâmetro/altura superior a 2,5. A drenagem vertical foi feita em ambas as faces do corpo-de-prova.

Paralelamente, foram executados oito ensaios de compressão edométrica unidimensional, em solo indeformado, sem inundação, em amostras que foram colocadas em dessecadores à vácuo com soluções de H_2SO_4 e $NaCl$ com valores de sucção apresentadas na Tabela 5. Foram realizados quatro ensaios com amostras submetidas a sucções em soluções de H_2SO_4 e quatro ensaios com amostras submetidas a sucções em soluções de $NaCl$.

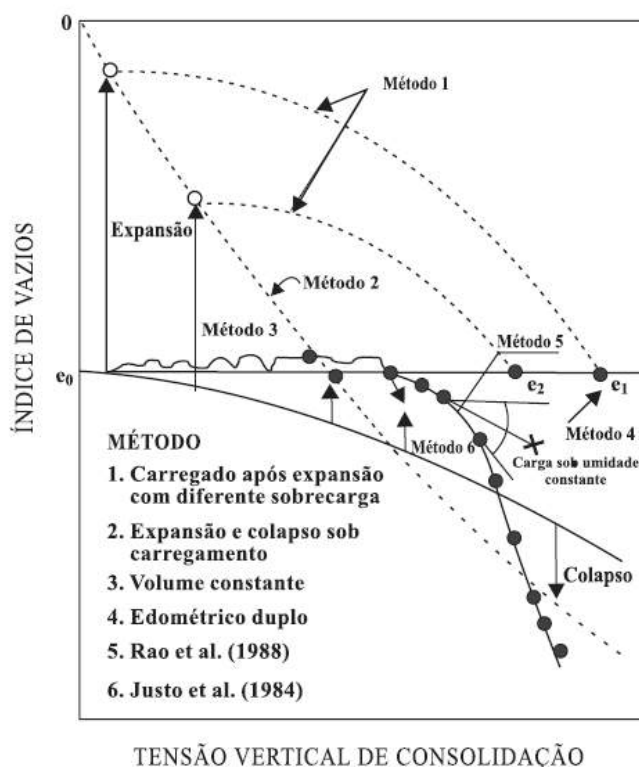
A série de carregamento e descarregamento, de todos os ensaios, seguiu a seguinte sequência: 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa, 320 kPa, 80 kPa, 20 kPa e sem carga. A execução dos ensaios seguiu as seguintes etapas:

- inicialmente, foram moldadas as amostras em anéis metálicos, diretamente no bloco indeformado;
- após a moldagem, a amostra foi pesada e, paralelamente foi retirada a umidade da amostra;
- após a moldagem da amostra no anel metálico, foi feita a montagem da aparelhagem na base da célula de adensamento, na ordem a seguir: pedra porosa inferior, papel filtro, conjunto amostra-anel, papel filtro, pedra porosa superior e cabeçote metálico (top cap);
- a célula de adensamento foi posicionada na prensa e ajustada para dar início a aplicação das cargas. A célula de adensamento foi vedada com plástico para que a amostra não tenha perda de umidade por evaporação;
- foi aplicada inicialmente uma tensão de 1kPa (précarga) para ajustar o sistema de carregamento e o da leitura das deformações.
- em cada estágio de carregamento, foram feitas leituras no extensômetro imediatamente antes do carregamento e nos intervalos de tempo de 1/8 min; 1/4 min; 1/2 min; 1 min; 2 min; 4 min; 8 min; 15 min; 30 min; 1 h; 2 h; 4 h; 8 h e 24 h contados a partir do instante de aplicação do incremento de carga;
- nos estágios de inundação, a tensão de inundação foi mantida constante por 48 h para garantir a estabilização das deformações. Na etapa de expansão, inundou-se a célula com água destilada, retirando-se a vedação plástica.
- as leituras dos estágios de descarregamento seguiram o mesmo padrão dos estágios de carregamento;
- finalizado o descarregamento, a amostra foi retirada da célula de adensamento, pesada e retirada a umidade após o ensaio.

Os ensaios de expansão livre foram realizados seguindo as recomendações da ASTM D4829/1995 e da ABNT NBR 16853/2020. Estes ensaios medem a variação de altura da amostra, em percentual, de acordo com a relação entre a altura inicial e final do solo, após inundação, em células de adensamento convencionais.

A moldagem das amostras foi feita em anel metálico, com dimensões iguais a 20 mm de altura e 60 mm de diâmetro, no bloco indeformado. Assim que foi finalizada a moldagem, as amostras foram pesadas e determinada a umidade. Foram executados dois ensaios de expansão livre. Os ensaios foram realizados com aplicação de tensão prévia igual a 1 kPa e 10 kPa. Já a tensão de expansão de um solo pode ser determinada por diferentes métodos. A Figura 21 apresenta os principais métodos existentes na literatura.

Figura 21 – Principais métodos de determinação da tensão de expansão de um solo



Fonte: Ferreira e Ferreira (2009)

- a) *Método 1* – Carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação;

Consiste em aplicar uma tensão em uma amostra confinada lateralmente, que é levada a expandir por inundação. A deformação específica é medida em intervalos de tempo, até a estabilização ser alcançada. Após a estabilização, a amostra é consolidada com aumento da tensão aplicada, até que a altura inicial seja alcançada. A tensão máxima obtida é a tensão de expansão da amostra. Neste trabalho, foram aplicadas tensões iguais a 1 kPa, 10kPa, 20kPa, 40kPa e 80kPa.

- b) *Método 2* – Expansão e colapso sob tensão;

Este método consiste em aplica uma tensão na amostra, que após consolidação é inundada e medida sua deformação. Repete-se o procedimento, no mínimo, mais duas vezes. Com esses pontos, traça-se uma reta e a tensão de expansão é obtida por extrapolação, correspondente a deformação zero. Neste trabalho, foram aplicadas tensões iguais a 1 kPa, 10kPa, 20kPa, 40kPa, 80 kPa, 160kPa, 320 kPa e 640 kPa.

c) *Método 3* – Volume constante;

Este método é baseado em medir diretamente no edômetro a tensão necessária para impedir a mudança de volume da amostra após inundação. A amostra foi inundada e à medida que o solo apresentava expansão, uma nova sobrecarga foi aplicada para impedir esta variação. A tensão de expansão é igual a tensão final aplicada em que o volume da amostra inundada não tem variação.

d) *Método 4* – Adensamento duplo natural e inundado;

O método é fundamentado em determinar a tensão de expansão através das curvas obtidas a partir do ensaio edométrico duplo. O ensaio inundado seguiu os mesmos procedimentos do ensaio natural. A única diferença foi a inundação prévia da amostra por 72h. Feito isso, a amostra foi submetida a uma série de tensões semelhantes ao ensaio sem inundação. O produto final do ensaio é o gráfico índice de vazios versus tensão. A tensão de expansão será igual a tensão que correspondente, na amostra inundada, ao mesmo índice de vazios da amostra na umidade natural. Foram utilizados o ensaio inundado em 10 kPa e o ensaio sem inundação prévia do solo natural.

e) *Método 5* – Rao et al. (1988);

Este método consiste em aplicar sucessivamente pequenos incrementos de tensão no corpo de prova, quando inundado, procurando impedir a mudança de volume. Em seguida, continua-se a aplicar tensões como no ensaio de adensamento. De acordo com os autores a tensão de expansão é obtida por procedimento gráfico similar à determinação da tensão de pré-consolidação de um solo saturado. Foi realizado um ensaio de tensão a volume constante, seguido de sequência de carregamento específico para este método.

f) *Método 6* – Justo et al. (1984).

A tensão de expansão é obtida pela interseção da curva de inundação sob tensão com a curva de umidade constante. Não foi possível determinar a tensão de expansão do solo por este método. Neste trabalho, a tensão de expansão do solo natural foi determinada através dos métodos 1 a 5. Paralelamente, oito amostras com diferentes valores de sucção, correspondentes àquelas inseridas nos dessecadores de H_2SO_4 e NaCl (Tabela 5) foram ensaiadas e determinada a tensão de expansão através do método 3 (volume constante).

2.7.4.7 Resistência ao cisalhamento do solo

A resistência ao cisalhamento foi avaliada por meio de ensaios de cisalhamento direto e ensaios triaxiais do tipo CIU. Os ensaios de cisalhamento direto foram executados de acordo com as premissas da norma americana ASTM D3080-04.

As tensões normais escolhidas para todos os ensaios foram iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa. Foram moldados doze corpos de provas prismáticos com dimensões iguais a 50,8 mm de lado e 40 mm de altura, no bloco indeformado. Foi realizado um ensaio com a umidade natural da amostra, um ensaio inundado previamente e um ensaio secado previamente. As tensões normais escolhidas para cada ensaio foram iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa. Os corpos de prova utilizados na condição de secagem prévia foram colocados em um dessecador com solução de NaCl, cuja sucção do meio era igual a 6,24 MPa. A umidade dos corpos de prova no dessecador foi acompanhada até a estabilização, ou seja, até atingir o equilíbrio do meio.

Paralelamente, foram moldados doze corpos de provas prismáticos com dimensões iguais a 50,8 mm de lado e 40 mm de altura, em solo compactado, com valores de densidade aparente seca e umidade próximas do bloco indeformado (esse procedimento de compactação está descrito no item 4.2.2). Foi realizado um ensaio com a umidade natural da amostra, um ensaio inundado previamente e um ensaio secado previamente. As tensões normais escolhidas para cada ensaio foram iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa. Os corpos de prova utilizados na condição de secagem prévia foram colocados em um dessecador com solução de NaCl, cuja sucção do meio era igual a 6,24 MPa. A umidade dos corpos de prova no dessecador foi acompanhada até a estabilização, ou seja, até atingir o equilíbrio do meio.

As amostras foram cuidadosamente moldadas com o uso de formas metálicas prismática biseladas diretamente no bloco indeformado. Após a moldagem, foi retirada a umidade do corpo de prova. O corpo de prova foi colocado na caixa bipartida e este conjunto foi posicionado na prensa de cisalhamento direto.

A tensão normal foi aplicada através de um sistema de pesos posicionados abaixo da prensa por meio de um conjunto de hastes. O corpo de prova foi submetido ao adensamento por 24 h, em todos os ensaios, até a equalização das deformações. Após o adensamento do solo, foi aplicada gradativamente a tensão cisalhante no corpo de prova. Nos ensaios com inundação prévia, antes do adensamento, o corpo de prova foi submetido a fase de inundação por 48 h sendo medida a expansão do solo.

A prensa possui um motor elétrico que desloca a base da caixa bipartida, e a metade superior da caixa reage contra um anel dinamométrico. O anel dinamométrico, cuja constante é igual a

0,16 kg/div, mede as forças tangenciais aplicadas no solo. A velocidade do cisalhamento é constante e igual a 0,038 mm/min. Extensômetros permitiram medir os deslocamentos verticais e horizontais ao longo do ensaio. O resultado final é a determinação do ângulo de atrito e coesão do solo por regressão linear pelo gráfico tensão normal versus tensão cisalhante. A Figura 22 apresenta a sequência do ensaio de cisalhamento direto.

Figura 22 – Ensaio de cisalhamento direto: (a) Aplicação da tensão normal na amostra; (b) Cisalhamento do corpo de prova; (c) Detalhe do corpo de prova após cisalhamento



Fonte: O autor (2020)

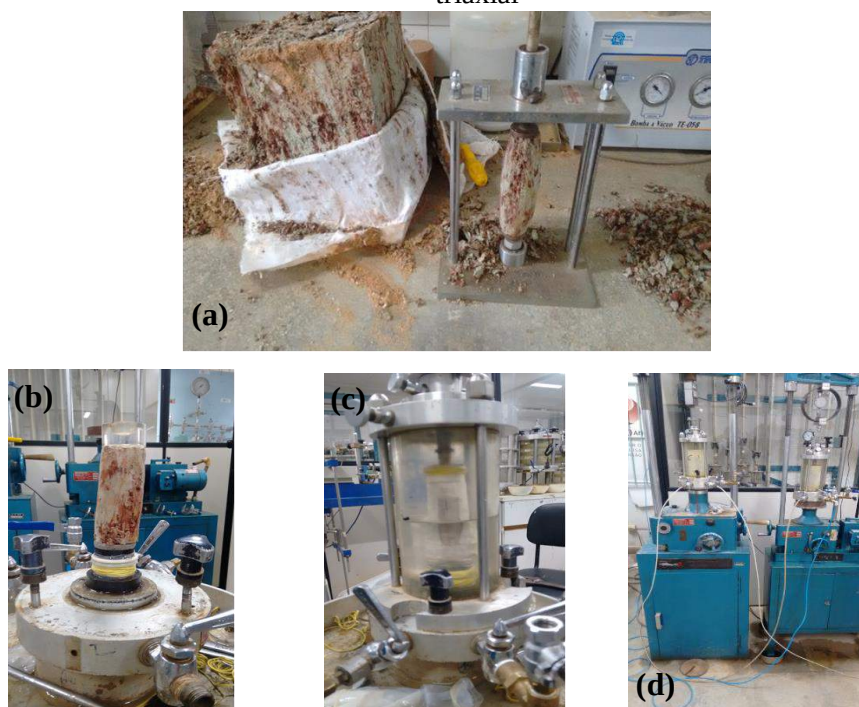
Os ensaios de compressão triaxial realizados foram do tipo consolidado não drenado (CIU), e executados de acordo com as premissas da norma americana ASTM D4767-11. Esse ensaio indica a resistência não drenada em função da tensão de consolidação. Se as poropressões foram medidas, permite-se determinar a envoltória de resistência em termos de tensão efetiva, além da envoltória em termos de tensão total. Neste tipo de ensaio o corpo de prova se consolida primeiramente sob pressão hidrostática σ_3 , como no ensaio consolidado drenado. Em seguida, após aplicação lenta de σ_3 , o corpo de prova é levado a ruptura por uma aplicação rápida de carga axial σ_1 de maneira que não se permita a variação volumétrica, sem a saída de água, ou seja, não é permitido nenhum adensamento adicional no corpo de prova durante a fase de aplicação da carga axial até a ruptura.

Foram executados dois ensaios de compressão triaxial consolidado não drenado. Para cada ensaio foram moldados quatro corpos de prova (tensões confinantes iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa). No primeiro ensaio, foram moldados corpos de prova no bloco indeformado, e no segundo ensaio, foram moldados corpos de prova compactados com densidade aparente seca e umidade semelhantes ao do bloco indeformado (esse procedimento de compactação está descrito no item 4.2.2). Os corpos de prova indeformados e compactados foram moldados no torno de moldagem

com dimensões iguais a 35,5 mm de diâmetro e 90 mm de altura. Após a moldagem, os corpos de prova foram pesados, medidos e determinada a umidade. O corpo de prova foi montado na célula triaxial para iniciar o processo de saturação. Aplicou-se pressão e contrapressão a cada 3h, verificando-se a saturação através do parâmetro B. Em seguida, os corpos de prova foram adensados, com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa, até a sua estabilização através do controle da estabilização da poropressão, e pela compressão primária do método de Taylor.

Posteriormente, foi realizado o cisalhamento dos corpos de prova com velocidade constante igual a 0,133 mm/min. A força vertical aplicada nos corpos de prova, foram medidas através de células de cargas com capacidade igual a 100 kgf, e as deformações medidas através de extensômetros elétrico tipo LVDT, com sensibilidade igual a 0,01 mm. Transdutores de pressão com capacidade igual a 1 MPa foram utilizados para medição da poropressão. A variação de volume, durante o adensamento, foi medida através do medidor de volume elétrico, com capacidade para 90 ml e sensibilidade igual a 0,01 ml. A Figura 23 apresenta a sequência do ensaio de compressão triaxial CIU.

Figura 23 – Sequência do ensaio de compressão triaxial CIU: (a) Moldagem do corpo de prova no torno de moldagem; (b) Moldagem do corpo de prova na célula triaxial; (c) Saturação do corpo de prova na célula triaxial; (d) Detalhe da fase de adensamento e cisalhamento na prensa de compressão triaxial



Fonte: O autor (2020)

2.7.4.8 Condutividade hidráulica do solo

O ensaio de condutividade hidráulica do solo foi realizado de acordo com as premissas da ABNT NBR 14545/2000. A condutividade hidráulica foi medida utilizando um permeâmetro de parede flexível modelo Tri-flex 2 da Soil Test – ELE. O corpo de prova utilizado no ensaio foi moldado no bloco indeformado, com formato cilíndrico. A Tabela 6 apresenta os dados da geometria e índices físicos iniciais do corpo de prova indeformado. A amostra foi moldada na célula do equipamento na sequência da base até o topo descrita a seguir: base de acrílico da célula por onde a água entra, pedra porosa, papel filtro, corpo de prova compactado, papel filtro, pedra porosa, top cap (onde são conectadas as mangueiras de drenagem) e a membrana flexível o qual envolve todos os elementos.

Tabela 6 – Dados da geometria e índices físicos iniciais do corpo de prova indeformado

Dados do corpo de prova									
d (mm)	h (mm)	Mi (g)	w (%)	γ (kN/m ³)	γ_d (kN/m ³)	e	n (%)	Sr (%)	θ (%)
35,53	75,06	144,83	17,15	19,46	16,61	0,61	38,04	74,90	28,49

Fonte: O autor (2020)

Em seguida, foram utilizadas ligas de borracha para fixar a membrana ao conjunto e posteriormente as mangueiras de drenagem foram conectadas no top cap. Foi utilizado silicone para ajudar na fixação e vedação da conexão das mangueiras no top cap. Dessa maneira, a célula do equipamento foi fechada e o ambiente externo ao corpo de prova foi completamente preenchido com água. A remoção de ar das pedras porosas e das tubulações foram retiradas utilizando água destilada até que fosse verificado que as bolhas não existiam mais.

O critério utilizado para verificação da saturação do corpo de prova foi quando o volume de água que entra pela base da amostra é igual ao volume de água que sai pelo topo, na aplicação de um gradiente de pressão constante igual a 30 kPa. Quando é verificado que o corpo de prova está saturado, o ensaio de condutividade hidráulica é iniciado. A condutividade hidráulica do solo foi determinada com a aplicação de uma tensão confinante igual a 70 kPa na parede da membrana flexível e 50 kPa na base do corpo de prova. Consequentemente, gera um gradiente hidráulico igual a 50 kPa para percolação de água no sentido vertical e ascendente do corpo de prova. Em seguida, foram realizadas as medições do fluxo. Os ensaios foram repetidos até que fossem obtidos três valores com $\pm 5\%$ de dispersão entre eles. O coeficiente de condutividade hidráulica saturado do solo é igual a média das medições de fluxo (Equação 3). A Figura 24

apresenta a célula montada e permeâmetro de permeâmetro de parede flexível modelo Tri-flex 2 da Soil Test – ELE.

$$k_h = \frac{h.V_p}{t.A_b.\Delta p} \quad (3)$$

em que:

k_h : coeficiente de condutividade hidráulica saturada à água (m/s);

h : altura do corpo de prova (m);

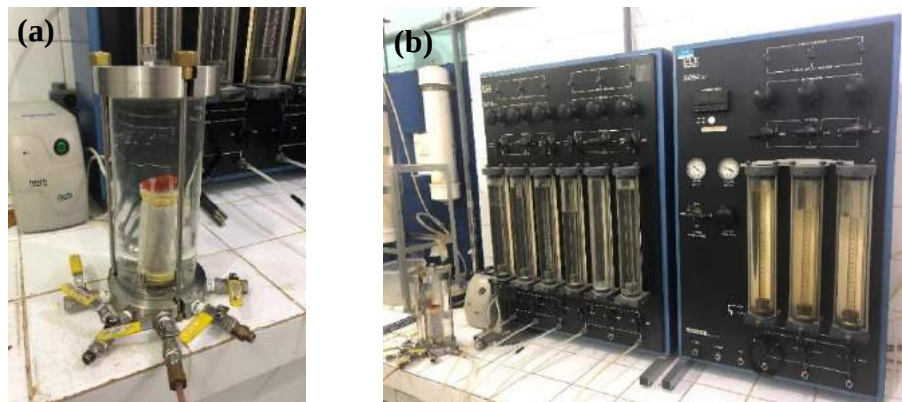
V_p : volume percolado (m³);

t : tempo de percolação (segundos);

A_b : área da base do corpo de prova (m²);

Δp : gradiente de pressão aplicado entre a base e o topo do corpo de prova (m).

Figura 24 – Ensaio de condutividade hidráulica: (a) Célula montada; (b) permeâmetro de parede flexível modelo Tri-flex 2 da Soil Test – ELE



Fonte: O autor (2020)

2.8 RESULTADOS E ANÁLISES

São apresentados o perfil geotécnico, variação da umidade e sucção ao longo do perfil, curva de retenção de água, condutividade hidráulica, caracterização Física, caracterização Química, caracterização macroestrutural, caracterização hidromecânica e resistência ao cisalhamento do solo estudado.

2.8.1 Perfil geotécnico

O perfil de solo investigado até 5,0 m profundidade é constituído de cinco camadas diferenciadas pela granulometria, plasticidade e cor (Figura 25). Não foi encontrado nível freático na sondagem a trado realizada. A camada I, superficial, tem espessura igual 0,10 m, e é constituída de argila, siltosa, com areia fina e pouca areia média e grossa, cor marrom escuro e com matéria orgânica (muitas raízes da vegetação gramínea). A camada II, com espessura de 1,90 m é constituída por argila, siltosa, com areia fina e pouca areia média e grossa, cor variegada (marrom, cinza e vermelha) e com raras concreções ferruginosas. A camada III, com espessura de 1,50 m é constituída por argila, com areia fina, siltosa, e com pouca areia média e grossa, cor variegada (marrom, cinza e amarelo) e com raros pedregulhos oriundos de rocha calcária. A camada IV, tem espessura igual a 0,50 m, e é constituída por areia fina e média, argilosa, com silte, e com pouca areia grossa, cor marrom e cinza, e com raros pedregulhos oriundos de rocha calcária. Por fim, a camada V, com espessura igual a 1,0 m, é constituída por argila, com areia fina, siltosa, com pouca areia média e grossa, cor cinza e marrom.

Justino da Silva (2001) realizou a investigação do subsolo do local até 10,6 m de profundidade e dividiu o perfil em cinco camadas. A camada I é constituída de areia fina e média, cinza claro, inicialmente siltosa e depois argilosa, cuja espessura varia entre 0,30 m a 0,70 m. A camada II é composta de argila siltosa, vermelha, com traços cinza e espessura em torno de 0,50 m. A camada III é composta por argila siltosa, variegada, com espessura de 3,0 m. A camada IV é constituída de argila arenosa, amarela, com espessura de 0,40 m. Por fim, a camada V é composta por argila siltosa, amarelada com 6,0 m de espessura, à medida em que se aproxima a superfície de calcário, fragmentos de rocha de tamanho variado. Também não foi encontrado o nível freático. Nos períodos úmidos prolongados, formou-se na camada I zonas com nível de água suspenso normalmente em torno das zonas fissuradas.

Figura 25 – Perfil geotécnico até 5,0 m de profundidade (sem escala)

Prof. (m)	Camadas	Classificação das Camadas
0,00 0,10	I	Argila, silto, arenosa, marrom escuro, com matéria orgânica (CH; A - 7 - 6)
1,00 2,00	II	Argila, silto, arenosa, variegada (marrom, cinza e vermelho) (CH; A - 7 - 6)
3,00 3,50	III	Argila, areno, siltosa, variegada (marrom, cinza e amarelo) (CL; A - 7 - 6)
4,00	IV	Areia, argilo, siltosa, marrom e cinza (CL; A - 6)
5,00	V	Argila, areno, siltosa, cinza e marrom (CH; A - 7 - 6)

Fonte: O autor (2020)

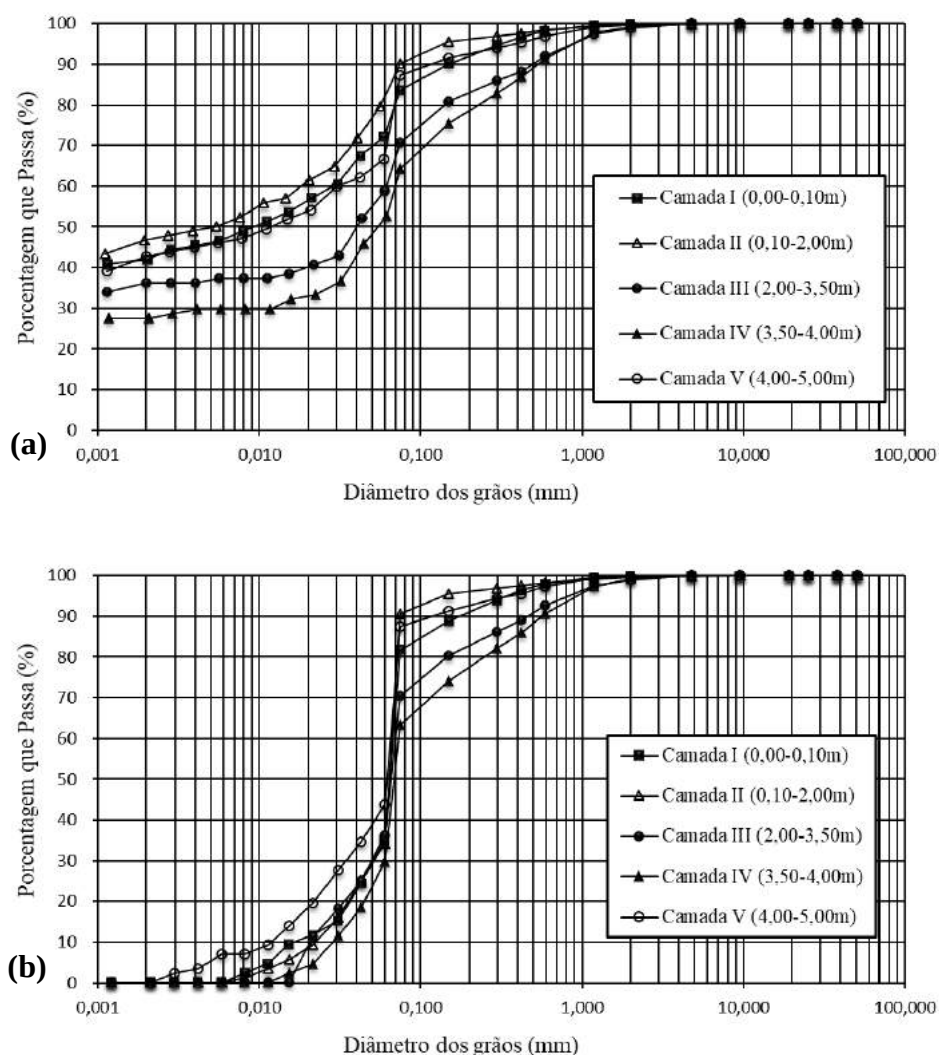
2.8.2 Caracterização física

São apresentados os resultados dos ensaios de granulometria conjunta, densidade real dos grãos, limite de liquidez, limite de plasticidade, limite de contração e compactação dos solos.

2.8.2.1 Granulometria conjunta (peneiramento e sedimentação) e densidade real dos grãos

A Figura 26 apresenta às curvas granulométricas obtidas com defloculante e sem defloculante. A Tabela 7 apresenta a composição granulométrica, de acordo com a ABNT NBR 6502/1995, apenas dos ensaios com o uso de defloculante. De acordo com Chen (1988), solos com elevado percentual de partículas com diâmetros menores que 0,075 mm apresentam grande susceptibilidade de serem expansivos. Todas as camadas apresentadas se enquadram neste perfil (camada I: 84%, camada II: 90%, camada III: 71%, camada IV: 64% e camada V: 87%). A Tabela 8 apresenta uma comparação com alguns trabalhos já realizados no mesmo solo, considerando apenas solos até 1,0 m de profundidade.

Figura 26 – Curvas granulométricas: a) com defloculante; b) sem defloculante



Fonte: O autor (2020)

Verifica-se semelhança da composição granulométrica entre Paiva (2009), Paiva (2016), Moraes (2017) e do Autor, devido à proximidade do local da coleta das amostras. As amostras estudadas por Jucá et al. (1992), Bastos (1994) e Justino da Silva (2001) apresentaram ligeiramente maior quantidade de argila em comparação com os demais. Todos os autores apresentaram a soma de finos (argila + silte) próximos de 80%. Apenas as amostras de Santos (2008) e Constantino (2018) apresentaram valores ligeiramente menores, 65% e 71%, respectivamente. Os valores da densidade real dos grãos das camadas I, II, II, IV e V são 25,97 kN/m³; 26,81 kN/m³; 26,74 kN/m³; 26,45 kN/m³ e 26,42 kN/m³, respectivamente.

Tabela 7 – Composição granulométrica das camadas do perfil geotécnico, de acordo com as premissas da ABNT NBR 6502/1995

Solo	Camadas				
	I	II	III	IV	V
Argila	42%	47%	36%	28%	43%
Silte	30%	36%	23%	24%	24%
Areia fina	21%	13%	24%	26%	26%
Areia média	5%	3%	9%	14%	4%
Areia grossa	2%	1%	7%	7%	3%
Pedregulho	-	-	1%	1%	-

Fonte: O autor (2020)

Tabela 8 – Comparação dos valores das frações granulométricas do solo até 1,0 m com os valores obtidos por outros autores no solo do Município de Paulista/PE

Composição granulométrica - Profundidade até 1,0 m									
Solo	Jucá et al. (1992)	Bastos (1994)	Justino da Silva (2001)	Santos (2008)	Paiva (2009)	Paiva (2016)	Morais (2017)	Constantino (2018)	Autor
Argila	60%	59%	57%	44%	46%	50%	48%	53%	47%
Silte	20%	21%	27%	21%	32%	32%	37%	18%	36%
Areia	20%	20%	16%	35%	22%	18%	15%	29%	17%

Fonte: O autor (2020)

2.8.2.2 Limites de consistência

A Tabela 9 apresenta os valores dos limites de liquidez, de plasticidade e de contração, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas de cada camada. A Figura 27 apresenta a variação dos resultados dos ensaios realizados com secagem prévia das amostras ao longo da profundidade das camadas.

Os limites de consistência da amostra da camada II foram realizados com e sem secagem prévia. O limite de liquidez do ensaio sem secagem prévia foi superior em 8% em comparação ao ensaio com secagem prévia. Já o limite de plasticidade do ensaio sem secagem prévia foi inferior em 4% do ensaio com secagem prévia. O limite de contração dos ensaios com e sem secagem prévia foram iguais.

Quanto ao índice de plasticidade, de acordo com o critério qualitativo de Burmister (1949), os solos das camadas II (sem secagem prévia da amostra) e V apresentam plasticidade muito alta ($IP > 40\%$); o solo da camada I e da camada II (com secagem prévia da amostra) apresenta alta plasticidade ($20\% < IP < 40\%$); e os solos das camadas III e IV apresentam média plasticidade ($10\% < IP < 20\%$). O índice de plasticidade da amostra II do ensaio sem secagem prévia foi superior ao do ensaio com secagem prévia da amostra, 48% e 32%, respectivamente. A

consistência das argilas, das camadas I, II e III, é dura, da camada IV é média e a da camada V é rija. A atividade das argilas das camadas é normal pelo critério de Skempton (1953) e média pelo critério de Williams (1957).

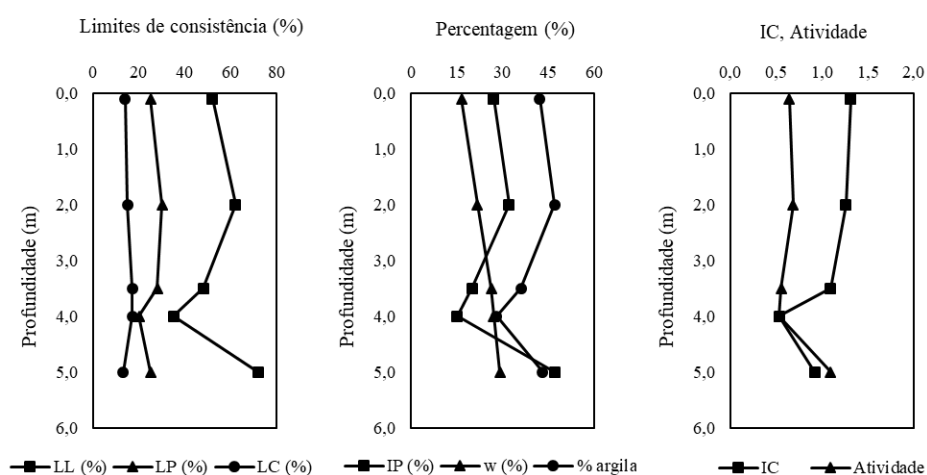
Tabela 9 – Valores dos limites de liquidez, de plasticidade e de contração, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas de cada camada

Camada	LL (%)	LP (%)	IP (%)	LC (%)	w (%)	IC (%)	% argila	Atividade
I (0,00-0,10m)	52	25	27	14	16,5	1,31	42	0,64
II (0,10-2,00m)	62	30	32	15	21,7	1,26	47	0,68
II* (0,10-2,00m)	74	26	48	15	21,7	1,09	47	1,02
III (2,00-3,50m)	48	28	20	17	26,2	1,09	36	0,55
IV (3,50-4,00m)	35	20	15	17	27,0	0,53	28	0,53
V (4,00-5,00m)	72	25	47	13	29,0	0,92	43	1,09

*Ensaio da amostra da camada II, sem secagem prévia.

Fonte: O autor (2020)

Figura 27 – Valores dos limites de liquidez, de plasticidade e de contração, índice de plasticidade, índice de consistência e atividade das argilas ao longo da profundidade da camada

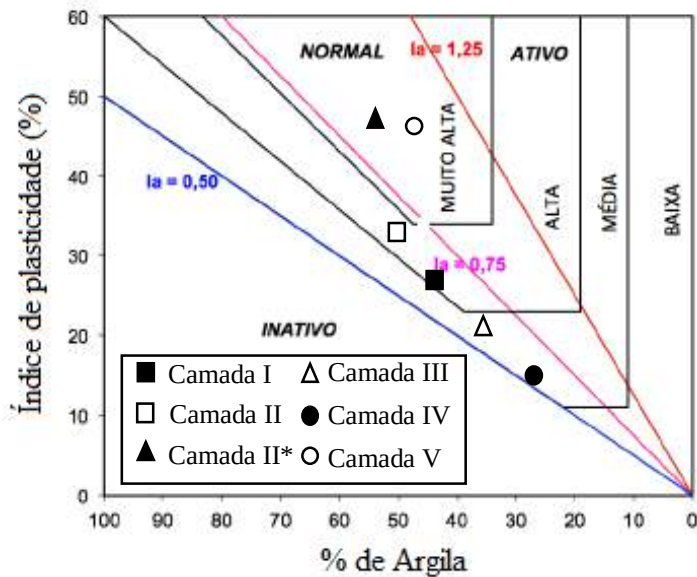


Fonte: O autor (2020)

Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS) as Camadas I, II e V são classificadas como argilas de alta compressibilidade (CH) e as Camada III e IV como argilas de baixa compressibilidade (CL). Pela classificação rodoviária (TRB – Transportation Research

Board) todas as camadas são classificadas como solos argilosos (A-7-6 e A-6), ou seja, ruins para uso em estradas. O potencial de expansão dos solos considerando os critérios de Skempton (1953) e Williams (1957) (Figura 28); Daksanamurthy e Raman (1973) (Figura 29); e Seed et al. (1962) (Figura 30) varia de médio a muito alto.

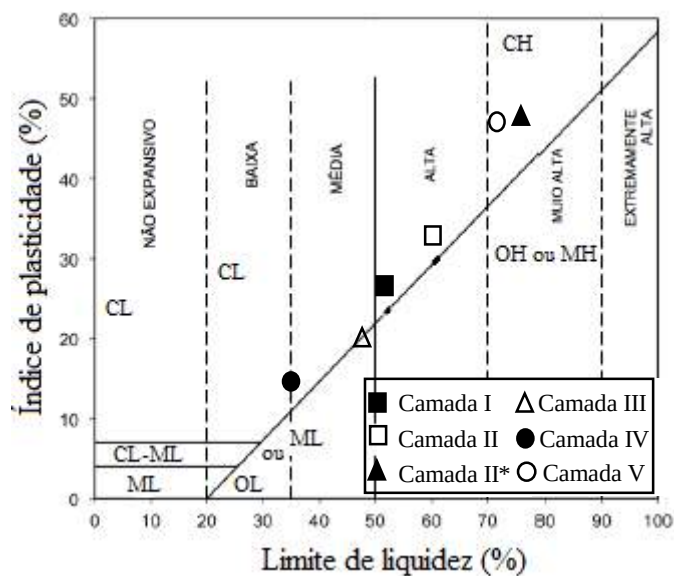
Figura 28 – Potencial de expansão pelo critério de Skempton (1953) e Williams (1957)



* ensaio executado sem secagem prévia da amostra

Fonte: O autor (2020)

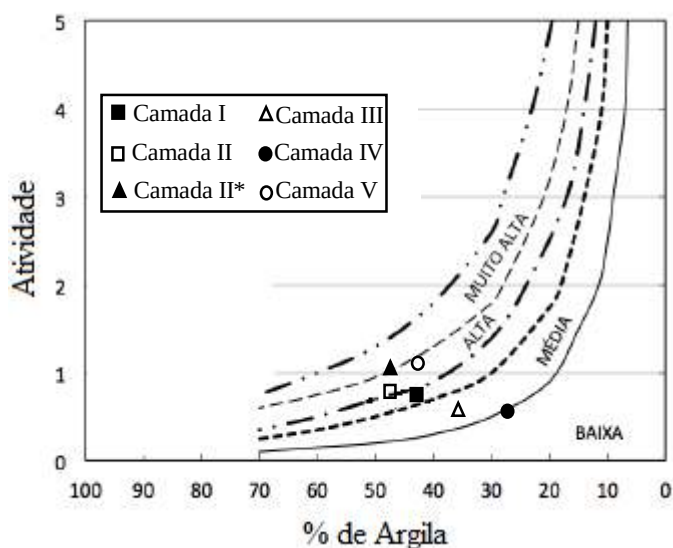
Figura 29 – Potencial de expansão pelo critério de Daksanamurthy e Raman (1973)



* ensaio executado sem secagem prévia da amostra

Fonte: O autor (2020)

Figura 30 – Potencial de expansão pelo critério de Seed et al. (1962)



* ensaio executado sem secagem prévia da amostra.

Fonte: O autor (2020)

A Tabela 10 apresenta os valores dos limites de consistência do solo, com secagem prévia da amostra, a 1,0 m de profundidade, obtidos por outros autores no solo de Paulista/PE. Os valores do limite de liquidez variaram entre 55% a 81% e do limite de plasticidade entre 26% a 35%. Os valores do índice de plasticidade e atividade variaram entre 27% a 48% e 0,53 a 1,02, respectivamente.

Tabela 10 – Comparação dos valores dos limites de consistência do solo, com secagem prévia da amostra, obtidos por outros autores no solo de Paulista/PE

Limites de Consistência - profundidade até 1,0m									
Ensaio	Jucá et al. (1992)	Bastos (1994)	Justino da Silva (2001)	Santos (2008)	Paiva (2009)	Paiva (2016)	Morais (2017)	Constantino (2018)	Autor
LL (%)	80	73	81	58	55	61	61	58	62
LP (%)	32	35	33	26	28	31	31	25	30
IP (%)	48	38	48	32	27	30	30	33	32
Atividade	0,80	0,64	0,84	0,74	0,59	0,53	0,63	0,61	0,68

Fonte: O autor (2020)

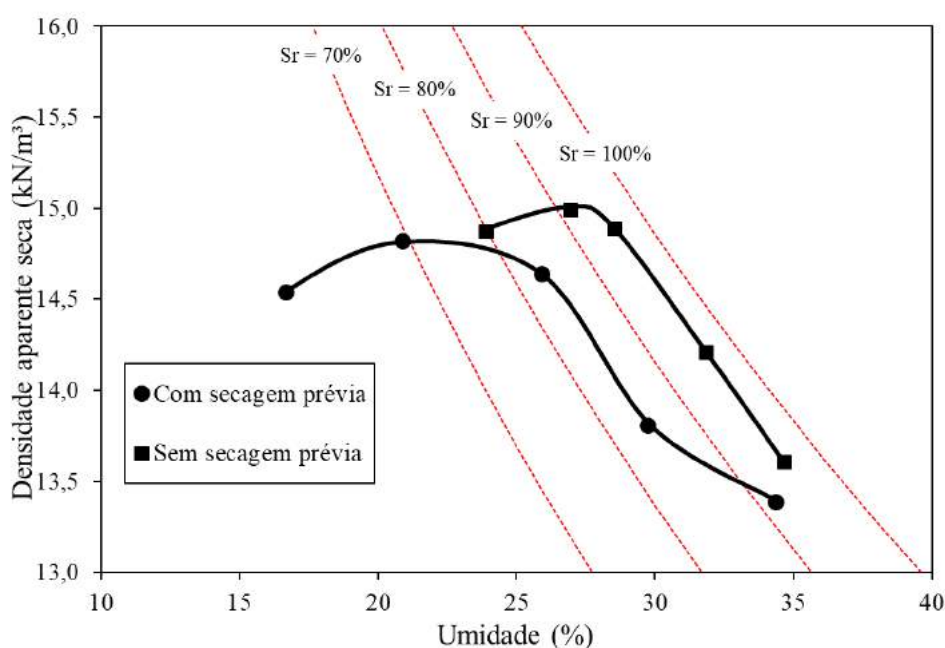
O valor do limite de liquidez e índice de plasticidade foram semelhantes aos valores encontrados por Santos (2008), Paiva (2009), Paiva (2016), Moraes (2017) e Constantino

(2018). Isso pode ser explicado pela proximidade do local da coleta das amostras entre todos. Já o limite de plasticidade foi semelhante entre todos os trabalhos.

2.8.2.3 Compactação dos solos

A Figura 31 apresenta as curvas de compactação proctor com energia normal do solo da camada II com e sem secagem prévia. Com secagem prévia, a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo são, respectivamente, 22% e 14,85 kN/m³ e, sem a secagem do solo, a umidade ótima e o peso específico aparente seco máximo são, respectivamente, 27,4% e 15,00 kN/m³.

Figura 31 – Curvas de compactação do solo da camada II, com e sem secagem prévia



Fonte: O autor (2020)

A secagem prévia leva o solo expansivo a contrair formando grumos (aglomerados), com baixa umidade (7,5%) e alta resistência ao esforço mecânico com dimensões maiores que as partículas individualizadas do solo na umidade natural (23%). Quando é adicionado água ao solo seco previamente, no ramo seco da curva de compactação, não há uma distribuição uniforme da água a todas as partículas e os grumos ainda continuam com arranjos de partículas aglomeradas com maiores dimensões e com maior resistência do que no solo sem secagem prévia. Isto explica o fato da umidade ótima obtida, com secagem prévia, ser menor quando comparado com o solo

sem secagem prévia. Tatsuoka (2015) apresenta a importância da trajetória de umedecimento/secagem e do grau de saturação do solo inicial no resultado da umidade ótima e densidade aparente seca máxima.

A Tabela 11 apresenta a comparação dos resultados dos ensaios de compactação realizados com o mesmo solo de Paulista/PE por Justino da Silva (2001), Paiva (2016), Moraes (2017) e Constantino (2018) com secagem prévia do solo. Os resultados obtidos são próximos aos encontrados no presente trabalho considerando a metodologia de secagem prévia como recomenda a norma ABNT NBR 7182/2016.

Tabela 11 – Comparação da Umidade Ótima e Densidade Aparente Seca Máxima do solo de Paulista/PE, até 1,0 m de profundidade e preparado com secagem prévia

Compactação dos solos - energia Proctor normal - com secagem prévia - profundidade até 1,0m					
Parâmetros	Justino da Silva (2001)	Paiva (2016)	Moraes (2017)	Constantino (2018)	Autor
Umidade Ótima (%)	24,8	21,0	22,0	20,7	22,0
Densidade Aparente Seca Máx. (kN/m³)	14,88	15,00	15,10	16,66	14,85

Fonte: O autor (2020)

2.8.3 Caracterização química

A Tabela 12 apresenta os resultados da caracterização química do solo das camadas I, II, III e IV. Considerando o critério de Guimarães (2002) para classificar o pH, o solo da Camada I é levemente ácido, e para as Camadas II, III e IV é moderadamente ácido. Quanto a classificação do pH, em KCl e em CaCl₂, para todas as camadas, é extremamente ácido. Bastos (1994), Justino da Silva (2001) e Constantino (2018) analisaram o pH em água e encontraram valores de 4,55 (ácido), 3,9 (extremamente ácido) e 5,01 (ácido), respectivamente. Paiva (2016) encontrou pH ácido para solução em água (5,22) e extremamente ácido para solução em KCl (3,17) e CaCl₂ (3,61).

O solo de Paulista/PE apresenta CTC igual a 38,8 cmol_c/kg, 41,0 cmol_c/kg, 36,7 cmol_c/kg e 23,3 cmol_c/kg para as Camadas I, II, III e IV, respectivamente, indicando alta atividade (CTC > 27 cmol_c/kg, segundo SANTOS et al., 2013) para as Camadas I, II e III. De acordo com Buol et al. (1997), o solo com valores de CTC acima de 20 cmol_c/kg, provavelmente indica estrutura

com teor significativo de montmorilonita, o que indica que o solo é expansivo. Para o mesmo solo de Paulista/PE, Bastos (1994) obteve valor de CTC igual a 18,18 cmol_c/kg, Justino da Silva (2001) encontrou CTC igual a 33,0 cmol_c/kg, Paiva (2016) obteve CTC igual a 46,0 cmol_c/kg e Constantino (2018) obteve CTC igual a 144,91 cmol_c/kg, valor muito mais elevado em comparação a todos os demais autores.

Tabela 12 – Resultados dos ensaios químicos dos solos de Paulista/PE

Determinações	Unidade	Camadas*			
		I	II	III	IV
pH _{H2O}	-	6,5	5,5	5,1	5,3
pH _{KCl}	-	3,3	2,3	3,7	4,0
pK _{CaCl2}	-	3,6	3,5	3,7	3,9
Carbono orgânico	%	0,47	0,44	0,26	0,26
Matéria orgânica	%	0,81	0,76	0,45	0,45
Condutividade elétrica	μS	120	159	116	94
Sódio (Na ⁺)	cmol/kg	0,3	1,3	12,8	5,3
Potássio (K ⁺)	cmol/kg	0,3	0,2	2,2	1,5
Cálcio (Ca ⁺⁺)	cmol/kg	3,1	2,5	1,0	0,5
Magnésio (Mg ⁺⁺)	cmol/kg	15,8	13,8	2,6	1,5
Alumínio (Al ⁺⁺⁺)	cmol/kg	14,8	21,2	8,8	5,1
Hidrogênio (H ⁺)	cmol/kg	4,5	2,0	9,3	9,4
Soma de cátions (S)	cmol/kg	19,5	17,8	18,6	8,8
Capacidade troca cátions (T ou CTC)	cmol/kg	38,8	41,0	36,7	23,3
% de retenção de cátions (RC)	%	40,9	37,4	38,9	18,4
% de saturação de base (V)	%	50,2	43,3	50,7	37,8
% de saturação de alumínio (m)	%	43,2	54,4	32,1	36,7
% de saturação de sódio (n)	%	0,9	3,2	34,9	22,7
Legenda: S = Na ⁺ + K ⁺ + Ca ⁺⁺ + Mg ⁺⁺ CTC = S + Al ⁺⁺⁺ + H ⁺ RC = 100x S + Al ⁺⁺⁺ / % argila V = 100 x S/T n = 100 x Na ⁺ /T m = 100x Al ⁺⁺⁺ / S + Al ⁺⁺⁺					

*Não foi possível realizar os ensaios químicos do solo da camada V.

Fonte: O autor (2020)

Os valores de saturação por base (V) encontrados nas Camadas I e III são 50,2% e 50,7%, respectivamente, e para as Camadas II e IV iguais a 43,3% e 37,8%, respectivamente. De acordo com Santos et al. (2013), pode-se classificar os valores de saturação por base, para as Camadas I e III, como eutrófico (valor V > 50%) e para as Camadas II e IV como distrófico (valor V < 50%). Paiva (2016) e Constantino (2018) obtiveram para o mesmo solo de Paulista/PE valores de saturação por base (V) acima de 50%, caracterizando o solo como eutrófico. A saturação por sódio encontrada para as Camadas I e II são iguais a 0,9% e 3,2%,

respectivamente. Para as Camadas III e IV são iguais a 34,9% e 22,7%, respectivamente. De acordo com Santos et al. (2013), os valores de saturação por sódio menores do que 15%, indicam caráter salino. Moraes (2017) também encontrou valores de saturação por sódio abaixo de 15%. Já Paiva (2016) e Constantino (2018), para o mesmo solo, obteve valores acima de 15%, evidenciando caráter sódico ao solo.

A condutividade elétrica encontrada para as Camadas I, II, III e IV é elevada (120, 159, 116 e 94 μS respectivamente), o que indica um solo com alta salinidade e pouco permeável devido ao elevado percentual de finos e a dificuldade de penetração da água. Paiva (2016) também encontrou valores elevados entre 101 e 303 μS , assim como Constantino (2018) que obteve valor igual a 113,90 μS . Bastos (1994) e Justino da Silva (2001) encontraram valores bem inferiores iguais a 1,21 e 0,23 μS , respectivamente.

O teor de matéria orgânica regula a quantidade da capacidade de troca catiônica (CTC) no solo, controlando a permeabilidade do solo e a estabilização do solo pelo aquecimento. Um solo apenas é rico em matéria orgânica quando apresenta teor acima de 5% (SANTOS et al, 2013). São encontrados teores de matéria orgânica para as Camadas I e II iguais a 0,81 e 0,76, respectivamente. Para as Camadas III e IV foi igual a 0,45. Portanto, o solo não apresenta teor significativo de matéria orgânica. Bastos (1994), Justino da Silva (2001), Paiva (2016), Moraes (2017) e Constantino (2018) também encontraram valores de matéria orgânica inferiores a 5% para o solo de Paulista/PE.

O ensaio de óxidos, pelo método da eflorescência de raio-X, permite o conhecimento do efeito do intemperismo no solo, já que uma maior quantidade de óxidos significa que o solo é mais evoluído. A Tabela 13 apresenta os resultados da análise química dos óxidos existentes nos solos, realizada pelo método de eflorescência de raios-X.

Em todas as camadas, há predominância de óxidos de silício. Em seguida, prevalece o óxido de alumínio e óxido de ferro, respectivamente. Os demais óxidos têm pouca representatividade. Pode-se concluir que o solo de Paulista/PE é hipoférrico, apresentando baixo teor de óxidos de ferro. Isso significa uma boa capacidade de troca de cátions, baixa capacidade cimentante, caráter ácido e baixa adsorção de poluentes. O baixo teor de óxido de alumínio demonstra um solo medianamente intemperizado e com elevada instabilidade. Os resultados obtidos por Bastos (1994), Paiva (2016), Moraes (2017) e Constantino (2018) foram muito semelhantes.

Tabela 13 - Resultados da análise química dos óxidos existentes nos solos, realizada pelo método de fluorescência de raios-X

Valores de óxidos e perda de fogo (%)					
Óxidos	Camada I	Camada II	Camada III	Camada IV	Camada V
Na ₂ O	0,07	0,11	0,12	0,08	0,07
MgO	1,00	0,96	1,01	1,02	0,99
Al ₂ O ₃	19,8	23,05	18,9	21,9	22,0
SiO ₂	63,17	60,52	64,45	61,25	61,23
P ₂ O ₅	0,06	0,04	0,04	0,04	0,05
SO ₃	0,08	0,10	0,09	0,08	0,09
K ₂ O	2,77	2,67	2,59	2,63	2,87
CaO	0,15	0,13	0,16	0,15	0,13
TiO ₂	0,86	0,84	0,85	0,83	0,88
V ₂ O ₅	Nd	Nd	Nd	Nd	Nd
Cr ₂ O ₃	0,02	0,02	0,02	0,02	0,03
MnO	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Fe ₂ O _{3t}	5,30	5,31	5,32	5,33	5,31
NiO	0,01	Tr	0,01	0,01	Tr
ZnO	0	0	0	0	0
Ga ₂ O ₃	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr
Rb ₂ O	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
SrO	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
Y ₂ O ₃	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr
ZrO ₂	0,12	0,11	0,11	0,12	0,10
Nb ₂ O ₅	Tr	Tr	Tr	Tr	Tr
BaO	0,08	0,08	0,08	0,08	0,08
PbO	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01
ThO ₂	Nd	Nd	Nd	Nd	Nd
CeO ₂	Nd	Nd	Nd	Nd	Nd
Perda de fogo	6,47	6,02	6,21	6,39	6,17
Total	100	100	100	100	100

Legenda: Tr = traços; Nd = não detectado

Fonte: O autor (2020)

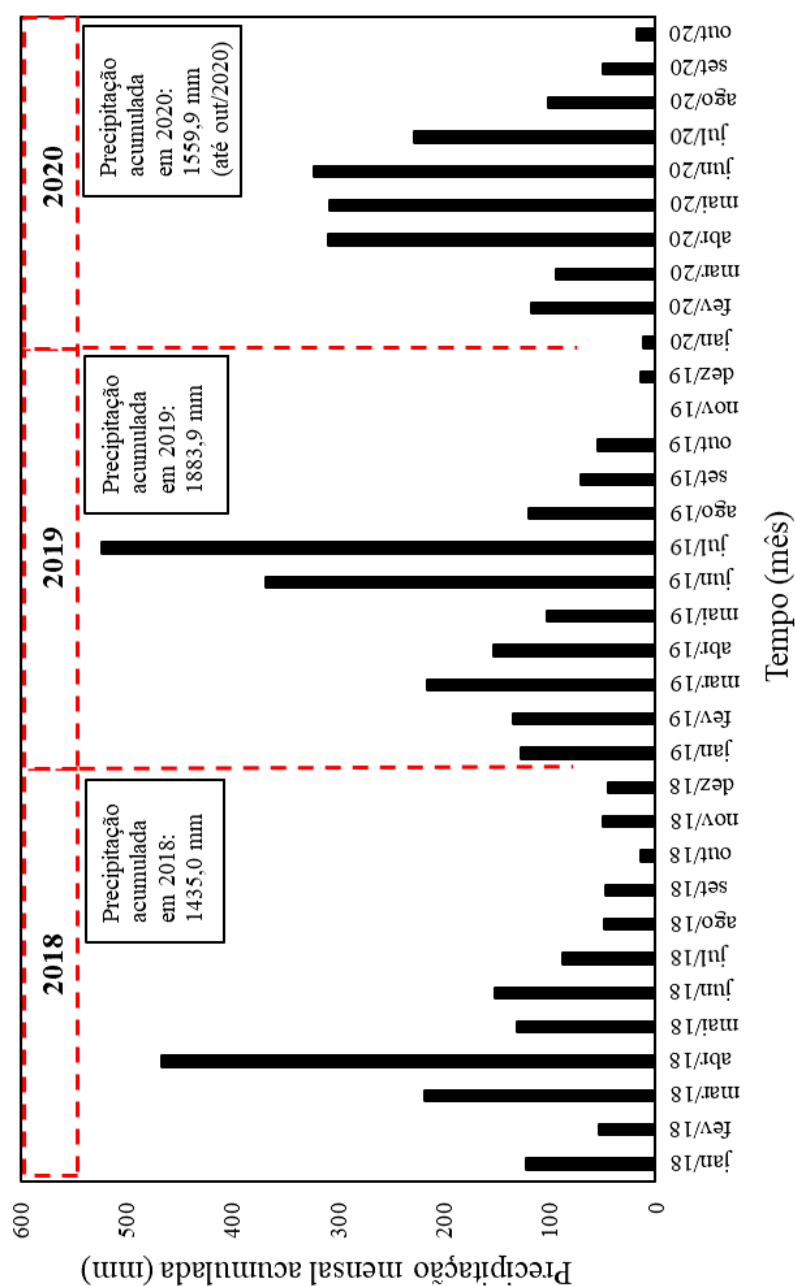
2.8.4 Variação da umidade gravimétrica e sucção ao longo do perfil geotécnico

Foi determinada a variação da umidade gravimétrica e sucção matricial nas profundidades iguais a 0,1 m; 0,2 m; 0,4 m; 0,6 m; 0,8 m; 1,0 m; 1,5 m; 2,0 m; 2,5 m; 3,0m; 3,5 m; 4,0 m; 4,5 m; e 5,0 m. As Figuras 32 e 33 apresentam os dados de precipitação pluviométrica mensal e diária durante os anos de 2018 a 2020. A Figura 34 apresenta a variação da umidade gravimétrica e sucção matricial ao longo da profundidade do perfil.

As coletas das amostras ao longo do perfil foram realizadas nos dias 23/08/2018, 24/04/2019, 17/10/2019 e 29/01/2020. A precipitação pluviométrica do mês em que foram feitas as coletas foram 48,9 mm, 152,6 mm, 55,1 mm e 11,0 mm, respectivamente. A umidade gravimétrica tende a aumentar ao longo da profundidade do perfil. A avaliação das mudanças da umidade gravimétrica no perfil do solo, baseada na precipitação volumétrica, pode-se tornar complexa

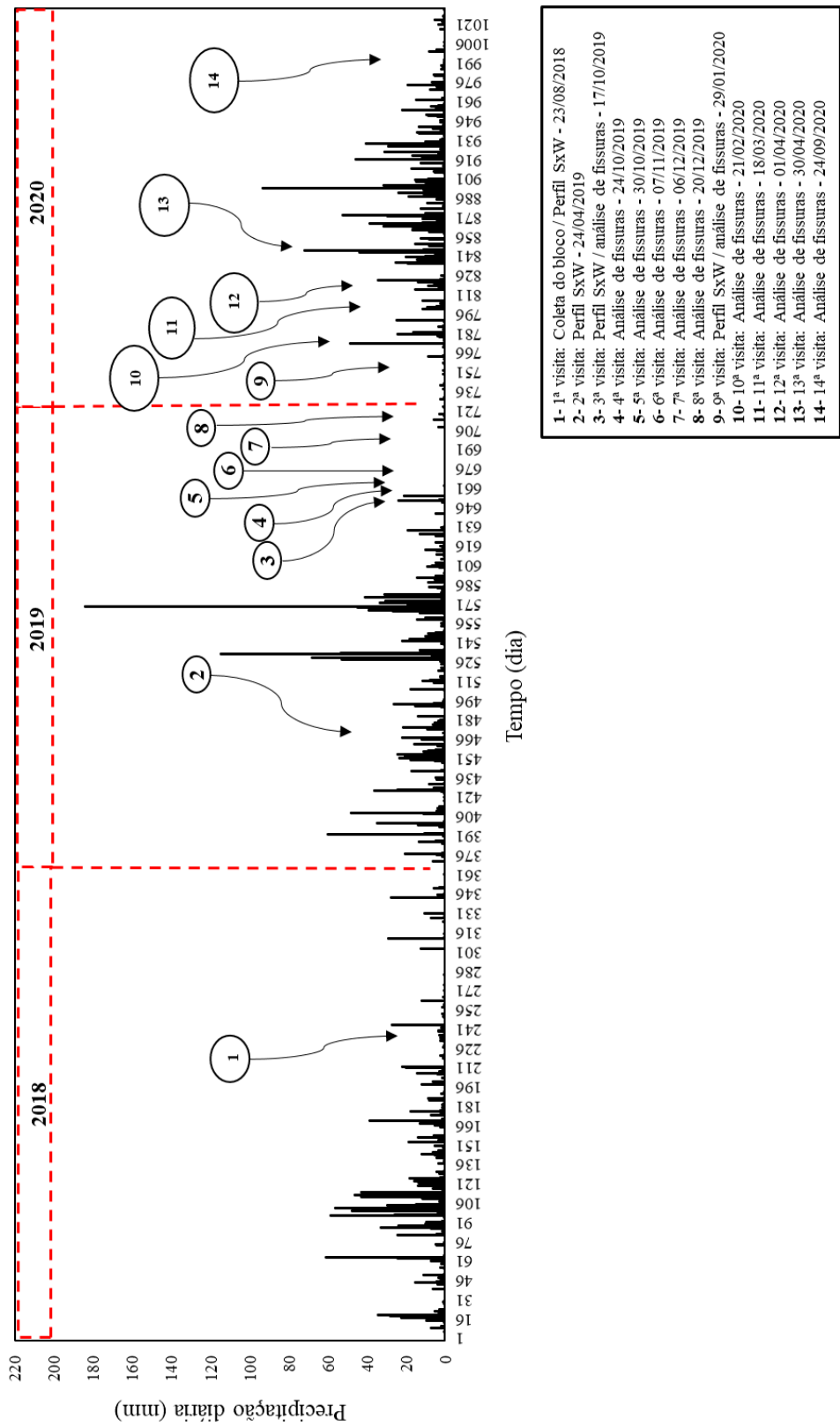
quando se tem um período de distribuição de chuvas irregulares, pois dependendo do intervalo entre as chuvas o solo pode fechar ou reabrir as fissuras, acarretando uma aceleração da perda ou ganho de umidade. A transferência de umidade para as camadas mais inferiores vai depender da continuidade das chuvas, de como são distribuídas e o intervalo de tempo sazonal. Nas coletas em que houve baixas precipitação pluviométrica mensal, há forte indício de que os valores de umidade gravimétrica se relacionam diretamente com as mudanças climáticas.

Figura 32 – Pluviometria mensal acumulada durante o ano de 2018 a 2020



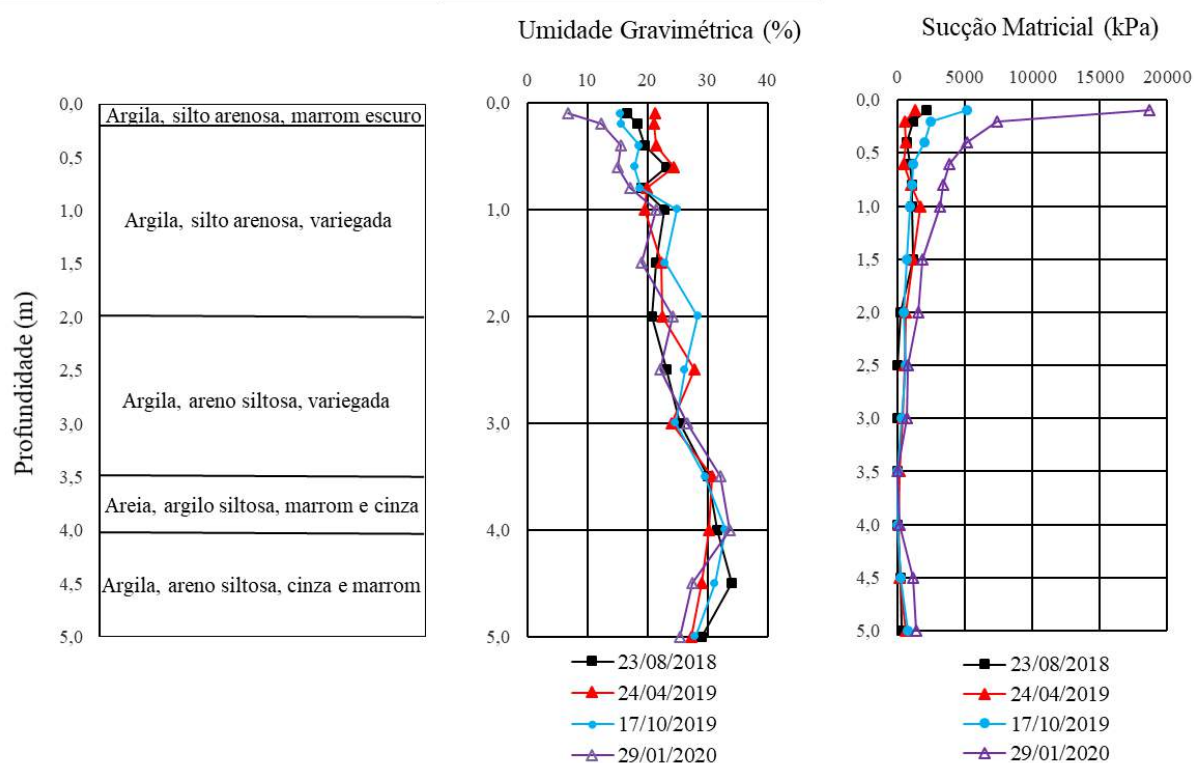
Fonte: O autor (2020)

Figura 33 – Pluviometria diária durante os anos de 2018 a 2020



Fonte: O autor (2020)

Figura 34 – Variação da umidade gravimétrica e sucção matricial ao longo da profundidade do perfil



Fonte: O autor (2020)

O uso da técnica do papel filtro apresentou resultados de sucção matricial coerentes com os valores da umidade gravimétrica. Para valores de umidade gravimétrica mais baixo foram obtidos maiores valores de sucção matricial (profundidade de 0,0 m a 1,0 m). Foi observada uma redução no valor da sucção matricial ao longo da profundidade. Por se tratar de um solo com caráter expansivo, a região superficial tende a fissurar em períodos de estiagem. Isso pode ter acarretado um fluxo preferencial de água pelas fissuras a diferentes zonas de acúmulo de água ao longo do perfil de solo, o que pode justificar os baixos valores de sucção matricial entre 2,0 m a 4,0 m de profundidade.

Mudanças atmosféricas repentinas podem causar alterações na sucção matricial da camada superficial, devido a este solo normalmente apresentar fissuras em períodos de estiagem. Assim como vários dias secos na estação chuvosa pode resultar em um aumento de sucção. Portanto, a influência da zona sazonal pode ser fundamental no comportamento hidráulico da camada.

Ao analisar as curvas de umidade gravimétrica e sucção matricial ao longo do perfil, perceber-se que a profundidade da zona ativa tem aproximadamente 3,0 m. Justino da Silva (2001) apresentou a profundidade da zona ativa igual a 3,5 m, tendo sido determinado através dos perfis de umidade, sucção e deslocamentos verticais do maciço.

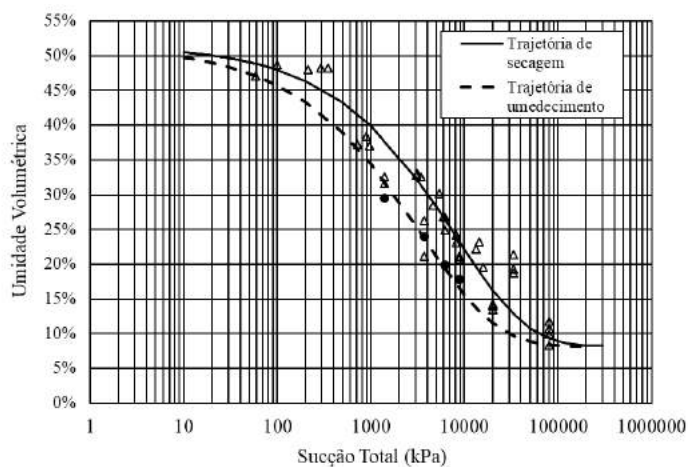
Ao comparar as curvas do dia 24/04/2019 (período mais úmido) e do dia 29/01/2020 (período mais seco), percebe-se que na região próxima à superfície da zona ativa (profundidade de 0,0 m até 0,8 m) o comportamento entre a sucção matricial e umidade gravimétrica mostrou-se coerente com as variações climáticas, ou seja, no período mais seco, a umidade gravimétrica apresentou os menores valores (6% a 17%) e a sucção matricial apresentou os maiores valores (18650 kPa a 3400 kPa), e no período mais úmido, a umidade gravimétrica apresentou os maiores valores (21% a 24%) e a sucção matricial apresentou os menores valores (570 kPa a 1300 kPa).

2.8.5 Curva de retenção e condutividade hidráulica saturada da água

A curva de retenção de água foi obtida para o solo indeformado e compactado da Camada II (0,1 m a 2,0 m de profundidade). Foram utilizados os resultados de sucção total obtido através do método do papel filtro e do dessecador de vácuo cujas execuções foram apresentadas nos itens 2.7.4.3 e 2.7.4.4, respectivamente. Para o solo indeformado foi feita a análise da histerese de acordo com a trajetória de secagem e umedecimento. Foi empregado o modelo de Van Genuchten (1980) para ajustar a curva de retenção de água aos dados experimentais.

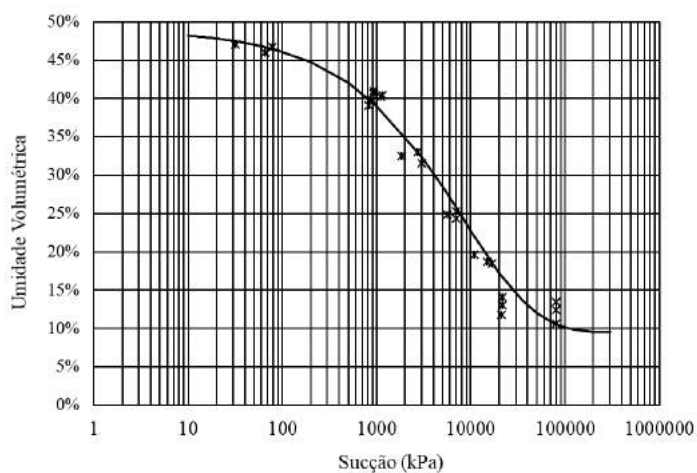
As Figuras 35 e 36 apresentam os dados experimentais das curvas de retenção de água através da sucção total e umidade volumétrica, assim como as curvas de ajuste do solo indeformado e compactado, respectivamente. No solo indeformado (Figura 35), o valor do ponto de entrada de ar, umidade volumétrica de saturação e residual, da curva de trajetória de secagem, é igual a 605 kPa; 51,5% e 8,5%, respectivamente. Para a curva de trajetória de umedecimento houve mudança no valor do ponto de entrada de ar para 280 kPa. As curvas de retenção de água do solo indeformado encontrados por Justino da Silva (2001) e Santos (2008), apresentaram ponto de entrada de ar com variação de 1500 kPa a 2000 kPa, para a trajetória de secagem, e de 1000 kPa a 1400 kPa, para a trajetória de umedecimento. Para o solo compactado (Figura 36), o valor do ponto de entrada de ar, umidade volumétrica de saturação e residual é igual a 510 kPa; 49,0% e 9,5%, respectivamente. Verifica-se que a curva de retenção de água do solo indeformado e compactado são bem semelhantes. A Tabela 14 apresenta os parâmetros de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados nas curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado.

Figura 35 – Curva de retenção de água do solo indeformado, ajustado pelo modelo de Van Genuchten (1980), com as trajetórias de secagem e umedecimento



Fonte: O autor (2020)

Figura 36 – Curva de retenção de água do solo compactado, ajustado pelo modelo de Van Genuchten (1980)



Fonte: O autor (2020)

Tabela 14 – Parâmetros de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados nas curvas de retenção de água do solo indeformado e compactado

Solo	Parâmetro de ajustes		
	α	n	m
Indeformado - Trajetória de secagem	$2,86 \times 10^{-8}$	0,565	115
Indeformado - Trajetória de umedecimento	$2,30 \times 10^{-8}$	0,545	170
Compactado	$1,90 \times 10^{-8}$	0,578	155

Fonte: O autor (2020)

O coeficiente de condutividade hidráulica saturada do solo indeformado foi igual a $6,11 \times 10^{-8}$ m/s. De acordo com Pinto (2013), as argilas podem apresentar valores de coeficiente de condutividade hidráulica menor que 10^{-9} m/s. Isso pode ser explicado devido a presença de fissuras no corpo de prova. Apesar da saturação prévia do corpo de prova antes do ensaio, o que faz com que o solo sofra expansão, as fissuras podem não ter sido fechadas completamente, apresentando um caminho preferencial de percolação de água durante o ensaio de condutividade hidráulica. Consequentemente, foi obtido um coeficiente de condutividade hidráulica saturada maior do que o esperado.

2.8.6 Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios e sucção na curva de secagem em amostra indeformada e compactada

O solo como um material poroso possui um determinado volume de vazios, podendo estar totalmente preenchido por um líquido (em geral água), cheio de ar (solo seco) ou ainda com fração de ambos, formando o solo não saturado. As relações entre a umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo na curva de contração do solo indeformado são apresentadas na Figura 37.

A curva de variação do índice de vazios com a umidade volumétrica (Figura 37 a) no processo de secagem é próxima das paralelas à linha de saturação dos respectivos solos até a umidade próxima ao limite de contração ($LC = 15\%$), quando o índice de vazios se torna praticamente constante com a redução da umidade.

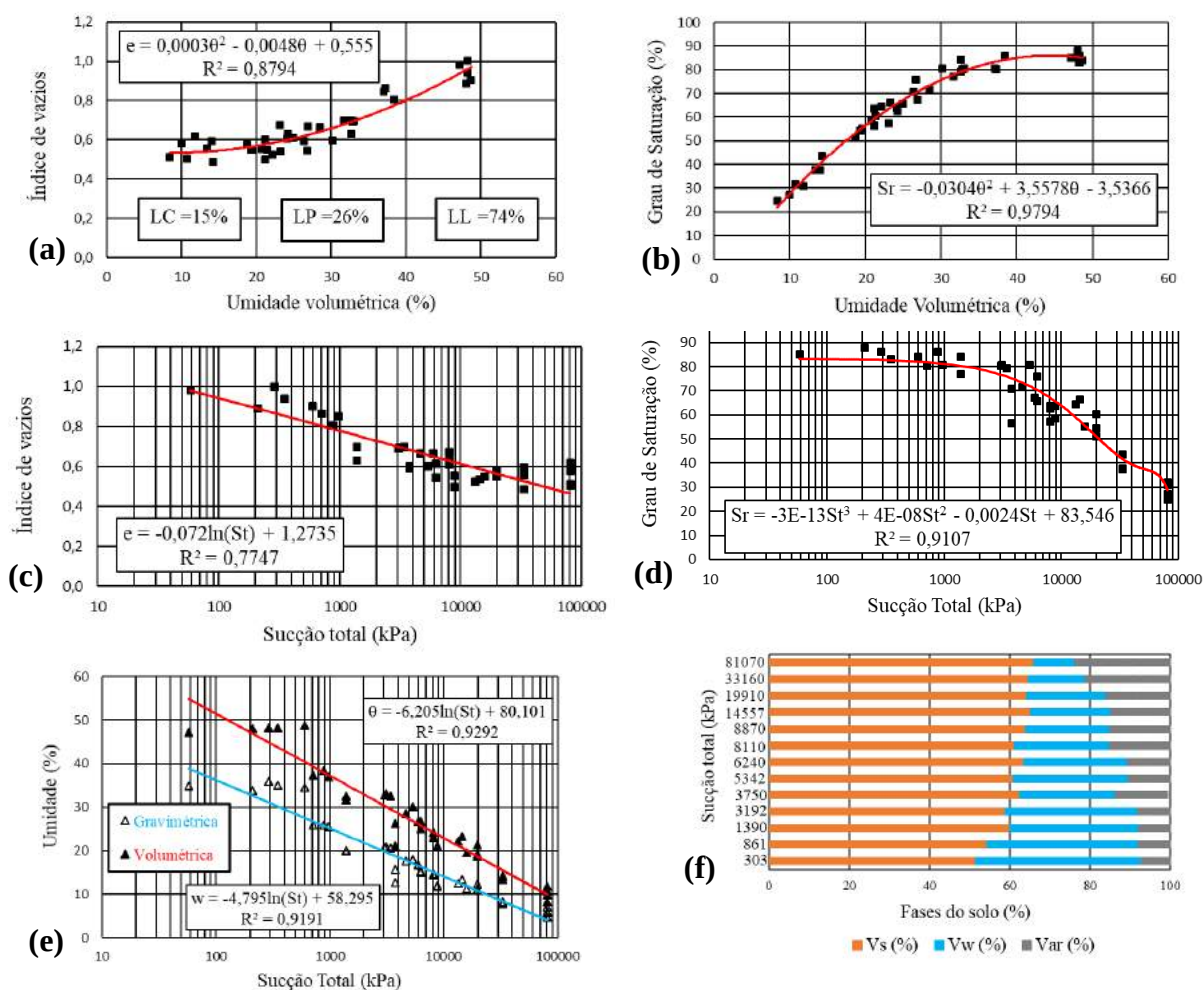
A relação entre a umidade volumétrica e o grau de saturação (Figura 37 b) permite determinar a umidade em que ocorre a dessaturação das amostras inicialmente saturadas ou “quase saturadas”, e indica o ponto de entrada de ar no solo, mudando de forma acentuada a quantidade de variação de saturação ($\theta \approx 30\%$). Comportamento semelhante foi determinado por Justino da Silva (2001) e Paiva (2016).

A relação entre o índice de vazios, grau de saturação e sucção permite determinar o ponto de entrada generalizada de ar, que se situa aproximadamente em 4 MPa (Figuras 37 c, d), valor típico de solos na zona ativa. Justino da Silva (2001) obteve ponto de entrada generalizada de ar, nos solos da zona ativa, em torno de 10 MPa.

O valor da Capacidade Diferencial de Umidade ($C = \Delta w / \Delta \log S$) obtidos a partir da relação entre a sucção e umidade na curva de secagem (Figura 37 e) foi igual a 11,42%. Jucá et al. (1992) obteve valor de capacidade diferencial de umidade de 10,40%, para o solo indeformado. Justino da Silva (2001) constatou que não foi possível determinar capacidade diferencial de

umidade dos solos superficiais uma vez que não foi verificada relação linear entre a sucção e a umidade. A relação entre a umidade de saturação, grau de saturação, índice de vazios e sucção são similares às obtidas por Justino da Silva (2001) e Paiva (2016) para o solo de Paulista/PE.

Figura 37 – Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo indeformado



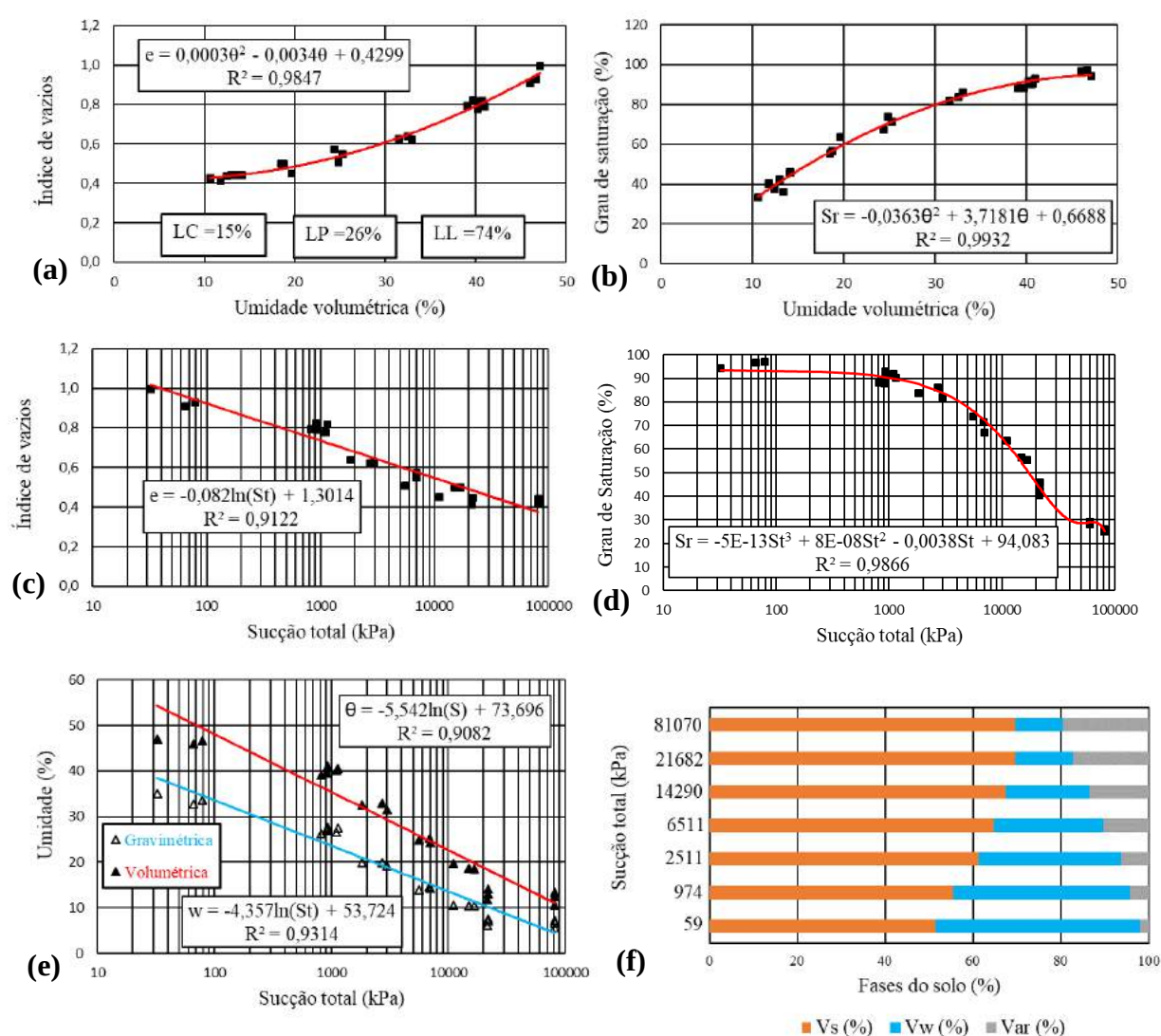
Fonte: O autor (2020)

A Figura 37f apresenta a relação entre as fases sólida, líquida e gasosa para o solo na curva de contração. O volume relativo da fase líquida diminui e os volumes das fases sólida e gasosa crescem com o aumento da sucção. O mesmo comportamento foi obtido por Paiva (2016). As relações entre a umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo na curva de contração do solo compactado são apresentadas na Figura 38. Todos os resultados

encontrados para o solo compactado apresentaram grande semelhança aos resultados apresentados para o solo indeformado.

A curva compactada apresentou ponto de entrada generalizada de ar aproximadamente de 3,5 MPa (Figura 38 d) e a capacidade diferencial de umidade foi de 12,50% (Figura 38 e). Paiva (2016) obteve para o solo compactado de Paulista/PE, ponto de entrada generalizada de ar igual a 10 MPa e capacidade diferencial de umidade igual a 6,56%.

Figura 38 – Relações entre umidade, grau de saturação, índice de vazios, sucção e das fases do solo compactado



Fonte: O autor (2020)

2.8.7 Análise macroestrutural do solo

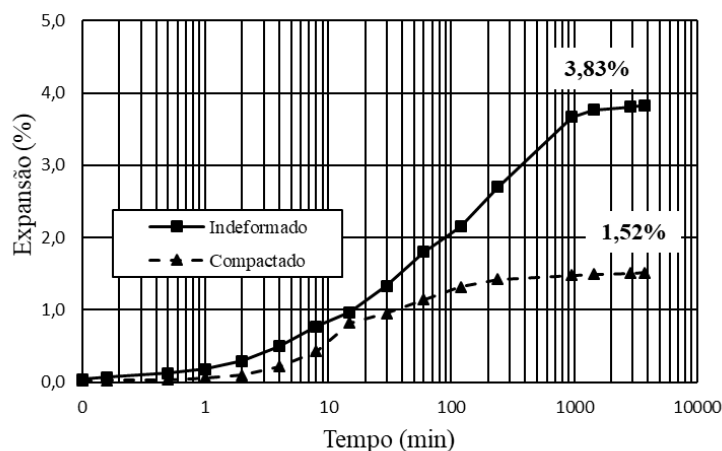
Através da análise das imagens obtidas através do tomógrafo computadorizado de Raio-X, foi possível avaliar a variação dos macroporos do solo da camada II, na condição indeformada e compactada com e sem inundação prévia. Foi utilizado energia Proctor normal, sem secagem prévia da amostra, nas condições de umidade ótima e densidade aparente seca máxima, para o solo na condição compactada. Na condição inundada, foi determinado a expansão livre (sem sobrecarga) do solo, para o solo indeformado e compactado. A Tabela 15 apresentamos os índices físicos do solo indeformado e compactado, antes e após o processo de inundação. A Figura 39 apresenta a curva expansão x tempo do solo indeformado e compactado.

Tabela 15 – Índices físicos do solo indeformado e compactado, antes e após o processo de inundação

Índices físicos antes da inundação									
Corpo de prova	M (g)	V (cm³)	w (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	e	n (%)	Sr (%)	θ (%)
Indeformado	693,7	397,6	25,12	17,45	13,94	0,92	48,0	73,0	35,0
Compactado	785,6	419,7	27,85	18,72	14,64	0,83	45,4	89,8	40,8
Índices físicos após a inundação									
Corpo de prova	M (g)	V (cm³)	w (%)	γ (kN/m³)	γ_d (kN/m³)	e	n (%)	Sr (%)	θ (%)
Indeformado	752,2	611,0	30,85	12,31	9,41	1,85	64,9	44,7	29,0
Compactado	811,2	508,9	30,15	15,94	12,25	1,19	54,3	67,9	36,9

Fonte: O autor (2020)

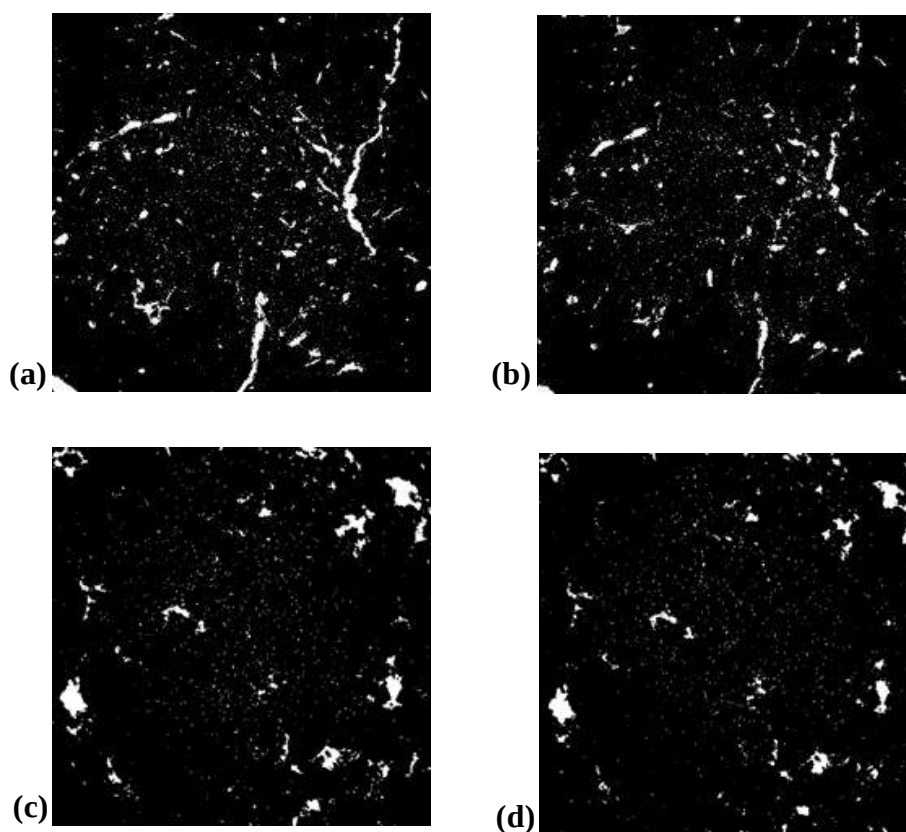
Figura 39 – Curva expansão x tempo do solo indeformado e compactado



Fonte: O autor (2020)

A primeira série de ensaios foi realizada sem inundação prévia com o solo indeformado e compactado. As umidades iniciais das amostras eram iguais a 25,12% e 27,85%, respectivamente. Após a realização dos escaneamentos, as amostras foram inundadas e a expansão foi igual a 3,83% ($w = 30,85\%$) e 1,52% ($w = 30,15\%$) para o solo indeformado e compactado, respectivamente. Os valores baixos de expansão livre podem ser justificados pelo valor elevado da umidade inicial do solo indeformado e compactado. A Figura 40 apresenta o comparativo das imagens binarizadas do solo indeformado e compactado, com e sem inundação prévia.

Figura 40 – Comparativo das imagens binarizadas do solo indeformado e compactado, com e sem inundação prévia: (a) solo indeformado sem inundação; (b) solo indeformado com inundação prévia; (c) solo compactado sem inundação; (d) solo compactado com inundação prévia



Fonte: O autor (2020)

Em cada imagem foi tomado um cubo representativo das dimensões 840 x 840 x 840 voxels. Inicialmente, seleciona-se uma seção do corpo de prova após conversão para a escala Hounsfield no VGStudio MAX 2.2, gerando a imagem original. As Figuras 40a e 40b apresentam as imagens binarizadas do solo indeformado antes e após inundação. Na cor branca são identificados os vazios e na cor preta a parte sólida.

Percebe-se que o processo de inundação do solo indeformado apresentou modificação da macroporosidade através da reordenação do arranjo dos grãos e, como era de se esperar, redução do espaço poroso. A macroporosidade corresponde à razão entre o volume de vazios e o volume total da massa de solo. Dessa maneira, foi determinado, para o solo indeformado, macroporosidade igual a 4,69% e 4,48% para a condição sem inundação e com inundação prévia do solo, respectivamente (Tabela 16).

As Figuras 40c e 40d apresentam as imagens binarizadas do solo compactado antes e após inundação. A macroporosidade obtida foi igual a 3,82% e 3,30% para a condição sem inundação e com inundação prévia do solo, respectivamente (Tabela 16).

Tabela 16 – Resultados da macroporosidade das imagens tomográficas

Volume dos poros e macroporosidade antes da inundação			
Corpo de prova	Volume dos poros (pixels)	Volume dos poros (mm ³)	Macroporosidade (%)
Indeformado	$2,7 \times 10^7$	3375	4,69
Compactado	$2,2 \times 10^7$	2750	3,82
Volume dos poros e macroporosidade após a inundação			
Corpo de prova	Volume dos poros (pixels)	Volume dos poros (mm ³)	Macroporosidade (%)
Indeformado	$2,6 \times 10^7$	3250	4,48
Compactado	$1,9 \times 10^7$	2375	3,30

Fonte: O autor (2020)

Verifica-se que para o solo compactado, sem inundação prévia, a macroporosidade do solo apresentou menor valor em comparação ao solo indeformado. Isso pode ser justificado pela maior densificação e reorientação das partículas de argila compactadas. Além disso, percebe-se que os macroporos do solo compactado são mais espaçados e isolados uns dos outros. Esses formatos de poros são formados provavelmente devido à presença de grumos no solo no processo de compactação. Consequentemente, o solo apesar de estar compactado, pode apresentar poros espaçados.

É importante comentar que o volume de macroporos encontrado é bem inferior em comparação as condições reais tanto do solo indeformado quanto do solo compactado. Isso se deve a limitação decorrente da resolução de imagens analisadas (50 μm), restringindo a avaliação das partículas com volumes superiores ao volume do voxel, ou seja, volumes acima de $1,25 \times 10^{-4} \text{ mm}^3$. Solos argilosos apresentam valor elevado para porosidade intraagregados, ou seja,

microporos que não foram possíveis de serem identificados no ensaio. Costa (2016), Machado (2019), Silva (2019) e Barbosa (2019) também encontraram valores de porosidade bem inferiores quando comparados os resultados de laboratório e os resultados da tomografia computadorizada de Raios-X.

De todo modo, o ensaio é importante, em termos comparativos, visto que se observou redução do volume de macroporos devido ao processo de inundação do solo. Além disso, a macroporosidade do solo indeformado é superior à do solo compactado. Isso pode ser explicado pelas trincas existentes no solo indeformado, assim como o processo de densificação do solo compactado, o qual reduz o volume dos macroporos.

2.8.8 Compressibilidade e expansividade

A Figura 41 apresenta os resultados dos ensaios de compressão edométrica, no solo indeformado da camada II, inundados com tensão vertical igual a 1 kPa, 10 kPa, 20 kPa, 40 kPa, 80 kPa, 160 kPa, 320 kPa, 640 kPa e sem inundação prévia. O valor máximo de expansão obtido é igual a 8,00% no ensaio inundado em 1 kPa. No ensaio com inundação em 10 kPa foi obtido expansão igual a 3,49%. A partir de tensões iguais ou superiores a 160 kPa o solo não mais expande quando há acréscimo de umidade, ocorrendo colapso. No ensaio inundado em 640 kPa sofreu o maior colapso com valor igual a 0,87%. As umidades iniciais das amostras estavam compreendidas entre 21,07% e 24,90%.

Figura 41 – Resultados dos ensaios de compressão edométrica convencional inundado em: (a) 1 kPa; (b) 10 kPa; (c) 20 kPa; (d) 40 kPa; (e) 80 kPa; (f) 160 kPa; (g) 320 kPa; (h) 640 kPa; (i) sem inundação prévia

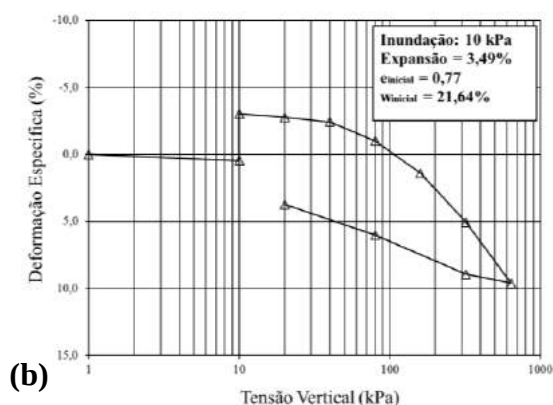
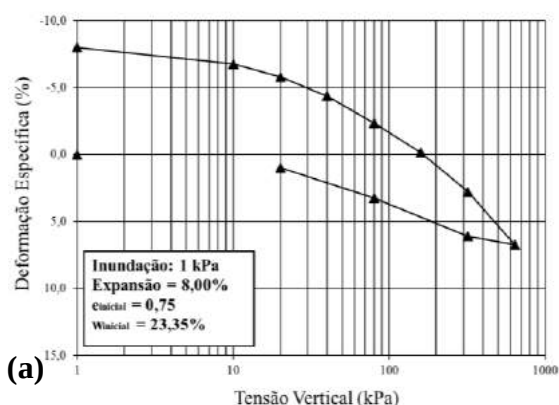
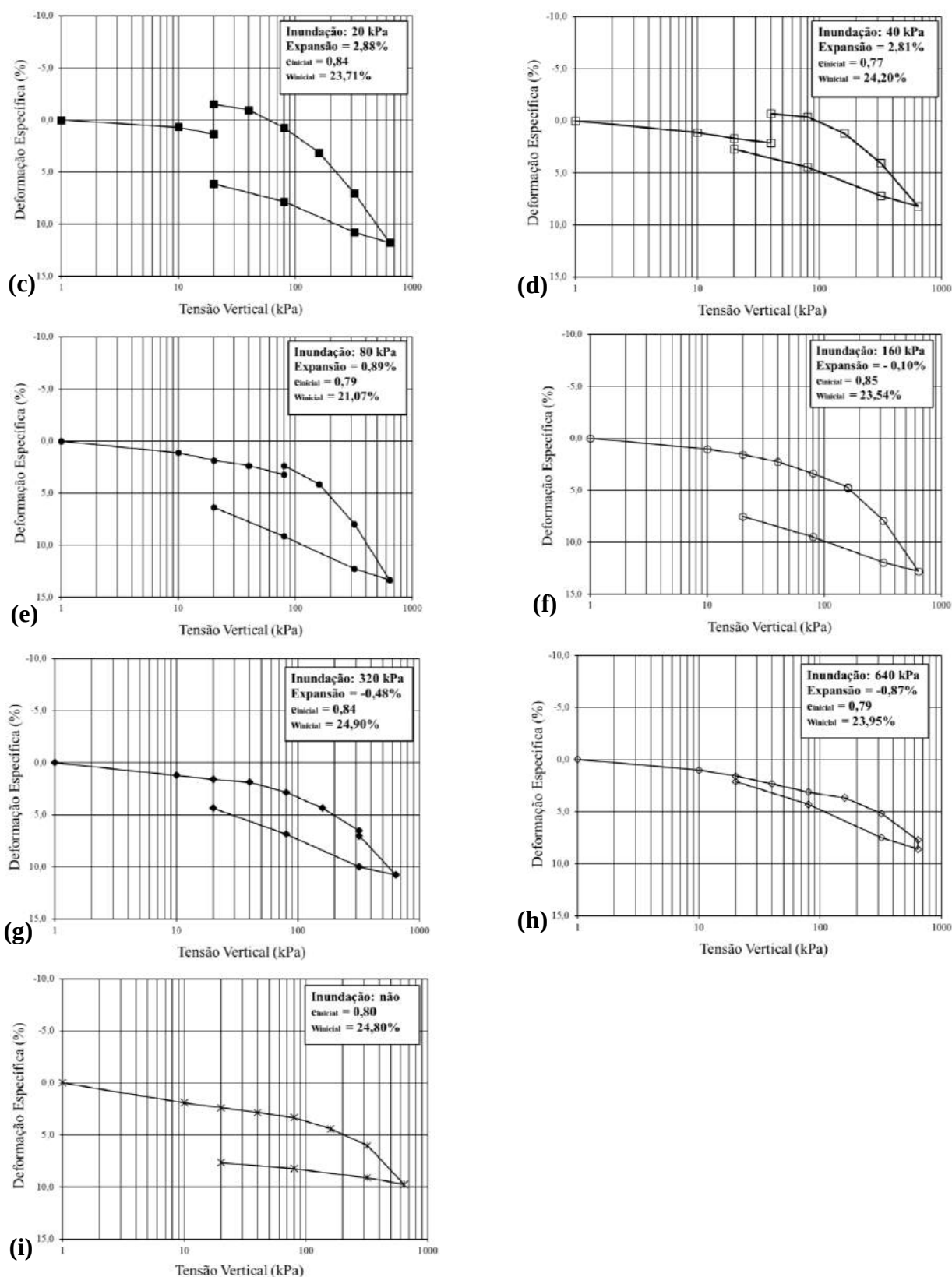


Figura 41 – Resultados dos ensaios de compressão edométrica convencional inundado em: (a) 1 kPa; (b) 10 kPa; (c) 20 kPa; (d) 40 kPa; (e) 80 kPa; (f) 160 kPa; (g) 320 kPa; (h) 640 kPa; (i) sem inunda  o pr  via (continua  o)



Fonte: O autor (2020)

A expansão do solo decresce com o acréscimo da tensão aplicada, indicando que o efeito da expansão é tanto maior quanto menor for a tensão aplicada devido ao uso e ocupação. A Tabela 17 apresenta um resumo dos ensaios de compressão edométrica no solo indeformado da camada II. O índice de vazios inicial dos ensaios variou de 0,75 a 0,84, enquanto o grau de saturação variou de 71,28% a 84,04%. Os índices de compressão (C_c) e descompressão (C_s) dos ensaios apresentaram variação de 0,12 a 0,27 e 0,03 a 0,14, respectivamente. A tensão de escoamento (σ'_e) dos ensaios foi determinada pelo método de Casagrande. Quanto maior a tensão de inundação do ensaio, maior foi a tensão de escoamento. No ensaio sem inundação o valor da tensão de escoamento foi igual a 201 kPa.

Tabela 17 – Índices físicos e resultados dos ensaios de compressão edométrica no solo indeformado da camada II

Tensão de inundação	1 kPa	10 kPa	20 kPa	40 kPa	80 kPa	160 kPa	320 kPa	640 kPa	Sem inundação
Expansão (%)	8,00	3,49	2,88	2,81	0,89	-0,10	-0,48	-0,87	-
w_i (%)	23,35	21,64	23,71	24,2	21,07	23,54	24,90	23,95	24,80
w_f (%)	32,58	32,62	31,85	30,51	30,71	32,01	29,72	30,87	23,17
γ_d (kN/m ³)	15,36	15,17	14,58	15,11	14,95	14,45	14,55	14,98	14,87
γ (kN/m ³)	18,95	18,45	18,04	18,76	18,11	17,86	18,17	18,57	18,56
e	0,75	0,77	0,84	0,77	0,79	0,85	0,84	0,79	0,80
n (%)	42,68	43,39	45,58	43,63	44,20	46,07	45,71	44,11	44,57
S_r (%)	84,04	75,65	75,87	83,80	71,28	73,85	79,27	81,35	83,00
θ (%)	35,87	32,82	34,58	36,56	31,51	34,02	36,23	35,88	36,99
cc	0,18	0,24	0,26	0,17	0,27	0,25	0,24	0,12	0,22
cs	0,07	0,07	0,07	0,06	0,09	0,07	0,09	0,14	0,03
σ'_e (kPa)	70	90	107	108	111	117	135	208	201

Fonte: O autor (2020)

Paralelamente, foram executados oito ensaios edométricos, com umidade controlada (sem inundação). Previamente, os corpos de prova foram deixados em dessecadores de vácuo, cada um com concentrações diferentes de ácido sulfúrico (H_2SO_4) e cloreto de sódio ($NaCl$) até a equalização da umidade, ou seja, até atingir o equilíbrio do meio através da sucção imposta pelas soluções. Dessa maneira, cada corpo de prova apresentava um valor de sucção total diferente. Quanto maior a sucção imposta ao corpo de prova, menor foi o valor da umidade do solo para se atingir o equilíbrio do meio. A Figura 42 apresenta os resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada, no solo indeformado da Camada II. A Tabela 18 apresenta o resumo dos resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada.

Foi verificado que quanto maior o valor da sucção do solo, menor foi o valor do índice de vazios e maior foi a densidade aparente seca do solo. Com o aumento da sucção do solo, ou seja,

diminuição da umidade, o solo expansivo se contrai, reduzindo o volume de vazios do solo. Em outras palavras, há uma densificação do solo, o que justifica o aumento da densidade aparente seca.

Figura 42 – Resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada: (a) Solução NaCl, Sucção = 1,39 MPa; (b) Solução NaCl, Sucção = 3,75 MPa; (c) Solução NaCl, Sucção = 6,24 MPa; (d) Solução NaCl, Sucção = 8,87 MPa; (e) Solução H₂SO₄, Sucção = 8,11 MPa; (f) Solução H₂SO₄, Sucção = 19,91 MPa; (g) Solução H₂SO₄, Sucção = 33,16 MPa; (h) Solução H₂SO₄, Sucção = 81,07 MPa

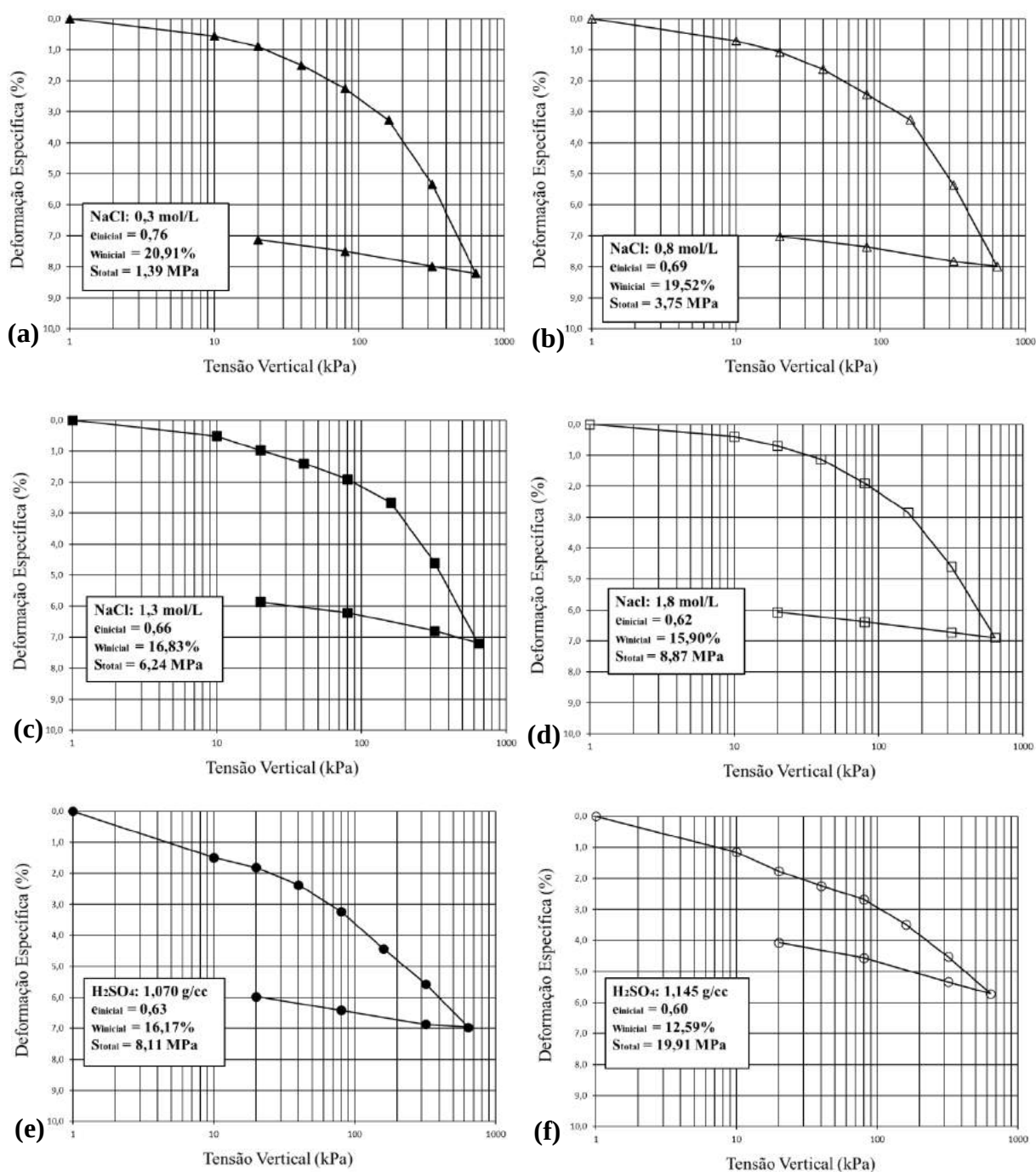
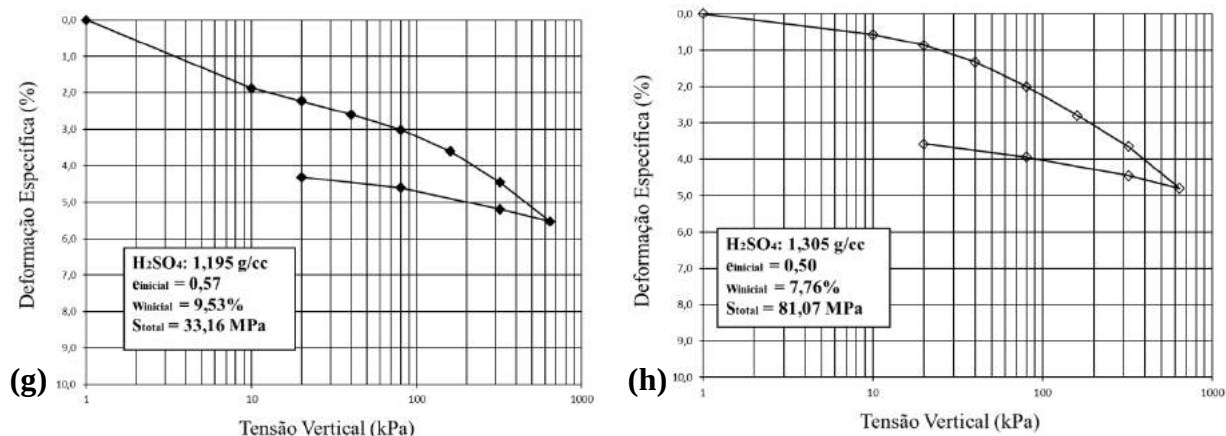


Figura 42 – Resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada: (a) Solução NaCl, Sucção = 1,39 MPa; (b) Solução NaCl, Sucção = 3,75 MPa; (c) Solução NaCl, Sucção = 6,24 MPa; (d) Solução NaCl, Sucção = 8,87 MPa; (e) Solução H₂SO₄, Sucção = 8,11 MPa; (f) Solução H₂SO₄, Sucção = 19,91 MPa; (g) Solução H₂SO₄, Sucção = 33,16 MPa; (h) Solução H₂SO₄, Sucção = 81,07 MPa (continuação)



Fonte: O autor (2020)

Tabela 18 – Resumo dos resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada

Solução	NaCl	NaCl	NaCl	NaCl	H ₂ SO ₄	H ₂ SO ₄	H ₂ SO ₄	H ₂ SO ₄
Concentração*	0,3 mol/L	0,8 mol/L	1,3 mol/L	1,8 mol/L	1,070 g/cc	1,145 g/cc	1,195 g/cc	1,305 g/cc
Sucção total (MPa)	1,39	3,75	6,24	8,87	8,11	19,91	33,16	81,07
w _i (%)	20,91	19,52	16,83	15,90	16,17	12,59	9,53	7,76
w _f (%)	18,58	17,15	15,80	13,98	15,22	11,14	8,96	7,12
γ _d (kN/m ³)	15,19	15,89	16,14	16,56	16,42	16,75	17,10	17,84
γ (kN/m ³)	18,36	18,99	18,86	19,19	19,07	18,86	18,73	19,23
e	0,76	0,69	0,66	0,62	0,63	0,60	0,57	0,50
n (%)	43,33	40,71	39,77	38,21	38,73	37,49	36,20	33,42
S _r (%)	73,29	76,20	68,32	68,92	68,55	56,26	45,02	41,42
θ (%)	31,76	31,02	27,17	26,33	26,55	21,09	16,30	13,84
cc	0,14	0,13	0,12	0,11	0,04	0,06	0,05	0,05
cs	0,01	0,01	0,01	0,01	0,01	0,02	0,01	0,03
σ' _e (kPa)	155	157	171	175	-	-	-	-
ε _{máx} (%)	8,21	7,99	7,19	6,90	7,00	5,72	5,50	4,80

* mol/L: concentração molar, ou molaridade (razão da quantidade de matéria do soluto, mol, pelo volume de solução, litros);

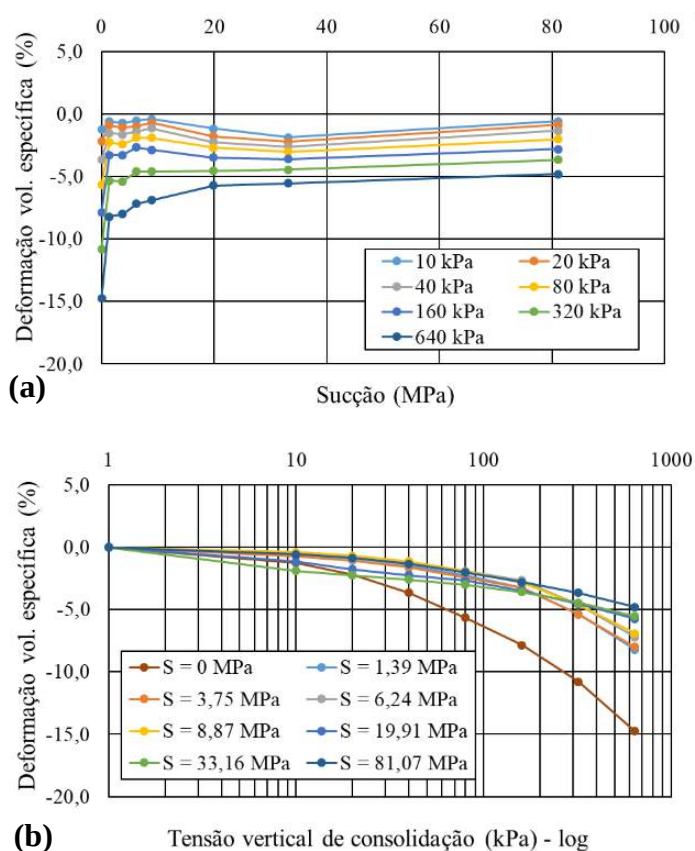
g/cc: unidade de densidade, no sistema CGS, correspondente a razão entre a massa (g) e pelo volume (cc). É igual a g/cm³ no sistema internacional de unidades (SI).

Fonte: O autor (2020)

Os índices de compressão (Cc) e descompressão (Cs) dos ensaios apresentaram variação de 0,05 a 0,14 e 0,01 a 0,03, respectivamente. A tensão de escoamento (σ'_e) dos ensaios foi determinada pelo método de Casagrande. Não foi possível obter a tensão de escoamento para os ensaios com sucção do solo mais elevada (Figuras 42 e, f, g, h), pois não foi visualizada a formação da reta virgem na curva tensão versus deformação específica. Há uma tendência de

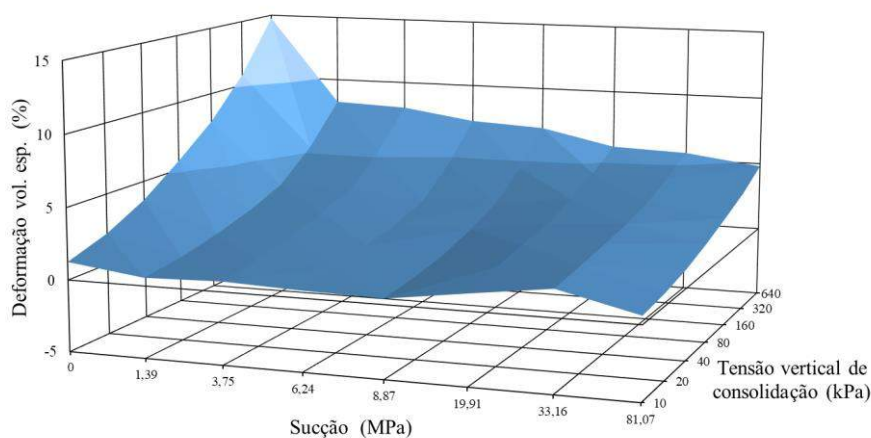
aumento da tensão de escoamento em função do aumento da sucção do solo (diminuição da umidade), pois há aumento de resistência do solo, diminuindo os níveis de recalques. Consequentemente, o trecho inicial da curva tensão versus deformação específica, conhecido como trecho de recompressão (pequenas deformações com o aumento das tensões), são mais extensas e a reta virgem (trecho com grandes deformações com o aumento da tensão) será visualizada apenas para maiores tensões aplicadas. Ferreira (1995) abordou que a umidade inicial das amostras influencia no comportamento do ensaio edométricos. No caso dos solos expansivos, essa variação de umidade exerce influência mais significativa, pois a umidade no solo altera a sua estrutura interna. Os resultados dos ensaios de compressão edométrica com umidade controlada podem ser representados através da relação entre deformação volumétrica específica, sucção e tensão vertical de consolidação no espaço bidimensional (Figura 43) e tridimensional (Figura 44).

Figura 43 – Variação bidimensional: (a) Sucção total versus Deformação volumétrica específica; (b) Tensão vertical versus Deformação volumétrica específica



Fonte: O autor (2020)

Figura 44 – Superfície de estado: variação da deformação volumétrica específica com a sucção e a tensão vertical de consolidação



Fonte: O autor (2020)

Quanto menor a sucção do solo e maior a tensão vertical de consolidação, maior foi a deformação volumétrica específica registrada. Isso também pode ser justificado pelo aumento da resistência do solo, devido a diminuição do índice de vazios. Ferreira (1995) obteve uma superfície de estado semelhante para a argila expansiva de Petrolândia/PE.

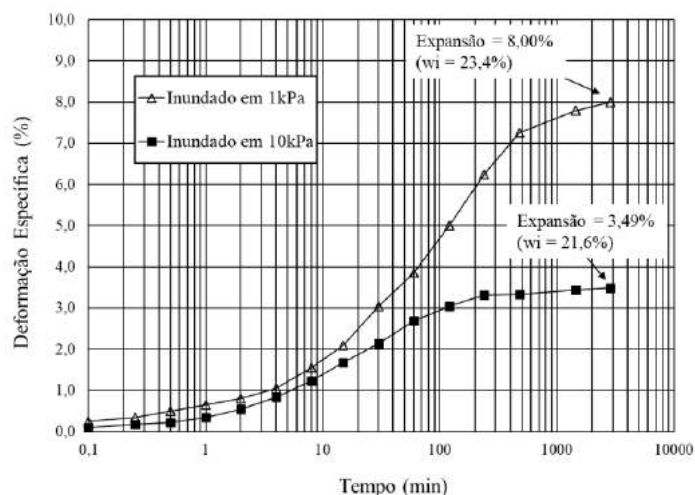
2.8.8.1 Expansão “livre”

Os ensaios de expansão “livre” foram executados com sobrecarga de 1 kPa e 10 kPa, e foram obtidos resultados iguais a 8,00% e 3,49%, respectivamente. A umidade do solo antes da inundação, para os ensaios com sobrecarga de 1 kPa e 10 kPa, eram iguais a 23,4% e 21,6%, respectivamente (Figura 45). De acordo com o critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973), o grau de expansividade é classificado como médio ($1\% < \text{expansão “livre”} < 4\%$) considerando o ensaio inundado em 10 kPa.

Vargas et al. (1989) relatam que a expansão livre depende diretamente do peso específico aparente seco, tensão aplicada e da estrutura do solo. Justino da Silva (2001) mostra que a expansão livre depende diretamente do peso específico aparente seco e da tensão vertical aplicada. A Tabela 19 apresenta os resultados de expansão livre obtidos por Bastos (1994), Justino da Silva (2001), Paiva (2009), Paiva (2016) e Moraes (2017). Os resultados obtidos neste trabalho são inferiores aos demais resultados com mesma sobrecarga. Isso mostra a

variação de resultados de expansão “livre” para o solo expansivo de Paulista/PE em função da umidade inicial.

Figura 45 – Resultados dos ensaios de expansão “livre” com sobrecargas de 1 kPa e 10 kPa



Fonte: O autor (2020)

Tabela 19 – Resultados de expansão livre do solo de Paulista/PE reportados na literatura

Trabalhos	Sobrecarga (kPa)	Expansão "Livre" (%)	Umidade (%)
Bastos (1994)	1	10,72	32,0
	7	7,90	
Justino da Silva (2001)	10	9,50	24,8
Paiva (2009)	1	17,00	31,8
Paiva (2016)	10	10,70	36,7
Morais (2017)	1	16,02	19,2
	10	10,16	
Autor	1	8,00	23,4
	10	3,49	21,6

Fonte: O autor (2020)

2.8.8.2 Tensão de expansão

A tensão de expansão foi determinada pelos métodos: carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação, expansão e colapso sob tensão, volume constante, adensamento duplo natural e inundado e Rao et al. (1988). A Figura 46 apresentam as curvas

Tempo versus Deformação específica para as tensões de inundação de 1 kPa, 10kPa, 20 kPa, 40kPa, 80kPa, 160kPa, 320kPa e 640 kPa (Figura 46 a), o método do carregamento após expansão (Figura 46 b), o método da expansão e colapso sob tensão (Figura 46 c), o método do adensamento duplo natural e inundado (Figura 46 d) e o método de Rao et al. (1988) (Figura 46 e).

O método do carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação conduz a uma tensão de expansão de 145 kPa. Enquanto os métodos de expansão e colapso sob tensão e do edométrico duplo apresentam tensão de expansão iguais a 213 kPa e 210 kPa, respectivamente. Já o método a volume constante apresenta tensão de expansão igual a 53 kPa e o método de Rao et al. (1988) indicou tensão de expansão igual a 241 kPa. Consequentemente, a tensão de expansão média é igual a 172 kPa. De acordo com o critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973), valores de tensão de expansão entre 120 kPa e 300 kPa, apresenta um grau de expansividade alta. Pelo critério de Jimenez Salas (1980), a tensão de expansão deste solo expansivo provoca possíveis danos graves que podem conduzir a demolição de edificações. Segundo Rodriguez Ortiz (1975), o solo estudado apresenta alto grau de expansividade.

Figura 46 – Resultados da tensão de expansão do solo indeformado de Paulista/PE: (a) curvas tempo x deformação específica; (b) método do carregamento após expansão; (c) método da expansão e colapso sob tensão; (d) método do adensamento duplo natural e inundado; (e) método de Rao et al. (1988)

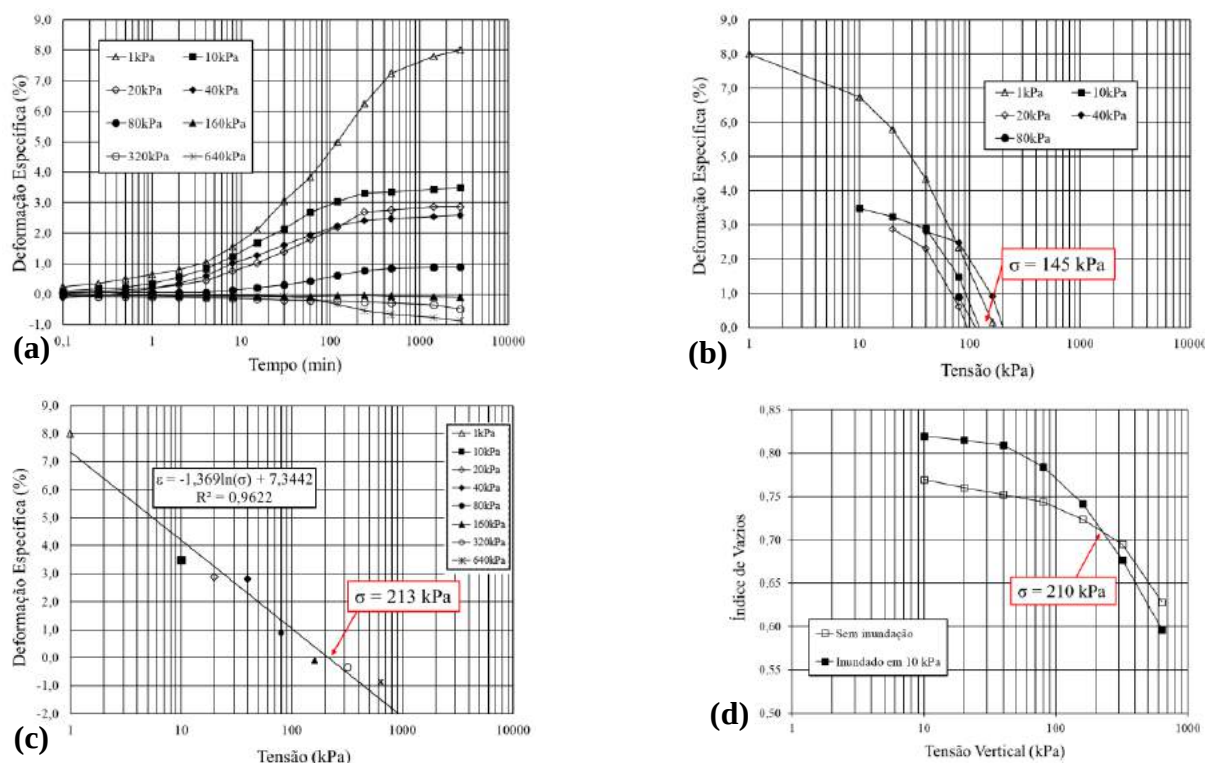
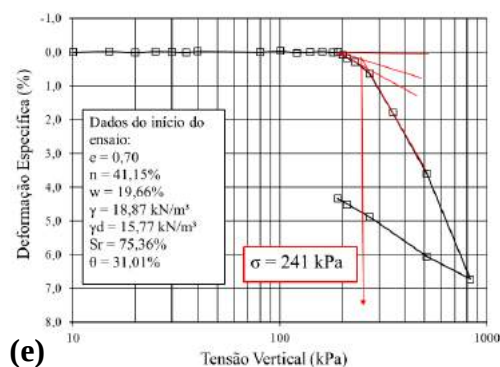


Figura 46 – Resultados da tensão de expansão do solo indeformado de Paulista/PE: (a) curvas tempo x deformação específica; (b) método do carregamento após expansão; (c) método da expansão e colapso sob tensão; (d) método do adensamento duplo natural e inundado; (e) método de Rao et al. (1988) (continuação)



Fonte: O autor (2020)

A Tabela 20 apresenta um comparativo entre os resultados de tensão de expansão para as pesquisas realizadas para o solo de Paulista/PE. Os resultados de tensão de expansão encontrados para o solo de Paulista/PE apresentam valores divergentes, pois há grande variação da umidade do solo ensaiado entre os autores. A Tabela 21 apresenta o resumo dos ensaios de tensão de expansão, pelo método de volume constante, para solos submetidos a diferentes sucções. A Figura 47 apresenta a variação da tensão de expansão e umidade em função da variação da sucção total.

Tabela 20 – Comparação dos resultados de tensão de expansão para o solo de Paulista/PE

Autores	Bastos (1994)	Justino da Silva (2001)	Paiva (2016)	Morais (2017)	Autor
Tensão de Expansão Média (kPa)	166	255	252	289	172
Umidade (%)	32	24,8	36,7	19,2	22,9

Fonte: O autor (2020)

Foram encontradas tensão de expansão variando entre 58 kPa e 488 kPa. Barbosa (2019) e Ferreira et al. (2020) encontraram resultados semelhantes da variação da tensão de expansão com a sucção. Quanto maior o valor da sucção, maior é a tensão de expansão do solo, ou seja, quanto menor a umidade do solo maior é a tensão de expansão (Figura 47).

Os valores das tensões de expansão cresceram até sucção de 33 MPa. Para valores superiores há um menor acréscimo da tensão de expansão, com tendência de estabilização. Ferreira e Ferreira (2009) comentam que o umedecimento prévio do solo causa redução na tensão de expansão, e o ressecamento, acréscimo. Isso mostra que no campo os condicionantes climatológicos têm influência significativa na tensão de expansão do solo.

Tabela 21 – Resumo dos resultados dos ensaios de tensão de expansão, pelo método volume constante, para solos submetidos a diferentes sucções

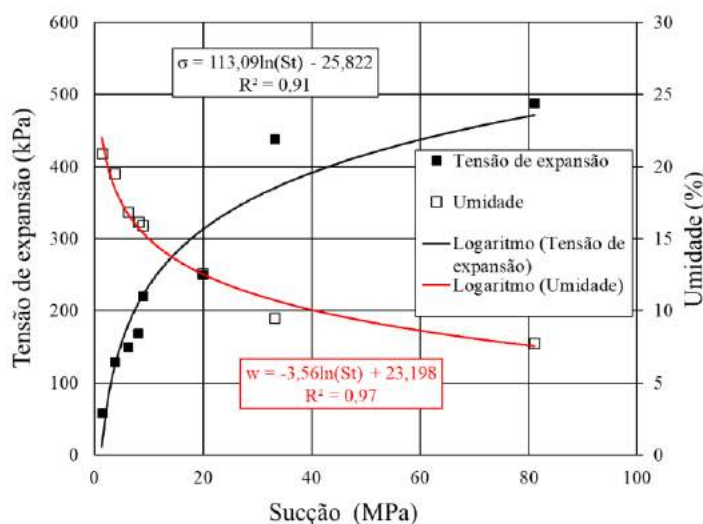
Solução	NaCl	NaCl	NaCl	NaCl	H2SO4	H2SO4	H2SO4	H2SO4
Concentração*	0,3 mol/L	0,8 mol/L	1,3 mol/L	1,8 mol/L	1,070 g/cc	1,145 g/cc	1,195 g/cc	1,305 g/cc
Sucção total (MPa)	1,39	3,75	6,24	8,87	8,11	19,91	33,16	81,07
wi (%)	20,9	19,5	16,8	15,9	16,2	12,6	9,5	7,8
Tensão de expansão - volume constante (kPa)	58	129	150	221	168	250	438	488

* mol/L: concentração molar, ou molaridade (razão da quantidade de matéria do soluto, mol, pelo volume de solução, litros);

g/cc: unidade de densidade, no sistema CGS, correspondente a razão entre a massa (g) e pelo volume (cc). É igual a g/cm³ no sistema internacional de unidades (SI).

Fonte: O autor (2020)

Figura 47 – Variação da tensão de expansão e umidade em função da variação da sucção total



Fonte: O autor (2020)

2.8.9 Avaliação da Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento foi avaliada por meio dos ensaios de cisalhamento direto e de compressão triaxial CIU.

a) Ensaios de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados no solo indeformado e compactado na condição de umidade natural, com inundação prévia e com secagem prévia, para tensão normal de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento analisados (ângulo de atrito e coesão) foram obtidos para maiores deformações específicas, igual a 14% (ou 14 mm de deslocamento horizontal). Para isso, todos os ensaios foram necessariamente levados até ultrapassar 14 mm de deslocamento horizontal. As Tabelas 22 e 23 apresentam os índices físicos das amostras no início dos ensaios e os valores do ângulo de atrito e coesão obtidos do solo indeformado e compactado, respectivamente.

Tabela 22 – Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no solo indeformado

	Solo inundado				Solo natural				Solo com secagem prévia			
σ (kPa)	50	100	150	200	50	100	150	200	50	100	150	200
w_0 (%)	22,75	23,32	23,74	20,55	22,54	23,65	23,45	21,58	12,58	13,07	14,31	13,97
w_f (%)	29,52	28,89	28,70	29,60	22,01	23,17	23,21	21,29	14,15	14,88	15,05	14,79
Expansão (%)	9,52	8,01	7,21	8,21	-	-	-	-	-	-	-	-
γ (kN/m ³)	19,15	19,19	18,51	18,62	18,32	18,52	18,51	18,34	18,70	18,24	19,04	18,20
γ_d (kN/m ³)	14,79	14,89	14,38	14,37	14,95	14,98	14,99	15,08	16,61	16,13	16,66	15,97
e	0,81	0,80	0,86	0,87	0,79	0,79	0,79	0,78	0,61	0,66	0,61	0,68
n (%)	44,85	44,47	46,35	46,41	44,24	44,13	44,07	43,73	38,04	39,83	37,87	40,44
S_r (%)	97,28	96,70	89,01	91,60	76,15	80,23	79,75	74,40	54,91	52,92	62,91	55,15
θ (%)	43,63	43,00	41,26	42,51	33,69	35,41	35,15	32,54	20,89	21,08	23,83	22,30
$\sigma_{(e=14\%)} \text{ (kPa)}$	58,48	116,80	174,80	232,53	58,43	116,62	174,72	232,15	57,93	115,37	190,40	230,00
$\tau_{(e=14\%)} \text{ (kPa)}$	35,76	61,46	79,25	106,10	46,33	70,77	98,00	125,62	86,05	132,08	195,25	258,36
$\varepsilon_{h,m\acute{a}x.}$ (%)	14,51	14,38	14,19	14,01	14,43	14,25	14,15	14,07	14,72	14,35	14,07	14,11
Coesão (kPa)	13				19				24			
Âng. Atrito (°)	22				25				34			

Fonte: O autor (2020)

Nos ensaios do solo indeformado, a umidade inicial do solo inundado, natural e com secagem prévia variou de 28,70% a 29,60%; 21,58% a 23,65%; e 12,58% a 14,31%, respectivamente. No solo inundado, a umidade inicial foi considerada aquela após inundação e a expansão do solo variou de 7,21% a 9,52%. O índice de vazios do solo inundado, natural e com secagem prévia variou de 0,80 a 0,87; 0,78 a 0,79; e 0,61 a 0,68, respectivamente. O grau de saturação variou de 89,01% a 97,28%; 74,40% a 80,23%; e 52,92% a 62,91%. Os índices físicos dos ensaios no solo indeformado apresentaram variação esperada em função da mudança da umidade inicial dos corpos de prova.

Tabela 23 – Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos no solo compactado

	Solo inundado				Solo natural				Solo com secagem prévia			
σ (kPa)	50	100	150	200	50	100	150	200	50	100	150	200
w_0 (%)	23,34	22,92	23,46	24,11	23,35	23,45	24,07	22,74	15,28	15,68	12,44	14,04
w_f (%)	33,37	31,74	33,25	31,08	22,79	22,91	23,52	22,51	16,51	17,71	14,76	16,01
Expansão (%)	9,55	8,53	7,68	7,55	-	-	-	-	-	-	-	-
γ (kN/m ³)	18,56	18,88	18,70	18,79	20,46	19,45	19,10	18,70	20,38	20,40	21,03	20,02
γ_d (kN/m ³)	13,92	14,33	14,03	14,33	15,58	15,76	15,39	15,23	17,68	17,63	18,70	17,56
e	0,93	0,87	0,91	0,87	0,72	0,70	0,74	0,76	0,52	0,52	0,43	0,53
n (%)	48,09	46,55	47,65	46,53	41,89	41,22	42,60	43,19	34,05	34,24	30,25	34,50
S_r (%)	96,52	97,69	97,88	95,71	86,82	89,63	86,93	80,15	79,30	80,70	76,87	71,43
θ (%)	46,42	45,47	46,64	44,54	36,37	36,94	37,03	34,62	27,00	27,63	23,25	24,65
$\sigma_{(\epsilon=14\%)}$ (kPa)	58,68	116,84	175,01	233,01	58,49	116,51	174,16	232,29	57,17	114,97	172,80	230,27
$\tau_{(\epsilon=14\%)}$ (kPa)	29,15	48,35	65,24	81,94	67,38	81,94	122,55	157,70	90,19	145,62	215,65	279,85
$\epsilon_{h,máx.}$ (%)	14,73	14,41	14,29	14,17	14,52	14,17	14,86	14,89	14,64	14,06	14,22	14,19
Coesão (kPa)	12				17				24			
Âng. Atrito (°)	17				31				37			

Fonte: O autor (2020)

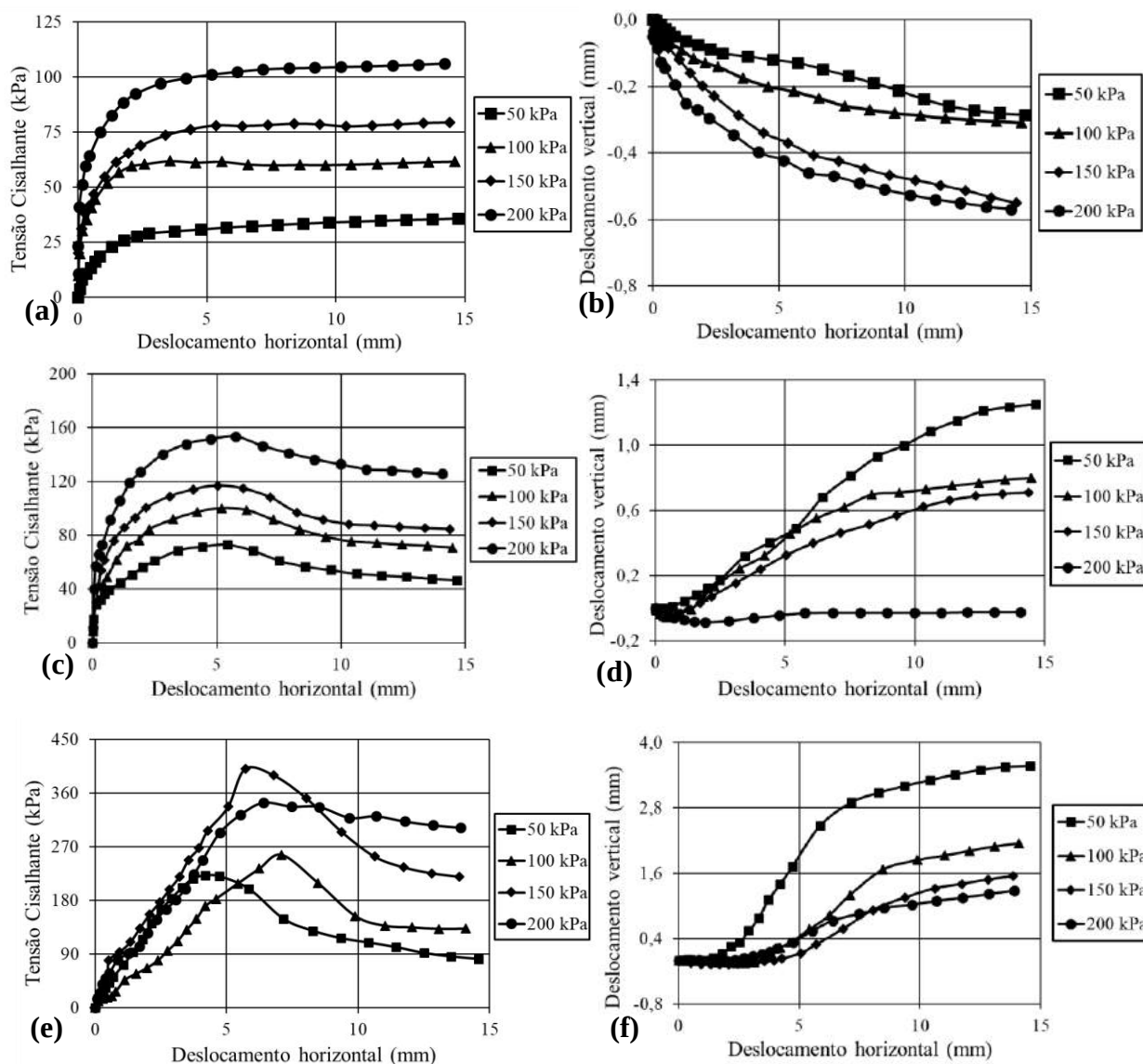
Nos ensaios do solo compactado, a umidade inicial do solo inundado, natural e com secagem prévia variou de 31,08% a 33,37%; 22,74% a 24,07%; e 12,44% a 15,68%, respectivamente. No solo inundado, a umidade inicial foi considerada aquela após inundação e a expansão do solo variou de 7,55% a 9,55%.

O índice de vazios do solo inundado, natural e com secagem prévia variou de 0,87 a 0,93; 0,70 a 0,76; e 0,43 a 0,53, respectivamente. O grau de saturação variou de 95,71% a 97,88%; 80,15% a 89,63%; e 71,43% a 80,70%. Os índices físicos dos ensaios no solo compactado apresentaram variação esperada em função da mudança da umidade inicial dos corpos de prova. A variabilidade dos índices físicos no solo indeformado e compactado se deve a heterogeneidade do solo e da presença de micro e macro fissuras. Isso também foi observado por Bastos (1994), Justino da Silva (2004) e Moraes (2017).

Quanto à comparação entre os ensaios no solo indeformado e compactado verifica-se que os índices físicos iniciais foram semelhantes, pois a compactação foi realizada para as mesmas condições do solo indeformado (umidade e densidade aparente seca). As Figuras 48 e 49 apresentam os resultados dos ensaios de cisalhamento direto do solo indeformado e compactado.

Nos ensaios do solo indeformado, com inundação prévia (Figura 48 a), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 6 mm, o que corresponde a 6% de deformação horizontal, seguido de estabilização. As variações volumétricas (Figura 48 b) apresentam comportamento de compressão em todo ensaio.

Figura 48 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto do solo indeformado: Deslocamento horizontal versus Tensão cisalhante (a) solo inundado (c) solo natural (e) solo com secagem prévia; Deslocamento horizontal versus Deslocamento vertical (b) solo inundado (d) solo natural (f) solo com secagem prévia



Fonte: O autor (2020)

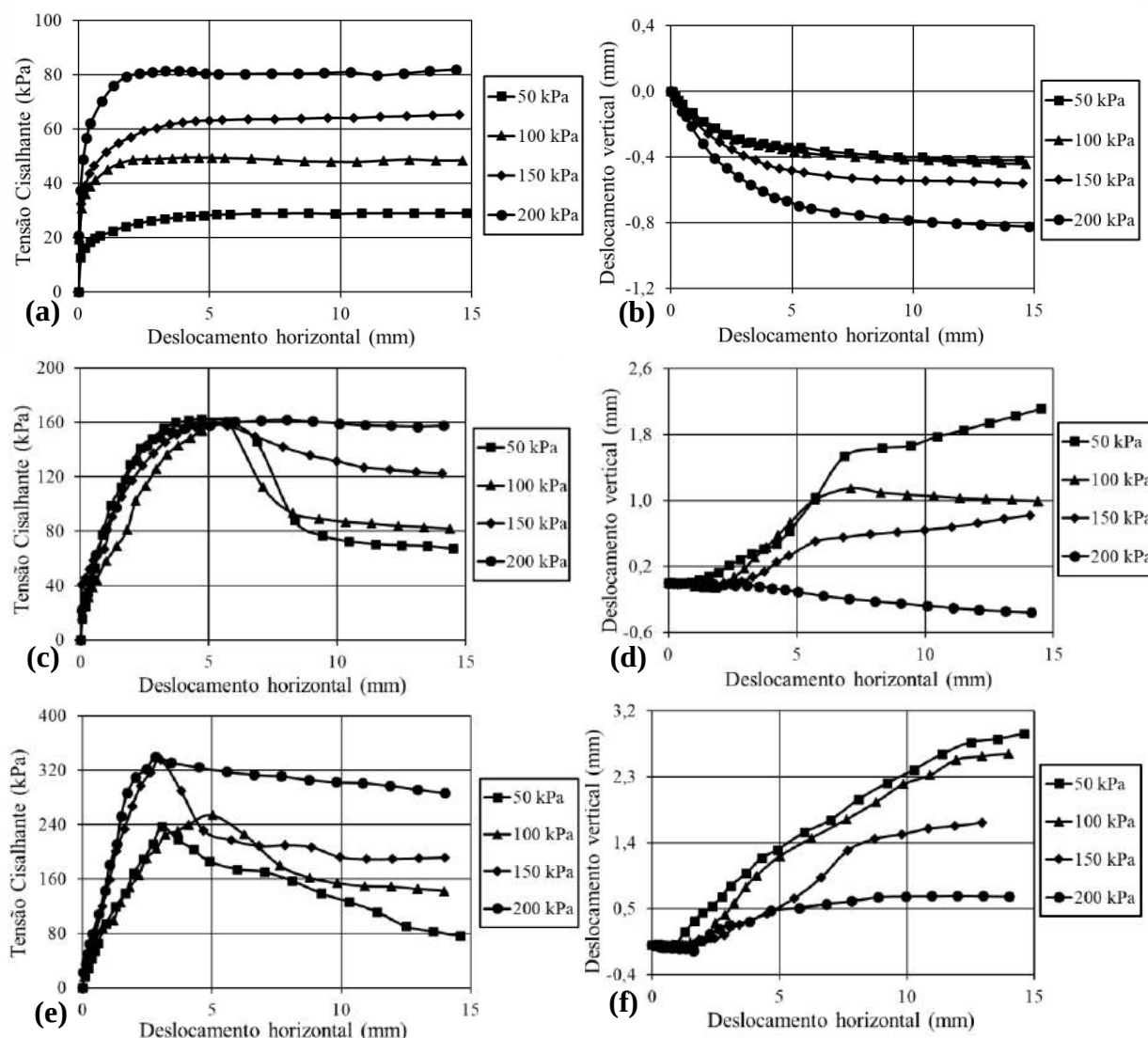
Os ensaios nas amostras naturais, sem inundação prévia (Figura 48 c), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 5 mm, o que corresponde a 5% de deformação horizontal. Posteriormente, há uma queda no valor de resistência até 10 mm de deslocamento horizontal, seguido de estabilização.

As variações volumétricas (Figura 48 d) apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. A amostra submetida a tensão normal de 200 kPa apresenta compressão inicial até 2% de deslocamento horizontal, seguido de uma pequena dilatação e estabilização.

Os ensaios com secagem prévia do solo, também sem inundação prévia (Figura 48 e), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 6 mm, o que corresponde a 6% de deformação horizontal para as tensões normais de 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. O ensaio com tensão normal igual a 50 kPa apresenta acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 4 mm, o que corresponde a 4% de deformação horizontal. Posteriormente, há uma queda no valor de resistência em todas as curvas até aproximadamente 11 mm de deslocamento horizontal, seguido de estabilização. As variações volumétricas (Figura 48 f) apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação. Nos ensaios do solo compactado, com inundação prévia (Figura 49 a), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 5 mm, o que corresponde a 5% de deformação horizontal, seguido de estabilização. As variações volumétricas (Figura 49 b) apresentam comportamento de compressão em todo ensaio. Os ensaios nas amostras naturais, sem inundação prévia (Figura 49 c), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 5 mm, o que corresponde a 5% de deformação horizontal. Posteriormente, há uma queda no valor de resistência até 10 mm de deslocamento horizontal, seguido de estabilização para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. Para a amostra submetida a tensão normal de 200 kPa, após o aumento da resistência, houve estabilização da curva. As variações volumétricas (Figura 49 d) apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. A amostra submetida a tensão normal de 200 kPa apresenta comportamento de compressão em todo o ensaio.

Os ensaios com secagem prévia do solo, também sem inundação prévia (Figura 49 e), apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 3 mm, o que corresponde a 3% de deformação horizontal para as tensões normais de 50 kPa, 150 kPa e 200 kPa. O ensaio com tensão normal igual a 100 kPa apresenta acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 5 mm, o que corresponde a 5% de deformação horizontal. Posteriormente, há uma queda no valor de resistência, para as tensões normais de 100 kPa e 150 kPa, até aproximadamente 10 mm de deslocamento horizontal, seguido de estabilização. Para a tensão normal de 50 kPa, há uma queda contínua de resistência a partir de 3 mm de deslocamento horizontal até o final do ensaio. Para a tensão normal de 200 kPa, verifica-se uma pequena e contínua queda de resistência, após 3 mm de deslocamento horizontal. As variações volumétricas (Figura 49 f) apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação.

Figura 49 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto do solo compactado: Deslocamento horizontal versus Tensão cisalhante (a) solo inundado (c) solo natural (e) solo com secagem prévia; Deslocamento horizontal versus Deslocamento vertical (b) solo inundado (d) solo natural (f) solo com secagem prévia



Fonte: O autor (2020)

A curva deslocamento horizontal versus tensão cisalhante, na condição inundada, do solo indeformado (Figura 48 a) e compactado (Figura 49 a) apresentou comportamento de ruptura plástica, em que o esforço máximo é mantido com a continuidade da deformação. Já as curvas deslocamento horizontal versus tensão cisalhante, nas condições de umidade natural e com secagem prévia, do solo indeformado (Figura 48 c,e) e compactado (Figura 49 c,e) apresentou comportamento de ruptura frágil, em que ao atingir a tensão de cisalhamento máximo (resistência de pico), a resistência decresce com a continuidade da deformação.

A curva deslocamento horizontal versus tensão cisalhante do solo compactado, na condição de umidade natural (Figura 49 c), apresentou valores resistência de pico iguais para todas as tensões normais de confinamento. Para maiores deformações, houve uma maior queda de resistência para os ensaios com menor tensão normal. A curva com tensão normal de 200 kPa, ao contrário, apresentou comportamento de ruptura plástica, com valor máximo de resistência igual ao valor de pico das demais curvas.

Avaliando o comportamento de todas as curvas deslocamento horizontal versus tensão cisalhante optou-se por determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito e coesão, para maiores deformações horizontais ($\epsilon = 14\%$). A Figura 50 apresenta a envoltória de ruptura e a variação do ângulo de atrito e coesão em função da umidade e sucção total, do solo indeformado e compactado.

Quanto aos parâmetros de resistência ao cisalhamento para o solo indeformado, na condição inundada, a coesão é igual a 13 kPa e o ângulo de atrito igual a 22° . Na condição natural, a coesão é igual a 19 kPa e o ângulo de atrito igual a 25° . Isso indica uma redução de 32% para a coesão e 12% para o ângulo de atrito, em função da inundação prévia do solo. Por último, na condição de secagem prévia, a coesão é igual a 24 kPa e o ângulo de atrito igual a 34° . Houve um aumento de 26% para a coesão e 36% para o ângulo de atrito, comparando-se o solo natural com o solo secado previamente.

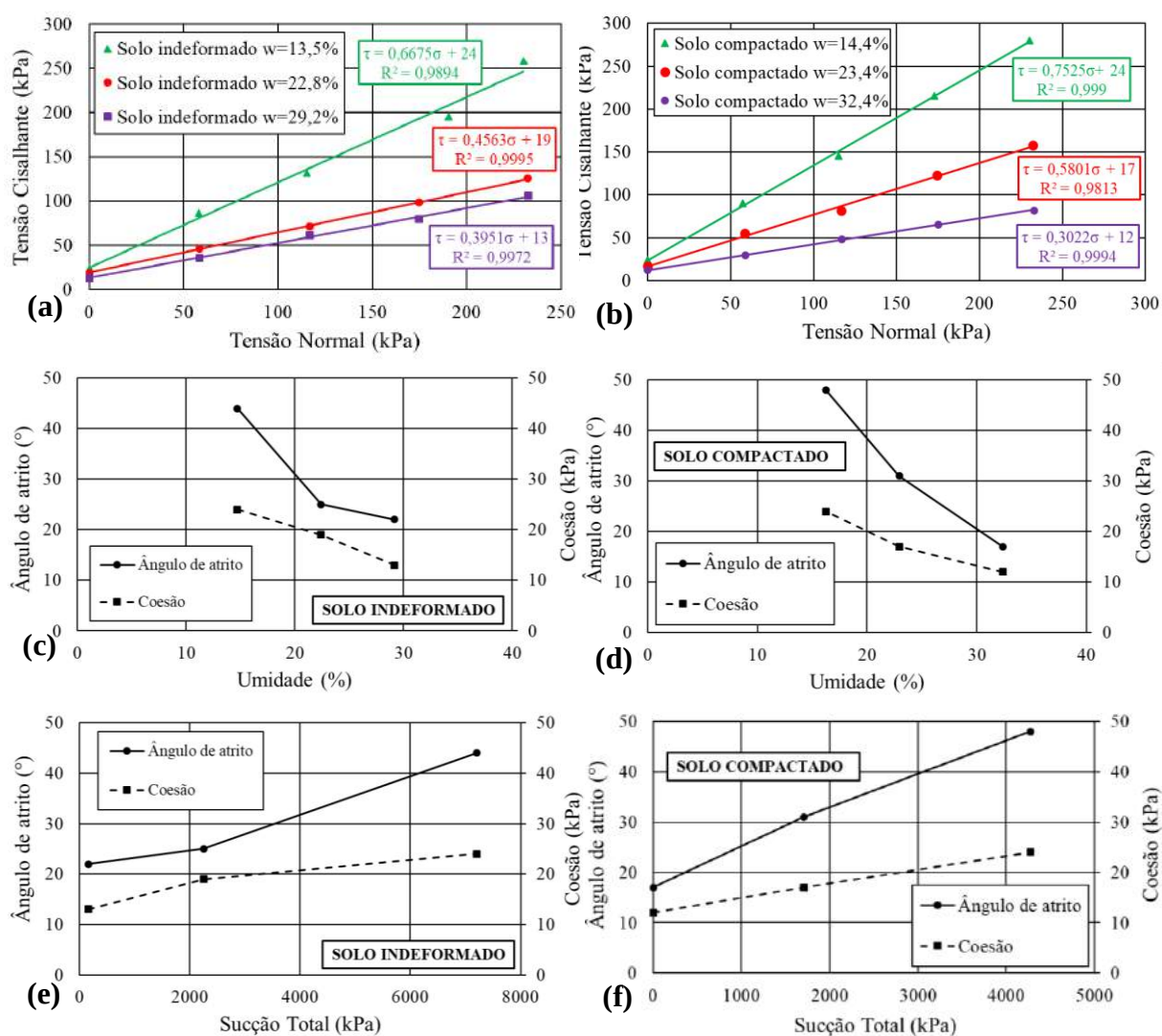
Para o solo compactado, na condição inundada, a coesão é igual a 12 kPa e o ângulo de atrito igual a 17° . Na condição natural, a coesão é igual a 17 kPa e o ângulo de atrito igual a 31° . Isso indica uma redução de 30% para a coesão e 45% para o ângulo de atrito, em função da inundação prévia do solo. Por último, na condição de secagem prévia, a coesão é igual a 24 kPa e o ângulo de atrito igual a 37° . Houve um aumento de 41% para a coesão e 19% para o ângulo de atrito, comparando-se o solo natural com o solo secado previamente.

O ângulo de atrito e a coesão do solo indeformado e compactado, nas condições de inundação prévia, natural e com secagem prévia apresentaram valores semelhantes, pois a compactação do solo foi realizada com peso específico seco e umidade próximas do solo indeformado.

Quanto menor a umidade e maior a sucção total do solo, maior foram os valores do ângulo de atrito e coesão, tanto para o solo indeformado (Figura 50 c,e) quanto para o solo compactado (Figura 50 d,f). Isso se deve a densificação do solo à medida que aumento o processo de secagem. O índice de vazios reduz, a densidade aparente seca aumenta e o contato entre as partículas sólidas aumenta, fazendo com que resistência ao cisalhamento do solo aumente. Morais (2017), para o solo de Paulista/PE, obteve valores de coesão e ângulo de atrito na

condição natural ($w \approx 14\%$) iguais a 42 kPa e 38° , respectivamente. Para a condição inundada, determinou valores de coesão e ângulo de atrito iguais a 3 kPa e 27° , respectivamente.

Figura 50 – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto: Envoltória de ruptura (a) solo indeformado (b) solo compactado; Umidade versus Ângulo de atrito e Coesão (c) solo indeformado (d) solo compactado; Sucção total x Ângulo de atrito e Coesão (d) solo indeformado (e) solo compactado



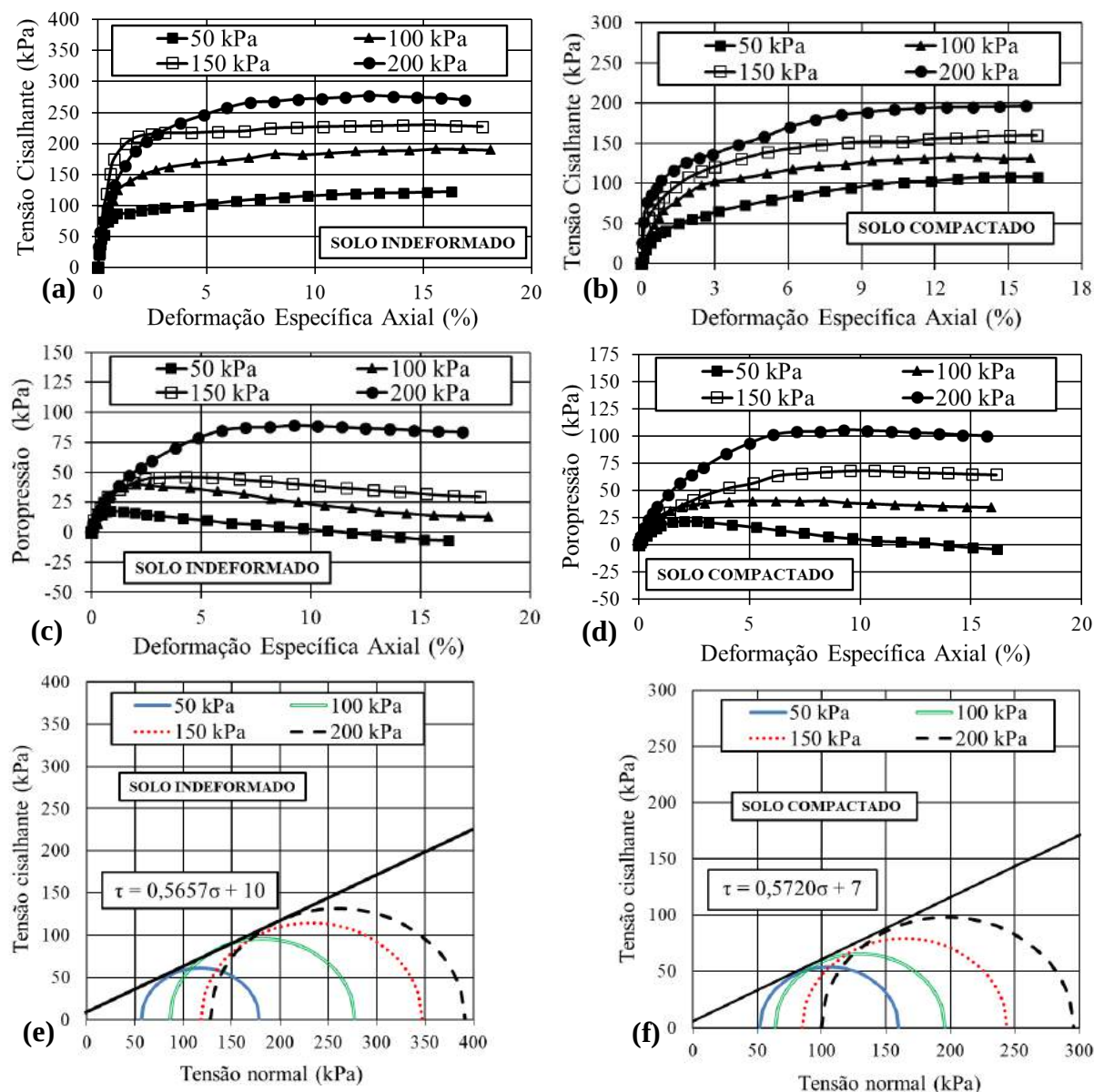
Fonte: O autor (2020)

b) Compressão triaxial CIU

A Figura 51 apresenta os resultados dos ensaios de compressão triaxial consolidado, não drenado, CIU, em solo indeformado e compactado, para tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa. Todos os ensaios apresentam valor máximo de tensão cisalhante entre

10% e 14% de deformação específica axial, e em seguida, verifica-se a estabilização da tensão cisalhante.

Figura 51 – Resultados dos ensaios de compressão triaxial CIU: Deformação específica axial versus Tensão cisalhante (a) solo indeformado (b) solo compactado; Deformação específica axial versus Poropressão (c) solo indeformado (d) solo compactado; Envoltória de ruptura (e) solo indeformado (f) solo compactado



Fonte: O autor (2020)

O comportamento da poropressão, em função da deformação axial, é semelhante entre os ensaios realizados nas amostras indeformadas e compactadas. Há aumento da poropressão até atingir seu valor máximo, seguida de redução, com o aumento da deformação específica axial. Para a amostra na condição indeformada, o valor da coesão efetiva é de 10 kPa e ângulo de

atrito efetivo igual a 29°. Na condição compactada, os resultados de coesão e ângulo de atrito são iguais a 7 kPa e 30°, respectivamente. Os valores de coesão e ângulo de atrito das amostras nas condições indeformada e compactada são aproximadamente iguais. Estes foram os primeiros ensaios de compressão triaxiais executados no solo de Paulista/PE. A Tabela 24 apresenta os índices físicos iniciais das amostras, assim como os parâmetros de resistência ao cisalhamento efetivos do solo.

Tabela 24 – Índices físicos iniciais das amostras e parâmetros de resistência ao cisalhamento obtido dos ensaios de compressão triaxial CIU

	Solo indeformado				Solo compactado			
σ (kPa)	50	100	150	200	50	100	150	200
w_0 (%)	22,84	20,36	26,84	22,57	30,67	30,47	29,09	28,68
γ (kN/m ³)	17,77	17,34	16,76	18,71	18,79	18,69	18,84	18,82
γ_d (kN/m ³)	14,47	14,40	13,21	15,26	14,38	14,32	14,60	14,63
e_0	0,85	0,86	1,03	0,76	0,86	0,87	0,84	0,83
S_r (%)	71,83	63,4	69,96	80,01	95,17	93,77	93,27	92,38
σ'_{3r} (kPa)	56,70	85,90	119,10	113,42	52,50	64,20	85,40	99,87
$\Delta\sigma'$ (kPa)	122,06	191,36	229,79	277,16	107,87	132,31	159,55	196,26
σ'_{1r} (kPa)	178,76	277,26	347,90	390,58	160,37	196,51	244,95	296,13
Δu_r (kPa)	-6,70	14,10	31,90	86,58	-2,50	35,80	64,60	100,1
ϵ_{ar} (%)	16,3	15,6	15,3	12,5	15,1	12,7	16,2	15,7
C' (kPa)	10				7			
ϕ' (°)	29				30			

Fonte: O autor (2020)

2.9 CONCLUSÕES DO COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DO SOLO

As principais conclusões do perfil geotécnico, variação da umidade e sucção ao longo do perfil, curva de retenção de água, condutividade hidráulica, caracterização física, caracterização química, caracterização macroestrutural, caracterização hidromecânica e resistência ao cisalhamento do solo serão apresentadas.

a) Caracterização Física

O perfil geotécnico do local até 5,0 m de profundidade é composto por cinco camadas com espessura variando de 0,1m a 1,9 m, constituídas de argila, siltosa, com areia fina e pouca areia média e grossa, cor marrom escuro e com matéria orgânica. A camada inicial contém muitas raízes da vegetação gramínea. A fração argila varia de 28% a 47%, silte de 23% a 36%, areia

fina de 13% a 26%, areia média de 3% a 14%, areia grossa de 1% a 7% e pedregulho de 0 a 1%. O peso específico das partículas sólidas varia entre 25,97 kN/m³ a 26,81 kN/m³. O limite de liquidez apresenta variação entre as camadas de 35% a 74%, limite de plasticidade de 20% a 28 e limite de contração de 13% a 17%. O índice de plasticidade das camadas teve variação de 15% a 48%, indicando argilas de alta plasticidade, índice de consistência de 0,53 a 1,31 e índice de atividade de 0,53 a 1,09.

A compactação do solo da Camada II, com secagem prévia, apresenta Umidade Ótima e o Peso Específico Aparente Seco Máximo são, respectivamente, 22% e 14,85 kN/m³ e, sem a secagem do solo, a Umidade Ótima e o Peso Específico Aparente Seco Máximo são, respectivamente, 27,40% e 15,00 kN/m³.

b) Caracterização Química

O solo é levemente ácido a moderadamente ácido ($5,1 < \text{pH} < 6,5$) em água, a atividade é alta ($> 27 \text{ cmol}_c/\text{kg}$) indicando presença de argilos minerais expansivos distróficos ou eutróficos. A condutividade elétrica indica solo com alta salinidade e baixa permeabilidade devido ao elevado percentual de finos e a dificuldade de penetração da água e apresenta baixo teor de matéria orgânica ($< 5\%$). Em todas as camadas, há predominância de óxidos de silício, óxido de alumínio e óxido de ferro. O solo é hipoférico, apresentando baixo teor de óxidos de ferro. Isso significa uma boa capacidade de troca de cátions, baixa capacidade cimentante, caráter ácido e baixa adsorção de poluentes. O baixo teor de óxido de alumínio demonstra um solo medianamente intemperizado e com elevada instabilidade.

c) Variação da umidade gravimétrica e sucção ao longo do perfil geotécnico

No período 2018 a 2020, na camada mais superficial, o monitoramento da umidade notificou que no período mais seco, a umidade gravimétrica variou de 6% a 17% e a sucção matricial variou de 18,65 MPa a 3,40 MPa. No período mais úmido (chuvoso), a umidade gravimétrica variou de 21% a 24% e a sucção matricial variou de 0,57 MPa a 1,30 MPa. A variação da umidade e sucção com a profundidade no perfil do solo atinge a profundidade de 3,00 m indicando a espessura da capa ativa.

A avaliação das mudanças da umidade gravimétrica no perfil do solo, baseada na precipitação pluviométrica, pode-se tornar complexa quando se tem um período de distribuição de chuvas irregulares, pois dependendo do intervalo entre as chuvas o solo pode fechar ou reabrir as fissuras, acarretando uma aceleração da perda ou ganho de umidade. A transferência de umidade para as camadas mais inferiores vai depender da continuidade das chuvas, de como

são distribuídas e o intervalo de tempo sazonal. Nas coletas em que houveram baixas precipitação pluviométrica mensal, há forte indício de que os valores de umidade gravimétrica se relacionam diretamente com as mudanças climáticas.

O uso da técnica do papel filtro apresentou resultados de sucção matricial coerentes com os valores da umidade gravimétrica. Mudanças atmosféricas repentinas podem causar alterações na sucção matricial da camada superficial, devido a este solo normalmente apresentar fissuras em períodos de estiagem. Assim como vários dias secos na estação chuvosa pode resultar em um aumento de sucção. Portanto, a influência da zona sazonal pode ser fundamental no comportamento hidráulico da camada.

d) Curva de retenção e condutividade hidráulica saturada da água

No solo indeformado, o valor do ponto de entrada de ar, umidade volumétrica de saturação e residual, da curva de trajetória de secagem, é igual a 605 kPa; 51,5% e 8,5%, respectivamente. Para a curva de trajetória de umedecimento houve mudança no valor do ponto de entrada de ar para 280 kPa. Para o solo compactado, o valor do ponto de entrada de ar, umidade volumétrica de saturação e residual é igual a 510 kPa; 49,0% e 9,5%, respectivamente. Verifica-se que a curva de retenção de água do solo indeformado e compactado é influenciado pela estrutura do solo.

O coeficiente de condutividade hidráulica saturada do solo indeformado foi igual a $6,11 \times 10^{-8}$ m/s. Apesar da saturação prévia do corpo de prova, as fissuras podem não ter sido fechadas completamente, apresentando um caminho preferencial de percolação de água durante o ensaio. Portanto, a presença de fissuras influenciou o resultado.

Todos os resultados encontrados para o solo compactado apresentaram grande semelhança aos resultados apresentados para o solo indeformado. A variação do índice de vazios com a umidade volumétrica no processo de secagem é próxima das paralelas à linha de saturação dos respectivos solos até a umidade próxima ao limite de contração ($LC = 15\%$), quando o índice de vazios se torna praticamente constante com a redução da umidade. A relação entre a umidade volumétrica e o grau de saturação permite determinar a umidade em que ocorre a dessaturação das amostras inicialmente saturadas ou “quase saturadas”, e indica o ponto de entrada de ar no solo de 4MPa para o solo indeformado e de 3,5 MPa para o solo compactado, mudando de forma acentuada a quantidade de variação de saturação ($\theta \approx 30\%$). O valor da Capacidade Diferencial de Umidade obtidos a partir da relação entre a sucção e umidade na curva de secagem do solo indeformado foi igual a 11,42%, e para o solo compactado foi de 6,56%.

e) Análise macroestrutural do solo

A inundação do solo indeformado apresentou modificação da macroporosidade através da reordenação do arranjo dos grãos. A macroporosidade é igual a 4,69% e 4,48% para a condição sem inundação e com inundação prévia do solo, respectivamente. Para o solo compactado, a macroporosidade obtida foi igual a 3,82% e 3,30% para a condição sem inundação e com inundação prévia do solo, respectivamente. A macroporosidade do solo indeformado é superior à do solo compactado. Isso pode ser explicado pelas trincas existentes no solo indeformado, assim como o processo de densificação do solo compactado, o qual reduz o volume dos macroporos.

f) Compressibilidade e expansividade

No solo indeformado para tensões verticais inferiores a 160 kPa o solo expande e para valores superiores colapsa. A expansão do solo decresce com o acréscimo da tensão aplicada, indicando que o efeito da expansão é tanto maior quanto menor for a tensão aplicada. Quanto maior a sucção do solo, menor o índice de vazios e maior o peso específico aparente seco. Com o aumento da sucção o solo expansivo contrai, reduzindo o volume de vazios do solo. Há um aumento da tensão de pré-adensamento com o acréscimo da sucção do solo, aumento de resistência do solo e diminuição de recalques. A superfície de estado tensional é típica do solo expansivo.

A expansão “livre” depende da sobrecarga apresentando grau da expansividade médio ($1\% < \text{expansão “livre”} < 4\%$) para sobrecarga de 10 kPa segundo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973). A trajetória de tensão seguida no ensaio para determinar a tensão de expansão influencia no resultado. O método do carregamento após expansão com diferentes tensões verticais de consolidação conduz a uma tensão de expansão de 145 kPa. Os métodos de expansão e colapso sob tensão e do edométrico duplo apresentam tensão de expansão iguais a 213 kPa e 210 kPa, respectivamente. No método a volume constante apresenta tensão de expansão igual a 53 kPa e o método de Rao et al. (1988) de 241 kPa. O valor médio obtido da tensão de expansão é 172 kPa no solo indeformado com umidade de 22,9%.

Os valores da tensão de expansão variaram entre 120 kPa e 300 kPa, apresenta um grau de expansividade alta pelo critério de Vijayvergiya e Ghazzaly (1973). Pelo critério de Jimenez Salas (1980), a tensão de expansão deste solo expansivo provoca possíveis danos graves que podem conduzir a demolição de edificações. Segundo Rodriguez Ortiz (1975), o solo estudado apresenta alto grau de expansividade. Em função da sucção inicial o valor da tensão de expansão

variou de 58 kPa a 488 kPa pelo método de volume constante. Quanto maior o valor da sucção, maior é a tensão de expansão do solo.

g) Resistência ao cisalhamento

A curva deslocamento horizontal versus tensão cisalhante apresenta comportamento de ruptura plástica, na condição inundada, do solo indeformado e compactado e comportamento de ruptura frágil nas condições de umidade natural e com secagem prévia, do solo indeformado e compactado. A coesão e ângulo de atrito do solo indeformado, nas condições inundada, natural e de secagem prévia é igual a 13 kPa e 22°, 19 kPa e 25° e 24 kPa e 34°, respectivamente. A inundação do solo indica redução de 32% para a coesão e 12% para o ângulo de atrito. A secagem prévia do solo apresenta aumento de 26% para a coesão e 36% para o ângulo de atrito. Para o solo compactado, a coesão e ângulo de atrito, nas condições inundada, natural e de secagem prévia é igual a 12 kPa e 17°, 17 kPa e 31° e 24 kPa e 37°, respectivamente. A inundação indica redução de 30% para a coesão e 45% para o ângulo de atrito. A secagem prévia apresenta aumento de 41% para a coesão e 19% para o ângulo de atrito.

O ângulo de atrito do solo indeformado e compactado, nas condições de inundação prévia, natural e com secagem prévia apresentaram variação de 23%, 24% e 9%, respectivamente, e a coesão apresentaram variação de 8%, 11% e 0%, respectivamente. Pode-se considerar que os resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo indeformado e compactado foram semelhantes, pois a compactação do solo foi realizada com peso específico seco e umidade próximas do solo indeformado. Para a faixa de sucção utilizada quanto maior a sucção do solo, maior foram os valores do ângulo de atrito e coesão, tanto para o solo indeformado quanto para o solo compactado. Isso se deve a densificação do solo à medida que aumento o processo de secagem. O índice de vazios reduz, a densidade aparente seca aumenta e o contato entre as partículas sólidas aumenta, fazendo com que resistência ao cisalhamento do solo aumente.

A resistência ao cisalhamento obtida por meio de ensaios triaxiais em amostra indeformada, apresentou coesão efetiva de 10 kPa e ângulo de atrito efetivo igual a 29°. Na condição compactada, a coesão e ângulo de atrito são iguais a 7 kPa e 30°, respectivamente. Os valores de coesão e ângulo de atrito das amostras nas condições indeformada e compactada são aproximadamente iguais. O comportamento da poropressão, em função da deformação axial, é semelhante entre os ensaios realizados nas amostras indeformadas e compactadas. Há aumento da poropressão até atingir seu valor máximo, seguida de redução, com o aumento da deformação específica axial.

3 ANÁLISE DA FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS NOS SOLOS

São abordados conceitos sobre o processo de secagem, contração e fissuramento dos solos devido à perda de umidade. São apresentados o desenvolvimento do equipamento para aferir o processo de formação e propagação de fissuras com a perda de umidade em laboratório e no campo, a metodologia dos ensaios de fissuração realizados em laboratório e em campo, assim como os resultados obtidos e as respectivas análises.

3.1 PROCESSO DE SECAGEM DO SOLO E SEUS EFEITOS COMPORTAMENTAIS

O processo de evaporação de água em uma superfície de solo pode ser entendido em termos de interação do fluxo de calor e de massa entre o solo e a corrente de ar. O fluxo de calor é um movimento molecular devido a energia cinética das moléculas. O fluxo de massa é a transferência de umidade devido ao movimento de massa do fluido (KAYYAL, 1995).

Hillel (2003) afirma que para que o processo de evaporação prossiga na superfície do solo, algumas condições devem ser atendidas. Primeiro, deve haver um constante fornecimento de calor na superfície do solo. Segundo, a pressão parcial de vapor na atmosfera sobre o solo deve ser menor do que aquela correspondente a água situada nos meniscos do solo. Por último, deve haver uma contínua alimentação de água no interior do solo para a superfície, em que tem lugar a evaporação.

Todas as condições abordadas acima são importantes e indispensáveis para que o processo de evaporação seja iniciado. Entretanto, a velocidade e duração da evaporação da água na superfície de solo variam de acordo com alguns fatores os quais estão relacionados com o mecanismo pelo qual a umidade está sendo removida do sistema em um intervalo de tempo.

Ambos os processos têm influência sobre o desenvolvimento das tensões de tração nos solos, as quais são responsáveis pela formação das fissuras de contração. A mudança da umidade na superfície do solo é um processo essencialmente termodinâmico, a qual envolve a interação do calor e massa de fluxo.

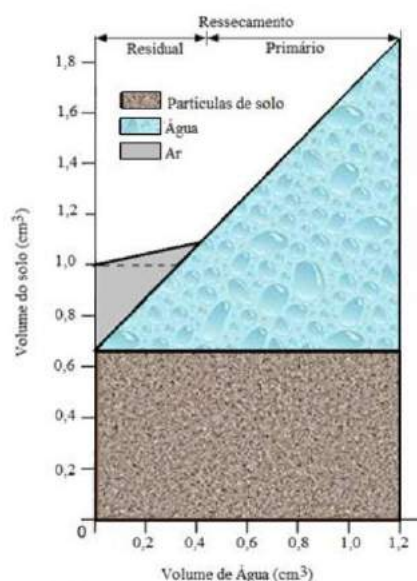
Deve-se salientar que a natureza e extensão da contração dos solos devido a evaporação também é função do teor da mineralogia da fração argilosa, especialmente da dispersão coloidal, grau de hidratação, cátions adsorvidos, distribuição de chuvas, vegetação natural e uso do solo.

Haines (1923) apud Albrecht e Benson (2001) apresenta uma completa interpretação do processo de secagem de solos, relacionando o volume do solo versus o volume de água do mesmo. Este processo foi descrito em duas fases: ressecamento primário e residual.

O ressecamento primário corresponde ao primeiro estágio e inicia-se a partir do momento em que o solo é exposto ao ar. A água sai do solo, sem que haja entrada de ar. Como o ar não está entrando no solo, a variação do volume é igual ao volume de água que sai do solo. A maior parte da variação do volume total ocorre neste estágio. A água que envolve as partículas individuais de solo é removida, permitindo que as partículas de solo se aproximem umas das outras.

A partir de certo ponto as partículas começam a se tocar e o processo de secagem torna-se mais lento à medida que a estrutura do solo começa a resistir às variações de volume. Nesta fase do ressecamento, denominada de ressecamento residual, o ar entra no solo e ocupa os espaços deixados pela água removida. A variação volumétrica é pequena, pois as partículas de solo estão em contato umas com as outras. Portanto, a variação total de volume está relacionada com os volumes de água e sólidos presente na massa de solo no início do ressecamento. A Figura 52 apresenta os estágios de ressecamento de solos saturados proposto por Haines (1923).

Figura 52 – Estágios de ressecamento dos solos saturados proposto por Haines (1923)

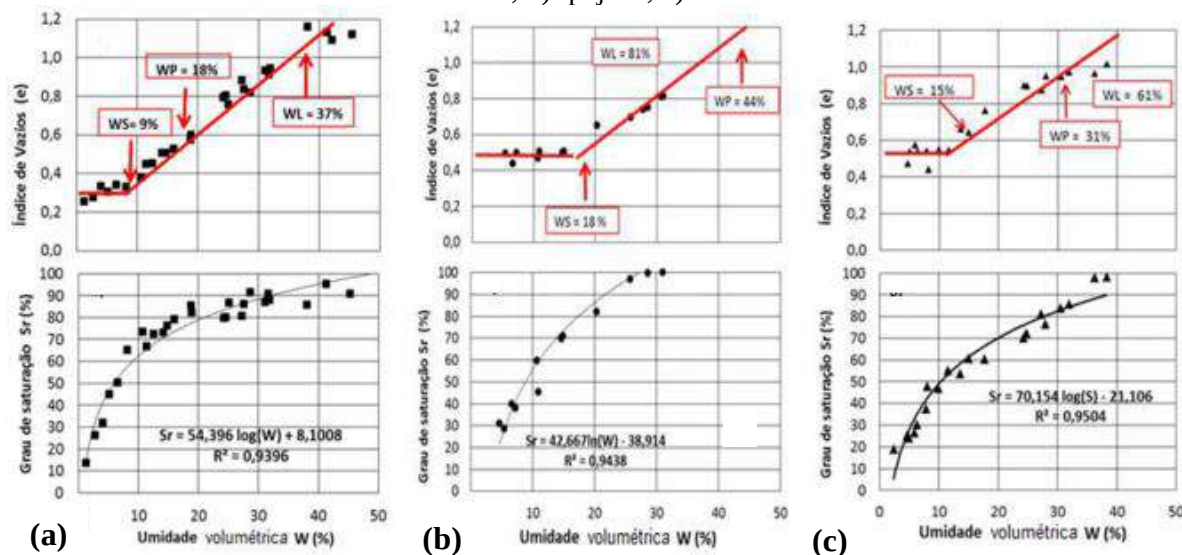


Fonte: Albrecht e Benson (2001)

Paiva (2016) apresentou a variação do índice de vazios e grau de saturação em função da umidade volumétrica para os solos de Cabrobó/PE, Ipojuca/PE e Paulista/PE (Figura 53). Verificou-se que as curvas são próximas das paralelas à linha de saturação dos respectivos solos até a umidade próximo ao limite de contração, quando o índice de vazios se torna praticamente constante com a redução da umidade. A relação entre a umidade e grau de saturação permite determinar a umidade em que ocorre a dessaturação das amostras inicialmente saturadas ou

“quase saturadas”, e indica o ponto do início da entrada de ar no solo, alterando de forma acentuada a variação de saturação.

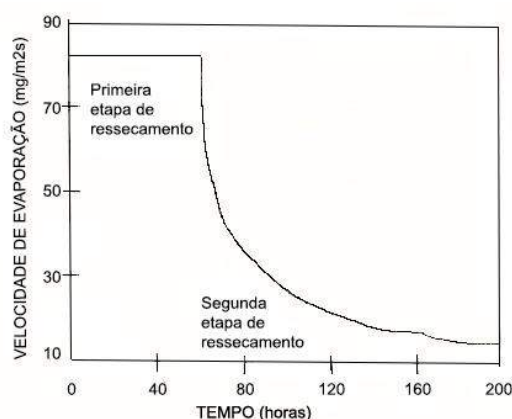
Figura 53 – Variação do índice de vazios e grau de saturação em função da umidade volumétrica: a) Cabrobó; b) Ipojuca; c) Paulista



Fonte: Paiva (2016)

Dessa maneira, quando se mede a evaporação de água da superfície úmida, em função do tempo, a velocidade de evaporação se mantém quase constante por um intervalo de tempo, e posteriormente, diminuirá repentinamente. A Figura 54 apresenta a relação velocidade de evaporação da água em uma superfície de solo sem cobertura em função do tempo. A transição entre as etapas primeira e segunda é severa. A transição entre as etapas segunda e terceira é gradual, dificultando separá-las. Alguns autores questionam a necessidade da terceira etapa.

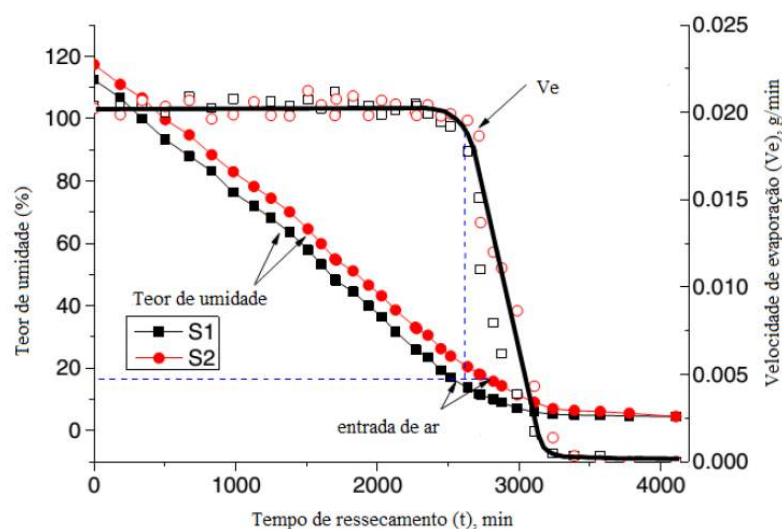
Figura 54 – Velocidade de evaporação para superfície de solo sem cobertura versus tempo



Fonte: Campbell (1985) apud Aguirre (1990)

Wilson et al. (1997) realizaram ensaios de evaporação em três diferentes amostras de solo e atribuíram a velocidade decrescente da evaporação aos seguintes fatores: a quantidade de água disponível nas amostras de solo reduz com o tempo; o aumento da sucção que gera o aumento da aderência às moléculas de água impedindo sua saída para a atmosfera; a variação da pressão do vapor de água na interface solo-ar diminui com a secagem; e a redução do tamanho dos poros e da condutividade hidráulica resultante da retração do solo. Tang et al. (2011 a) também corroboram com esta teoria e indicam que a evaporação da água nas amostras analisadas também é composta pelos mesmos três estágios. A Figura 55 apresenta a variação da umidade e da velocidade de evaporação com o tempo de ressecamento encontrado por Tang et al, (2011 a).

Figura 55 – Variação da umidade e da velocidade de evaporação com o tempo de ressecamento (Tang et al., 2011 a)

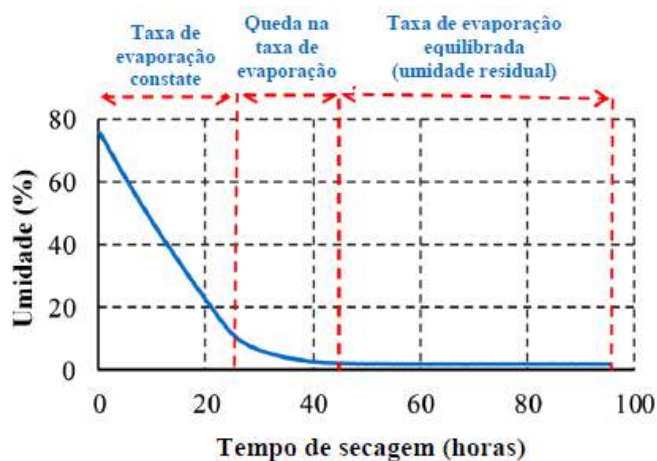


Fonte: Tang et al. (2011 a)

De acordo com Costa (2015), a zona com velocidade de evaporação constante geralmente ocorre quando as amostras se encontram saturadas. Quando a umidade chega próximo ao valor da entrada de ar, valor em que as amostras iniciam a dessaturação, a zona de evaporação com velocidade constante chega ao fim. Os poros maiores próximos à superfície se abrem e as bolhas de ar entram, resultando em uma redistribuição da umidade no sistema de poros. Com a continuação da secagem, os poros superficiais mais finos também são esvaziados juntamente com os poros maiores da camada inferior. Este processo continua até que as bolhas de ar rompam o fluxo capilar que leva a água das camadas mais internas até a superfície de evaporação.

Tran et al. (2018) relatam que na curva umidade versus tempo de secagem (Figura 56) observam-se três estágios de evaporação da água no solo. O primeiro trecho tem uma taxa de evaporação constante, e no segundo trecho há uma queda nesta taxa. O terceiro trecho apresenta uma taxa de evaporação equilibrada, o qual corresponde a umidade residual.

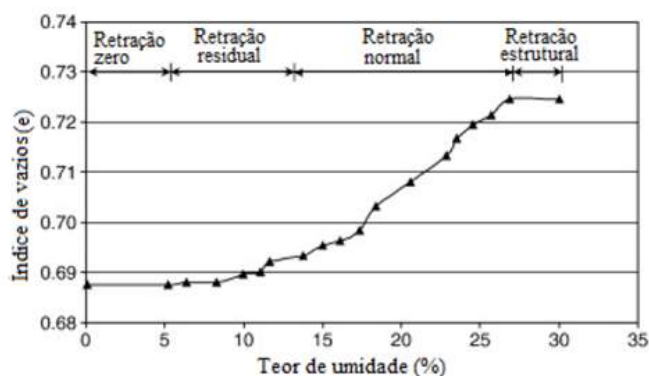
Figura 56 – Curva umidade versus tempo de secagem



Fonte: Tran et al. (2018)

Li e Zhang (2011) avaliou a relação entre o volume de vazios e a umidade, utilizando amostras de solos com 70 mm de diâmetro e 19 mm de altura. As amostras foram inicialmente saturadas e submetidas a secagem em um ambiente com umidade e temperatura controladas. As dimensões e massa das amostras foram medidas periodicamente para obter o volume de vazios e a umidade. A Figura 57 apresenta a relação entre o índice de vazios em relação a umidade e estágios de retração.

Figura 57 – Variação do índice de vazios em relação a umidade e estágio de retração



Fonte: Li e Zhang (2011)

Observa-se que a mudança do índice de vazios é pequena no início, quando o grau de saturação do solo é elevado. Com a diminuição da umidade, o índice de vazios decresce mais rapidamente. Após um determinado valor de umidade, a alteração do índice de vazios volta a ser mais lenta, até estabilizar-se.

De acordo com Shi et al. (2013), a presença de argilominerais expansíveis ou cuja estrutura permite a intercalação de água entre as placas determinará os limites de deformação que um volume de solo pode atingir. A distribuição de íons em cada solução pode impactar o processo de fissuração por mais de um mecanismo. O íon dissolvido pode ser intercalado entre as placas do argilomineral componente alterando a expansão da argila quando umedecida. Um dos fatores propostos para a fissuração é um gradiente na taxa de perda de água pela matriz do solo e a dissolução do sal dificulta o processo de evaporação da água.

3.2 DEFINIÇÕES, CAUSAS, FATORES INFLUENTES E MECANISMOS DO SURGIMENTO DE FISSURAS NOS SOLOS

Na última década, várias pesquisas se desenvolveram com o objetivo de interpretar a influência das fissuras no comportamento das argilas expansivas. As fissuras em argilas são encontradas no mundo inteiro e, em muitos casos, são catalisadores de vários e inesperados problemas em obras (COTECCHIA e VITONE, 2015).

Ultimamente, se tem dado bastante atenção aos problemas que ocorrem pela formação de fissuras devido à secagem dos solos. Esse é um processo de perda de umidade do solo e que ocasiona a diminuição do seu volume, ou seja, a contração do mesmo. Ao sofrer contração, surge no solo tensões de tração, que a partir de determinado valor, provocam fissuramento até uma certa profundidade.

O comportamento do solo sob os efeitos da contração por ressecamento está condicionado a permeabilidade do solo, gradiente de ressecamento, e das características da contração (relação entre a perda de umidade e variação de volume em condições homogêneas). Os solos expansivos são mais propensos a sofrer fissuramento devido ao ressecamento. Segundo Lachenbruch (1961), as fissuras são iniciadas em uma superfície de grande acúmulo de tensão, em geral, próximo à superfície e são propagadas para o interior do meio em que as tensões diminuem, e por último transformam-se em tensões de compressão. A concentração de tensões existentes nas fissuras induz sua propagação em profundidade, governadas pelo estado de tensões e pelas propriedades intrínsecas do solo (KONARD e AYAD, 1997).

Fang (1997) afirma que as fissuras nos solos são resultadas de um desequilíbrio interno de energia do solo causado por distribuição não uniforme de umidade e temperatura. De acordo com O'Dowd (2003), as fissuras são rupturas localizadas dentro de materiais submetidos a esforços cisalhantes ou de tração. Representam a modificação da geometria do material para adequar-se a um estado de tensões diferente do original.

O surgimento de fissuras nos solos é um fenômeno natural resultante das variações sazonais do meio ambiente. Durante o período seco, o solo se retrai e forma fissuras. As suas causas e implicações são os dois principais objetivos de estudo do surgimento de fissuras nos solos. Existem várias causas para que o solo venha a fissurar devido ao efeito do ressecamento. A composição do solo (quantidade de argila, mineralogia e estrutura), compactação do material, umidade e sucção do solo, as tensões de tração e o efeito da vegetação ao redor, são algumas das principais causas que levam o solo a fissurar com o efeito da secagem (LLORET et al., 1998; NAHLAWI e KODIKARA, 2006; LAKSHMIKANTHA, 2009; LI e ZHANG, 2011; SHI et al., 2013; CHADUVALA et al., 2017; GHAZIZADE e SAFARI, 2017).

Segundo Morris et al. (1994), a ocorrência de fissura em solos que são submetidos à secagem é influenciada pelo fluxo de água e pelas propriedades do solo, tais como módulo de compressão, coeficiente de Poisson, resistência ao cisalhamento, resistência à tração, superfície específica do solo. De acordo com Prat et al. (2002), a propagação das fissuras nos solos é um problema complexo que envolve o surgimento, distribuição e interação de tensões e da hidráulica do fluxo de água em meios saturados e não saturados.

Albrecht e Benson (2001) analisaram o comportamento de solos utilizados como camadas de base e cobertura de aterros, quando submetidos a ciclos de umedecimento e secagem avaliando as variações volumétricas e a formação de fissuras durante os ciclos de secagem. Após cada ciclo de secagem era avaliada a condutividade hidráulica das amostras. Os resultados mostraram que a retração era influenciada pelas propriedades do solo e pelas condições de compactação. A retração cresce com o aumento do índice de plasticidade, do teor de argila no solo e para umidades de compactação acima ou abaixo da umidade ótima. Por outro lado, a retração foi reduzida com o aumento da energia de compactação. As amostras com maiores valores de retração volumétrica apresentaram maior intensidade de fissuração. Os ensaios de condutividade hidráulica indicaram que a fissuração de algumas amostras aumentou em até três vezes a magnitude do coeficiente de permeabilidade.

A formação de fissuras por ressecamento na superfície do solo, ocasionado pela perda de umidade, pode afetar significativamente suas propriedades mecânicas e hidráulicas. Devido à complexidade dos materiais, esse fenômeno é influenciado por muitas variáveis, dentre elas a

composição mineralógica, quantidade de argila, variação da sucção, umidade relativa do ar, temperatura, espessura das camadas, etc. (YESILLER et al., 2000; TANG et al., 2011 b; LI et al., 2012).

O ressecamento do solo através da evaporação da água pode acarretar no surgimento de fissuras ou trincas, podendo mudar algumas características do solo como a permeabilidade e a geometria. A capacidade do solo em fissurar depende de sua estrutura, composição do solo, energia de compactação e presença de íons (SHI et al., 2013). No mesmo sentido, Blight (1997) diz que a variação da umidade necessária para o equilíbrio da água nos vazios do solo, se ajusta principalmente pela transferência de energia e água pela superfície do solo. Através desta transferência, o solo é alternadamente umedecido e secado, sendo expandido e contraído, respectivamente. A contração resulta em fissuras na superfície, conseqüentemente, o umedecimento e expansão faz com que as fissuras se fechem novamente.

Nahlawi e Kodikara (2002), relatam que as fissuras são desenvolvidas quando há mudança de volume do solo devido a variação de sucção gerada pelo ressecamento de uma massa de solo. De acordo com Lakshmikantha (2009), em um solo submetido a condições de ressecamento, o surgimento de fissuras se inicia quando as tensões internas excedem a resistência a tração do solo. Essa resistência depende da umidade do solo e da sucção. Iniciada a fissuração, a propagação de fissuras será regida pelo estado de tensões existente no interior do solo e por sua capacidade de dissipar as energias. Dessa maneira, embora a resistência à tração determine o início da fissuração, a propagação das fissuras tende a ser regida pelos conceitos da mecânica das fissuras, sendo os conceitos dessa teoria de extrema importância na definição de uma estrutura numérica e teórica para o problema.

Albrecht e Benson (2001) ainda avaliaram a retração volumétrica e a formação de fissuras em função do número de ciclos de umedecimento e secagem. Observaram que a retração não sofreu alteração significativa com o aumento do número de ciclos de secagem. Além disso, fizeram a avaliação da capacidade de recuperação das fissuras. Os autores submeteram algumas amostras a um período prolongado de umedecimento e a vários estados de tensão efetiva. A recuperação das fissuras não ocorreu mesmo quando as amostras foram submetidas a períodos de 350 dias de reidratação, não sendo observado decréscimo significativo na condutividade hidráulica.

Por outro lado, o aumento da tensão efetiva em 60 kPa foi suficiente para o fechamento das fissuras e reduzir a condutividade hidráulica a valores inferiores a 10^{-9} m/s. O valor desta tensão efetiva é bem superior às tensões que estarão submetidas as camadas de cobertura, sendo assim, as fissuras por ressecamento não poderão ser recuperadas nem por incremento de tensão, nem por hidratação e, uma vez abertas, serão permanentes e irreversíveis.

O fenômeno de ressecamento tende a causar mudanças irreversíveis em argilas, principalmente em bentonitas. O ressecamento a elevadas temperaturas leva à remoção rápida da água, modificando as propriedades coloidais e expansivas das bentonitas. Se a perda de água do solo ocorrer com uma taxa menor e constante, o decréscimo de volume do solo se encerra quando o solo atinge a estabilidade das fissuras. Nesse ponto, pode-se assumir que a argila atinge seu menor valor de porosidade (EGLOFFSTEIN, 2001; SANTOS e SILVA, 2014).

Tang et al. (2011c) avaliaram a variação da retração do solo e a umidade correspondente ao surgimento das primeiras fissuras, denominada de umidade de fissuração. Os autores mostraram que, para quatro amostras distintas, submetidas a cinco ciclos de ressecamento, a umidade de fissuração cresceu rapidamente nos três primeiros ciclos de secagem, e nos demais ciclos não variou mais significativamente. O mesmo comportamento foi observado para a área total fissurada e a espessura final das amostras após os ciclos de ressecamento.

Tang et al. (2011 a) compararam a formação das fissuras com estágios de evaporação. Os autores concluíram que existem dois tipos de fissuras. As primeiras aparecem durante o período em que a velocidade da evaporação é constante, e as demais fissuras se desenvolvem durante o período com velocidade de evaporação decrescente. É constatado com 90% das fissuras aparecem ao longo da fase em que a evaporação é constante (solo ainda saturado).

3.3 PROCESSOS DE FORMAÇÃO DE FISSURAS

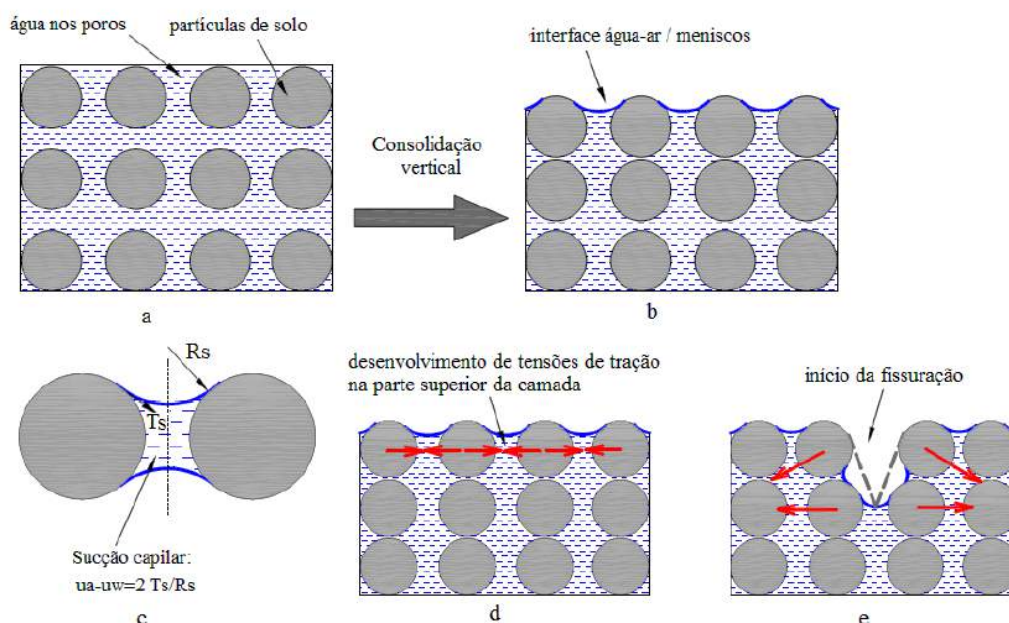
Após uma extensa revisão da literatura, Vallejo (1994), concluiu que duas teorias básicas têm sido usadas para estudar o desenvolvimento de fissuras em argilas. A primeira abordagem é baseada no ponto de vista geológico e fundamenta-se na gênese e classificação das fissuras. A segunda teoria é concentrada nos efeitos tensão-deformação das fissuras em campo e em laboratório.

Cabello (2013) apresentou o estado da arte sobre os processos de fissuração de solos por ressecamento. Foi proposto a divisão dos tipos de estudos encontrados na literatura de acordo com seu enfoque principal, classificando-os em cinco categorias: estudos morfológicos e evolução das fissuras; estudos da fissuração associados a problemas locais específicos; estudos de variáveis individuais que intervêm na fissuração dos solos; modelos de início, propagação e distribuição espacial de fissuras; e estudos do comportamento de solos fissurados.

Tang et al. (2011 a) descrevem o processo de formação de fissuras de acordo com a Figura 58. Quando uma argila homogênea e completamente saturada é submetida ao ressecamento, tem-

se início a evaporação da água superficial. Em geral, o filme de água sobre a superfície evapora primeiro.

Figura 58 – Processo de formação de fissuras. (a) solo inicialmente saturado; (b) menisco de interface água-ar desenvolvido entre as partículas de solo; (c) sucção capilar entre as partículas do solo; (d) tensão de tração desenvolvida na camada superior; (e) início de fissuração



Fonte: Tang et al. (2011 a)

Durante este período, a estrutura e o estado tensão – deformação do solo não são afetados (Figura 58 a). À medida que a interface água – ar alcança a superfície da camada de solo inicia-se a formação de um menisco (Figura 58 b). Dessa maneira, entre essa interface e as partículas de solo, a sucção capilar começa a se desenvolver na parte superior da camada (Figura 58 c). Com a continuação da evaporação, a curvatura do menisco capilar aumenta e é acompanhada do acréscimo da sucção capilar e da tensão efetiva entre as partículas de argila. Com isso, a camada de argila se consolida e retrai. Pode-se imaginar que cada partícula da camada superficial sofre a ação de uma força de tração induzida pela sucção capilar desenvolvida entre as partículas vizinhas (Figura 58 c), criando um campo de tensões de tração na superfície da camada (Figura 58 d). Quando essas tensões ultrapassam a resistência à tração do solo surgem as primeiras fissuras (Figura 58 e).

Li e Zhang (2011) realizaram ensaios de campo em duas argilas siltosas, de média a baixa expansividade, com intuito de avaliar o processo de formação e desenvolvimento de fissuras por ressecamento. Os autores quantificaram os parâmetros geotécnicos das fissuras em função

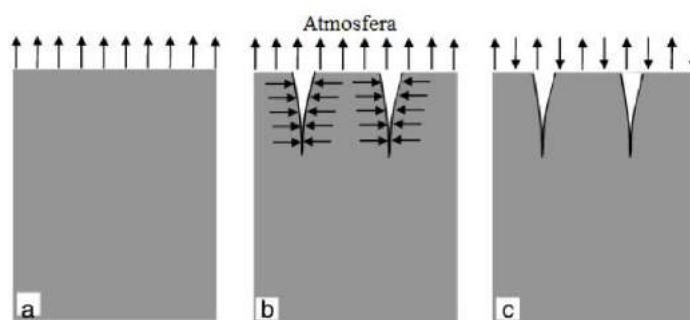
da umidade e do tempo de ressecamento. A Figura 59 apresenta os estágios de desenvolvimento das fissuras.

Os resultados mostraram que as fissuras se desenvolvem em três estágios. No estágio inicial, as fissuras se desenvolvem lentamente, com a evaporação da água ocorrendo unidirecionalmente no sentido vertical e com uma pequena taxa de evaporação (Figura 59 a). As escassas fissuras aparecem de forma aleatória e sua localização é conduzida pela heterogeneidade das propriedades dos solos. Após o aparecimento das primeiras fissuras, em adição à evaporação no sentido vertical, a água evapora também horizontalmente pelas paredes das fissuras (Figura 59 b).

Dessa maneira, com evaporação bidirecional, o processo de ressecamento é acelerado e o desenvolvimento das fissuras entra no estágio primário. Neste estágio, as fissuras se desenvolvem rapidamente à medida que a umidade decresce, formando uma rede de polígonos. Novos ramos surgem nas extremidades e nas discontinuidades das fissuras existentes, em direção aproximadamente perpendicular.

No último estágio de secagem, o solo e a atmosfera circundante trocam umidade em função do gradiente de concentração do vapor de água. Quando a umidade relativa do ar se iguala a do solo, o gradiente de concentração de vapor da água anula-se, cessando a troca de umidade, atingindo uma condição de equilíbrio (Figura 59 c). A taxa de evaporação dos solos é reduzida e o desenvolvimento das fissuras diminui até estabilizar-se.

Figura 59 – Estágios do aparecimento das fissuras. (a) Estágio inicial. (b) Estágio primário. (c) Estágio estacionário

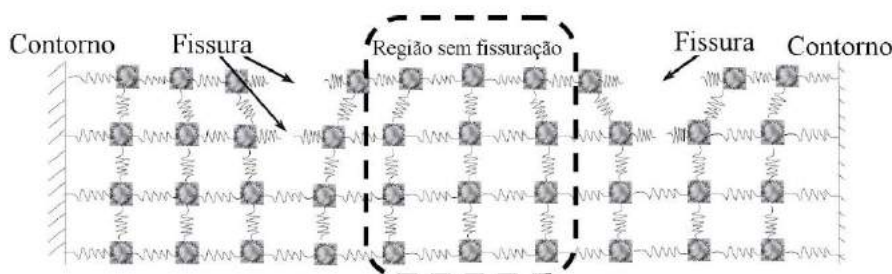


Fonte: Li e Zhang (2011)

Li et al. (2012) verificou que o mecanismo causal da fissuração por ressecamento em materiais argilosos está geralmente associado ao ressecamento e à sucção mátrica, os quais fissuram a superfície do material argiloso, onde há a maior taxa de perda de água. A medida que o solo resseca, aumenta a sucção mátrica deste, que por sua vez altera a tensão da película ou filme

contráctil, tracionando o solo adjacente, causando a fissuração. A Figura 60 apresenta o modelo de fissuração de argilas descrito por Li et al. (2012).

Figura 60 – Modelo de fissuração



Fonte: Li et al. (2012)

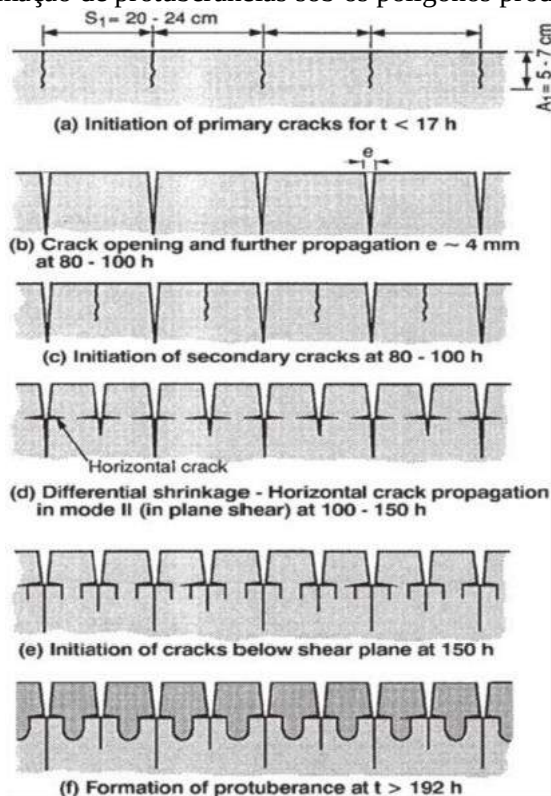
Tabbal (2013) realizou estudos em laboratório com argilas para caracterizar o início do desenvolvimento das fissuras, assim como sua a propagação geométrica durante o ressecamento. Segundo o autor, as fissuras foram formadas em três fases: (a) fissuras iniciais: são independentes e começam perto das bordas; (b) fissuras secundárias: são aquelas que partem de fissuras existentes formando cruzamentos; (c) estabilização: a continuação da secagem não faz com que se desenvolva mais fissuras, pois consiste apenas no alargamento das fissuras existentes até o final do ressecamento.

Konrad e Ayad (1997) apud Tabbal (2013) realizaram um estudo experimental em um solo argiloso próximo da cidade de Quebec/Canadá. O solo foi exposto a evaporação contínua por 35 dias e foi observado que não houve um fechamento claro das fissuras primárias. A Figura 61 esquematiza as seis diferentes fases que levam a formação de fissuras pelo ressecamento das argilas de Quebec/Canadá. Os mecanismos observados são descritos a seguir:

- (a) Formação de fissuras primárias após 17 horas e espaçamento médio de 20 a 24 cm;
- (b) Aumento das tensões de tração dentro de cada polígono identificado. Fissuras com largura aproximadamente igual a 4 mm ($e = 4\text{mm}$). Continuação das fissuras primárias;
- (c) Formação de fissuras secundárias, pois as tensões de tração desenvolvidas atingem a resistência à tração do solo;
- (d) Formação de fissuras horizontais no interior das fissuras existentes devido a deformações diferenciais induzidas pela contração diferencial do polígono do solo, a uma profundidade de 6 a 8 cm. O comprimento da fissura horizontal é cerca de um terço do tamanho do polígono (3 a 4 cm);

- (e) Formação de um novo conjunto de fissuras verticais abaixo das rachaduras horizontais;
- (f) Formação de protuberâncias sob os polígonos produzidos.

Figura 61 – Mecanismo de formação de fissuras observados por Konrad e Ayad (1997). (a) formação de fissuras primárias; (b) aumento das tensões de tração dentro de cada polígono identificado; (c) formação de fissuras secundárias; (d) formação de fissuras horizontais no interior das fissuras existentes; (e) formação de um novo conjunto de fissuras verticais abaixo das rachaduras horizontais; (f) formação de protuberâncias sob os polígonos produzidos



Fonte: Konrad e Ayad (1997) apud Tabbal (2013)

Hallaire (1984, 1988) apud Ammour e Bouhanna (2016), estudou a fissuração de um solo argiloso no laboratório e in situ. Os resultados destacam duas fases de fissuração no solo durante a secagem. Na primeira fase, a espessura das fissuras aumenta, resultando em uma densa rede de fissuras de pequena largura. Na segunda fase, são fechadas algumas dessas fissuras mais finas e, ao mesmo tempo, continua a aumentar a largura das fissuras residuais. O resultado são redes de fissuras mais largas.

Tang et al. (2011 b), Auvray et al. (2013) e Vo et al. (2017) observaram que, mesmo com a evaporação da água ocorrendo a partir do topo, as fissuras podem emergir do fundo da amostra e se propagar para o topo, mas também podem ser iniciadas de cima para a base, o que é de fato mais comumente observado.

3.4 PROBLEMAS NA ENGENHARIA DEVIDO AO FISSURAMENTO

Lakshmikantha (2009) afirma que o efeito da presença e formação de fissuras nos solos é de elevado alcance, podendo alterar a resistência e características do solo natural. Esses efeitos podem ser agrupados em três grupos: ambientais, agrícolas e efeitos nas propriedades do solo (índices físicos, resistência e condutividade hidráulica).

As técnicas e situações em que a condutividade hidráulica são relevantes são fortemente afetadas pelas fissuras, as quais criam caminhos preferenciais para o fluxo e diminuem as espessuras de material pelo qual o fluido deve atravessar. Em aplicações cuja resistência mecânica seja importante, as fissuras representam pontos na geometria em que houve uma concentração de tensões superior à resistência do próprio material. O impacto na mudança de parâmetros como condutividade hidráulica, devido à fissuração, é objeto de estudo que pretende avaliar como esse fenômeno se desenvolve e a magnitude de seu impacto. No entanto, a modelagem do surgimento e propagação da fissura é uma tarefa complexa a ser estudada.

O comportamento de contração e fissuração observados em argilas expansivas ressecadas podem causar danos as construções de engenharia. Dessa maneira, a compreensão desse fenômeno é importante para as obras de terra, pois podem incluir a perda de resistência mecânica e compressibilidade, e mudança de permeabilidade, podendo ocasionar até o colapso das construções (FLEUREAU et al., 2015; TANG et al., 2016; TENG et al., 2016, VO et al. (2017) e JULINA E THYAGARAJ, 2018).

Dentro da pavimentação, pequenas fissuras são os caminhos pelos quais o bombeamento de finos ocorre, podendo comprometer as camadas de revestimento até a camada de base (SILVA, 2017). De acordo com Gusmão Filho (2006), a perda de desempenho em barragens de terra e concreto pode ser prevista pelo surgimento de fissuras ao longo da face e por vezes no núcleo impermeável. A presença das fissuras pode estar associada tanto a um acréscimo de tensões quanto à um possível ressecamento da face.

Cobertura de aterro, como os “liners”, são camadas finas as quais são sujeitas a fissuração em condição de ressecamento. De acordo com Daniel e Wu (1993), a proximidade da camada de cobertura da atmosfera e sua exposição sem proteção, deixam a camada de argila propensa aos danos causados pelo ressecamento.

Khire et al. (1997) demonstraram que as camadas de cobertura de argila compactada sofrem mudanças sazonais na umidade, mesmo estando a uma profundidade significativa, ocasionadas pelas variações sazonais de precipitação e evapotranspiração e que o ressecamento pode induzir

a formação de fissuras que afetarão seu comportamento. Novak et al. (2000) afirmam que “liners” ou cobertura de aterros construídos com argilas expansivas podem sofrer uma alteração sensível nos valores de condutividade hidráulica, a ponto dos mesmos não se tornarem materiais adequados para essa finalidade.

Segundo Rodriguez et al. (2007) e Boscov (2008), os sistemas de cobertura de aterros sanitários estão sujeitos a um grande número de solicitações como variações de temperatura, ciclos de umedecimento e secagem, recalques causados pela decomposição dos resíduos, movimento de veículos, erosão por água ou vento, presença de raízes e animais. Todas essas solicitações podem comprometer o sistema de cobertura, pois surgem fissuras e trincas, as quais criam caminhos preferenciais de fluxo e aumentam a permeabilidade dessas camadas.

3.5 ANÁLISE E CORRELAÇÃO DE IMAGENS DIGITAIS

A análise de imagens é um processo que permite a extração de informações a partir de imagens digitais por meio de técnicas de processamento computacional (SANCHEZ et al., 2014 e SILVA, 2017). Essa metodologia tem sido muito utilizada para determinar parâmetros de difícil acesso sem interferir fisicamente nos experimentos. A aplicação do processamento digital tem envolvido várias áreas de conhecimento. Este processo é composto por duas etapas: tratamento da imagem e análise na imagem.

O tratamento da imagem consiste na preparação da imagem, em que a imagem original colorida (de cor RGB) é inicialmente convertida para uma imagem em escala cinza. De acordo com Lakshmikantha (2009) uma imagem RGB é definida como uma matriz de dados que define os componentes das cores vermelho, verde e azul de cada pixel individual. A cor de cada pixel é determinada pela combinação das intensidades de vermelho, verde e azul armazenadas em cada plano de cores na localização do pixel. Uma imagem em escala de cinza é aquela em que as únicas cores são tons de cinza. Uma cor cinza é aquela em que os componentes vermelho, verde e azul têm intensidade igual no espaço RGB e, portanto, é necessário especificar apenas um valor de intensidade para cada pixel, em oposição às três intensidades necessárias para especificar cada pixel em uma imagem colorida.

A necessidade de transformação para uma escala de cinza se dá pela redução da dimensão do vetor de matrizes que simplifica as operações sobre os dados e a definição do valor do pixel por um único valor que permite a transformação da imagem em uma matriz binária por meio de

uma simples aplicação de um limiar ou *threshold* discreto. Este último, tem como objetivo selecionar o valor da intensidade do pixel, que separa os objetos de um plano de fundo geral. A transformação de uma imagem em escala cinza para uma matriz, ou seja, para uma imagem binarizada (em preto e branco) pode ser descrita por uma operação lógica e simples, na qual todos os elementos da escala de cinza abaixo de um valor definido se tornam 0 (preto) e todos os valores acima se tornam 1 (branco). Esse valor é chamado de *threshold* e sua determinação é de interesse para a transformação das imagens em uma matriz binária. A última etapa compreende a análise da imagem tratada para obter os índices geométricos que caracterizam o padrão de fissuras. A Figura 62 apresenta os estágios do processamento de uma imagem digital.

Figura 62 – Estágios de processamento de uma imagem digital: (a) Imagem original colorida; (b) Imagem em escala de cinza; (c) Imagem binarizada



Fonte: Bezerra (2020)

Ao mesmo tempo, é possível também identificar o início do processo de fissuração e sua propagação ao longo da superfície da amostra. O programa de domínio público e gratuito, ImageJ, é bastante utilizado para a análise de imagens digitais. Através deste programa é possível realizar a exibição, edição, análise e processamento de imagens (TANG et al., 2019; FERREIRA et al., 2020; BEZERRA, 2020). Além disso, a aparência das fissuras pode ser prevista pela análise de imagens digitais, através de análise de deformação na superfície do solo. Quanto a propagação de fissuras, as fissuras não se propagam sempre em linhas retas, podendo se espalhar seguindo a forma da cápsula (TANG et al., 2011 a).

Fleureau et al. (2015) avaliaram a formação e propagação de fissuras, analisando os padrões de modos de abertura, deslizamento, bifurcação e coalescência de fissuras. Foi utilizado a correlação de imagens digitais para avaliação de tensões e deslocamentos através das ferramentas VIC-2D e ImageJ, o que permitiu a apuração do mecanismo de formação das fissuras.

Magalhães (2019) e Araújo et al. (2020) realizou ensaios de ressecamento em argila expansiva de Romainville/França e Paulista/Brasil, respectivamente. Os autores realizaram uma análise

quantitativa e qualitativa do ensaio através da técnica de correlação de imagens digitais (DIC) com o uso da ferramenta numérica Ncorr do Matlab. Esta análise permitiu observar a tendência de surgimento e propagação de fissuras na superfície do solo, ou seja, prever onde as fissuras tendem a se formar, mesmo quando não havia presença de fissuras visíveis a olho nu.

3.6 ÍNDICES GEOMÉTRICOS E QUANTIFICAÇÃO DAS FISSURAS

Técnicas para a quantificação das principais características das fissuras evoluíram da medição direta em campo para análises mais sofisticadas com a utilização de imagens processadas (MILLER et al., 1998; VOGEL et al., 2005). Ultimamente, pesquisas têm utilizado métodos diretos baseados em análise de imagens para determinar os parâmetros geométricos das fissuras. Imagens digitais destacam-se na mensuração das fissuras, pois possibilita a obtenção de várias informações sem interferir no processo de ressecamento do solo.

A análise de imagens provou ser uma ferramenta poderosa, possibilitando identificar parâmetros geométricos e morfológicos, tais como, abertura e comprimento das fissuras, área, ângulo, bem como características de distribuição. Além disso, foram desenvolvidos alguns modelos e estudos teóricos sobre o fissuramento por secagem (PERÓN et al., 2009; STIRLING, 2014). Mas, essa é uma área que ainda demanda aprofundamento das respostas de mais pesquisas.

O Fator de Intensidade de Fissura (Crack Intensity Factor – CIF), foi proposto por Miller et al. (1998). Este fator é a razão entre a área total da superfície fissurada e a área total inicial da superfície analisada. Isso representa o percentual de fissuração que a amostra sofreu, podendo ser calculada em função do tempo e utilizado para descrever o processo de desenvolvimento das fissuras. Outros índices geométricos foram apresentados por Tang et al. (2019), como largura média, comprimento total e número de segmentos total para quantificação das fissuras. A largura média das fissuras é calculada pela distância mais curta de um ponto de uma borda ao limite oposto de uma fissura. O comprimento total de fissuras é calculado contando o número total de pixels pretos após a imagem ter sido esqueletizada, e o número de segmentos de fissuras é a soma dos elementos entre duas interseções adjacentes.

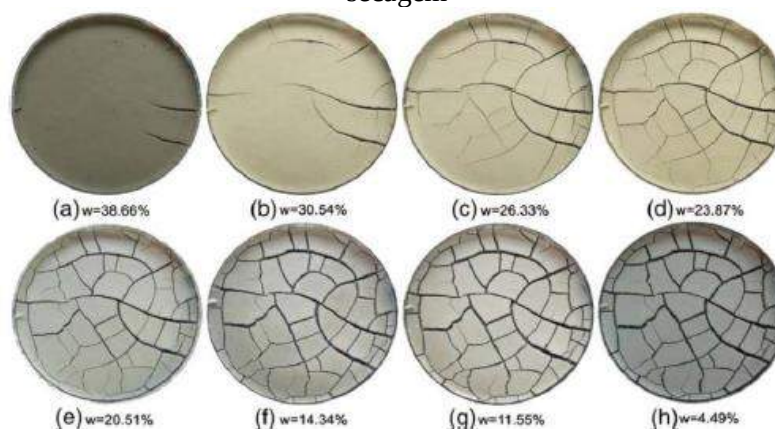
Segundo Lakshmikantha (2009), pode-se encontrar na natureza uma grande variedade de padrões de fissuração. Em muitos casos, as fissuras formam uma rede fechada e, portanto, faz com que ocorra a divisão de uma superfície bidimensional. Diversos processos matemáticos, biológicos, físicos ou sociais dão origem à divisão espacial em padrões bidimensionais. O padrão de fissuras no final do ressecamento pode apresentar uma rede de fissuras composta por

polígonos (triângulo, quadrado e pentágono). Os segmentos são praticamente perpendiculares entre si e os ângulos de interseção são geralmente retos, com interseção entre as fissuras nas formas de “T”, “X”, “Y” ou de “+”.

Tang et al. (2011 b) realizaram experimentos de secagem em um solo argiloso de Nanjing/China, e analisaram imagens com o uso da técnica de correlação de imagens digitais (DIC). Os autores observaram que fissuras secundárias também cruzam fissuras pré-existentes em um ângulo reto, e concluíram que o fissuramento surge tanto das margens externas, quanto da região interna do corpo de prova. Ainda obtiveram no final de cada ciclo de umedecimento e secagem, o CIF e outros parâmetros geométricos como número de interseções por unidade de área, número de segmentos por unidade de área, comprimento médio, espessura média e área média dos torrões formado entre as fissuras. É destacado que ao longo do ressecamento, na propagação das fissuras, o surgimento de novas interseções estabiliza primeiro, seguido pela estabilização referente ao aumento no comprimento, demorando mais a estabilizar o parâmetro referente a abertura.

Tang et al. (2011 a) investigou, em laboratório, a geometria das fissuras do solo argiloso de Romainville/França, após ressecamento. Foram realizados ensaios de ressecamento do solo em cápsulas de vidro com temperatura e umidade relativa do ar monitorados. Além disso, afirmaram que as fissuras se encontram com ângulos retos, com pontos de interseção em forma de “T” e de “X”. Comportamento semelhante também foi descrito por Tang et al. (2011 b) e Wang et al. (2018). A Figura 63 apresenta a evolução da geometria das fissuras ao longo do tempo de secagem.

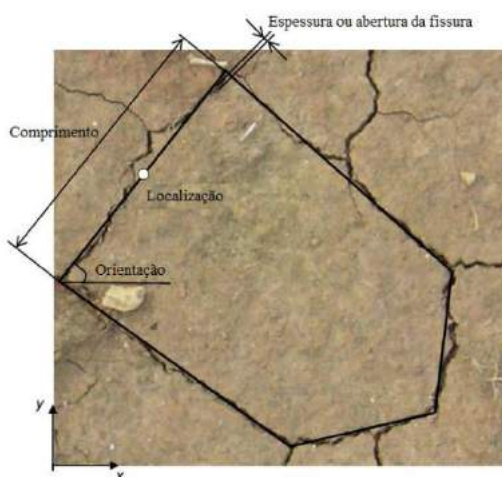
Figura 63 – Evolução da geometria das fissuras ao longo do tempo, de um solo argiloso submetido a secagem



Fonte: Tang et al. (2011 a)

Li e Zhang (2011), sugerem a representação geométrica da fissura a partir da determinação de seu comprimento, orientação, localização e abertura, avaliados com auxílio das ferramentas do software AutoCAD. A Figura 64 apresenta a representação geométrica das fissuras de acordo com Li e Zhang (2011).

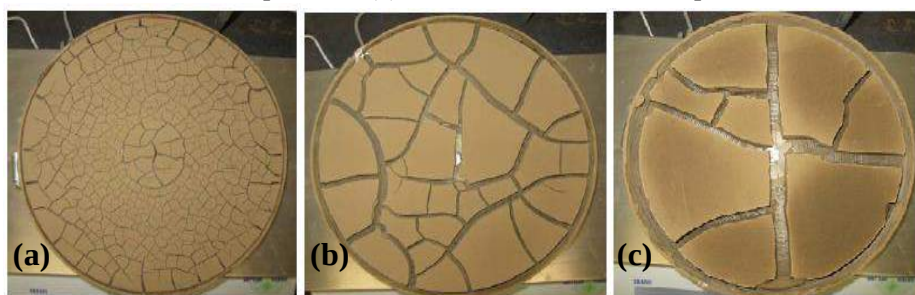
Figura 64 – Representação geométrica das fissuras



Fonte: Li e Zhang (2011)

Atique e Sanchez (2011) realizaram ensaios de ressecamento em argila orgânica de Bojonegoro/Indonésia. Foi verificado a influência da espessura da camada de solo no processo de fissuração. Quanto menor a espessura da camada de solo, maior foi o valor do CIF e menor o valor da largura média das fissuras. Além disso, quanto maior for a espessura da camada de solo, maior será o tempo para o aparecimento das primeiras fissuras, ou seja, estas apareceram com uma menor umidade. A Figura 65 apresenta os resultados obtidos por Atique e Sanchez (2011).

Figura 65 – Resultados de ensaios de fissuras: (a) molde com 5 mm de espessura; (b) molde com 10 mm de espessura; (c) molde com 20 mm de espessura



Fonte: Atique e Sanchez (2011)

Silva (2017) e Silva (2018) concluíram que, o CIF, representa a intensidade do estado de fissuração da amostra, associando a área que sofreu ruptura com a área original. Como índice, o CIF, carrega poucas informações sobre a geometria das fissuras, pois não representa valores de abertura, comprimento ou profundidade da fissura. É importante o uso de outro parâmetro que melhor representa as propriedades geométricas das fissuras formadas.

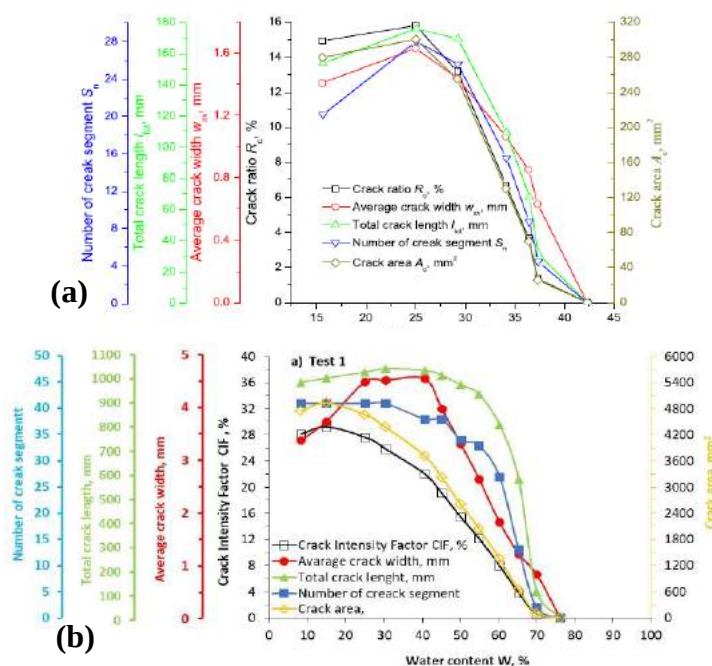
Barbosa (2019) realizou ensaios de secagem em uma argila expansiva de Paulista/PE. O autor fez análise de imagens ao longo dos ensaios, o que possibilitou o cálculo do CIF, o qual cresce de forma progressiva, não linear, até a estabilização. A dinâmica de fissuração se deu no formato de “X” e “T”, na superfície da amostra, concomitantemente a contração.

Silva (2019) desenvolveu ensaios de ressecamento em uma argila expansiva de Bonito/PE. Os ensaios de propagação de fissuras revelaram tendência à formação de fissuras no formato “T”, ortogonal e no formato “Y”, não ortogonal. A avaliação do comportamento de fissuração revelou diferenciação em três etapas. Na etapa inicial, não há variação de CIF. A fase primária é a que tem maior registro de variação de CIF ao longo do tempo, e por fim, a etapa secundária apresenta indicativos de estabilização volumétrica.

Tang et al. (2019) e Ferreira et al. (2020) apresentam em seus estudos, além do CIF, outros índices geométricos como largura média da fissura, comprimento total da fissura, área fissurada e número de segmentos de fissura (os elementos entre duas interseções adjacentes são definidos com segmento de fissura) ao longo da superfície da amostra, ao longo do processo de ressecamento do solo. Esses índices aumentaram significativamente com a diminuição do teor de água e depois diminuíram. Isso traduz que as argilas tendem a fissurar mais facilmente com alto teor de água e o potencial de contração e fissuração atenua com a diminuição da umidade (Figura 66).

Costa (2015) avaliou comparativamente o desempenho quanto à formação e propagação de fissuras por ressecamento de um silte argiloso, e de misturas deste solo com resíduos da construção civil (RCC) e com fibras de polietileno tereftalano (PET). A evolução das fissuras superficiais foi analisada utilizando-se a técnica de processamento de imagens e as dimensões das fissuras na superfície foram quantificadas determinando-se o CIF. Os resultados obtidos mostraram que o comportamento quanto ao ressecamento e à formação de fissuras foi significativamente afetado pelos ciclos de umedecimento e secagem e pela adição de materiais alternativos, alterando o padrão de fissuração, retardando a formação de fissuras e reduzindo o fator de intensidade de fissuração, quando comparado ao solo natural.

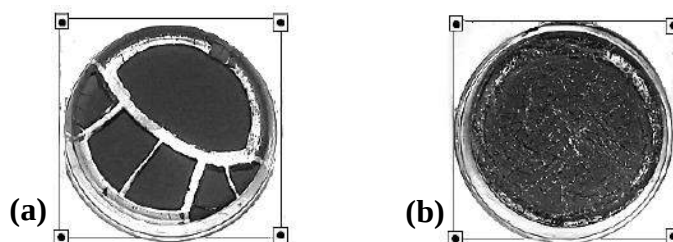
Figura 66 - Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras: (a) argila de Nanjing/China, Tang et al. (2019); (b) argila de Paulista/PE/Brasil, Ferreira et al. (2020)



Fonte: Tang et al. (2019), Ferreira et al. (2020)

Chaduvula et al. (2016) realizaram ensaios de ressecamento em uma argila de Nanded/Índia, com o reforço de fibras sintéticas de PET (Figura 67). O solo não reforçado apresentou fissuras uniformes, longas e espessas, e o solo reforçado apresentou menos fissuras, além do aparecimento de fissuras ter sido retardada.

Figura 67 – Resultados de ensaios de fissuras em solo: (a) sem reforço; (b) com reforço de fibras sintéticas de PET

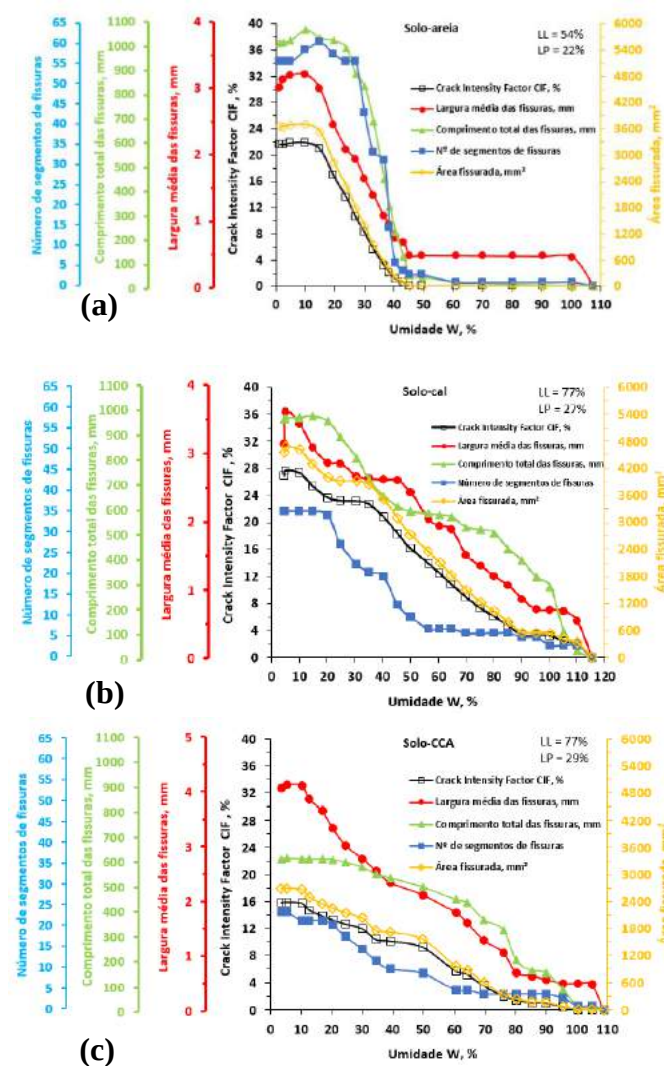


Fonte: Chaduvula et al. (2016)

Bezerra (2020) estudou o processo de propagação de fissuras de um solo expansivo de Paulista/PE misturada com areia, cal e cinza de casca de arroz. Através da utilização do software ImageJ foi possível obter os dados geométricos das fissuras, como largura média, comprimento total, número de segmentos, área fissurada e CIF. A utilização de areia, cal e cinza de casca de

arroz alterou significativamente a morfologia das fissuras. Os ensaios de propagação de fissuras nas misturas mostraram a tendência a uma formação de fissuras no formato “T” e no formato “Y”. A Figura 68 apresenta a evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras do solo misturado com areia, cal e cinza de casca de arroz.

Figura 68 - Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras por Bezerra (2020) do solo misturado com: (a) areia; (b) cal; (c) cinza de casca de arroz



Fonte: Bezerra (2020)

3.7 MATERIAIS E MÉTODOS

A análise de imagens da formação, propagação e padronização das fissuras na argila expansiva estudada, foi realizada inicialmente através da montagem dos aparatos preparados no laboratório e em campo. Após a descrição da montagem dos aparatos serão apresentados os procedimentos dos ensaios. Por fim, será demonstrado o procedimento computacional para obtenção dos resultados de formação, propagação e padronização de fissuras.

3.7.1 Montagem dos equipamentos no laboratório

No laboratório de Mecânica dos Solos Não Saturados da Universidade Federal de Pernambuco, foi feita a montagem dos equipamentos, o qual seguiu as recomendações sugeridas por Ferreira et al. (2020), em que o aparato montado é capaz de monitorar a temperatura do ambiente, umidade relativa do ar do ambiente e a variação de umidade da amostra submetidas ao processo de secagem e ciclos de secagem e molhagem.

Toda a metodologia aqui descrita na montagem do aparato foi resultado de um trabalho conjunto dos alunos do Grupo de Pesquisa de Solos Não Saturados. A definição de algumas etapas e ponderações da metodologia adotada neste trabalho apenas foi possível após a realização de vários testes. Silva (2018), Barbosa (2019), Silva (2019), Bezerra (2020), Araújo et al. (2020) e Ferreira et al. (2020) apresentam a metodologia de todos os procedimentos adotados até se atingir uma metodologia final para execução dos ensaios.

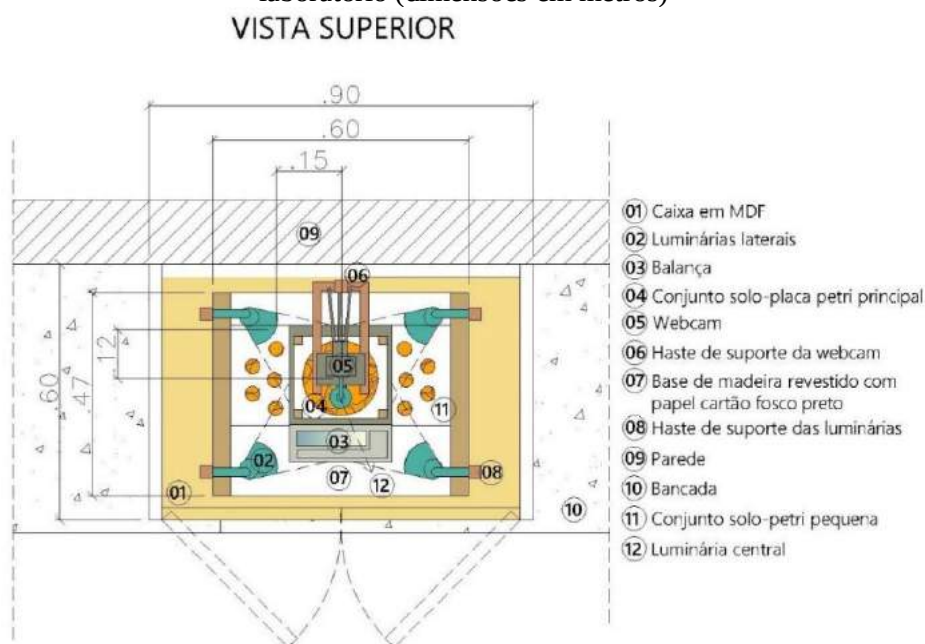
As Figuras 69 a 71 apresentam o detalhamento do projeto do aparato para análise da formação e propagação das fissuras. A caixa de proteção, em MDF, foi posicionada sobre uma bancada. Para ter acesso ao seu interior foi colocada duas janelas de abrir. A base de madeira foi posicionada no centro da caixa e as hastes de madeira foram encaixadas nas laterais da base de madeira.

Nas hastes laterais foram fixadas luminárias de mesa articuladas equidistantes uma das outras, de forma a distribuir homogeneamente o calor sobre o solo. Cada luminária continha uma lâmpada incandescente com potência igual a 40W. Na haste frontal, foi fixado horizontalmente o tripé de sustentação do webcam. Na extremidade do tripé, foi rosqueado o webcam, utilizado para capturar as imagens das fissuras do solo ao longo do ensaio.

Ao lado do webcam, na extremidade da haste frontal, foi fixado uma luminária com uma lâmpada fluorescente, a qual era ligada apenas quando eram feitas as fotos destinada para as análises tridimensionais, com a câmera fotográfica Canon, modelo SX 30 IS. A balança

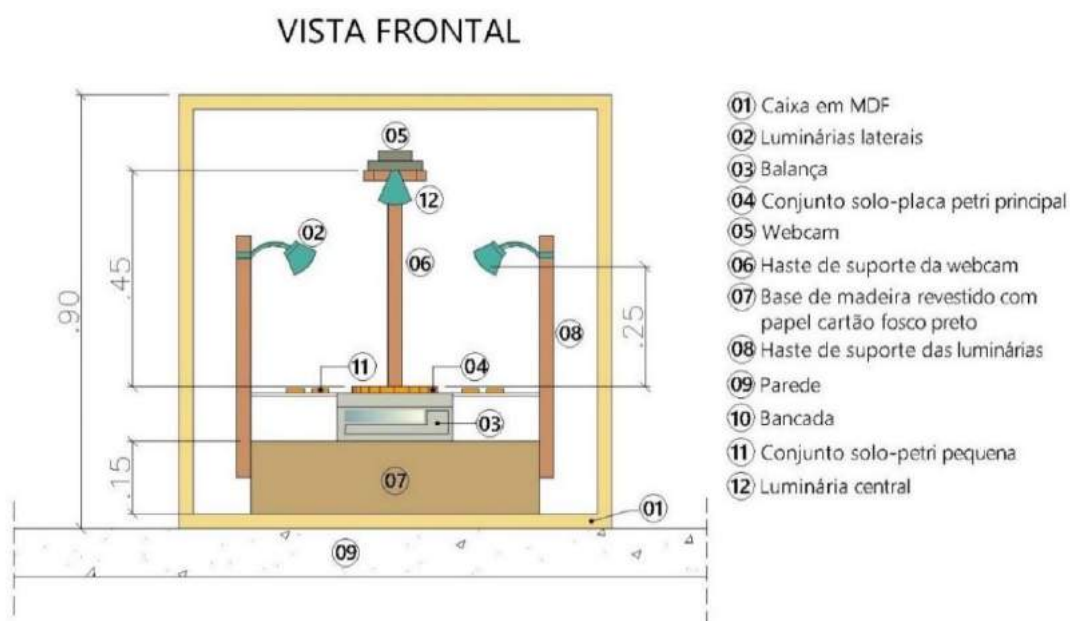
eletrônica, com sensibilidade igual a 0,01 g e capacidade de 2000 g, foi posicionada no centro da base de madeira, de modo que o eixo central do prato da balança coincidisse com o eixo da lente do webcam.

Figura 69 – Vista superior do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)



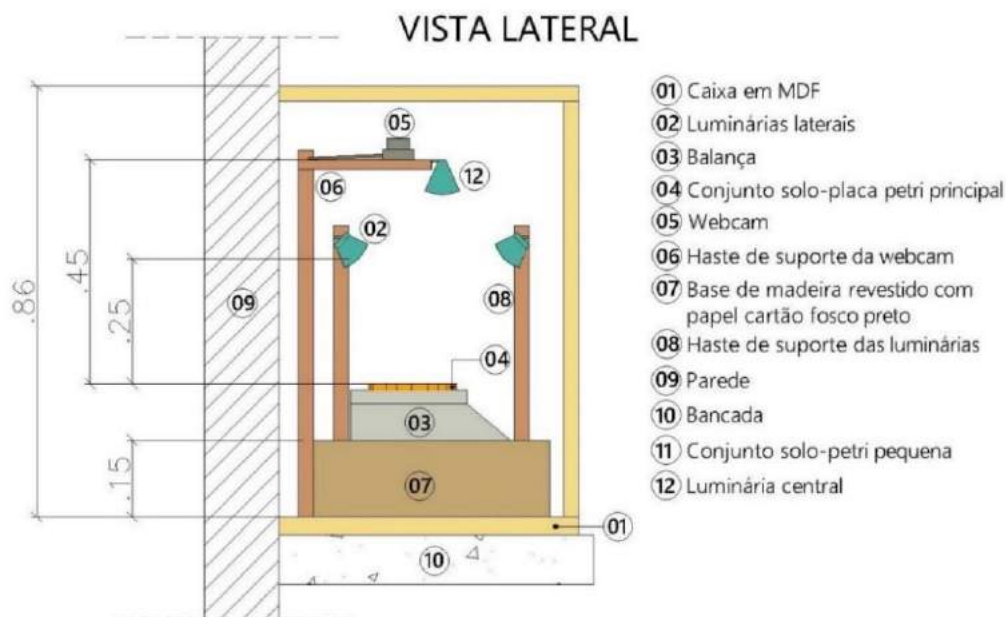
Fonte: O autor (2020)

Figura 70 – Vista frontal do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)



Fonte: O autor (2020)

Figura 71 – Vista lateral do aparato montado para análise da formação e propagação das fissuras no laboratório (dimensões em metros)



Fonte: O autor (2020)

A amostra de solo, moldada em uma placa petri de vidro, será foi posicionada sobre o prato da balança. A distância vertical entre o solo e o webcam é fixa e igual a 450 mm. O prato da balança é revestido com papel cartão fosco preto para aumentar o contraste do solo ao ser fissurado. Desta forma, ao ser formada a fissura, as áreas de separação terão cores de maior destaque na imagem. O controle da temperatura e umidade relativa do ar foi feito através de um Termo Higrômetro, posicionado sobre a base de madeira, ao lado da balança.

3.7.2 Execução dos ensaios de laboratório

Foram executados cinco ensaios de ressecamento para estudo da formação e propagação de fissuras na argila expansiva em laboratório, denominados por L1, L2, L3 L4 e L5. A Tabela 25 apresenta os dados iniciais dos corpos de prova dos ensaios de laboratório realizados, informando o tipo de amostra, geometria e índices físicos iniciais dos corpos de prova.

Tabela 25 – Dados iniciais dos ensaios de fissuras em laboratório

Ensaio	L1	L2	L3	L4	L5
Amostra	Amolgada	Amolgada	Indeformada	Compactada	Indeformada e Saturada
w_i (%)	103,75 (1,40*LL)	107,68 (1,46*LL)	22,25	24,76	39,71
Condição	1 etapa de secagem	6 etapas de secagem e 5 etapas de molhagem	1 etapa de secagem	1 etapa de secagem	1 etapa de secagem
Altura (mm)	15,59	15,66	15,66	15,66	77,99
Diâmetro (mm)	147,04	146,66	146,66	146,66	37,51
Diâmetro Altura	9,4	9,4	9,4	9,4	0,5
Volume (cm³)	264,7	264,5	264,5	264,5	86,2
M_{solo} (g)	376,35	374,76	465,95	483,84	157,28
γ_{di} (kN/m³)	6,98	6,83	14,41	14,66	13,06
e_i	2,84	2,92	0,86	0,83	1,05

Fonte: O autor (2020)

Os Ensaios L1, L3, L4 e L5 tiveram apenas um estágio de secagem. O Ensaio L2 teve seis estágios de secagem e cinco estágios de molhagem, totalizando cinco ciclos de secagem-molhagem. A execução dos ensaios de laboratório L1 e L2, com o solo amolgado, apresentaram as etapas a seguir:

- A amostra utilizada sem secagem prévia foi umedecida e homogeneizada até atingir 1,5 vezes o valor do limite de liquidez do solo (LL=74%). Nessa condição foi determinada a massa de solo necessária para preencher o volume da placa petri;
- o solo foi moldado na placa petri de vidro com o uso de uma espátula e um moldador para espalhar o solo na placa. Para retirar possíveis bolhas de ar e espalhar o solo com mais facilidade, foram aplicados pequenos golpes da placa petri sobre a bancada. Para amortecer este contato, foi colocado um pano entre a placa petri e a bancada. Este procedimento foi repetido até que toda a massa de solo calculada fosse utilizada e todo o volume da placa petri fosse preenchido. Para nivelamento da superfície foi utilizada a própria espátula e uma régua metálica;

- o conjunto solo-placa petri foi pesado em balança com 0,01 g de precisão, anotando-se a massa inicial do conjunto. Este conjunto foi posicionado no centro do prato da balança eletrônica, exatamente abaixo da lente do webcam, onde permaneceu ao longo de todo o ensaio. Isso permitiu a visualização da massa do conjunto em tempo real, possibilitando a determinação da umidade do solo em qualquer instante. No final do ensaio, uma parte do solo foi destinado para obtenção da umidade final pelo método da estufa. A Figura 72 apresenta as etapas da moldagem dos Ensaios L1 e L2;
- a captação das imagens digitais foi feita através de um webcam conectado no notebook. Foi aberto o programa de domínio público Auto Screenshot Capture, que faz captura da tela do notebook em intervalos de tempo pré-determinados. Dessa maneira, foi possível capturar ao longo do ensaio, o desenvolvimento das fissuras, as leituras da massa de solo na balança (variação de umidade), a variação da umidade relativa do ar e a temperatura do ar;

Figura 72 – Moldagem dos ensaios de fissuras L1 e L2: (a) Início da moldagem do solo na placa petri; (b) Moldagem do solo na placa petri com o uso do moldador; (c) Detalhe do solo moldado na placa petri



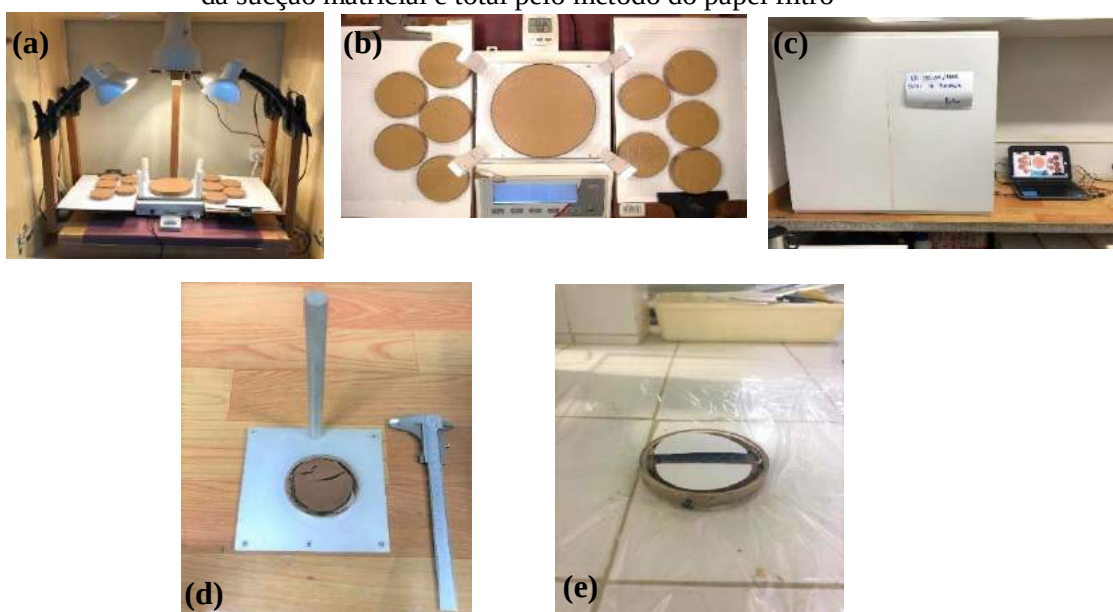
Fonte: O autor (2020)

- a captura das imagens foi feita a cada 10 minutos. A duração total dos Ensaios L1 e L2 foram de 145,8 h e 403,8 h, respectivamente;
- paralelamente, durante a secagem, dez amostras foram moldadas em placas petri menores e foram posicionadas ao lado da balança para determinação da sucção total e

matricial pelo método do papel filtro. Para a obtenção da sucção total foi utilizada uma tela plástica entre o solo e o papel filtro. Após 15 dias, o papel filtro foi pesado em uma balança com precisão igual a 0,0001 g e em seguida colocado na estufa para secagem. Após 24 h de secagem, o papel foi pesado novamente, determinando-se a umidade do papel filtro. Com os valores de umidade do papel filtro e com o uso do modelo de Van Genuchten (1980), foram obtidos valores de sucção para diferentes umidades;

- as placas petri menores também tiveram finalidade em obter os índices físicos e umidade volumétrica em cada estágio em que a sucção foi obtida. Para isso, foi necessário obter a geometria da amostra em cada estágio. A altura foi determinada através de um paquímetro em oito pontos na amostra. O diâmetro foi obtido através da análise das imagens digitais através do programa de domínio público ImageJ para obtenção da área fissurada do solo naquele instante. Dessa maneira, foi possível obter os índices físicos e umidade volumétrica do solo em função da sucção total e matricial. A Figura 73 apresenta detalhes do início do ensaio de fissuras L1 e L2, da medição de sucção pelo método do papel filtro e da medição da geometria das placas menores para obtenção dos índices físicos do solo.

Figura 73 – Detalhes dos ensaios de fissuras L1 e L2: (a) Aparato em funcionamento no início dos ensaios L1 e L2; (b) Exemplo de uma imagem capturada pelo webcam nos ensaios L1 e L2; (c) Ensaio em andamento com o aparato fechado e a visualização do conjunto solo – placa petri através do notebook; (d) Medição da altura da placa pequena para obtenção dos índices físicos; (e) Determinação da sucção matricial e total pelo método do papel filtro



Fonte: O autor (2020)

- A obtenção da umidade volumétrica foi determinada através da medição da deformação vertical das placas pequenas utilizadas no Ensaio L1. Foi feita uma correlação com a deformação vertical da placa grande. O diâmetro do solo fissurado foi obtido através da determinação da área fissurada do solo na placa grande pela binarização da imagem, na mesma umidade em que foi determinada a sucção pelo método do papel filtro;
- no Ensaio L2, foram realizados cinco ciclos de secagem – molhagem. Os estágios de molhagem foram iniciados com a umidade da amostra próxima ao limite de plasticidade ($LP = 26\%$). O processo de molhagem consistia em adicionar água destilada, com o auxílio de uma pisseta, até atingir a massa inicial do ensaio. A duração dos estágios de molhagem variou de 49,8 h a 85,7 h. Apenas o primeiro estágio de molhagem teve duração inferior, igual a 28,8 h;
- durante o estágio de molhagem, foi adicionado apenas a quantidade de água que era perdido por evaporação. A taxa de perda de água por evaporação tinha sido previamente medida através de um ensaio feito com o preenchimento da placa petri apenas com água destilada e colocada no mesmo aparato, com o mesmo sistema de iluminação e captação de imagens;
- o final de cada estágio de molhagem se deu a partir do tempo mínimo de 48 h de duração (não foi possível no primeiro estágio de molhagem), simultaneamente a percepção de que não havia água livre no solo. A partir daí deu-se início ao próximo estágio de secagem;
- ao final do último ciclo de secagem – molhagem foi feita a secagem final do solo até a estabilização da umidade;
- após a realização dos ensaios, foi feito o processo de seleção das imagens. No Ensaio L1, foi escolhida uma imagem no início do ensaio, outra no início da contração e outra no início da fissuração do solo. A partir daí, foi adotado como padrão a escolha de imagens correspondente a uma variação de aproximadamente 5% de umidade. A análise de imagens possibilitou realizar comparações entre os padrões de fissuração, determinar o tempo para o surgimento das primeiras fissuras, além da obtenção de índices geométricos;
- a seleção de imagens da primeira fase de secagem do Ensaio L2 seguiu o mesmo padrão do Ensaio L1. Já em cada estágio de molhagem foram selecionadas cinco imagens: a primeira imagem imediatamente após a molhagem do solo, três imagens até 24 h de inundação e a última imagem no fim da molhagem. Nos estágios de secagem

intermediários (estágio dois ao estágio cinco), foram selecionadas três imagens por estágio, utilizando variação entre imagens de aproximadamente 10% de perda de umidade. No sexto e último estágio de secagem foi adotado variação entre imagens de aproximadamente 5% de perda de umidade até a estabilização.

O Ensaio L3 foi realizado com o solo indeformado, e seguiu as seguintes etapas:

- o corpo de prova foi moldado no bloco indeformado do solo em estudo, diretamente na placa petri de vidro. Nesse processo foi utilizado facas e serras, com cuidado, para a placa de vidro não quebrar. A superfície da amostra foi nivelada com uma régua metálica. A Figura 74 apresenta o detalhe da moldagem do solo indeformado na placa petri.

Figura 74 – Detalhe da moldagem do ensaio de fissuras L3: (a) Moldagem do solo indeformado na placa petri; (b) Detalhe do final da moldagem do solo indeformado na placa petri



Fonte: O autor (2020)

- o conjunto solo – placa petri foi pesado em balança com 0,01 g de precisão, anotando-se a massa inicial do conjunto. No final do ensaio, foi determinada a sucção pelo método do papel filtro e umidade;
- quanto a captação das imagens digitais, foi utilizado o mesmo procedimento do Ensaio L1. O Ensaio L3 teve duração máxima de 26,0 h;
- não foi utilizada as placas pequenas para obtenção da sucção ao longo da secagem, pois a curva de retenção de água do solo indeformado já tinha sido previamente obtida (Figura 35, item 2.8.5);
- quanto ao processo de seleção das imagens foi escolhida uma imagem no início do ensaio e outra no início da contração/fissuração do solo. A partir daí, foi adotado como

padrão a escolha de imagens correspondente a uma variação de aproximadamente 2% de umidade.

O Ensaio L4 foi realizado com o solo compactado, nas condições de umidade e densidade aparente seca do solo indeformado. Dessa maneira, este ensaio seguiu as seguintes etapas:

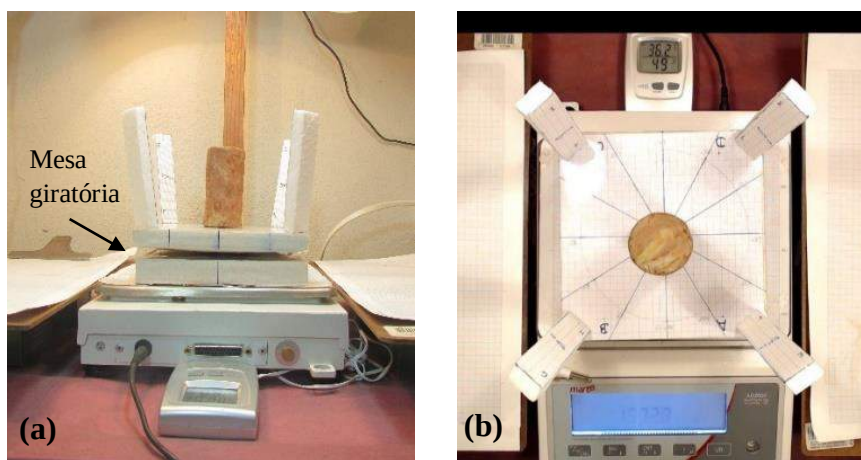
- inicialmente, foi compactado o solo, sem secagem prévia, em um cilindro grande (CBR) com disco espaçador, em cinco camadas, utilizando um soquete grande com massa de 4,5 kg e uma altura de queda igual a 45 cm. Em cada camada foram aplicados oito golpes, pois foi a energia necessária para o solo compactado atingir a densidade aparente seca do solo indeformado;
- o solo compactado foi extraído do cilindro, e assim o corpo de prova foi moldado no solo compactado, diretamente na placa petri de vidro. Nesse processo foram utilizadas facas e serras, com cuidado, para a placa petri não quebrar. A superfície da amostra foi nivelada com uma régua metálica;
- o conjunto solo-placa petri foi pesado em balança com 0,01 g de precisão, anotando-se a massa inicial do conjunto. No final do ensaio, foi determinada a sucção pelo método do papel filtro e a umidade;
- quanto a captação das imagens digitais, foi utilizado o mesmo procedimento do Ensaio L1. O Ensaio L4 teve duração máxima de 46,5 h;
- assim como no Ensaio L3, não foi utilizada as placas pequenas para obtenção da sucção ao longo da secagem, pois a curva de retenção do solo compactado também já tinha sido previamente obtida (Figura 36, item 2.8.5);
- quanto ao processo de seleção das imagens foi adotado o mesmo procedimento do Ensaio L3.

O Ensaio L5 foi realizado com o solo previamente saturado, e seguiu as seguintes etapas:

- foi moldado, no bloco indeformado, um corpo de prova cilíndrico, com altura igual a 77,99 mm e diâmetro igual a 37,51 mm. Nesse processo foi utilizado facas e serras. Após a moldagem, o corpo de prova foi pesado em balança com 0,01 g de precisão, medida a altura e diâmetro com o uso de um paquímetro, e determinada a umidade. Os dados iniciais da moldagem do corpo de prova foram apresentados na Tabela 6 (item 2.7.4.8);

- previamente ao ensaio de fissuras, o corpo de prova foi levado ao permeâmetro de parede flexível modelo Tri-flex 2 da Soil Test – ELE, para realização do ensaio de condutividade hidráulica do solo. Ao final deste ensaio, o corpo de prova saturado, foi levado ao aparato para o início do ensaio de ressecamento do solo. Os dados iniciais do corpo de prova após saturação foram apresentados na Tabela 25;
- quanto a captação das imagens digitais pelo webcam, foi utilizado o mesmo procedimento do Ensaio L1. O Ensaio L5 teve duração máxima de 86,8 h;
- o corpo de prova foi posicionado sobre uma mesa giratória feita em MDF, o qual foi disposta sobre a balança de precisão. Com a mesa giratória, foi possível coletar imagens de posições laterais do corpo de prova a cada 30° de rotação, com o uso de uma câmera semiprofissional, modelo Canon SX30 (Figura 75);

Figura 75 – Detalhe do corpo de prova cilíndrico sobre a mesa giratória durante o ensaio de fissuras L5: (a) Vista frontal e detalhe da mesa giratória e corpo de prova sobre a balança de precisão; (b) Vista superior



Fonte: O autor (2020)

- Em cada sequência de imagem lateral, foi medido a altura e diâmetro do corpo de prova com o auxílio de um paquímetro para obtenção da redução volumétrica (contração) do solo com o processo de secagem;
- quanto ao processo de seleção das imagens foi escolhida uma imagem no início do ensaio, e outra no início da fissuração do solo. A partir daí, foi adotado como padrão a escolha de imagens correspondente a uma variação de aproximadamente 2% de perda de umidade. A análise de imagens possibilitou verificar a formação, propagação,

padronização e quantificação de fissuras na área do topo e em toda área lateral do corpo de prova;

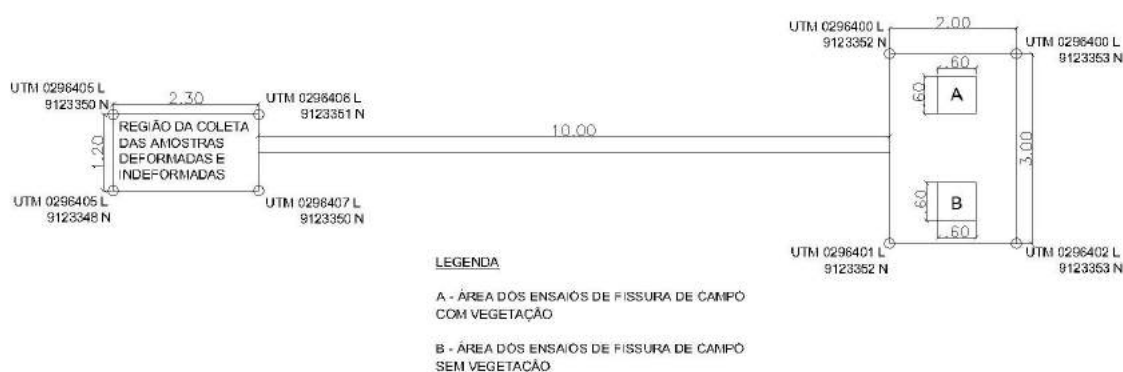
- O efeito da contração foi obtido separadamente da fissuração do solo, pois a contração só foi possível de ser medida através da obtenção do diâmetro e altura do corpo de prova com o uso do paquímetro. Porém, os resultados serão apresentados com o efeito da contração e fissuração do solo juntos.

3.7.3 Montagem dos equipamentos no campo

Os ensaios de fissuras de campo foram executados na Estação de Tratamento de Esgoto do Janga (ETE-Janga), situado no bairro Maranguape II, no Município de Paulista/PE (Latitude: 07,00° 55,00' 35,00" - S; Longitude: 34,00° 50,00' 49,00" - W). A área escolhida para montagem do aparato foi ao lado da região em que foram feitas as coletas das amostras deformadas e indeformadas. Foram desenvolvidos dois aparatos idênticos, um destinado para o estudo das fissuras em área com vegetação e outro em área sem vegetação.

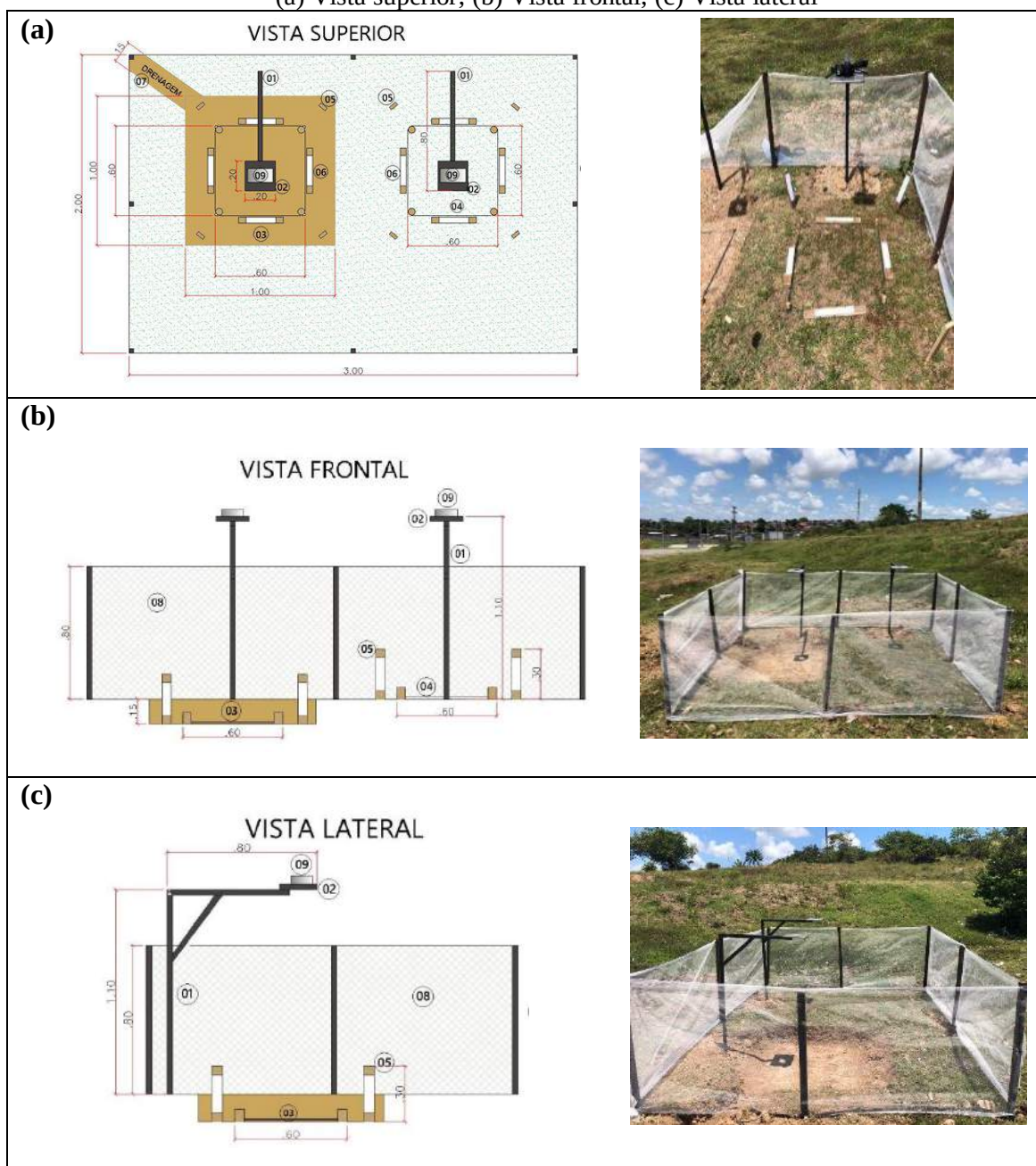
A Figura 76 apresenta a locação da montagem dos aparatos (em coordenadas UTM), distância do local da coleta das amostras deformadas e indeformadas (dimensões em metros) e medida da seção da região destinada ao ensaio de fissuras em campo (dimensões em metros). A Figura 77 apresenta o detalhamento do aparato para análise da formação e propagação das fissuras em campo.

Figura 76 – Locação da montagem dos aparatos (em coordenadas UTM), distância do local da coleta das amostras deformadas e indeformadas (dimensões em metros) e medida da seção da região destinada ao ensaio de fissuras em campo (dimensões em metros)



Fonte: O autor (2020)

Figura 77 – Detalhamento do aparato para análise da formação e propagação das fissuras em campo:
(a) Vista superior; (b) Vista frontal; (c) Vista lateral



Legenda: 01 – Pórtico; 02 – Suporte para câmera fotográfica; 03 – Área de estudo sem vegetação; 04 Área de estudo com vegetação; 05 e 06 – Referências para análise 3D das imagens; 07 – Drenagem da área sem vegetação; 08 – Tela de proteção; 09 – Câmera fotográfica.

Fonte: O autor (2020)

Inicialmente, foram demarcadas as duas áreas de estudo, uma área com vegetação e outro sem vegetação, ambas com seção quadrada de 60 cm de lado, com piquetes de madeira e fitilho de plástico. Na área destinada ao estudo sem vegetação, foi feita uma escavação de 15 cm de profundidade para que fossem retiradas a vegetação com suas raízes, e no final, a superfície foi

nivelada. Foi previsto drenagem desta escavação para evitar acúmulo de água proveniente da chuva.

Os pórticos de metal galvanizado foram fixados no solo, e na extremidade do pórtico foi soldada uma chapa de alumínio vazada com a função de posicionar a câmera fotográfica. Foram confeccionados sarrafos de madeira com 20 cm de comprimento e 5 cm de largura. Em cada sarrafo foi colado papel milimetrado para servir de referência para as imagens tridimensionais. Por fim, para evitar que o local fosse pisoteado, a região estudada foi cercada com tela de nylon. O dados pluviométricos, temperatura e umidade relativa do ar foram obtidos através dos dados disponibilizados na Agência Pernambucano de Águas e Climas (APAC). A estação de referência é a “Janga-ponte”, está localizado na cidade de Paulista, no bairro do Janga, distante 3 km do Local da pesquisa.

3.7.4 Execução dos ensaios de campo

Foram realizadas doze visitas ao local de estudo entre os meses de outubro/2019 a setembro/2020 para captação de fotos para análise das fissuras do solo com vegetação e sem vegetação. A Tabela 26 apresenta a sequência de visitas realizadas.

Tabela 26 – Sequência de visitas realizadas ao local de estudo

Visita	Data	Temperatura (°C)	Umidade relativa do ar (%)
C3	17/10/2019	29,5	75
C4	25/10/2019	30,2	74
C5	01/11/2019	30,1	76
C6	07/11/2019	30,5	74
C7	06/12/2019	30,3	75
C8	20/12/2019	31,4	76
C9	29/01/2020	31,2	77
C10	21/02/2020	31,2	77
C11	18/03/2020	30,1	76
C12	01/04/2020	29,5	79
C13	30/04/2020	28,9	80
C14	24/09/2020	30,1	77

Fonte: O autor (2020)

A execução dos ensaios de campo, seguiu as etapas a seguir:

- inicialmente, em cada visita ao local de estudo foi posicionada a câmera fotográfica na chapa de alumínio vazada para coletar as imagens padronizadas;
- finalizada a etapa de coleta de imagens, foi coletada uma porção de solo superficial para determinação da sucção matricial através do método do papel filtro e da umidade do solo;
- o mesmo procedimento foi realizado para as regiões com e sem vegetação.

3.7.5 Utilização do programa computacional ImageJ para obtenção dos índices geométricos

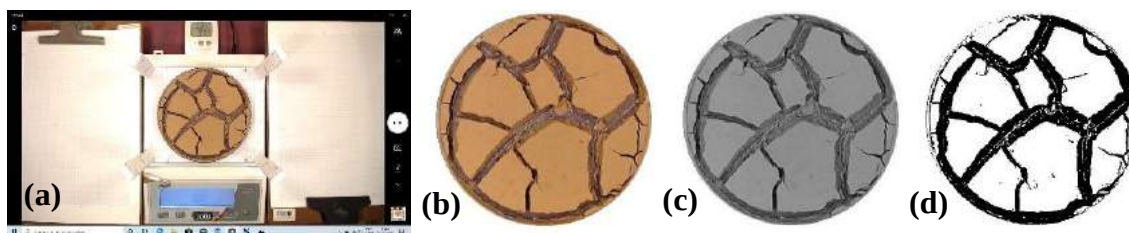
A mecânica de fissuração ao longo do processo de ressecamento do solo foi estudada através da utilização do programa computacional de domínio público, denominado *ImageJ*. As fotos coletadas através do webcam ou máquina fotográfica semiprofissional, foram processadas por este software e diversos índices geométricos foram obtidos (área fissurada, CIF, largura médias das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras).

Após a seleção das imagens, foi iniciado o processo de análise destinado a determinação dos índices geométricos para avaliação do processo de contração e fissuração do solo. Inicialmente, as imagens escolhidas foram selecionadas através da ferramenta *Oval/elliptical*, quando o corpo de prova tinha geometria circular, ou *Rectangle*, quando o corpo de prova tinha dimensões retangulares. Esta seleção foi feita na região da amostra de solo a ser estudada, para realizar o corte correto da imagem. O corte das imagens foi feito utilizando o menu *Image* e comando *Crop*. Foi escolhido o fundo da imagem em branco, e para isso foi, seguiu-se a sequência *Edit – Options – Colors – Background – White*. Para finalizar este passo foi selecionado o menu *Edit* e foi selecionado o comando *Clear Outside*. As imagens cortadas foram salvas no formato .JPEG.

Em seguida, as imagens cortadas foram transformadas em escala de cinza. Na barra de ferramentas, selecionou-se *File – Import – Image Sequence* (nesta etapa todas as imagens do ensaio cortadas foram selecionadas, pois o processo é feito para todas as imagens selecionadas). Em seguida, foi selecionado *Image – Type – 8bit*.

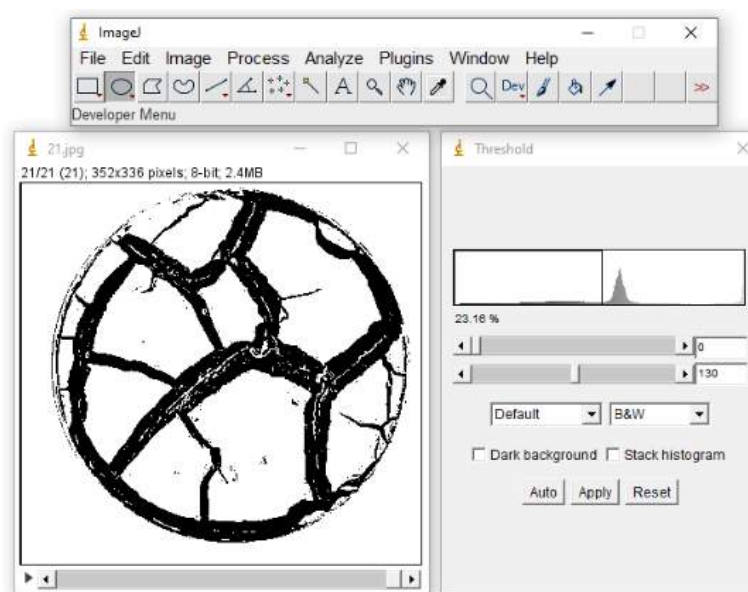
O próximo passo foi binarizar a imagem em escala de cinza. Para isso, selecionou-se a ferramenta *Image – Adjust – Threshold*. A Figura 78 apresenta a sequência do processo de corte até a binarização da imagem. A Figura 79 apresenta o comando Threshold no processo de binarização da imagem.

Figura 78 – Sequência do processo de corte até a binarização da imagem: (a) Imagem selecionada; (b) Imagem cortada; (c) Imagem em escala de cinza; (d) Imagem binarizada



Fonte: O autor (2020)

Figura 79 – Comando Threshold no processo de binarização de uma imagem

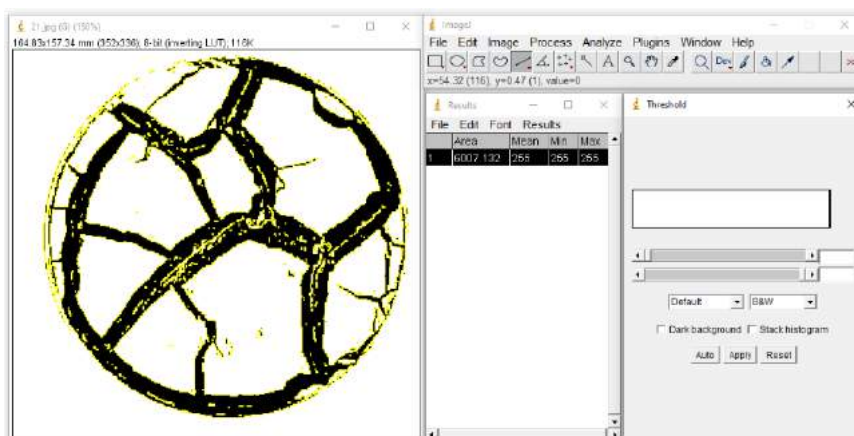


Fonte: O autor (2020)

Em seguida, foi feita a calibração da escala. Na barra de ferramentas utilizou-se a *linha (Straight)* para medir uma distância com dimensão conhecida, como o diâmetro da placa petri (em laboratório) ou da marcação dos piquetes e fitilho (em campo). Em seguida, no menu *Analyze – Set Scale*, inseriu-se o valor da dimensão conhecida em *Known distance*. Esta escala calcula automaticamente quantos pixels há para cada unidade de medida da imagem.

Para determinar a área fissurada, foi selecionada a imagem binarizada. Foi utilizado o comando *Edit – Selection – Create selection*, para que fosse selecionada toda a área fissurada. Posteriormente, foi selecionado a ferramenta *Analyze – Measure*, e se tem o resultado da área fissurada da imagem. O CIF é obtido através da relação entre a área fissurada e a área inicial da amostra. A Figura 80 apresenta a obtenção da área fissurada através do software ImageJ.

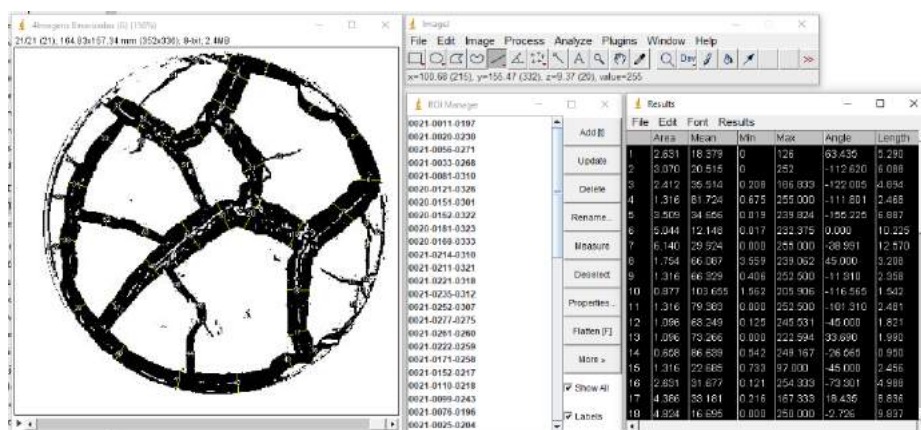
Figura 80 – Obtenção da área fissurada através do software ImageJ



Fonte: O autor (2020)

Para obtenção da largura média das fissuras (Figura 81) selecionou-se *Analyze – Tools – ROI Manager*. Para desenhar a largura de cada fissura foi ativada a ferramenta *Straight Line*. Cada linha desenhada foi anexada a ferramenta *ROI Manager* clicando em *Add(t)*. Foram adicionados aproximadamente 80 segmentos de linha em cada imagem, e depois calculou-se o comprimento dessas linhas clicando em *Measure*. Por último, foi calculado a média desses valores obtendo-se a largura média das fissuras.

Figura 81 – Obtenção da largura média das fissuras através do software ImageJ

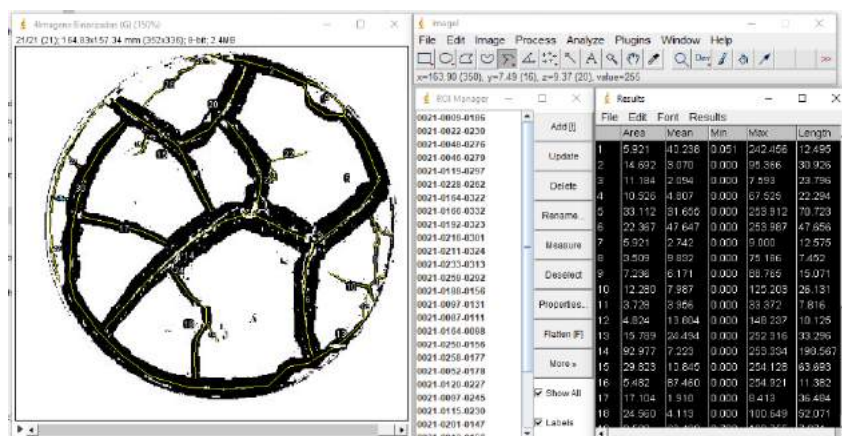


Fonte: O autor (2020)

O processo da determinação do comprimento total das fissuras (Figura 82) é semelhante a obtenção da largura média das fissuras. Inicialmente selecionou-se *Analyze – Tools – ROI Manager*. Para desenhar o comprimento das fissuras foi utilizada a ferramenta *Segmented Line*. Cada segmento de linha desenhado foi anexado na ferramenta *ROI Manager* em *Add(t)*. Quando todas os comprimentos de fissuras foram desenhados calculou-se o comprimento de cada

segmento em *Measure*. O comprimento total das fissuras é representado pela soma de todos os segmentos de linhas desenhados.

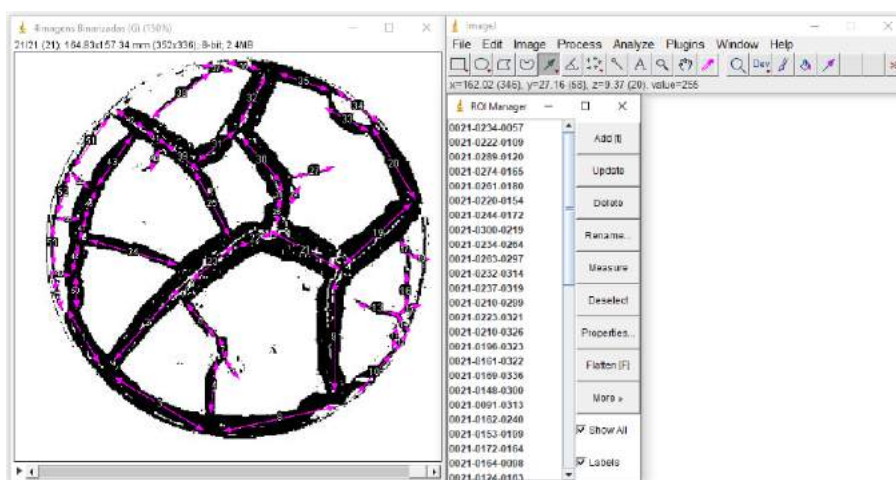
Figura 82 – Obtenção do comprimento total das fissuras através do software ImageJ



Fonte: O autor (2020)

O último índice geométrico calculado é o número de segmentos de fissuras (Figura 83). Inicialmente selecionou-se *Analyze – Tools – ROI Manager*. Cada segmento foi desenhado por setas e cada seta representa um segmento de fissura. Para isso foi selecionado a ferramenta *Arrow tool*. Cada seta desenhada foi anexada na ferramenta *ROI Manager* em *Add(t)*. Com o valor final de quantidade de setas desenhadas foi possível obter o número de segmentos de fissuras para cada imagem.

Figura 83 – Obtenção do número de segmentos de fissuras através do software ImageJ



Fonte: O autor (2020)

3.8 RESULTADOS E ANÁLISES

Serão apresentados os resultados da mecânica de fissuração dos ensaios de ressecamento realizados no laboratório e em campo. Para isso, foi utilizado o programa, de domínio público, de processamento de imagem digital – *ImageJ*. As imagens coletadas foram processadas neste software, obtendo-se índices que caracterizam a evolução e o padrão de fissuração do solo (área fissurada das fissuras, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número total de segmentos de fissuras).

3.8.1 Análise da propagação de fissuras nos ensaios realizados no laboratório

Ao longo do processo de secagem, as primeiras fissuras no solo surgem em um determinado valor de umidade em que as tensões de tração induzidas pela sucção capilar ultrapassam a resistência à tração do solo. Assim como, observou-se que em um determinado estágio do processo de ressecamento, paralisa-se a formação e propagação de fissuras. Isso ocorre quando um aumento adicional das tensões de tração não provoca o aparecimento de novas fissuras nem a propagação de fissuras já existentes. Serão apresentados os resultados e análises dos Ensaios de fissuração do solo L1, L2, L3 L4 e L5.

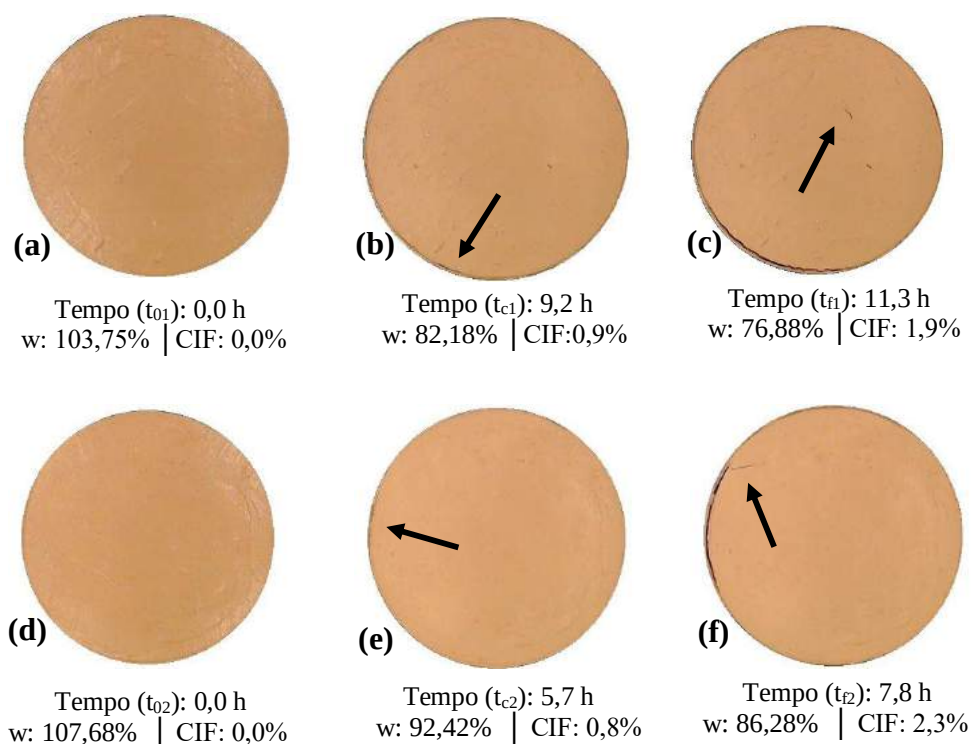
3.8.1.1 Propagação do processo de fissuras em solo amoldado com umidade $w_i = 1,40 \times LL$ (Ensaio de laboratório L1) e com $w_i = 1,46 \times LL$ (1ª fase de secagem do Ensaio de laboratório L2)

O Ensaio L1 foi composto por uma única fase de secagem com duração total de 145,8 h. A umidade inicial do solo (w_i) foi igual 103,75%, que equivale a 1,40 vezes o limite de liquidez do solo. O Ensaio L2 foi composto por seis fases de secagem e cinco fases de molhagem. Neste item, será abordado os resultados da primeira fase de secagem. A umidade inicial do solo (w_i) no Ensaio L2 foi igual 107,68%, que equivale a 1,46 vezes o limite de liquidez do solo. Em ambos os ensaios foi observado que o solo contraiu antes de fissurar.

No Ensaio L1, após 9,2 h (t_{c1}), do início do ensaio, o solo apresentou início de contração (CIF = 0,9%) com umidade (w_{c1}) igual a 82,18%. As primeiras fissuras surgiram após 11,3 h (t_{f1}) do início do ensaio (CIF = 1,9%) com umidade (w_{f1}) igual a 76,88%. A relação percentual de perda de umidade $(w_i - w_{c,f})/w_i$ entre a umidade de contração com a umidade inicial da amostra é igual a 20,8%. A mesma relação considerando a umidade do início das fissuras é igual a 25,9%. No

Ensaio L2, após 5,7 h (t_{c2}), do início do ensaio, o solo apresentou início de contração (CIF = 0,8%) com umidade (w_{c2}) igual a 92,42%. As primeiras fissuras surgiram após 7,8 h (t_{f2}) do início do ensaio (CIF = 2,3%), com umidade (w_{f2}) igual a 86,28%. A relação percentual de perda de umidade entre a umidade de contração com a umidade inicial da amostra é igual a 14,2%. A relação considerando a umidade de fissuras é igual a 19,9%. A Figura 84 apresenta as imagens do início, das primeiras contrações e fissuras nos Ensaios L1 e L2.

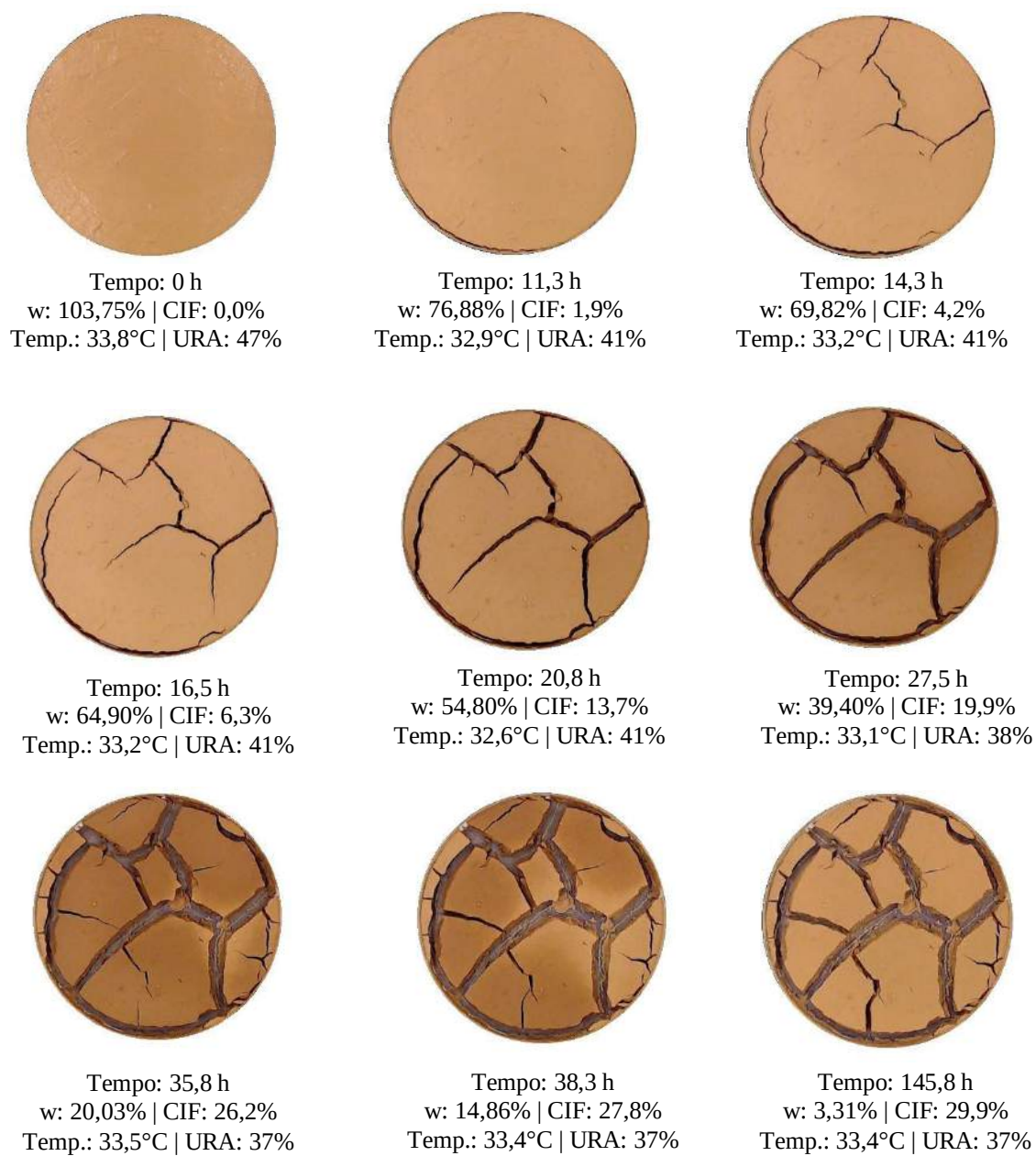
Figura 84 – Imagens dos Ensaios L1 e L2: (a) início do Ensaio L1; (b) início das primeiras contrações do Ensaio L1; (c) início das primeiras fissuras do Ensaio L1; (d) início do Ensaio L2; (e) início das primeiras contrações do Ensaio L2; (f) início das primeiras fissuras do Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

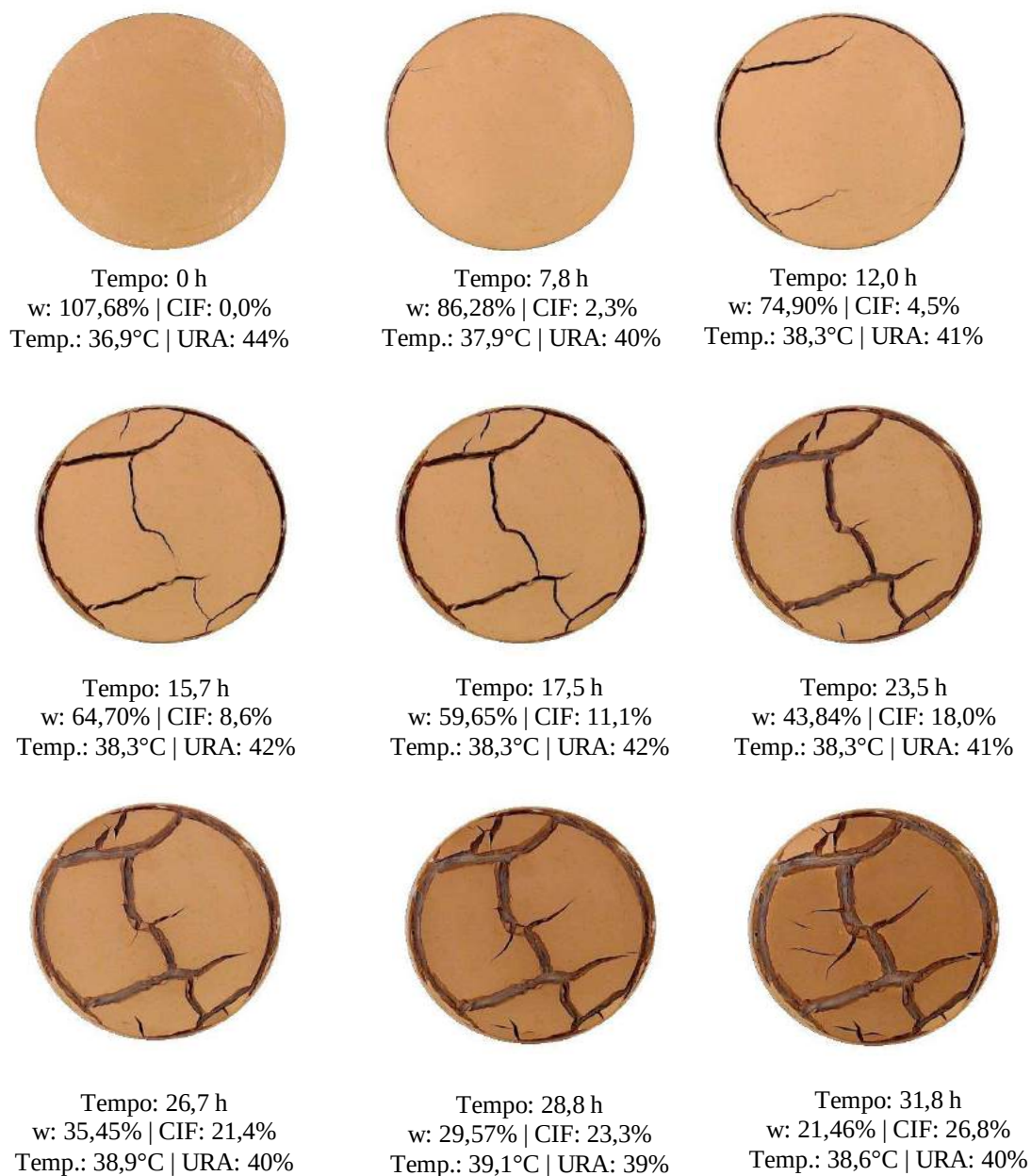
Foi selecionada uma sequência de imagens dos Ensaios 1 e 2 (Figuras 85 e 86, respectivamente) para avaliar a mecânica da fissuração, como o CIF e os índices geométricos das fissuras, ao longo do ressecamento. A Figura 87 apresenta o QR Code com o vídeo acelerado da sequência de da evolução de fissuras de cada ensaio.

Figura 85 – Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L1



Fonte: O autor (2020)

Figura 86 – Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

Em ambos os ensaios foi observado mudança de coloração do solo do estado umedecido para o estado seco. No início da secagem não houve uma mudança significativa de cor, o que indica que a perda de umidade nos estágios iniciais da secagem era uniforme sobre a superfície da amostra. Verifica-se que a perda de umidade ocorre inicialmente nas bordas da amostra avançando em direção ao centro da amostra em ambos os ensaios.

Figura 87 – QR Code do vídeo acelerado: (a) Ensaio L1 (2020/07/03); (b) Ensaio L2, 1ª fase de secagem (2020/10/22)



<https://youtu.be/Njp2QbEz1Ww>



<https://youtu.be/4xTt9S4C0k>

Fonte: O autor (2020)

No Ensaio L1, não foi verificado mais formação nem propagação de fissuras após 41,5 h do início do ensaio. Como as primeiras contrações surgiram com 11,3 h, pode-se concluir que o processo de fissuração teve duração de 30,2 h.

Na 1ª fase de secagem do Ensaio L2, não foi possível avaliar a duração total do processo de fissuração, pois o solo foi umedecido com aproximadamente 20% de umidade, para iniciar a 1ª fase de molhagem.

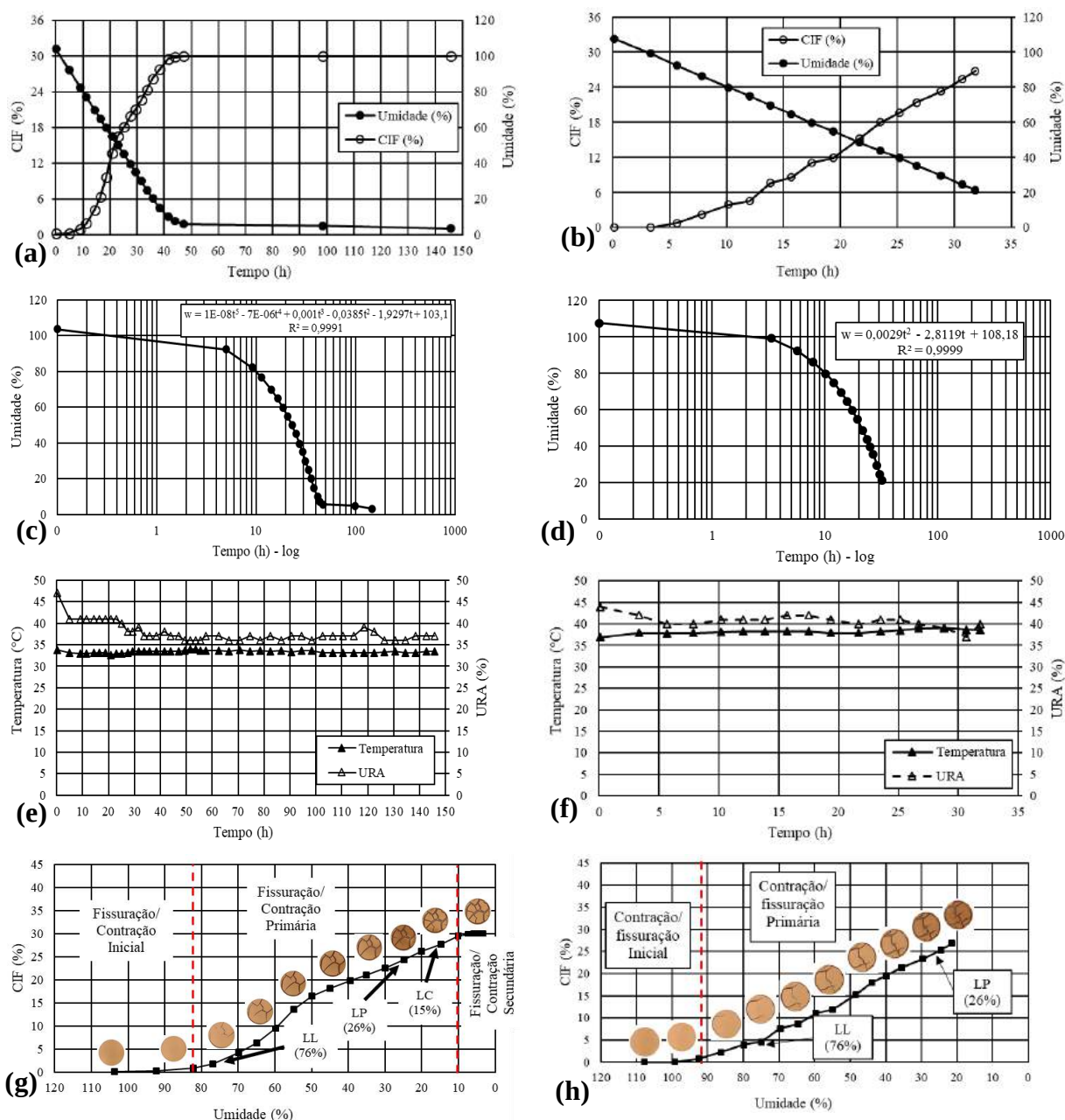
Quanto ao formato de fissuras desenvolvidas nos Ensaio L1 e L2 pode-se concluir que as fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2011b), Silva (2019), Bezerra (2020), Araújo et al. (2020) e Ferreira et al. (2020).

A Figura 88 apresenta as curvas tempo versus umidade, a variação da temperatura e umidade relativa do ar versus tempo, CIF versus umidade e evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras).

A curva Tempo versus Umidade do Ensaio L1 (Figura 88 a) apresenta três faixas de dessecação ao longo do tempo. A primeira faixa, tem duração do início do ensaio até 38,3 h, apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 2,3%/h. A segunda faixa, tem início no fim da primeira faixa até 47,2 h, apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 1,0%/h. A terceira e última faixa, tem início no fim da segunda faixa até 145,8 h (fim do ensaio), apresentando taxa de perda de umidade igual a 0,02%/h. Este último trecho representa o estágio de umidade residual. Comportamento contrário é observado na curva Tempo versus CIF (Figura 88 a). Verifica-se também três faixas de variação do CIF em função do tempo. Há uma primeira e breve faixa, com duração do início do ensaio até 9,2 h, com taxa de variação de CIF igual a 0,1%/h. A segunda faixa compreende entre o fim da primeira faixa até 41,5 h, com aumento da taxa de

variação de CIF igual a 0,9%/h. A terceira faixa tem início no final da segunda faixa até 145,8 h (final do ensaio), representando estabilização do CIF em função do tempo.

Figura 88 – Resultados dos Ensaios L1 e L2: Tempo versus Umidade e CIF – (a) Ensaio L1 (b) Ensaio L2; Tempo (escala Log) versus Umidade – (c) Ensaio L1 (d) Ensaio L2; Tempo versus Temperatura e Umidade Relativa do Ar (URA) – (e) Ensaio L1 (f) Ensaio L2; Umidade versus CIF – (g) Ensaio L1 (h) Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

No Ensaio 2, a curva Tempo versus Umidade (Figura 88 b) apresenta apenas uma faixa de taxa de dessecação ao longo do tempo. Este trecho tem duração do início do ensaio até 31,8 h,

apresentando uma faixa de perda de umidade igual a 2,7%/h. Isso se deve a primeira fase de secagem ter se encerrado com aproximadamente 20% de umidade, devido a primeira fase de molhagem.

A curva Tempo versus CIF (Figura 88 b) apresenta duas faixas de variação do CIF em função do tempo. A primeira faixa com duração do início do ensaio até 5,7 h, com taxa de variação de CIF igual a 0,1%/h. A segunda faixa compreende entre o fim da primeira faixa até 31,8 h, com aumento da taxa de variação de CIF igual a 1,0%/h. A terceira faixa não foi identificada devido a aplicação da primeira fase de molhagem durante a segunda faixa de dessecação.

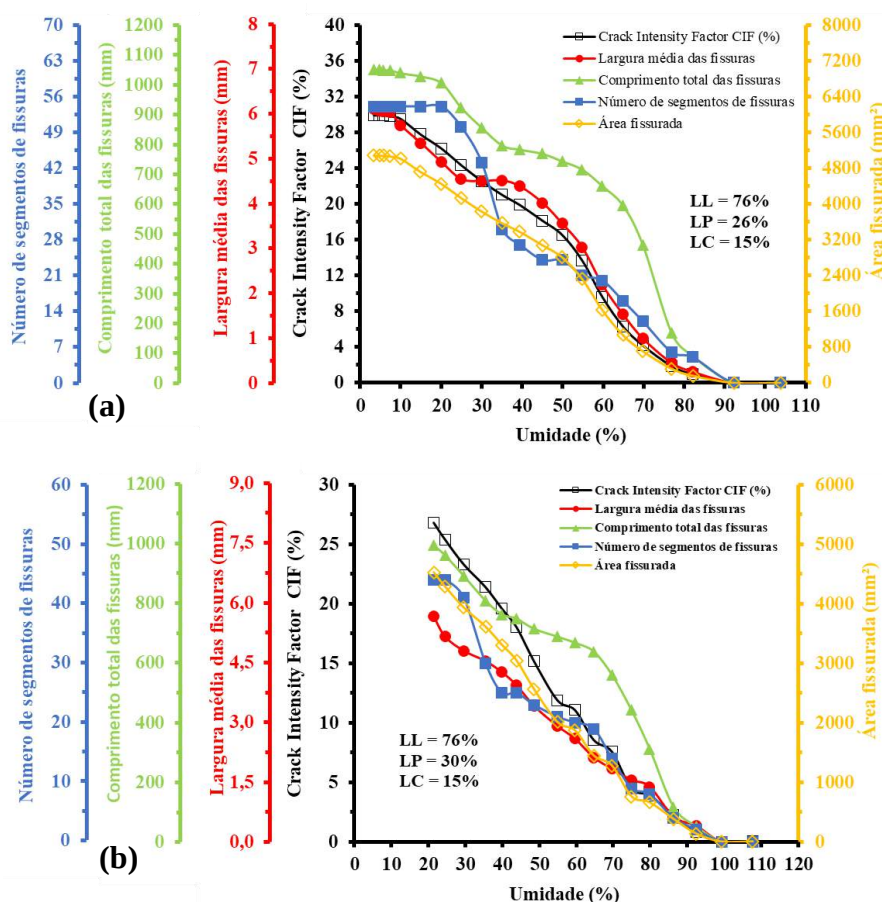
A temperatura média ao longo dos Ensaio L1 e L2 é igual a $33,4 \pm 0,30^{\circ}\text{C}$ (coeficiente de variação igual a 0,01) e $38,2 \pm 0,50^{\circ}\text{C}$ (coeficiente de variação igual a 0,01), respectivamente. A umidade relativa do ar média (URA) dos Ensaio L1 e L2 é igual a $38 \pm 2,23\%$ (coeficiente de variação igual a 0,06) e $41 \pm 1,49\%$ (coeficiente de variação igual a 0,04), respectivamente. (Figura 88 e,f).

A curva Umidade versus CIF do Ensaio L1 (Figura 88 g) apresenta um aumento não linear do CIF com a perda de umidade. Verifica-se três faixas de contração/fissuração ao longo do ensaio. A contração e fissuração são analisados conjuntamente. A primeira faixa é denominada de contração/fissuração inicial, em que há pequenas variações de CIF com a dessecação. O solo perde umidade superficial sem ocorrer contração ou surgimento de fissuras. Esta etapa compreende do início do ensaio com umidade de 103,75% até a umidade de 82,18%. A segunda faixa é denominada de contração/fissuração primária, e o início corresponde ao fim da contração/fissuração inicial até umidade de 9,95%. Esta é a etapa de maior variação do CIF com a dessecação do solo. A amostra torna-se não saturada com três fases (líquida, sólida e gasosa). Por fim, é constatada a terceira faixa denominada de contração/fissuração secundária, em que há tendência de estabilização do CIF com a perda de umidade. Esta etapa corresponde ao fim da faixa de contração/fissuração primária até umidade igual a 3,31% (fim do ensaio). Barbosa (2019), Silva (2019) e Bezerra (2020) verificaram que na etapa de fissuração/contração secundária, há redução da taxa de CIF com o tempo sobretudo ao se aproximar da umidade correspondente ao limite de contração do solo. Neste trabalho, pode-se considerar que isso também ocorreu, já que o limite de contração do solo é igual a 15%, e o CIF não variou após 10% de umidade.

A curva Umidade versus CIF do Ensaio L2 (Figura 88 h) apresenta um aumento não linear do CIF com a perda de umidade, representados por duas faixas. A primeira faixa (contração/fissuração inicial), apresenta pequenas variações de CIF com a dessecação. Esta faixa compreende do início do ensaio ($w = 107,68\%$) até a umidade de 92,42%. A segunda

faixa (contração/fissuração primária) inicia no final da primeira faixa até umidade de 21,46%. Não foi possível verificar a terceira faixa devido a aplicação da primeira fase de molhagem. A Figura 89 apresenta a evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras) dos Ensaios L1 e L2.

Figura 89 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras): (a) Ensaio L1; (b) Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

A área fissurada, CIF, largura média, comprimento total e o número total de segmentos de fissuras aumentaram ao longo da perda de umidade dos Ensaios L1 e L2 (Figura 89). Comportamento semelhante foi encontrado por Tang et al. (2019), Ferreira et al. (2020) e Bezerra (2020). No Ensaio L1, a largura média, comprimento total e número total de segmentos de fissuras apresentaram dois patamares de estabilização com a dessecação do solo. A estabilização final da largura média, comprimento total, área fissura e CIF se deu com aproximadamente 10% de umidade. Já o número de segmentos de fissuras apresentou

estabilização final com aproximadamente 20% de umidade. Já no Ensaio L2, o número total de segmentos de fissuras apresentou dois patamares de estabilização com a dessecação do solo. O comprimento total de fissuras apresentou um patamar intermediário de estabilização, mas voltou a aumentar com a dessecação. A largura média, área fissurada e CIF não apresentaram tendência de estabilização. Isso se justifica a paralização precoce da primeira fase de secagem devido ao início da primeira fase de molhagem do Ensaio L2. A Tabela 27 apresenta um resumo dos principais resultados obtidos nos Ensaios L1 e L2.

Tabela 27 – Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras dos Ensaios L1 e L2

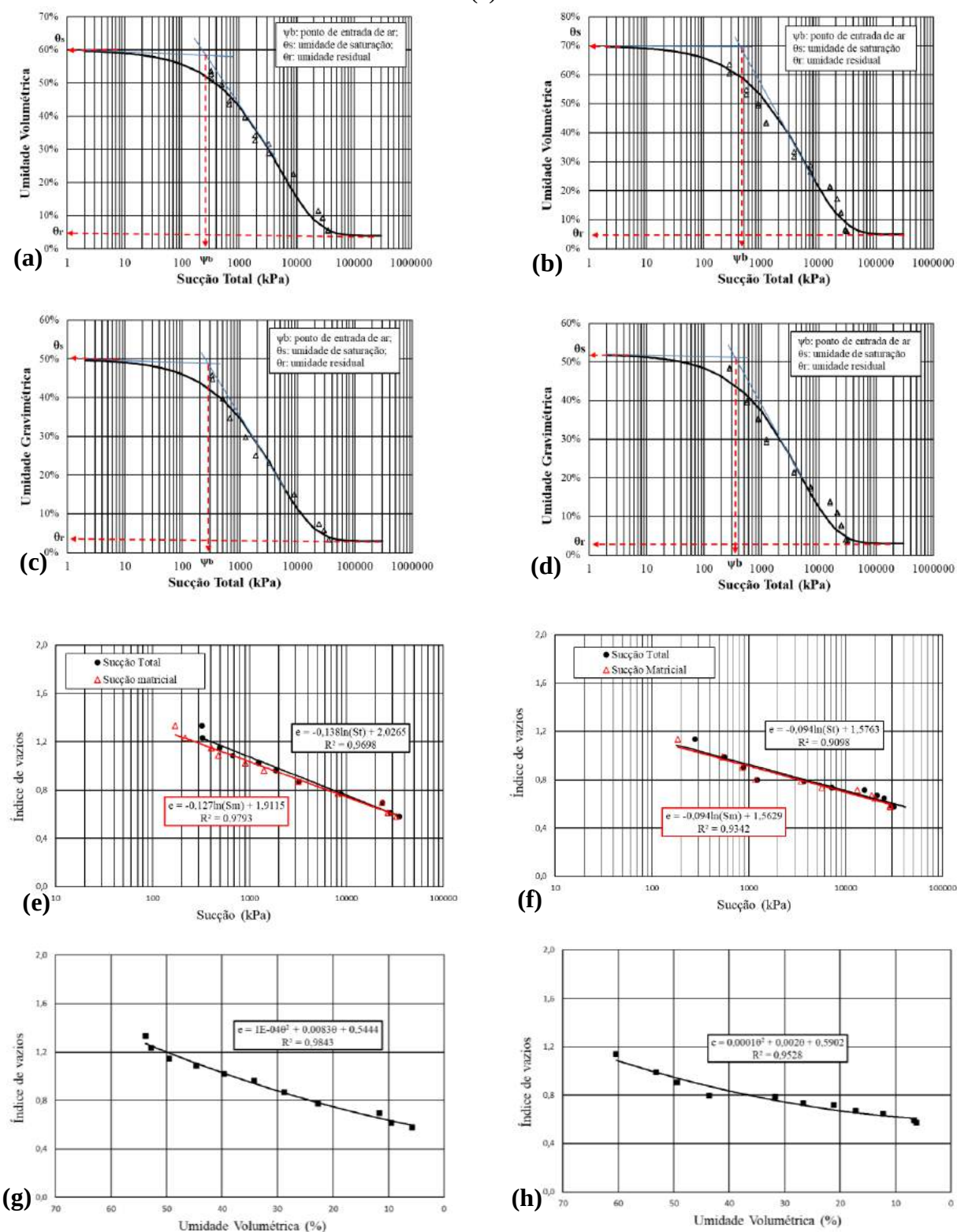
Parâmetros e Resultados		Ensaio L1	Ensaio L2 (1ª secagem)
Umidade inicial (%)		103,75	107,68
Índice de vazios inicial (e_0)		2,84	2,92
Dados iniciais da amostra	Altura (mm)	15,59	15,66
	Diâmetro (mm)	147,04	146,66
	Volume (cm ³)	264,7	264,5
Quantidade de lâmpadas*		4	4
Tempo total de secagem (h)		145,8	31,8
Temperatura	Média $\pm$ desvio padrão	33,4 $\pm$ 0,30°C	38,2 $\pm$ 0,50°C
	Coef. de variação	0,01	0,01
Umidade relativa do ar	Média $\pm$ desvio padrão	38 $\pm$ 2,23%	41 $\pm$ 1,49%
	Coef. de variação	0,06	0,04
Aparecimento das primeiras contrações	Tempo (h)	9,2	5,7
	Umidade (%)	82,18	92,42
Aparecimento das primeiras fissuras	Tempo (h)	11,3	7,8
	Umidade (%)	76,88	86,28
Taxa de evaporação (% / h)		2,3 (00h - 38,3h)	2,7 (00h - 31,8h)
		1,0 (38,3h - 47,2h)	
		0,02 (47,2h - 145,8h)	
Taxa de aumento do CIF (% / h)		0,1 (00h - 9,2h)	0,1 (00h - 5,7h)
		0,9 (9,2h - 41,5h)	1,0 (5,7h - 31,8h)
		0,0 (41,5h - 145,8h)	-
Formato das fissuras		T ou Y	T ou Y
CIF final (%)		29,9	26,8
Umidade final (%)		3,31	21,46

* Lâmpadas incandescente (40 W cada)

Fonte: O autor (2020)

A Figura 90 apresenta a curva de retenção de água no solo amoldado e a variação do índice de vazios em função do aumento da sucção e redução da umidade ao longo do processo de secagem do solo dos Ensaios L1 e L2.

Figura 90 – Curva de retenção de água no solo: Sucção total versus Umidade volumétrica (a) Ensaio L1 (b) Ensaio L2; Sucção total versus Umidade gravimétrica; (c) Ensaio L1 (d) Ensaio L2; Sucção versus índice de vazios (e) Ensaio L1 (f) Ensaio L2; Umidade volumétrica versus Índices de vazios (g) Ensaio L1 (h) Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

Foi utilizado o modelo de Van Genuchten (1980) para ajustar a curva de retenção de água, a qual foi traçada em função da umidade gravimétrica e da umidade volumétrica. De acordo com Yesiller et al. (2000), o ressecamento do solo causa redução no tamanho dos espaços porosos, resultando em um aumento de sucção (Figura 90). A Tabela 28 apresenta os índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980). Quanto menor a variação do índice de vazios, menor é a variação na deformação volumétrica, consequentemente o desenvolvimento da fissura reduz e se aproxima do estado estacionário (Figura 90 f,g).

Tabela 28 – Índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) utilizados na curva de retenção de água no solo amoldado nos Ensaios L1 e L2

Ensaio	Curva de retenção de água	Umidade residual θ_r (%)	Umidade saturação θ_s (%)	α	n	m	Ponto de entrada de ar ψ_b (kPa)	Capacidade Diferencial de Umidade (%) ($C = \Delta w / \Delta \log S$)
L1	Sucção total <i>versus</i> Umidade gravimétrica	3,2	49,8	9,86E-08	0,645	152	290	16
	Sucção total <i>versus</i> Umidade volumétrica	4,1	59,9	8,58E-08	0,625	138	260	18
L2	Sucção total <i>versus</i> Umidade gravimétrica	3,1	52,3	9,96E-08	0,665	165	355	15
	Sucção total <i>versus</i> Umidade volumétrica	4,9	69,9	9,26E-08	0,658	138	460	19

Legenda: θ_r - umidade volumétrica residual (%); θ_s - umidade volumétrica de saturação (%); α , n - parâmetros de ajuste da curva; $m = 1 - (1/n)$; ψ_b - ponto de entrada de ar (kPa); C - capacidade diferencial de umidade ou capacidade sucção (%).

Fonte: O autor (2020)

A inclinação da curva característica representa a propriedade de armazenamento não saturada de um solo, denominada capacidade diferencial de umidade. Bezerra (2020) obteve valores de capacidade diferencial de umidade para o solo de Paulista/PE. Foi encontrado valor de capacidade diferencial de umidade igual a 14, ou seja, valores semelhantes aos encontrados na Tabela 28.

3.8.1.2 Propagação do processo de fissuras em solo amoldado na umidade $w_i = 1,46 \times LL$, com ciclos de secagem e molhagem: Ensaio de laboratório L2

O Ensaio L2 foi composto por seis fases de secagem e cinco fases de molhagem. Foi selecionado uma sequência de imagens do fim de cada fase de secagem e molhagem para avaliar a mecânica da fissuração do solo (Figura 91). A Figura 92 apresenta o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens selecionadas.

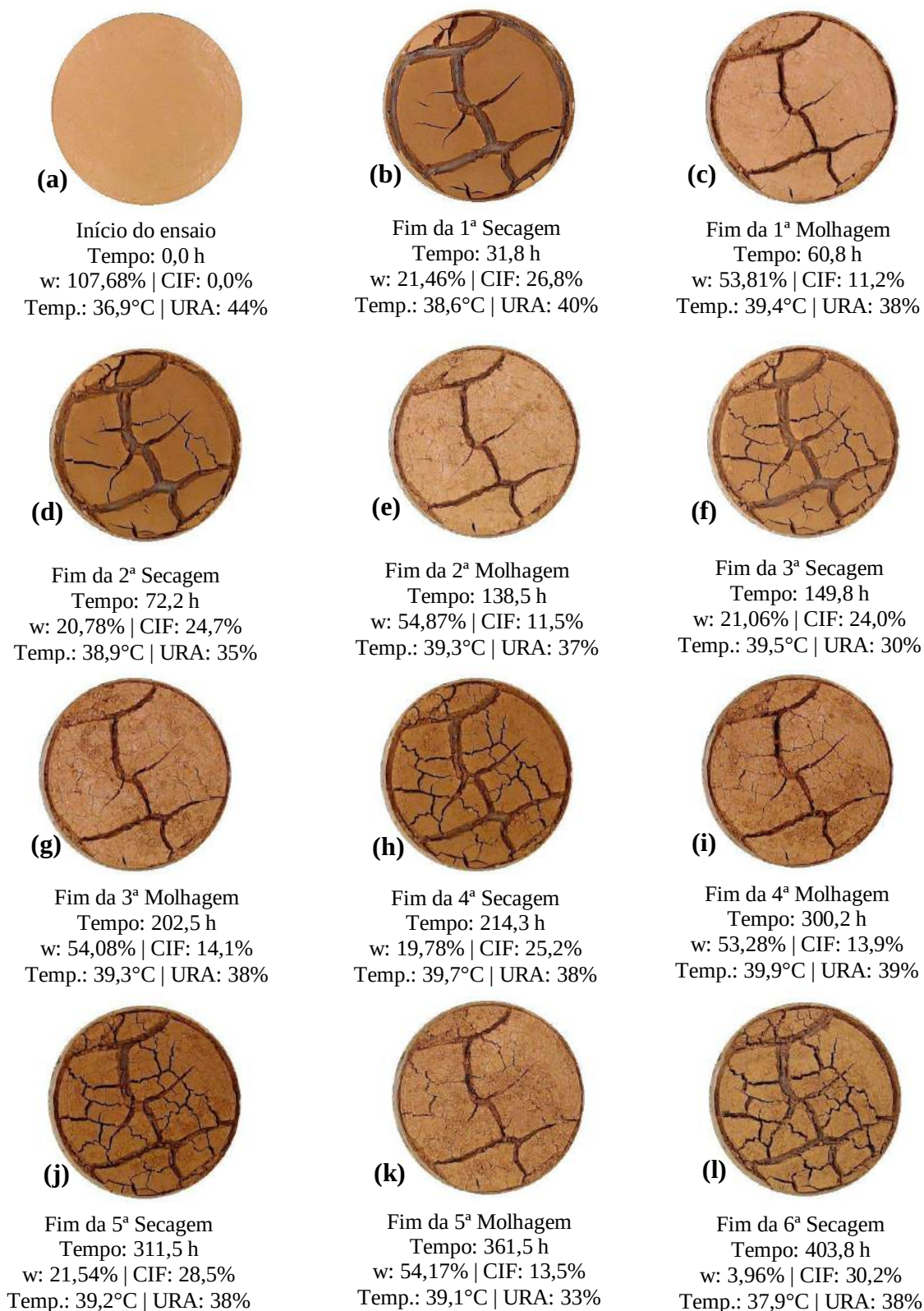
O Ensaio L2 teve duração total igual a 403,8 h. A primeira fase de secagem teve duração igual a 31,8 h (tempo necessário para a umidade do solo atingir aproximadamente o valor de 20%). Da segunda a quinta fase de secagem houve duração de aproximadamente 11 h (tempo necessário para a umidade do solo atingir aproximadamente o valor de 20%). A sexta e última fase de secagem teve duração igual a 42,3 h (umidade residual). Cada fase de molhagem teve duração mínima de 48 h, com exceção da primeira fase que teve duração igual a 29 h.

No início do ensaio, o solo apresentava umidade de 107,68%, sem nenhuma fissura em sua superfície (Figura 91 a). Ao término da primeira fase de secagem (31,8 h do início do ensaio) o solo apresentava CIF de 26,8% e umidade de 21,46% (Figura 91 b). Com a molhagem há redução de sucção, o solo expande e as partículas da superfície do solo deslocam para o interior das fissuras, fechando-as parcialmente.

Em todas as fases de molhagem, após 1 h da inundação, houve uma redução expressiva da área fissurada do solo, e após 48 h da inundação foi verificado estabilização do CIF. No final da primeira fase de molhagem, o solo apresentava umidade de 53,81% e CIF igual a 11,2% (Figura 91 c). No início da segunda fase de secagem a umidade decresce e o CIF aumenta atingindo umidade igual a 20,78% e CIF igual a 24,7% (Figura 91 d). O solo foi novamente inundado e no final da segunda molhagem o solo apresentou umidade igual a 54,87% e CIF igual a 11,5% (Figura 91 e).

A terceira fase de secagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 21,06% e CIF igual a 24,0% (Figura 91 f). A terceira fase de molhagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 54,08% e CIF igual a 14,1% (Figura 91 g). A quarta fase de secagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 19,78% e CIF igual a 25,2% (Figura 91 h). A quarta fase de molhagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 53,28% e CIF igual a 13,9% (Figura 91 i).

Figura 91 – Sequência da evolução das fissuras no ensaio L2 com os ciclos de secagem e molhagem



Fonte: O autor (2020)

Figura 92 – QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens selecionadas do Ensaio L2 com os ciclos de secagem e molhagem: https://youtu.be/RVEtLWMFp_U. (2020/07/13)



Fonte: O autor (2020)

A quinta fase de secagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 21,54% e CIF igual a 28,5% (Figura 91 j). A quinta fase de molhagem apresentou em seu final solo com umidade igual a 54,17% e CIF igual a 13,5% (Figura 91 k). Por fim, foi realizada a sexta (última) fase de secagem que apresentou umidade igual a 3,96% e CIF igual a 30,2%. Verifica-se também que nos ciclos de secagem, após molhagem, surgem novas microfissuras a cada novo ciclo. As novas microfissuras surgiam a partir das fissuras já existentes, interligando umas às outras.

Na sexta (última) fase de secagem nota-se uma mudança de coloração do solo devido ao ressecamento, ficando evidente após o solo atingir a umidade de 13% até o fim do ensaio. A Tabela 29 apresenta um resumo dos dados iniciais e finais dos ciclos de secagem e molhagem. Foi observado que nas fases de molhagem as fissuras principais fecham-se parcialmente, e algumas fissuras secundárias chegam a fechar por completo, resultando em diminuição do CIF. A redução da área fissurada, ao longo da molhagem, ocorre devido a hidratação do solo com a expansão da dupla camada. Isso aumenta o espaçamento basal e o deslocamento das partículas da superfície para o interior das fissuras. As partículas preenchem parcialmente as fissuras com uma textura mais fina empurrados na matriz do solo devido a ação da argila de alta atividade formando pápulas (BREWER, 1976; BULLOCK et al., 1985; FERREIRA, 1995).

O formato das fissuras secundárias formadas a partir das fissuras primárias desenvolvidas nos ciclos de secagem e molhagem, são em “T” e “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2011b), Silva (2019), Bezerra (2020), Araújo et al. (2020) e Ferreira et al. (2020). A contração do solo e as fissuras resultantes no solo argiloso estão intimamente relacionadas com a quantidade de minerais argilosos e à facilidade de absorver ou dissolver a água. O aumento do teor de argila, especialmente a montmorilonita, contribui significativamente para o comportamento de contração do solo (TAY et al., 2001 e VOLGEL et al., 2005).

Tabela 29 - Dados iniciais e finais dos ciclos de secagem e molhagem

Ciclos	Ti (h)	Tf (h)	ΔT (h)	wi (%)	wf (%)	Δw (%)	CIF, i	CIF, f	ΔCIF
1ª Secagem	0,0	31,8	31,8	107,68	21,46	-86,22	0,0	25,8	25,8
1ª Molhagem	31,8	60,8	29,0	21,46	53,81	32,35	25,8	11,2	-14,6
2ª Secagem	60,8	72,2	11,4	53,81	20,78	-33,03	11,2	24,7	13,5
2ª Molhagem	72,2	138,5	66,3	20,78	54,87	34,09	24,7	11,5	-13,2
3ª Secagem	138,5	149,8	11,3	54,87	21,06	-33,81	11,5	24,0	12,5
3ª Molhagem	149,8	202,5	52,7	21,06	54,08	33,02	24,0	14,1	-9,9
4ª Secagem	202,5	214,3	11,8	54,08	19,78	-34,30	14,1	25,2	11,1
4ª Molhagem	214,3	300,2	85,9	19,78	53,28	33,50	25,2	13,9	-11,3
5ª Secagem	300,2	311,5	11,3	53,28	21,54	-31,74	13,9	28,5	14,6
5ª Molhagem	311,5	361,5	50,0	21,54	54,17	32,63	28,5	13,5	-15,0
6ª Secagem	361,5	403,8	42,3	54,17	3,96	-50,21	13,5	30,2	16,7

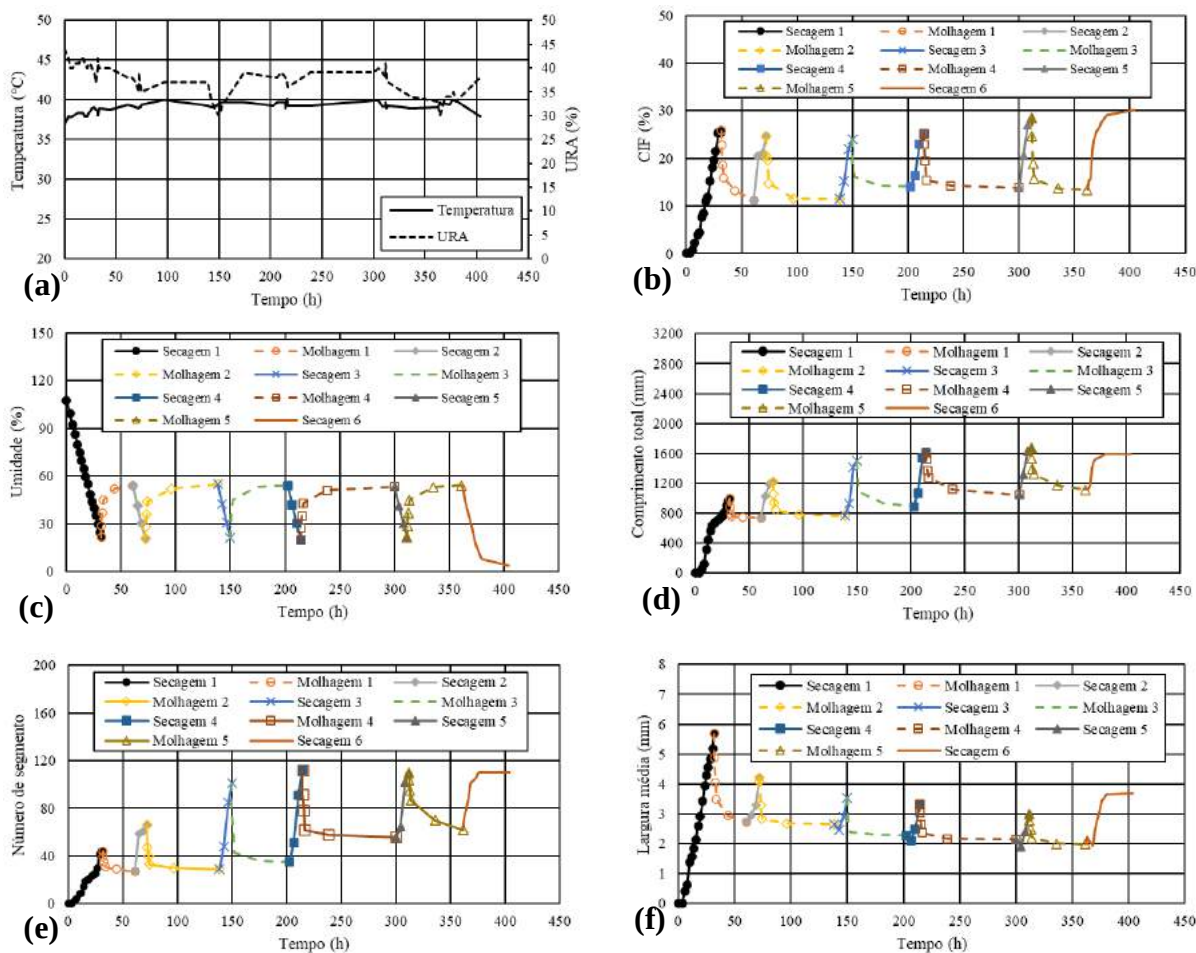
Legenda: Ti - tempo inicial; Tf - tempo final; ΔT - variação do tempo de cada fase; wi - umidade inicial; wf - umidade final; Δw - variação de umidade de cada fase; CIF,i - índice de intensidade de fissura inicial; CIF,f - índice de intensidade de fissura final; ΔCIF - variação do índice de intensidade de fissura.

Fonte: O autor (2020)

No solo ensaiado é constatada a presença de montmorilonita e illita (PAIVA, 2016) e um forte comportamento de retração volumétrica é observado durante o processo de dessecação. A película de hidratação que cobre a superfície das partículas de argila fica mais fina durante a dessecação do solo. O acréscimo da sucção capilar diminui a espessura da película, reduz o espaço de poros entre as partículas e reorganiza o arranjo das partículas, refletido na redução geral do volume em escala macroscópica. As Figuras 93 e 94 apresentam os resultados dos índices geométricos nos ciclos de secagem e molhagem do Ensaio L2.

A temperatura média ao longo de todo Ensaio L2 foi igual a $39,0 \pm 0,68^\circ\text{C}$, com coeficiente de variação igual a 0,02. A umidade relativa do ar média (URA) foi igual a $37 \pm 3,51\%$, com coeficiente de variação igual a 0,09 (Figura 93 a). O comprimento total e número total de segmentos de fissuras crescem e a largura média das fissuras diminuem com o avanço dos ciclos de secagem e molhagem. A área fissurada e CIF mantem-se constantes até o 4º ciclo de secagem e molhagem e a partir do 5º ciclo aumentam (Figuras 93 e 94).

Figura 93 – Resultados dos índices geométricos com ciclos de secagem e molhagem no Ensaio L2: (a) Tempo versus Temperatura e URA; (b) Tempo versus CIF; (c) Tempo versus Umidade; (d) Tempo versus Comprimento total; (e) Tempo versus Número de segmentos; (f) Tempo versus Largura média de fissuras



Fonte: O autor (2020)

Figura 94 – Variação dos índices geométricos das fissuras com os ciclos de secagem e molhagem: (a) Ciclos de secagem – molhagem versus Umidade e CIF; (b) Ciclos de secagem – molhagem versus Comprimento total e Largura média das fissuras; (c) Ciclos de secagem – molhagem versus Área fissurada e Número de segmentos de fissuras

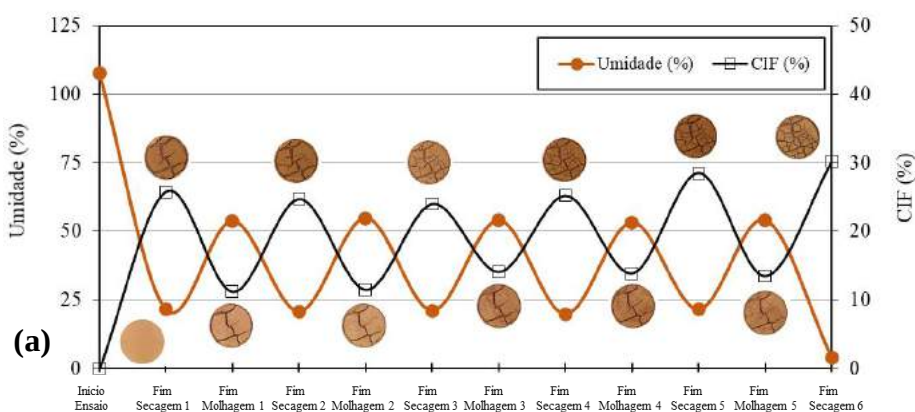
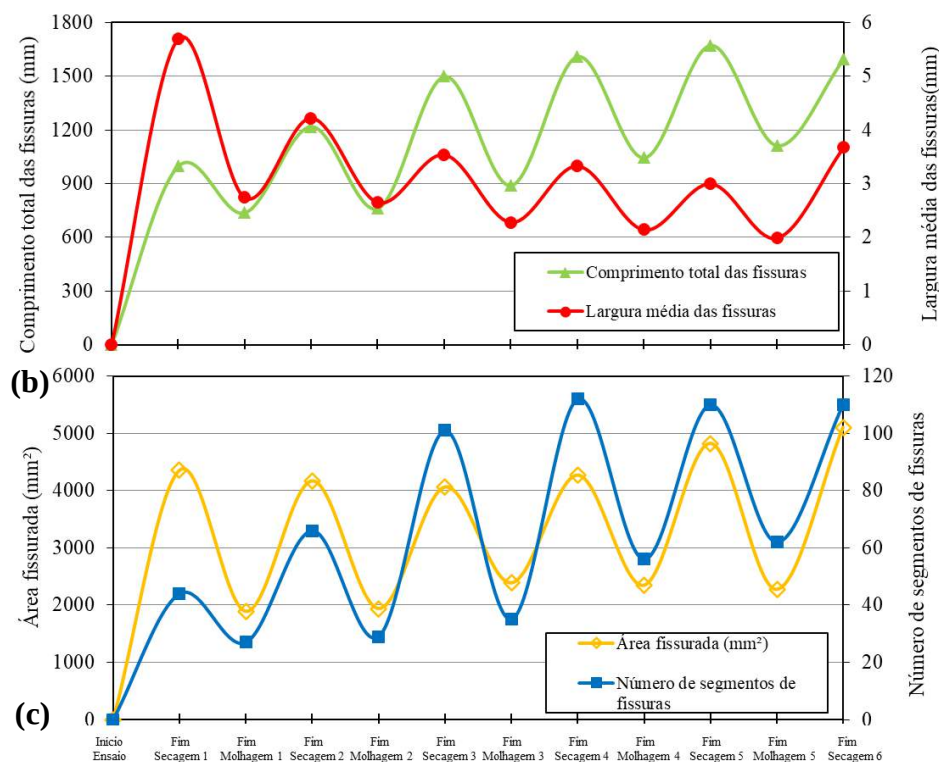


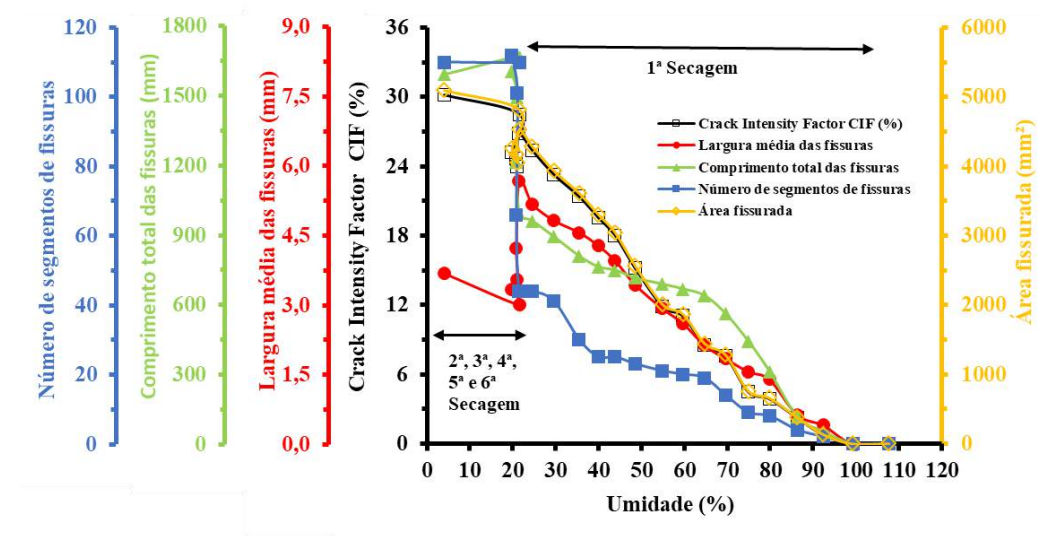
Figura 94 – Variação dos índices geométricos das fissuras com os ciclos de secagem e molhagem: (a) Ciclos de secagem – molhagem versus Umidade e CIF; (b) Ciclos de secagem – molhagem versus Comprimento total e Largura média das fissuras; (c) Ciclos de secagem – molhagem versus Área fissurada e Número de segmentos de fissuras (continuação)



Fonte: O autor (2020)

A Figura 95 apresenta a evolução dos índices geométricos no final de cada fase de secagem. O CIF e área fissurada, mantiveram-se estáveis entre a segunda e quarta fase de secagem. Na quinta e sexta fase de secagem estes índices aumentaram. Ferreira et al. (2020), para o mesmo solo, verificou que todos estes índices diminuiriam com os ciclos de secagem e molhagem. O comprimento total e número de segmentos total de fissuras apresentaram aumento entre a segunda e quinta fase de secagem. Na sexta e última fase de secagem, houve uma pequena redução no comprimento total de fissuras e o número total de segmentos estabilizou. Quanto a largura média das fissuras, houve redução entre a segunda e quinta fase de secagem devido as microfissuras que surgiram com a avanço dos ciclos de secagem e molhagem. Na sexta (última) fase de secagem, houve aumento. Comportamento semelhante foi obtido por Ferreira et al. (2020), para o mesmo solo, com o comprimento total, número de segmentos total e largura média de fissuras.

Figura 95 – Evolução dos índices geométricos no final das fases de secagem do Ensaio L2



Fonte: O autor (2020)

3.8.1.3 Propagação do processo de fissuras em solo indeformado na umidade $w_i = 22,25\%$ (Ensaio de laboratório L3) e em solo compactado na umidade $w_i = 24,76\%$ (Ensaio de laboratório L4).

A Figura 96 apresenta as imagens do início, das primeiras contrações e fissuras dos Ensaios L3 e L4. O Ensaio L3 foi composto por uma fase de secagem com duração total de 26,0 h. A umidade inicial do solo (w_{i3}) foi igual 22,25%, umidade do bloco indeformado coletado no campo. As primeiras fissuras e contrações surgiram simultaneamente após 0,8 h ($t_{c,f3}$) do início do ensaio, com umidade ($w_{c,f3}$) igual a 21,22%. A relação percentual de perda de umidade ($(w_i - w_{c,f})/w_i$) entre a umidade de fissuração-contração com a umidade inicial da amostra é de 4,6%. Já o Ensaio L4 foi composto por uma fase de secagem com duração total de 46,5 h. A umidade inicial do solo (w_{i4}) foi igual 24,76%. As primeiras fissuras e contrações também surgiram simultaneamente após 0,5 h ($t_{c,f4}$) do início do ensaio, com umidade ($w_{c,f4}$) igual a 24,18%. A relação percentual de perda de umidade entre a umidade de fissuração-contração com a umidade inicial da amostra é de 2,3%. Pode-se considerar que a relação percentual de perda de umidade entre os Ensaios L3 e L4 são semelhantes.

Foi selecionado uma sequência de imagens dos Ensaios L3 (Figura 97) e L4 (Figura 98) para avaliar a mecânica da fissuração, como o CIF e os índices geométricos das fissuras, ao longo do ressecamento. A Figura 99 apresenta o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens dos Ensaios L3 e L4.

Figura 96 – Detalhe das imagens: Início do ensaio (a) Ensaio L3 (c) Ensaio L4; Início das primeiras fissuras e contrações (b) Ensaio L3 (d) Ensaio L4

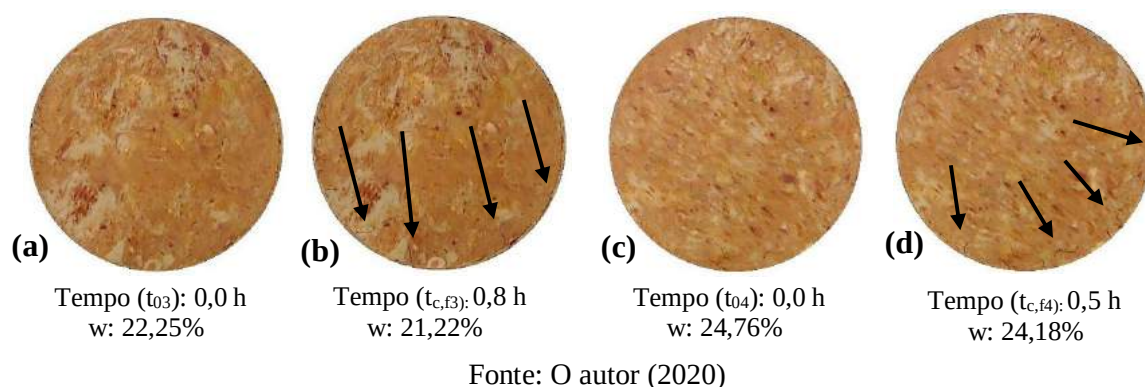


Figura 97 – Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L3



Figura 98 – Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L4



Fonte: O autor (2020)

Foi observado desde o início dos ensaios uma mudança de coloração do solo não saturado para o estado seco no sentido das bordas ao centro da amostra. A variação volumétrica provocada pela dessecação foi ocasionada principalmente pela contração do solo.

No Ensaio L3, as poucas fissuras secundárias formadas a partir das fissuras primárias, apresentaram o formato “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2011b), Silva (2019) e

Bezerra (2020). No Ensaio L4, devida a formação de poucas fissuras primárias e não existência de fissuras secundárias, as fissuras apresentaram formato linear.

Figura 99 – QR Code do vídeo acelerado do Ensaio L3 (2020/07/16) e do Ensaio L4 (2020/07/17)



<https://youtu.be/Y2UaKfwpMiU>



<https://youtu.be/z6S5D7jQ18w>

Fonte: O autor (2020)

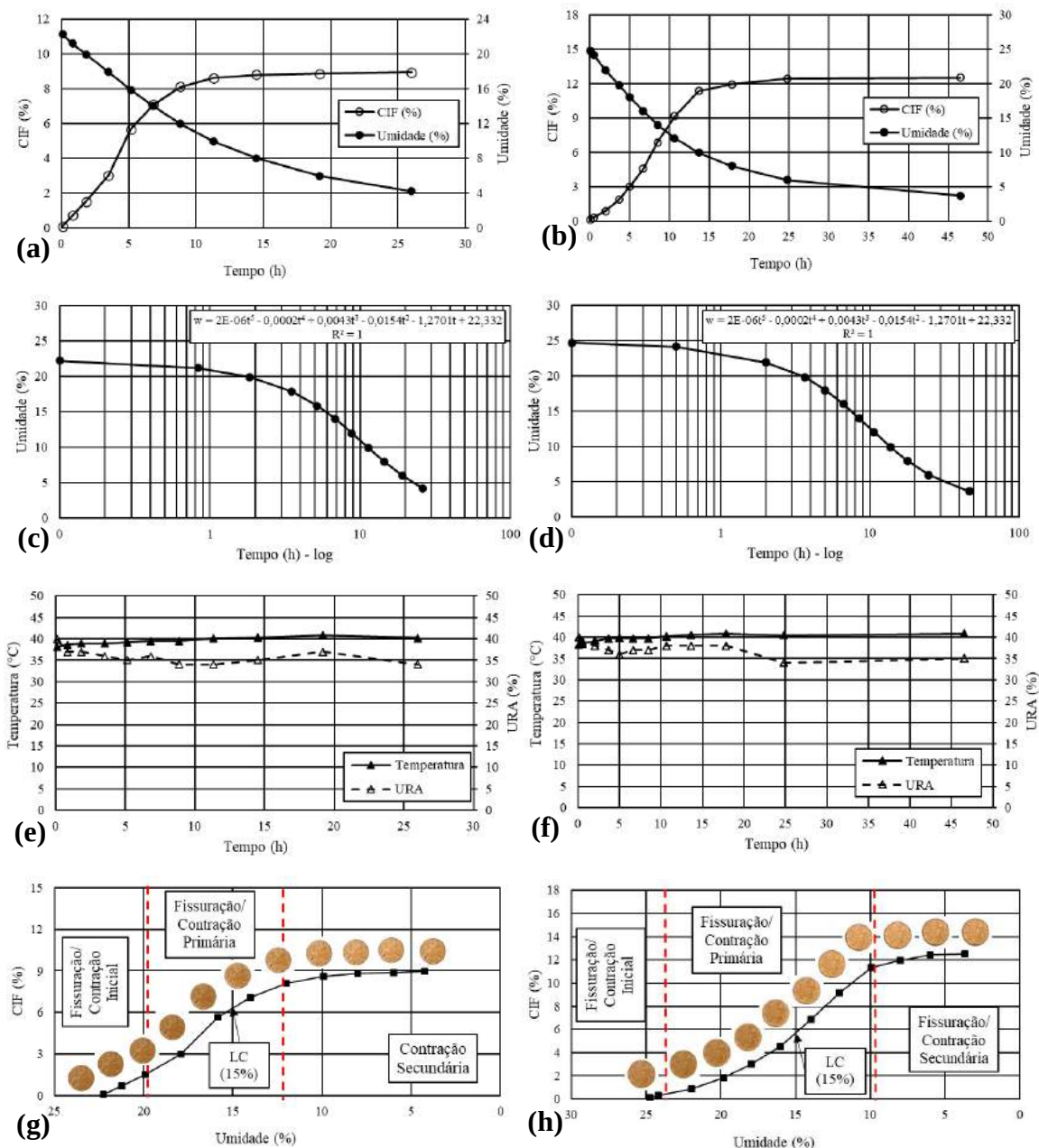
As primeiras fissuras e contrações do Ensaio L3 surgiram com 0,8 h, e após 14,5 h do início do ensaio, não foi verificado mais formação e propagação de contração e fissuras no solo. Portanto, o processo de fissuração e contrações teve duração de 13,7 h.

No Ensaio L4, após 17,8 h do início do ensaio, não foi verificado mais contração no solo. Como as primeiras contrações surgiram com 0,5 h, pode-se concluir que o processo de contração teve duração de 17,3 h. O aparecimento e propagação de fissuras do Ensaio L4 foi verificado a partir de 0,5 h até 2,0 h, ou seja, teve duração de 1,5 h. A partir de 2,0 h do início do ensaio até 8,5 h foi constatado que as fissuras começaram a se fechar ao longo do processo de dessecação do solo, ou seja, o processo de fechamento das fissuras teve duração de 6,5 h. As poucas fissuras que surgiram eram superficiais e foram encontradas nas bordas e não se propagaram ao centro da amostra. Verificou-se que a contração do solo foi o motivo do fechamento das fissuras. A variação volumétrica provocada pela dessecação foi ocasionada essencialmente pela contração do solo.

A Figura 100 apresenta as curvas tempo versus umidade em escala aritmética e logarítmica, tempo versus variação da temperatura e umidade relativa do ar, umidade versus CIF. A curva Tempo versus Umidade do Ensaio L3 (Figura 100 a) apresenta duas faixas de taxas de dessecação ao longo do tempo. O primeiro trecho, linear, tem duração do início do ensaio até 11,3 h (CIF = 8,6%), apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 1,1%/h. A segunda faixa, não linear, tem início no fim da primeira faixa até 26,0 h (CIF = 8,9%), apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 0,4%/h. Verifica-se três faixas de variação do CIF em função do tempo (Figura 100 a). A primeira faixa é linear com duração do início do ensaio até 3,5 h, com taxa de variação de CIF igual a 0,9%/h. A segunda faixa, não linear, compreende entre o fim da primeira faixa até 11,3 h, com taxa de variação de CIF igual a 0,7%/h. A terceira

faixa tem início no final da segunda faixa até 26,0 h, apresentando taxa de variação de CIF igual a 0,02%/h (estabilização).

Figura 100 – Resultados dos Ensaios L3 e L4: Tempo versus Umidade e CIF (a) Ensaio L3 (b) Ensaio L4; Tempo (escala Log) versus umidade (c) Ensaio L3 (d) Ensaio L4; Tempo versus Temperatura e Umidade relativa do ar (URA) (e) Ensaio L3 (f) Ensaio L4; Umidade versus CIF (g) Ensaio L3 (h) Ensaio L4



Fonte: O autor (2020)

No Ensaio L4, a curva Tempo versus Umidade (Figura 100 b) também apresenta duas faixas de taxas de dessecação ao longo do tempo. O primeiro trecho, linear, tem duração do início do

ensaio até 8,5 h (CIF = 6,9%), apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 1,3%/h. A segunda faixa, não linear, tem início no fim do primeiro trecho até 46,5 h (CIF = 12,5%), apresentando uma taxa de perda de umidade igual a 0,3%/h.

Verifica-se três faixas de variação do CIF em função do tempo (Figura 100 b). A primeira faixa é linear com duração do início do ensaio até 2,0 h, com taxa de variação de CIF de 0,4%/h. A segunda faixa, não linear, compreende entre o fim da primeira faixa até 13,7 h, com taxa de variação de CIF de 0,9%/h. A terceira faixa tem início no final da segunda faixa até 46,5 h, apresentando taxa de variação de CIF igual a 0,03%/h (estabilização).

A temperatura média ao longo dos Ensaios L3 e L4 é igual a $39,5 \pm 0,81^{\circ}\text{C}$ (coeficiente de variação igual a 0,02) e $39,8 \pm 0,84^{\circ}\text{C}$ (coeficiente de variação igual a 0,02), respectivamente. A umidade relativa do ar média (URA) é igual a $36 \pm 1,81\%$ (coeficiente de variação igual a 0,05) e $37 \pm 1,66\%$ (coeficiente de variação igual a 0,04) para os Ensaios L3 e L4, respectivamente. (Figura 100 e,f).

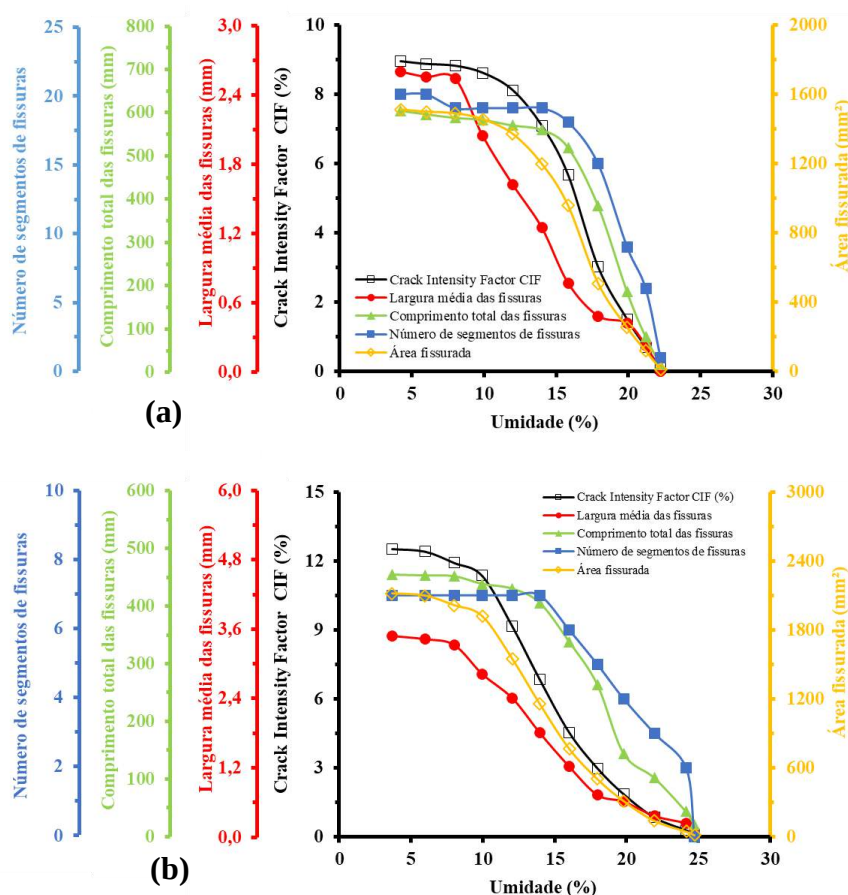
A curva Umidade versus CIF do Ensaio L3 (Figura 100 g) apresenta um aumento não linear do CIF com a dessecação. Verifica-se três faixas de fissuração/contração ao longo do ensaio. A primeira faixa é denominada de contração/fissuração inicial, em que há pequenas variações de CIF com a dessecação. Esta faixa compreende do início do ensaio em que a umidade é de 22,25% até a umidade de 19,93%. A segunda faixa é denominada de fissuração/contração primária, e o início corresponde ao fim da primeira faixa até umidade de 11,99%. Verifica-se que a perda de umidade ocorre inicialmente nas bordas avançando em direção ao centro da amostra. Por fim, é constatada a terceira faixa denominada de fissuração/contração secundária, em que há estabilização do CIF com a perda de umidade. Esta faixa corresponde ao fim da segunda faixa até umidade de 4,23% (fim do ensaio).

Já a curva Umidade versus CIF do Ensaio L4 (Figura 100 h) apresenta um aumento não linear do CIF com o ressecamento. Também se verifica três faixas de fissuração/contração ao longo do ensaio. A primeira faixa é linear e denominada de fissuração/contração inicial, em que há pequenas variações de CIF com a dessecação. O solo perde umidade superficial com pouca contração e surgimento de raras fissuras. Esta faixa compreende do início do ensaio em que a umidade é igual a 24,76% até a umidade de 24,18%. A segunda faixa, não linear, é denominada de fissuração/contração primária, e o início corresponde ao fim da primeira faixa até umidade igual a 9,96%. Esta é a faixa de maior variação do CIF com a perda de umidade. Verifica-se que a perda de umidade também ocorre inicialmente nas bordas da amostra avançando em direção ao centro. Por fim, a terceira faixa é denominada de fissuração/contração secundária,

em que há estabilização do CIF com a perda de umidade. Esta faixa corresponde ao fim da segunda faixa até umidade igual a 3,68% (fim do ensaio).

Assim como observado por Barbosa (2019), Silva (2019) e Bezerra (2020), foi verificado que na fase de fissuração/contração secundária, há redução da taxa de CIF com o processo de secagem sobretudo ao se aproximar da umidade correspondente ao limite de contração do solo. A Figura 101 apresenta a evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras). A Tabela 30 apresenta um resumo dos principais resultados obtidos nos Ensaios L3 e L4. Nos Ensaios L3 (Figura 101 a) e L4 (Figura 101 b), o comprimento total e o número total de segmentos de fissuras apresentaram estabilização destes índices com aproximadamente 15% de umidade. O CIF, área fissurada e largura média das fissuras apresentaram estabilização com umidade aproximadamente de 10%. Comportamento semelhante foi encontrado por Tang et al. (2019), Ferreira et al. (2019) e Bezerra (2020).

Figura 101 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras): (a) Ensaio L3; (b) Ensaio L4



Fonte: O autor (2020)

Tabela 30 - Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras dos Ensaios L3 e L4

Parâmetros e Resultados		Ensaio L3	Ensaio L4
Umidade inicial (%)		22,25	24,76
Índice de vazios inicial (eo)		0,86	0,83
Dados iniciais da amostra	Altura (mm)	15,66	15,66
	Diâmetro (mm)	146,66	146,66
	Volume (cm ³)	264,5	264,5
Quantidade de lâmpadas*		4	4
Tempo total de secagem (h)		26,0	46,5
Temperatura	Média $\pm$ desvio padrão	39,5 $\pm$ 0,81°C	39,8 $\pm$ 0,84°C
	Coef. de variação	0,02	0,02
Umidade relativa do ar	Média $\pm$ desvio padrão	36 $\pm$ 1,81%	37 $\pm$ 1,66%
	Coef. de variação	0,05	0,04
Aparecimento das primeiras contrações	Tempo (h)	0,8	0,5
	Umidade (%)	21,22	24,18
Aparecimento das primeiras fissuras	Tempo (h)	0,8	0,5
	Umidade (%)	21,22	24,18
Taxa de evaporação (% / h)		1,1 (00h - 11,3h)	1,3 (00h - 8,5h)
		0,4 (11,3h - 26,0h)	0,3 (8,5h - 46,5h)
Taxa de aumento do CIF (% / h)		0,9 (00h - 3,5h)	0,4 (00h - 2,0h)
		0,7 (3,5h - 11,3h)	0,9 (2,0h - 13,7h)
		0,02 (11,3h - 26,0h)	0,03 (13,7h - 46,5h)
Formato das fissuras		Y	linear
CIF final (%)		8,9	12,5
Umidade final (%)		4,23	3,68

* Lâmpadas incandescente (40 W cada)

Fonte: O autor (2020)

3.8.1.4 Propagação do processo de fissuras em solo saturado na umidade $w_i = 39,71\%$: Ensaio de laboratório L5

Os resultados do Ensaio de laboratório L5, com o corpo de prova saturado, foram compostos por imagens obtidas pelo webcam (área do topo do corpo de prova) e pela câmera semiprofissional (área lateral do corpo de prova).

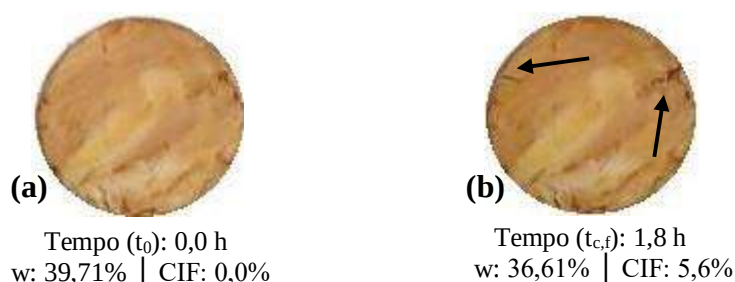
A formação e propagação das fissuras e contrações foram medidas separadamente. As fissuras foram determinadas através da análise das imagens realizadas pelo programa *ImageJ*. A contração do solo foi determinada diretamente da medição do diâmetro e altura do corpo de prova com um paquímetro durante o ensaio de ressecamento. Consequentemente, a análise dos resultados da formação e propagação das fissuras também foram realizados separadamente da contração do solo.

a) Análise do processo propagação de fissuras e contração no topo da amostra

O Ensaio L5 foi composto por uma fase de secagem com duração total de 86,8 h. A umidade inicial do solo saturado (w_i) foi igual 39,71%. As fissuras e contrações surgiram simultaneamente no processo de dessecação do solo. As primeiras fissuras e contrações surgiram após 1,8 h ($t_{c,f}$) do início do ensaio, com umidade ($w_{c,f}$) igual a 36,61%. A relação percentual de perda de umidade $(w_i - w_{c,f})/w_i$ entre a umidade de fissuração-contração com a umidade inicial da amostra é igual a 7,8%.

O efeito da contração do solo não foi registrado nas imagens, pois não havia referência de um molde para o corte das imagens (nos Ensaios L1 a L4 a placa petri era o molde em que o solo foi amoldado, e serviu de referência nos cortes das imagens). Desse modo, através das imagens foi possível visualizar apenas o efeito da fissuração no solo. A Figura 102 apresenta as imagens do início do ensaio e do surgimento das primeiras fissuras no Ensaio L5.

Figura 102 – Detalhe das imagens do Ensaio L5: (a) início do ensaio; (b) início das primeiras fissuras e contrações (CIF das fissuras e contração)



Fonte: O autor (2020)

Foi selecionado uma sequência de imagens (Figura 103) para avaliar a mecânica da fissuração ao longo do ressecamento, e para realização de um vídeo acelerado que pode ser acompanhado pelo QR Code (Figura 104).

Figura 103 – Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5



Fonte: O autor (2020)

Figura 104 – QR Code do vídeo acelerado do Ensaio L5 (2020/07/29)



<https://youtu.be/KEiUwvDN1oI>.

Fonte: O autor (2020)

Foi observado mudança de coloração do solo não saturado para o estado seco, no sentido das bordas ao centro. No início do ensaio, o topo do solo já apresentava algumas fissuras superficiais nas bordas ($CIF = 3,4\%$), mesmo estando saturado. As fissuras desenvolvidas no topo do corpo de prova apresentaram formato linear.

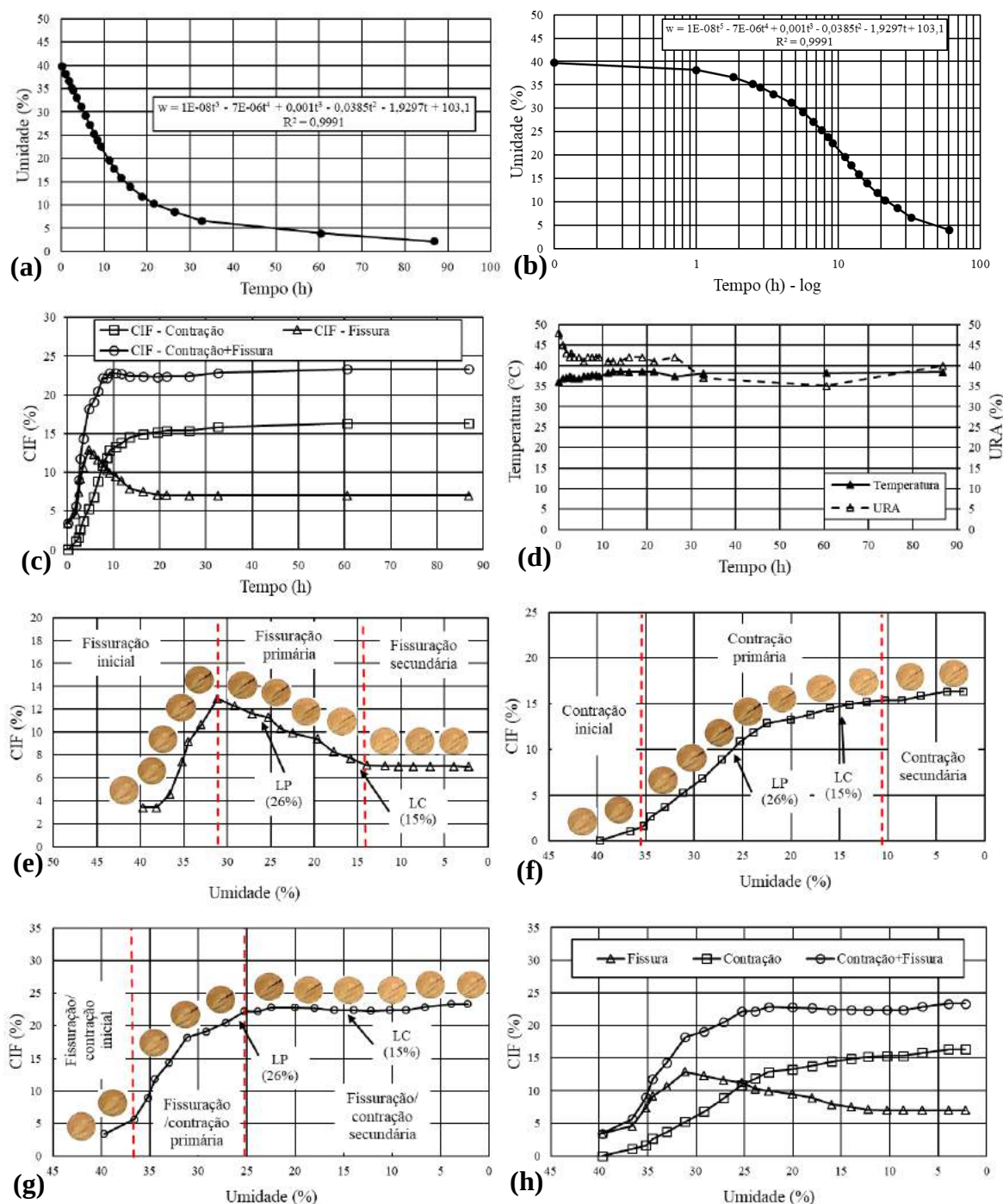
A Figura 105 apresenta as curvas Tempo versus Umidade, Tempo versus CIF, Tempo versus Temperatura e Umidade relativa do ar e Umidade versus CIF da fissuração e contração do solo. A curva Tempo versus Umidade (Figura 105 a) apresenta três faixas de dessecação em função do tempo. O primeiro trecho, linear, tem duração do início do ensaio até 11,2 h, apresentando uma taxa de perda de umidade igual a $1,8\%/h$. A segunda faixa, não linear, tem início no fim da primeira faixa até 32,7 h, apresentando uma taxa de perda de umidade igual a $0,6\%/h$. A terceira e última faixa é linear e tem início no final da segunda faixa até 86,8 h (fim do ensaio), apresentando uma taxa de perda de umidade igual a $0,08\%/h$. O fim da última faixa representa o estágio de umidade residual.

Na Figura 105 c, verifica-se as faixas de variação do CIF em função do tempo do efeito da fissuração, contração e fissuração/contração juntos. A análise da fissuração isolada apresenta uma primeira faixa, não linear, com duração do início do ensaio até 4,7 h, e há aumento do CIF ao longo do tempo com taxa de variação de $2,0\%/h$. A segunda faixa, não linear, compreende entre o fim da primeira faixa até 16,0 h, e verifica-se uma diminuição do CIF ao longo do tempo com taxa de variação de $0,5\%/h$. A terceira faixa é linear e tem início no final do segundo trecho até 86,8 h (final do ensaio), apresentando taxa de variação de CIF nula ao longo do tempo, o que representa estabilização.

A análise da contração isolada apresenta uma primeira faixa, não linear, com duração do início do ensaio até 9,2 h, e há aumento do CIF ao longo do tempo com taxa de variação de $2,0\%/h$. A segunda faixa, não linear, compreende entre o fim da primeira faixa até 21,5 h, e verifica-se aumento do CIF ao longo do tempo com taxa de variação de $0,2\%/h$. A terceira faixa é linear e tem início no final do segundo trecho até 86,8 h (final do ensaio), apresentando taxa de variação de CIF de $0,01\%/h$, o que representa estabilização do CIF ao longo do tempo.

A análise da fissuração e contração juntas apresenta apenas duas faixas de variação de CIF em função do tempo. A primeira faixa, não linear, com duração do início do ensaio até 9,2 h, e representa aumento do CIF ao longo do tempo com taxa de variação de $2,1\%/h$. A segunda faixa é linear e tem início no final do primeiro trecho até 86,8 h (final do ensaio), apresentando taxa de variação de CIF nula, o que representa estabilização do CIF ao longo do tempo.

Figura 105 – Resultados do Ensaio L5 (topo do corpo de prova): (a) Tempo versus Umidade; (b) Tempo (Log) versus Umidade; (c) Tempo versus CIF; (d) Tempo versus Temperatura e Umidade relativa do ar (URA); Umidade versus CIF (e) Fissuração (f) Contração (g) Fissuração/Contração (h) Fissuração, Contração e Fissuração/Contração



Fonte: O autor (2020)

O comportamento da variação do CIF ao longo do tempo (Figura 105 c) mostrou-se diferente para a análise da fissuração isolada, pois ao longo do ressecamento do solo houve uma faixa em que o CIF diminuiu em função do tempo. A análise da contração isolada apresentou aumento da taxa de CIF em função do tempo até a estabilização. Isso mostra que durante o processo de

secagem houve um período em que as tensões que provocavam o efeito contracional do solo foi superior as tensões que geravam a fissuração. Dessa maneira, a ocorrência de redução volumétrica do solo ao longo do processo de secagem foi conduzida principalmente pelo efeito da contração.

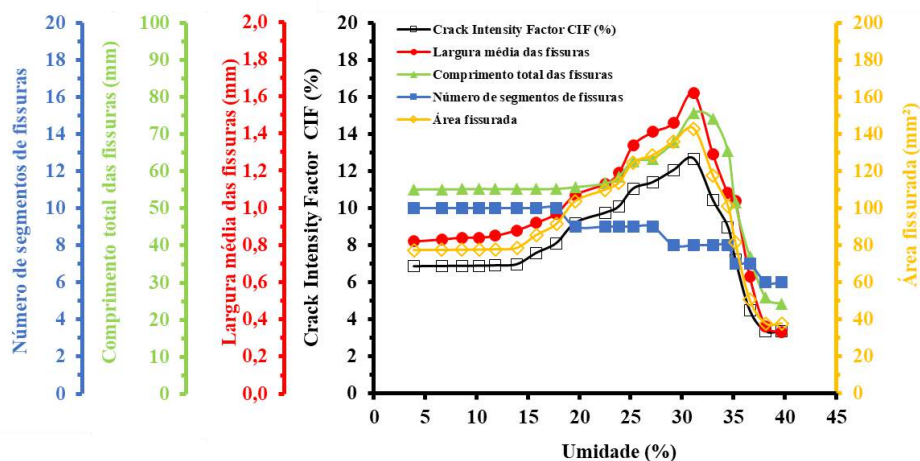
A temperatura média ao longo do ensaio é igual a $37,7 \pm 0,71^{\circ}\text{C}$, com coeficiente de variação igual a 0,02. A umidade relativa do ar média (URA) é igual a $42 \pm 2,46\%$, com coeficiente de variação igual a 0,06 (Figura 105 d).

A curva Umidade versus CIF das fissuras (Figura 105 e) apresenta inicialmente um aumento do CIF com a perda de umidade, e posteriormente uma diminuição do CIF com a perda de umidade até a estabilização. Verifica-se três faixas do comportamento de fissuração ao longo do ensaio. A primeira faixa, denominada fissuração inicial, corresponde ao aumento não linear do CIF com a dessecação do solo. Esta faixa compreende do início do ensaio em que a umidade é de 39,71% até a umidade de 31,15%. A segunda faixa (fissuração primária) é linear e corresponde do fim da primeira faixa até umidade de 13,94%. Ao contrário do que se esperava, houve diminuição do CIF com a perda de umidade do solo. Isso pode ser explicado devido a estabilização do avanço das fissuras aliado ao aumento da contração do solo reduzindo as fissuras formadas. Por fim, a terceira faixa, denominada fissuração secundária, é linear, e apresenta estabilização do CIF com a perda de umidade. Esta faixa corresponde ao fim da segunda faixa até umidade de 2,20% (fim do ensaio).

A curva Umidade versus CIF da contração (Figura 105 f) e da fissuração e contração unidas (Figura 105 g) apresentam três faixas ao longo do ensaio. A primeira faixa (contração inicial e contração/fissuração inicial) corresponde a um pequeno aumento linear do CIF com a dessecação do solo. Esta faixa compreende do início do ensaio em que a umidade é de 39,71% até a umidade de 35,20% (contração) e 36,61% (fissuração mais contração). A segunda faixa (contração primária e contração/fissuração primária) é não linear e corresponde do fim da primeira faixa até umidade de 10,27% (contração) e 25,27% (fissuração mais contração). Por fim, a terceira faixa (contração secundária e contração/fissuração secundária) é linear, e corresponde a estabilização do CIF com a dessecação. Esta faixa corresponde ao fim da segunda faixa até umidade de 2,20% (fim do ensaio). A Figura 105 h apresenta as curvas da variação do CIF das fissuras, contração e fissuras/contração com a perda de umidade do solo, para efeito comparativo.

A Figura 106 apresenta evolução quantitativa dos índices geométricos (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras) das fissuras com a dessecação.

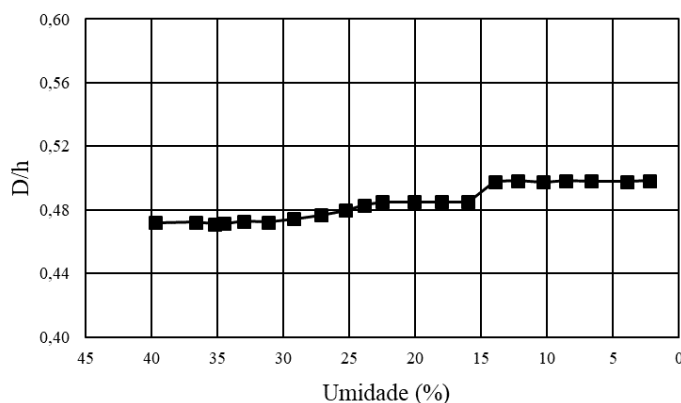
Figura 106 – Evolução quantitativa dos índices geométricos das fissuras



Fonte: O autor (2020)

A área fissurada, CIF, largura média das fissuras e o comprimento total das fissuras inicialmente aumentaram com a dessecação até umidade aproximadamente de 30%. A partir daí, com o avanço da secagem do solo, apresentaram diminuição até umidade aproximadamente de 15%, seguido de estabilização. O número de segmentos de fissuras teve aumento com a dessecação do solo até umidade de 18%, seguido de estabilização. Comportamento semelhante foi encontrado por Tang et al. (2019), Ferreira et al. (2019) e Bezerra (2020).

A razão diâmetro/altura, D/h , do corpo de prova (Figura 107) não apresentou variação significativa ao longo da dessecação do solo, ou seja, a redução volumétrica foi proporcional entre o diâmetro e altura. De qualquer modo, foi verificado uma tendência de aumento da relação D/h com a redução de umidade do solo. A Tabela 31 apresenta um resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras.

Figura 107 – Relação diâmetro/altura (D/h) do corpo de prova durante o processo de secagem do solo

Fonte: O autor (2020)

Tabela 31 - Resumo dos principais dados e índices do processo de propagação de fissuras do Ensaio L5 (topo do corpo de prova)

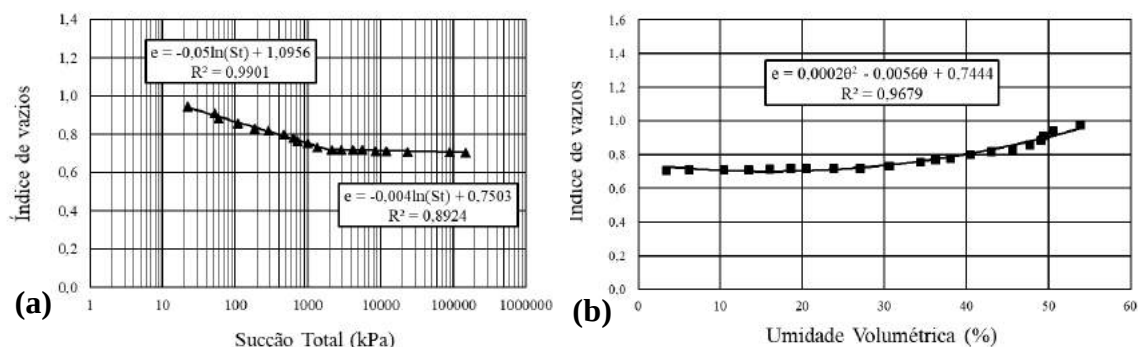
Parâmetros e Resultados		Ensaio L5 (Topo)
Umidade inicial (%)		39,71
Índice de vazios inicial (e_0)		1,05
Dados iniciais da amostra	Altura (mm)	77,99
	Diâmetro (mm)	37,51
	Volume (cm ³)	86,2
Quantidade de lâmpadas*		4
Tempo total de secagem (h)		86,8
Temperatura	Média $\pm$ desvio padrão	37,7 $\pm$ 0,71°C
	Coef. de variação	0,02
Umidade relativa do ar	Média $\pm$ desvio padrão	42 $\pm$ 2,46%
	Coef. de variação	0,06
Aparecimento das primeiras contrações e fissuras	Tempo (h)	1,8
	Umidade (%)	36,61
Taxa de evaporação (% / h)		1,8 (00h - 11,2h)
		0,6 (11,2h - 32,7h)
		0,08 (32,7h - 86,8h)
Taxa de aumento do CIF,fissura (% / h)		2,0 (00h - 4,7h)
		-0,5 (4,7h - 16,0h)
		0,0 (16,0h - 86,8h)
Taxa de aumento do CIF,contração (% / h)		1,4 (00h - 9,2h)
		0,2 (9,2h - 21,5h)
		0,01 (21,5h - 86,8h)
Taxa de aumento do CIF, contração+fissura (% / h)		2,1 (00h - 9,2h)
		0,0 (9,2h - 86,8h)
Formato das fissuras		linear
CIF, fissura final (%)		7,0
CIF, contração final (%)		16,3
CIF, contração+fissura final (%)		23,3
Umidade final (%)		2,20

* Lâmpadas incandescente (40 W cada);

Fonte: O autor (2020)

Como o diâmetro e altura do corpo de prova foram obtidos durante o processo de secagem, foi possível obter o índice de vazios e umidade volumétrica do corpo de prova. A sucção foi determinada através da curva de retenção de água do solo indeformado, com o efeito da histerese (Figura 35, item 2.8.5), pois antes de iniciar a dessecação, o corpo de prova foi previamente saturado (Tabela 6, item 2.7.4.8). Dessa maneira, foi possível traçar as curvas da relação da sucção com o índice de vazios. A Figura 108 apresenta as curvas Sucção Total versus Índice de vazios e Umidade volumétrica versus Índice de vazios.

Figura 108 – Aumento da sucção ao longo do processo de ressecamento do solo: (a) Sucção versus Índice de vazios; (b) Umidade volumétrica versus Índices de vazios



Fonte: O autor (2020)

O ressecamento do solo causa redução no tamanho dos espaços porosos, resultando em um aumento de sucção (Figura 108 a). A curva Umidade volumétrica versus Índices de vazios (Figura 108 b) apresenta redução do índice de vazios com a diminuição da umidade. Quanto menor a variação do índice de vazios, menor é a variação na deformação volumétrica, consequentemente o desenvolvimento da fissura reduz e se aproxima do estado estacionário.

b) Análise do processo de propagação de fissuras e contração da área lateral da amostra

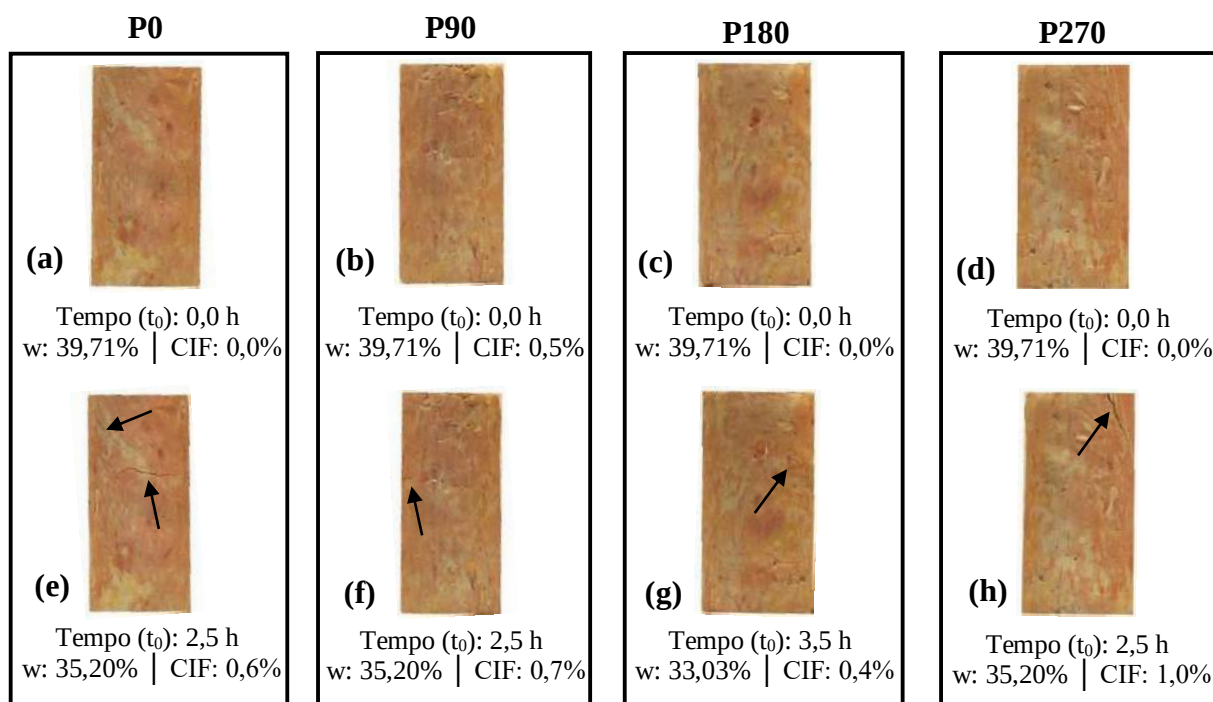
As imagens laterais foram destinadas a análise da formação e propagação das fissuras ao longo da área lateral do corpo de prova. Foram escolhidas quatro posições laterais, a cada 90° de rotação, denominadas por P0, P90, P180 e P270.

As contrações e fissuras surgiram simultaneamente no processo de dessecação do solo em todas as posições laterais (Figura 109). As primeiras fissuras e contrações surgiram após 2,5 h ($t_{c,f}$) do início do ensaio, com umidade ($w_{c,f}$) igual a 35,20% para as posições P0, P90 e P270. Para a posição P180, surgiram após 3,5 h ($t_{c,f}$) do início do ensaio, com umidade ($w_{c,f}$) igual a 33,03%. A relação percentual de perda de umidade entre a umidade de fissuração-contração com a umidade inicial da amostra é igual a 11,4% para as posições P0, P90 e P270 e 16,8% para a posição P180.

O efeito da contração do solo, assim como nas imagens do topo das amostras, também não foi registrado nas imagens laterais, pois não havia referência de um molde para o corte das imagens. Desse modo, através das imagens foi possível visualizar apenas o efeito da fissuração no solo. Foi selecionado uma sequência de imagens de cada posição lateral para avaliar a mecânica da fissuração, como o CIF e os índices geométricos das fissuras ao longo do ressecamento (Figuras

110 a 113). O vídeo acelerado das imagens laterais podem ser visualizados através dos QR Codes na Figura 114.

Figura 109 – Imagens laterais do corpo de prova do Ensaio L5: Início do ensaio (a) Posição P0 (b) Posição P90 (c) Posição P180 (d) Posição P270; Início das primeiras fissuras e contrações (e) Posição P0 (f) Posição P90 (g) Posição P180 (h) Posição P270

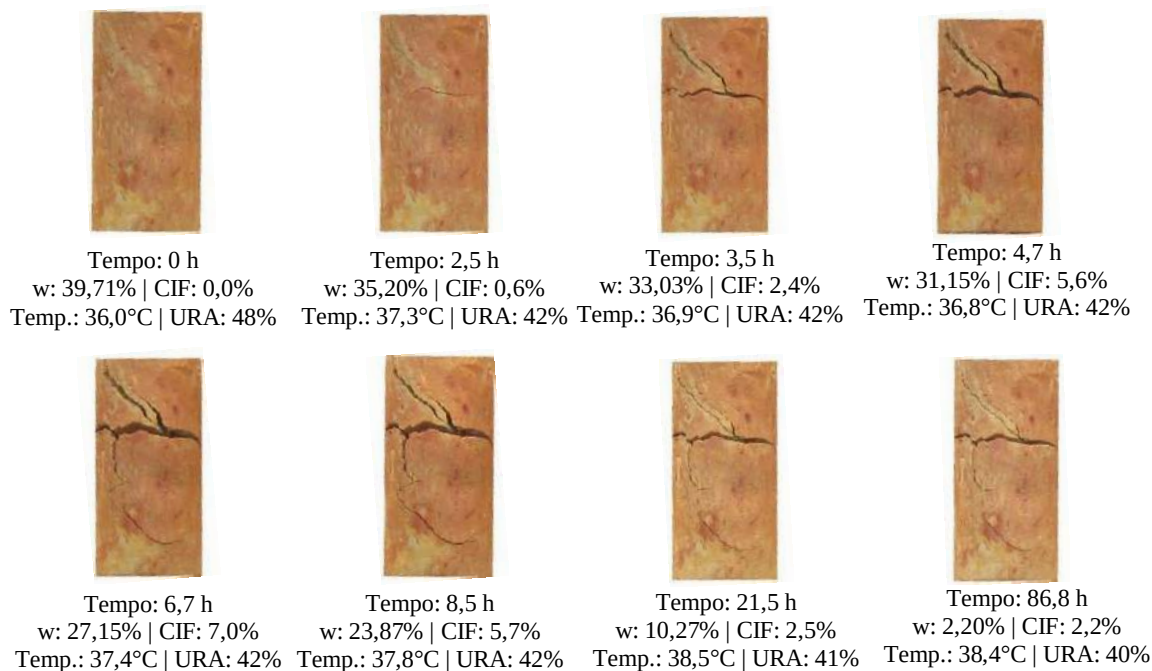


Fonte: O autor (2020)

Quanto ao formato de fissuras desenvolvidas pode-se concluir que as fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2019). Em todas as posições foi verificado que as fissuras foram desenvolvidas nas lentes de solo de cor cinza, as quais apresentam argilominerais expansivos e são oriundas dos argilitos e calcários da Formação Maria Farinha que sofreram ação de intemperismo físico-químico ao longo do tempo.

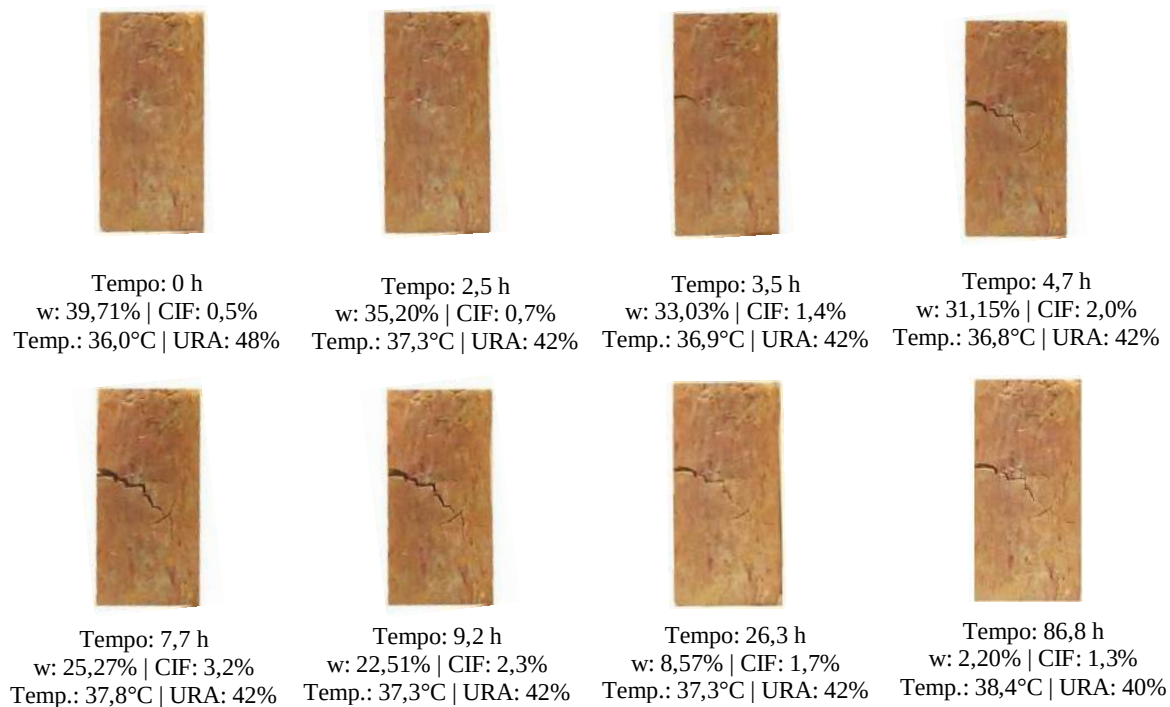
Foram traçadas as curvas Tempo versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração do Ensaio L5 (Figura 115). As curvas Tempo versus Umidade e Tempo versus Temperatura/Umidade Relativa do Ar já foram apresentadas na (Figura 105 a,d), pois são comuns para todas as imagens do Ensaio L5.

Figura 110 – Sequência da evolução das fissuras na posição P0 no Ensaio L5



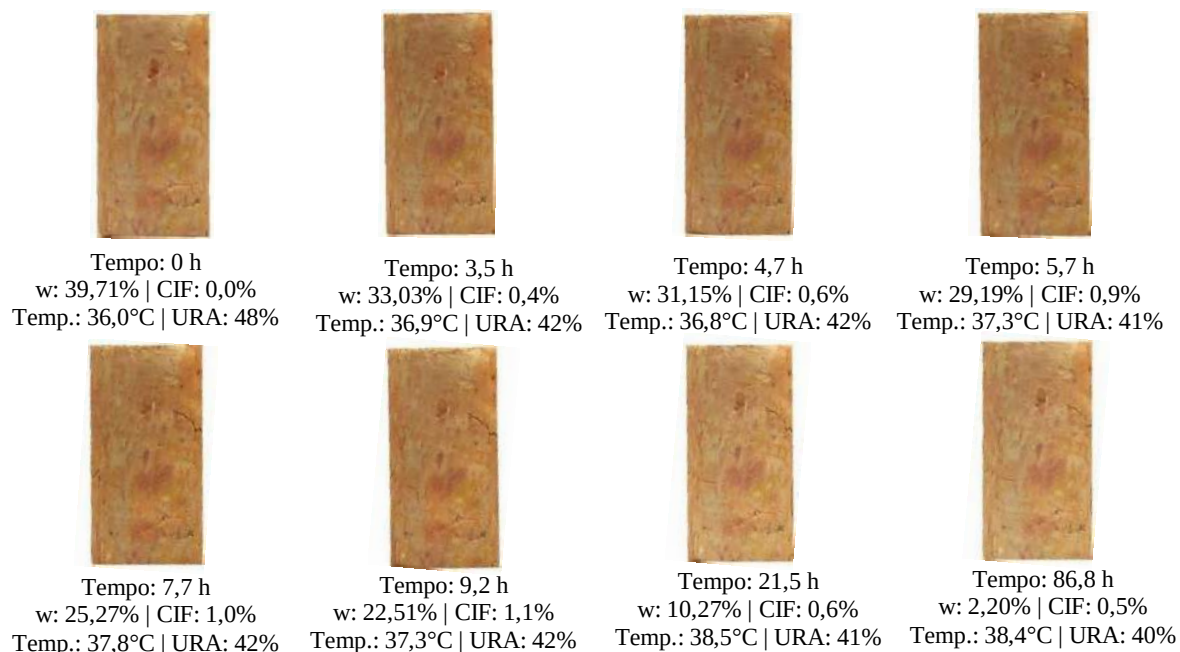
Fonte: O autor (2020)

Figura 111 – Sequência da evolução das fissuras na posição P90 no Ensaio L5



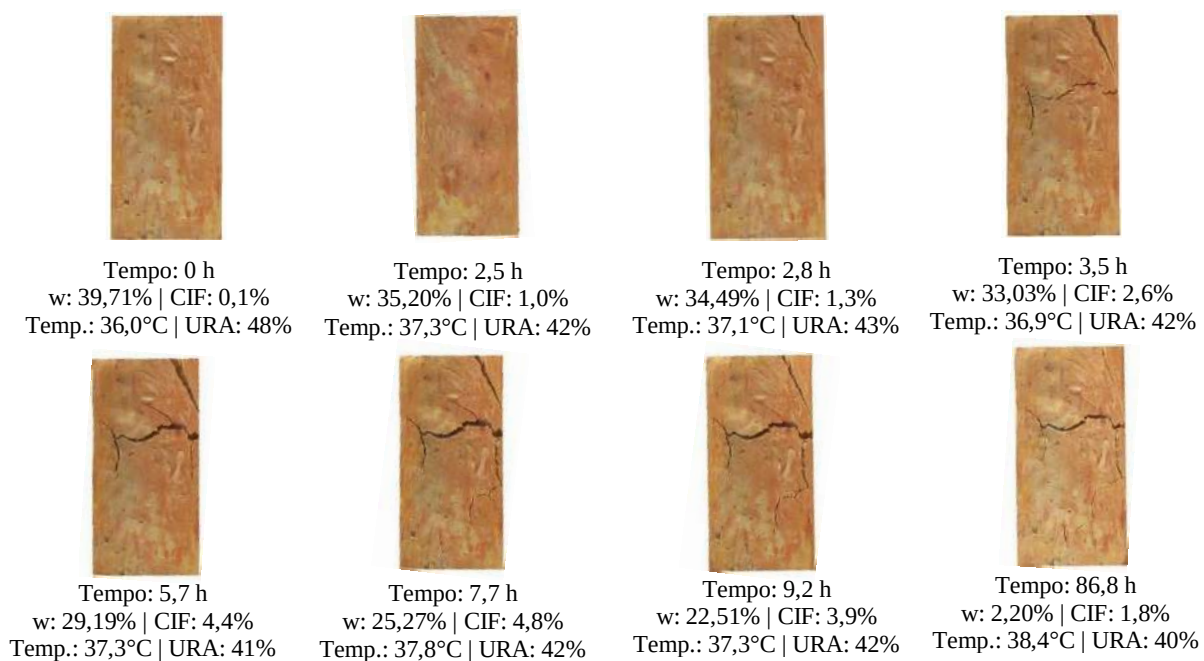
Fonte: O autor (2020)

Figura 112 – Sequência da evolução das fissuras na posição P180 no Ensaio L5



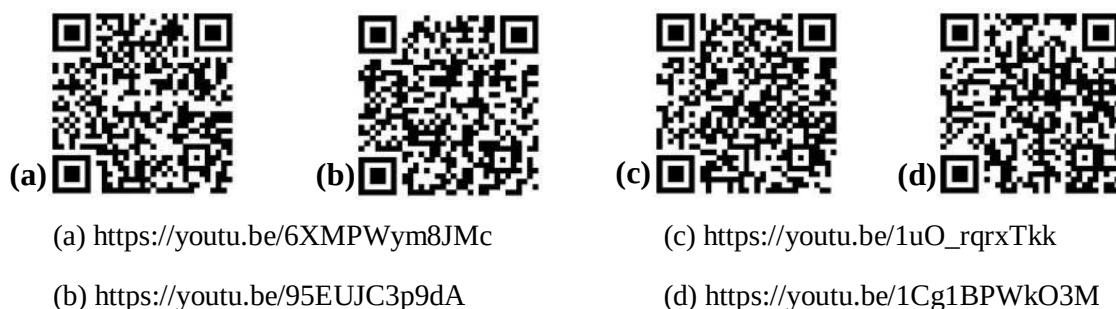
Fonte: O autor (2020)

Figura 113 – Sequência da evolução das fissuras na posição P270 no Ensaio L5



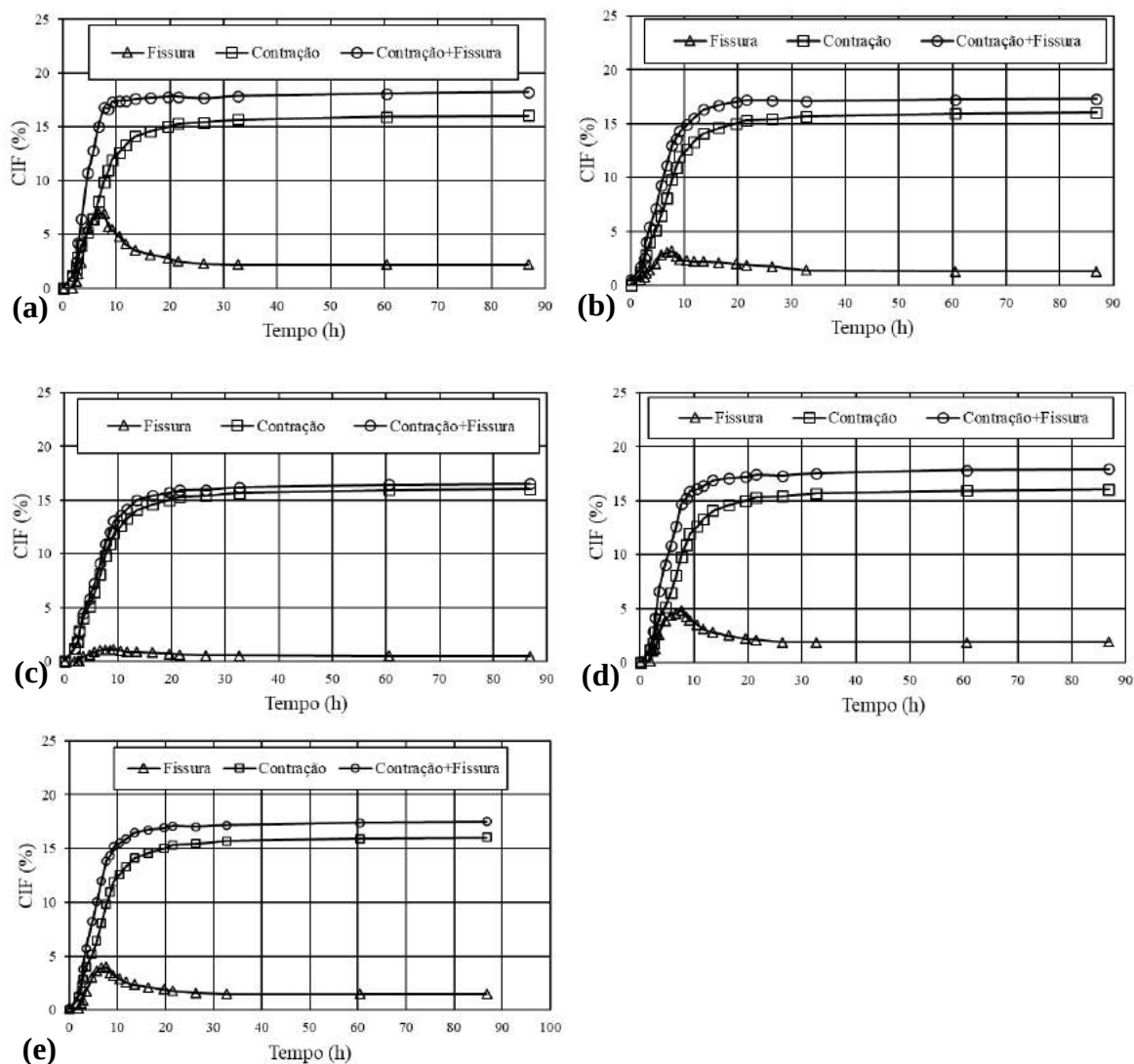
Fonte: O autor (2020)

Figura 114 – QR Codes dos vídeos acelerados do Ensaio L5: (a) posição lateral P0; (b) posição lateral P90; (c) posição lateral P180; (d) posição lateral P270



Fonte: O autor (2020)

Figura 115 – Curva Tempo versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração do Ensaio L5: (a) posição P0; (b) posição P90 (c) posição P180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições



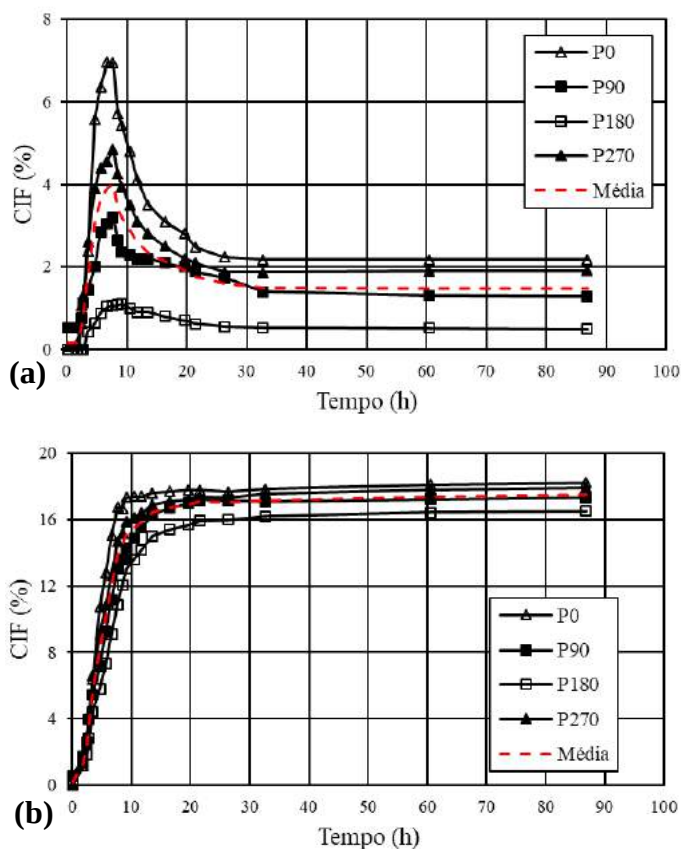
Fonte: O autor (2020)

Em todas as curvas da Figura 115 verificam-se três faixas de variação do CIF em função do tempo. A variação do CIF das fissuras, de todas as posições laterais, apresentou uma primeira faixa, não linear, com aumento de CIF ao longo do tempo. A segunda faixa, não linear, apresenta diminuição do CIF, seguida da terceira faixa, linear, que representa estabilização do CIF em função do tempo.

A variação do CIF da contração e da fissura mais contração, apresentaram comportamento semelhante para todas as posições laterais. A primeira faixa, linear, apresenta aumento de CIF ao longo do tempo. A segunda faixa, não linear, também apresenta aumento de CIF, e por fim, a terceira faixa, linear, representa estabilização de CIF em função do tempo.

A variação do CIF da contração é igual para todas as posições laterais, pois foi utilizado o valor médio do diâmetro e altura do corpo de prova em cada estágio de medição (uso de um paquímetro). A Figura 116 apresenta as curvas da variação do CIF das fissuras e das fissuras mais contração de todas as posições laterais juntas. A Tabela 32 apresenta o resumo dos resultados.

Figura 116 – Curva Tempo versus CIF das posições P0, P90, P180, P270 e da média dos resultados das posições. (a) CIF fissuras; (b) CIF fissura mais contração



Fonte: O autor (2020)

Tabela 32 – Resumo dos resultados da área lateral do corpo de prova no Ensaio L5

Parâmetros e Resultados		Ensaio L5 (Lateral)			
		P0	P90	P180	P270
Umidade inicial (%)		39,71			
Índice de vazios inicial (e ₀)		1,05			
Dados iniciais da amostra	Altura (mm)	77,99			
	Diâmetro (mm)	37,51			
	Volume (cm ³)	86,2			
Quantidade de lâmpadas*		4			
Tempo total de secagem (h)		86,8			
Temperatura	Média ± desvio padrão	37,7 ± 0,71°C			
	Coef. de variação	0,02			
Umidade relativa do ar	Média ± desvio padrão	42 ± 2,46%			
	Coef. de variação	0,06			
Aparecimento das primeiras contrações	Tempo (h)	1,8	1,8	1,8	1,8
	Umidade (%)	36,61	36,61	36,61	36,61
Aparecimento das primeiras fissuras	Tempo (h)	2,5	2,5	3,5	2,5
	Umidade (%)	35,20	35,20	33,03	35,20
Taxa de evaporação (% / h)		1,8 (00h - 11,2h)			
		0,6 (11,2h - 32,7h)			
		0,08 (32,7h - 86,8h)			
Taxa de aumento do CIF, fissura (% / h)		1,0 (00h - 6,7h)	0,4 (00h - 7,7h)	0,1 (00h - 8,5h)	0,6 (00h - 7,7h)
		-0,3 (6,7h - 19,6h)	-0,07 (7,7h - 32,7h)	-0,03 (8,5h - 21,5h)	-0,2 (7,7h - 26,3h)
		0,0 (19,6h - 86,8h)	0,0 (32,7h - 86,8h)	0,0 (21,5h - 86,8h)	0,0 (26,3h - 86,8h)
Taxa de aumento do CIF, contração (% / h)		1,3 (00h - 8,5h)	1,3 (00h - 8,5h)	1,3 (00h - 8,5h)	1,3 (00h - 8,5h)
		0,3 (8,5h - 26,3h)	0,3 (8,5h - 26,3h)	0,3 (8,5h - 26,3h)	0,3 (8,5h - 26,3h)
		0,0 (26,3h - 86,8h)	0,0 (26,3h - 86,8h)	0,0 (26,3h - 86,8h)	0,0 (26,3h - 86,8h)
Taxa de aumento do CIF, contração+fissura (% / h)		2,2 (00h - 7,7h)	1,6 (00h - 7,7h)	1,4 (00h - 9,2h)	1,9 (00h - 7,7h)
		0,1 (7,7h - 9,2h)	0,3 (7,7h - 21,5h)	0,2 (9,2h - 21,5h)	0,2 (7,7h - 19,6h)
		0,0 (9,2h - 86,8h)	0,0 (21,5h - 86,8h)	0,0 (21,5h - 86,8h)	0,01 (19,6h - 86,8h)
Formato das fissuras		Y			
CIF, fissura final (%)		2,2	1,3	0,5	1,9
CIF, contração final (%)		16,0			
CIF, contração+fissura final (%)		18,2	17,3	16,5	17,9
Umidade final (%)		2,20			

*Lâmpadas incandescentes (40W cada)

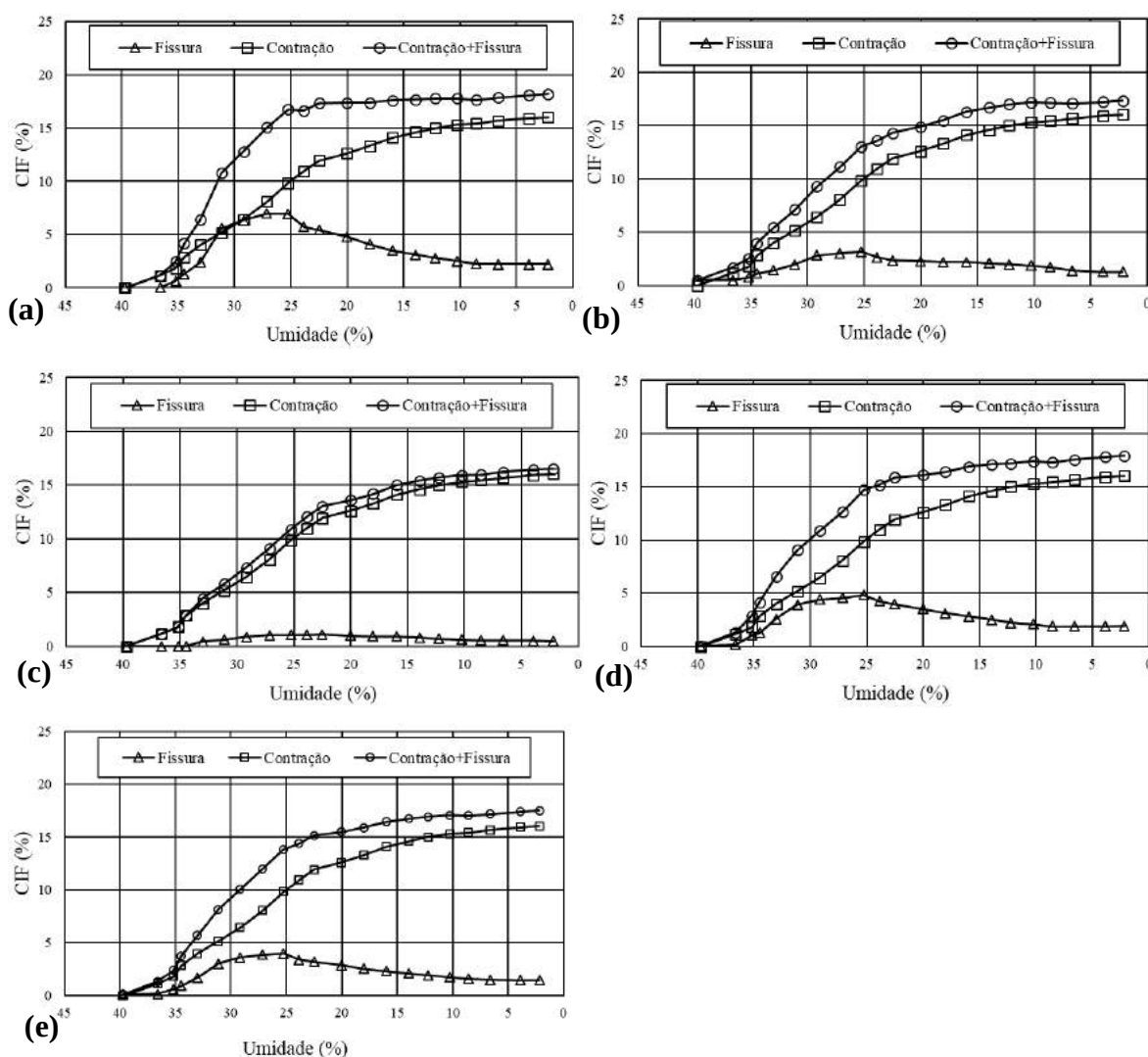
Fonte: O autor (2020)

As curvas Umidade versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração, de todas as posições laterais, são apresentadas na Figura 117. Em todas as curvas Umidade versus CIF foi identificado três faixas de variação de CIF. A variação do CIF das fissuras, de todas as posições laterais, apresentou uma primeira faixa, não linear, com aumento do CIF com a dessecação. A segunda faixa, não linear, apresenta diminuição do CIF com o ressecamento, seguida da terceira faixa, linear, que representa estabilização do CIF com a perda de umidade.

A variação do CIF da contração e da fissura mais contração, apresentaram comportamento semelhante para todas as posições laterais. A primeira faixa, linear, apresenta um pequeno aumento de CIF com a dessecação. A segunda faixa, não linear, também apresenta aumento de CIF com o ressecamento, e por fim, a terceira faixa, linear, que representa estabilização do CIF

com a perda de umidade. A variação do CIF da contração com a dessecação é igual para todas as posições laterais. A Figura 118 apresenta as curvas da variação do CIF das fissuras e das fissuras mais contração de todas as posições laterais juntas.

Figura 117 – Curva Umidade versus CIF das fissuras, contração e fissuras mais contração do Ensaio L5: (a) posição P0; (b) posição P90 (c) posição P180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições.

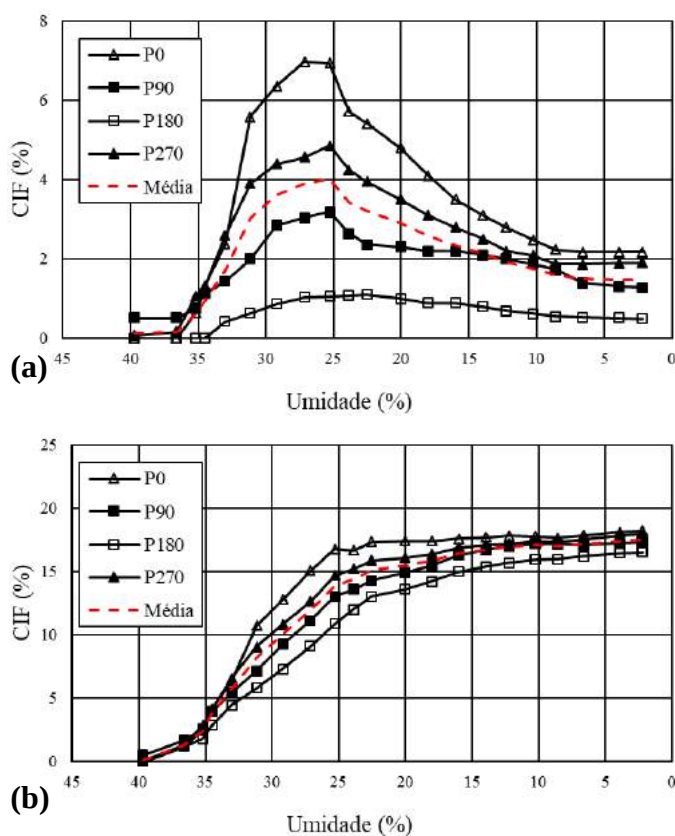


Fonte: O autor (2020)

A Figura 119 apresenta a evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras). A área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e o número total de segmentos inicialmente aumentaram ao longo do processo de dessecação do solo até umidade entre 25% a 30%. Com o avanço da secagem foi verificado

diminuição de todos os índices até a estabilização com umidade aproximadamente de 10%. Comportamento semelhante foi encontrado por Tang et al. (2019), Ferreira et al. (2020) e Bezerra (2020).

Figura 118 – Curva Umidade versus CIF das posições P0, P90, P180, P270 e da média dos resultados das posições. (a) CIF fissuras; (b) CIF fissura mais contração



Fonte: O autor (2020)

Figura 119 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições

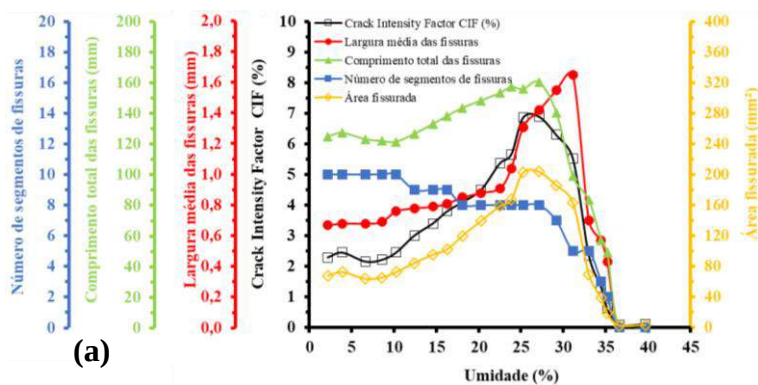
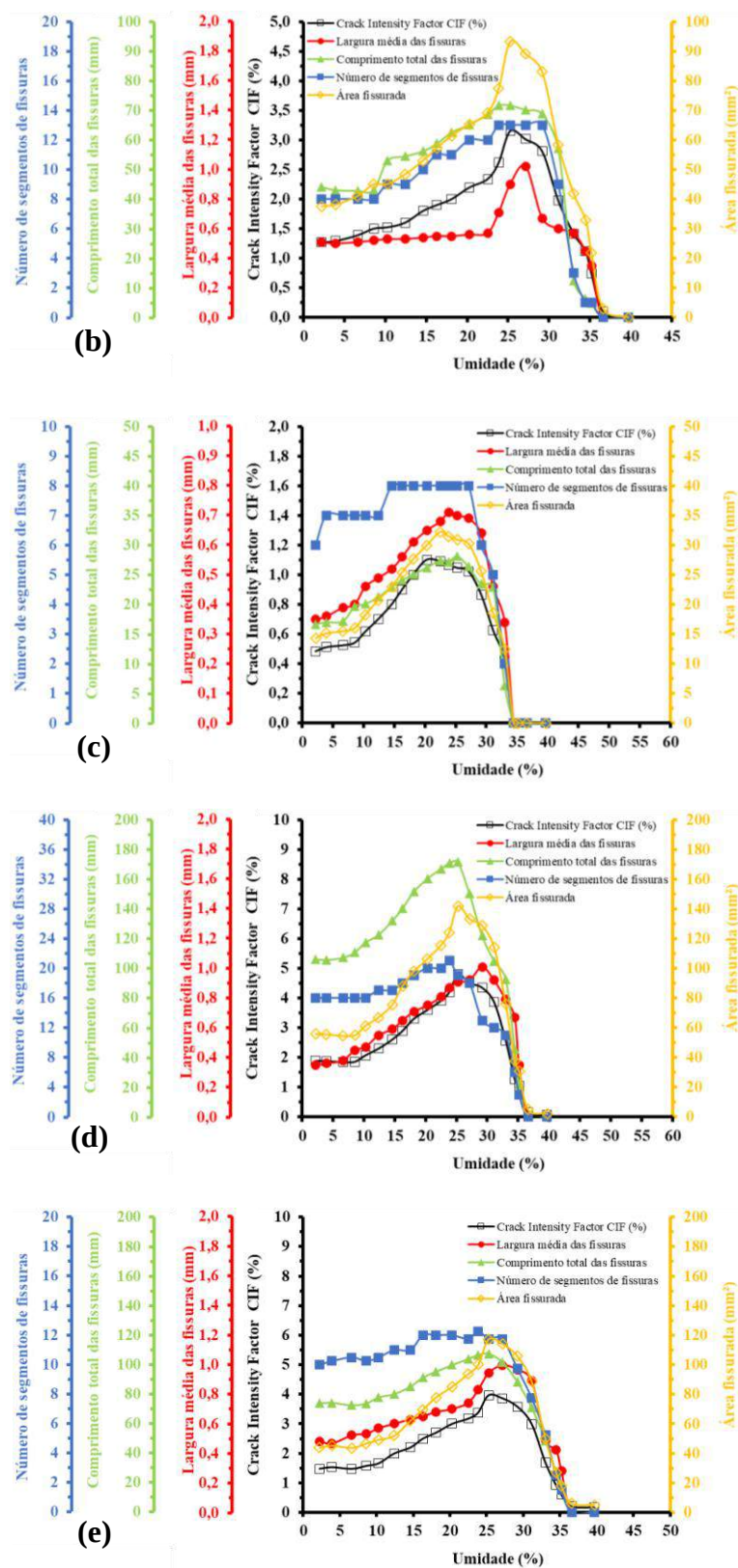


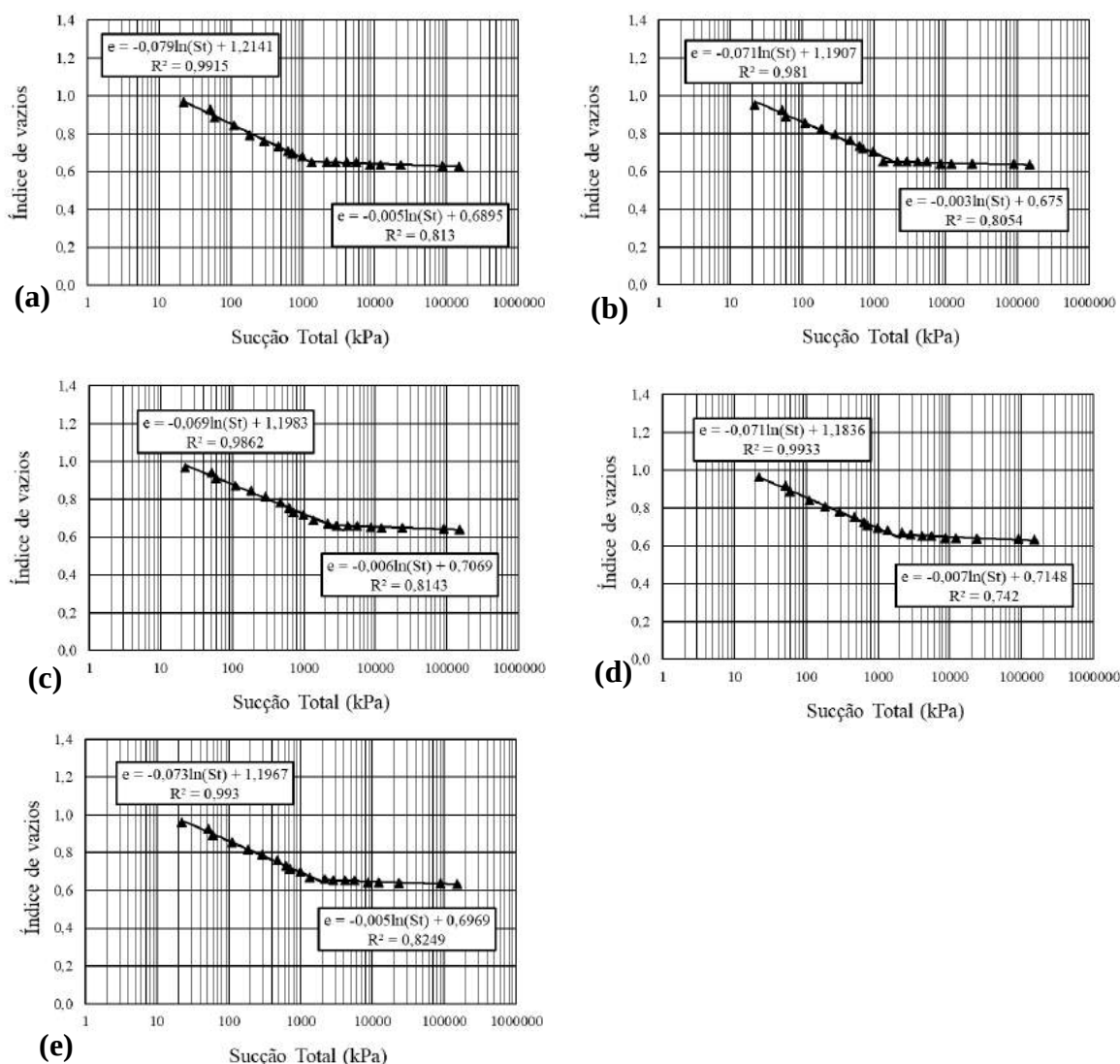
Figura 119 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições (continuação)



Fonte: O autor (2020)

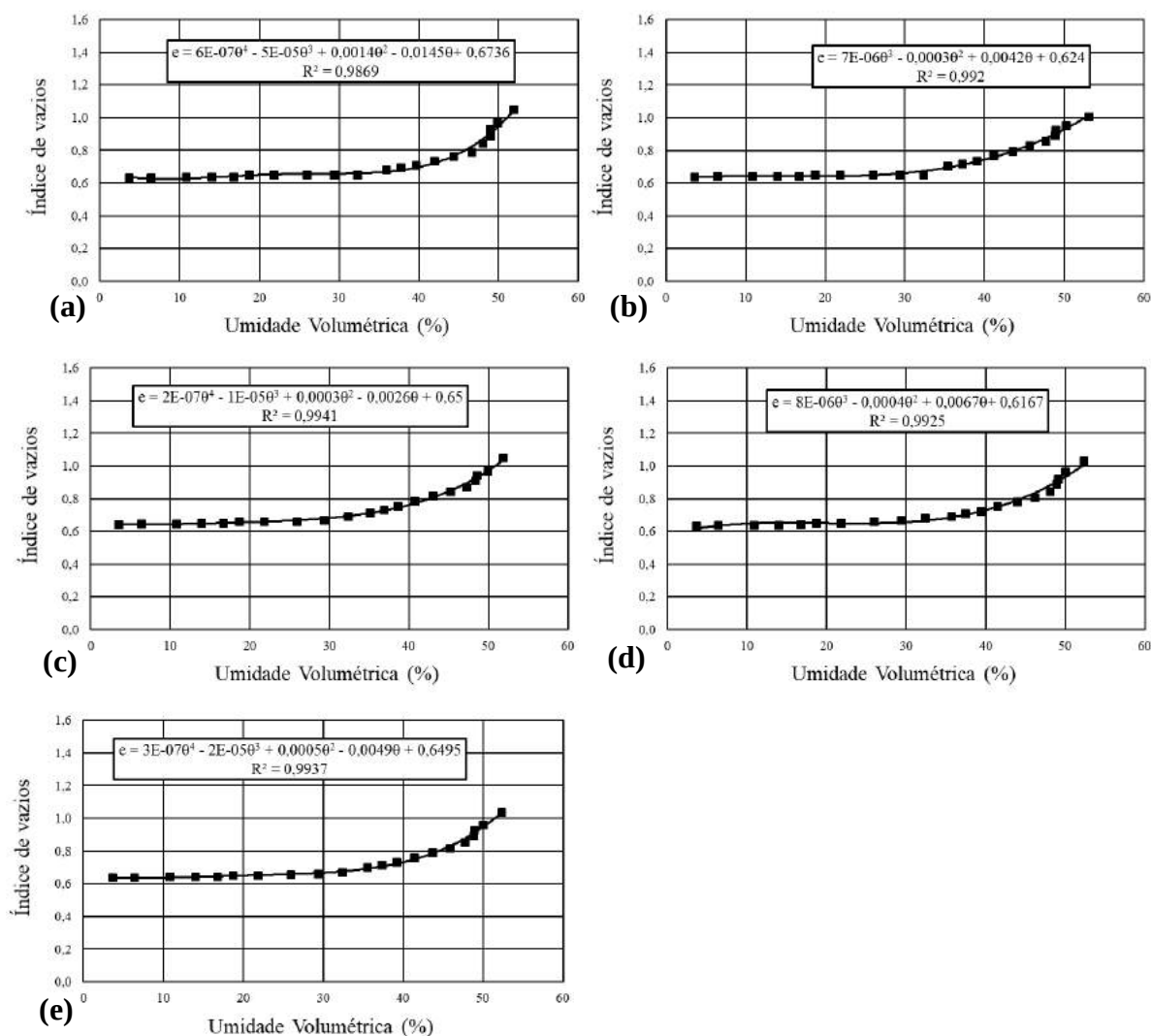
A Figura 120 apresenta as curvas Sucção total versus Índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração. Como o diâmetro e altura do corpo de prova foram obtidos durante o processo de secagem, foi possível obter o índice de vazios e umidade volumétrica do corpo de prova. A sucção foi determinada através da curva de retenção de água do solo indeformado, com o efeito da histerese (Figura 35, item 2.8.5), pois antes de iniciar a dessecação, o corpo de prova foi previamente saturado (Tabela 6, item 2.7.4.8). Dessa maneira, foi possível traçar as curvas da relação da sucção com o índice de vazios. O ressecamento do solo causa redução no tamanho dos espaços porosos, resultando em um aumento de sucção. A Figura 121 apresenta as curvas Umidade volumétrica versus Índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração.

Figura 120 – Sucção total versus Índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições



Fonte: O autor (2020)

Figura 121 – Curvas umidade volumétrica versus índice de vazios das imagens laterais considerando o efeito das fissuras e contração: (a) posição P0; (b) posição P90; (c) posição 180; (d) posição P270; (e) média dos resultados das posições



Fonte: O autor (2020)

A curva Umidade volumétrica versus Índices de vazios (Figura 121) apresenta a redução do índice de vazios com a diminuição da umidade volumétrica. Quanto menor a variação do índice de vazios, menor é a variação na deformação volumétrica, consequentemente o desenvolvimento da fissura reduz e se aproxima do estado estacionário.

3.8.2 Análise da formação e propagação de fissuras dos ensaios no campo

Serão apresentados os resultados das imagens realizadas no campo destinadas a análise da formação e propagação das fissuras no solo em uma região com vegetação e outra sem vegetação entre os meses de outubro/2019 a setembro/2020. Através das imagens realizadas

foram avaliados a evolução e índices geométricos das fissuras. No total foram realizadas doze visitas e foram nomeadas por C3 a C14 (Tabela 26, item 3.7.4).

3.8.2.1 Análise das imagens da região sem vegetação

A Figura 122 apresenta a sequência de imagens do solo da região sem vegetação e a Figura 123 o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens. A duração total do estudo foi de 342 dias ou 8208 h. Inicialmente, a umidade superficial do solo era igual a 15,59% (C3), sem a presença de nenhuma fissura. Na segunda visita (C4), após 7 dias (168 h), o solo já apresentava formação de algumas fissuras e a umidade reduziu para 5,71%. As fissuras se desenvolveram e se propagaram até a sétima visita (C9), após 104 dias (2496 h) do início, com precipitação acumulada de 46,5 mm nesse período, e a umidade superficial do solo igual a 5,98%. A taxa de precipitação diária da visita C3 a visita C9 foi igual a 0,45 mm/dia. A partir da oitava visita (C10), após 127 dias (3048 h), foi constatado aumento do índice pluviométrico na região e iniciou-se o processo natural de fechamento das fissuras devido a expansão do solo.

Foi verificado que todas as fissuras foram fechadas na décima primeira visita (C13), ou seja, foi necessário 91 dias (2184 h) e precipitação acumulada de 522,3 mm referente ao período entre a visita C9 e a visita C13, o qual corresponde a uma taxa de precipitação diária igual a 5,74 mm/dia e umidade superficial do solo igual a 31,91%. A última visita (C14) foi realizada após 342 dias (8208 h) do início, e apesar da umidade superficial do solo reduzir para 15,41%, não foi verificado formação de novas fissuras. A precipitação acumulada entre as visitas C13 e C14 foi igual a 1070 mm e a taxa de precipitação diária foi igual a 7,73 mm/dia. Quanto ao formato de fissuras desenvolvidas observa-se que as fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “X”.

A Tabela 33 apresenta o resumo dos resultados das análises das fissuras na região sem vegetação. A Figura 124 apresenta as curvas Tempo versus CIF e Umidade, Tempo versus Temperatura e URA, as curvas da evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras) e o gráfico Tempo versus Precipitação pluviométrica diária durante o período das leituras da região sem vegetação.

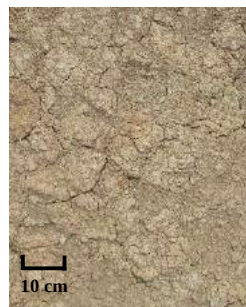
Figura 122 – Sequência de imagens na região sem vegetação



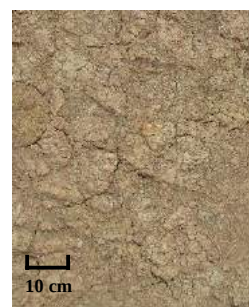
Visita C3
Data: 17/10/2019
Tempo: 0 h – 0 dias
w: 15,59% | **CIF:** 0,0%
Temp.: 29,5°C | **URA:** 75%



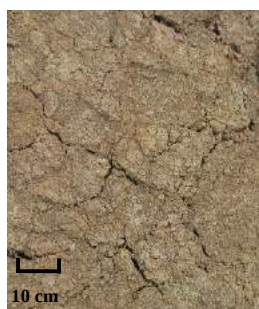
Visita C4
Data: 24/10/2019
Tempo: 168 h – 7 dias
w: 5,71% | **CIF:** 2,5%
Temp.: 30,2°C | **URA:** 74%



Visita C5
Data: 30/10/2019
Tempo: 312 h – 13 dias
w: 5,46% | **CIF:** 3,5%
Temp.: 30,1°C | **URA:** 76%



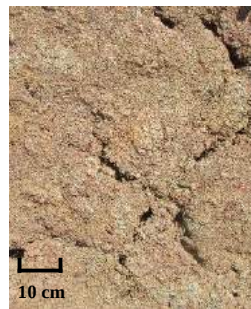
Visita C6
Data: 07/11/2019
Tempo: 504 h – 21 dias
w: 4,08% | **CIF:** 3,7%
Temp.: 30,5°C | **URA:** 74%



Visita C7
Data: 06/12/2019
Tempo: 1200 h – 50 dias
w: 3,85% | **CIF:** 6,3%
Temp.: 30,3°C | **URA:** 75%



Visita C8
Data: 20/12/2019
Tempo: 1536 h – 64 dias
w: 7,82% | **CIF:** 5,0%
Temp.: 31,4°C | **URA:** 76%



Visita C9
Data: 29/01/2020
Tempo: 2496 h – 104 dias
w: 5,98% | **CIF:** 8,7%
Temp.: 31,2°C | **URA:** 77%



Visita C10
Data: 21/02/2020
Tempo: 3048 h – 127 dias
w: 13,63% | **CIF:** 3,4%
Temp.: 31,2°C | **URA:** 77%



Visita C11
Data: 18/03/2020
Tempo: 3648 h – 152 dias
w: 15,38% | **CIF:** 2,3%
Temp.: 30,1°C | **URA:** 76%



Visita C12
Data: 01/04/2020
Tempo: 3984 h – 166 dias
w: 19,89% | **CIF:** 0,3%
Temp.: 29,5°C | **URA:** 79%



Visita C13
Data: 30/04/2020
Tempo: 4680 h – 195 dias
w: 31,91% | **CIF:** 0,0%
Temp.: 28,9°C | **URA:** 80%



Visita C14
Data: 24/09/2020
Tempo: 8208 h – 342 dias
w: 15,41% | **CIF:** 0,0%
Temp.: 30,1°C | **URA:** 77%

Fonte: O autor (2020)

Figura 123 – QR Code da sequência de imagens da região sem vegetação (2020/09/28)



<https://youtu.be/tWOZhmyqreo>

Fonte: O autor (2020)

Tabela 33 – Resumo dos resultados das análises das fissuras na região sem vegetação

Visita	Data	Tempo (h-dia)	Umidade (%)	CIF (%)	Largura média (mm)	Comprimento total (mm)	Nº de segmentos	Temperatura (°C)	Umidade relativa do ar (%)	Sucção matricial (kPa)
C3	17/10/2019	0-0	15,59	0,0	0	0	0	29,5	75	2695
C4	25/10/2019	168-7	5,71	2,5	3,22	717,57	12	30,2	74	33280
C5	01/11/2019	312-13	5,46	3,5	3,33	1478,37	37	30,1	76	33798
C6	07/11/2019	504-21	4,08	3,7	3,37	2262,44	57	30,5	74	36802
C7	06/12/2019	1200-50	3,85	6,3	5,17	4041,9	86	30,3	75	37204
C8	20/12/2019	1536-64	7,82	5,0	5,54	2123,03	62	31,4	76	21543
C9	29/01/2020	2496-104	5,98	8,7	8,75	3049,14	58	31,2	77	3416
C10	21/02/2020	3048-127	13,63	3,4	5,66	2350,69	41	31,2	77	2858
C11	18/03/2020	3648-152	15,38	2,3	4,46	1325,78	28	30,1	76	6509
C12	01/04/2020	3984-166	19,89	0,3	1,26	173,28	7	29,5	79	1050
C13	30/04/2020	4680-195	31,91	0,0	0	0	0	28,9	80	169
C14	24/09/2020	8208-342	15,41	0,0	0	0	0	30,1	77	1985

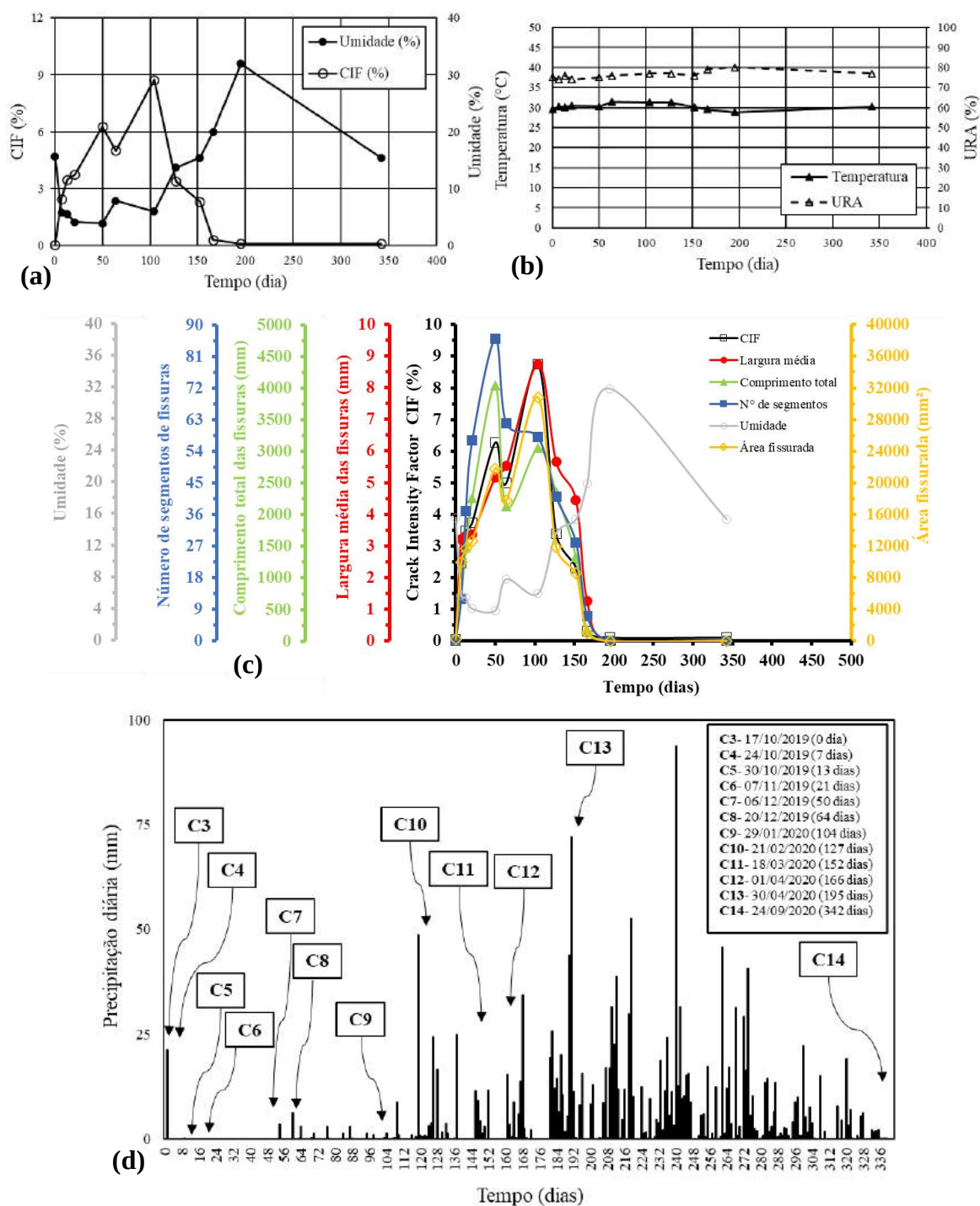
Fonte: O autor (2020)

A curva Tempo versus Umidade (Figura 124 a), apresenta três faixas de variação de umidade ao longo do tempo. A primeira faixa, corresponde do início das leituras (C3) até 104 dias – 2496 h (C9), apresenta neste período redução de umidade do solo de 15,59% para 5,98% e tem uma faixa de perda de umidade igual a 0,09%/dia. A segunda faixa, tem início no fim do primeiro trecho (C9) até 195 dias – 4680 h (C13), apresenta aumento gradual de umidade do solo de 5,98% até 31,91% ao longo do tempo e uma taxa de aumento de umidade igual a 0,3%/dia. A terceira e última faixa, tem início no fim da segunda faixa (C13) até 342 dias – 8208 h (C14), apresentando redução de umidade do solo de 31,91% a 15,41%, o que resulta em uma taxa de perda de umidade de 0,1%/dia.

Também se verifica três faixas de variação na curva Tempo versus CIF (Figura 124 a). A primeira faixa apresenta aumento do CIF ao longo do tempo com duração do início do ensaio (C3) até 104 dias – 2496 h (C9), com taxa de variação de CIF igual a 0,08%/dia. A segunda faixa apresenta uma redução do CIF ao longo do tempo devido ao aumento do nível pluviométrico no local da pesquisa e compreende entre o fim da primeira faixa (C9) até 4680 h - 195 dias (C13), com taxa de variação de CIF igual a 0,1%/dia. Por fim, a terceira faixa tem

início no final da segunda faixa até 342 dias – 8208 h (C14) e representa o estágio de estabilização do CIF em função do tempo.

Figura 124 – Resultados da região sem vegetação: (a) Tempo versus Umidade e CIF; (b) Tempo versus Temperatura e URA; (c) Tempo versus evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras); (d) Tempo versus Precipitação diária durante o período das leituras



Fonte: O autor (2020)

Desse modo, pode-se concluir que com o período de estiagem houve dessecação do solo formando-se fissuras (aumento do CIF) e a medida em que aumentou a precipitação pluviométrica no local, a umidade do solo aumentou, ocorrendo expansão e, portanto, diminuição da área fissurada do solo até a estabilização, com CIF nulo.

A temperatura média ao longo das leituras é igual a $30,3 \pm 0,75^{\circ}\text{C}$, com coeficiente de variação igual a 0,02. A umidade relativa do ar média (URA) é igual a $76 \pm 1,83\%$, com coeficiente de variação igual a 0,02 (Figura 124 b).

A variação dos índices geométricos (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras) em função do tempo (Figura 124 c), apresentaram aumento enquanto o solo dessecava. Com o aumento da umidade do solo, foi verificado diminuição de todos os índices geométricos, seguido de estabilização.

A largura média das fissuras aumentou do início do ensaio (C3) até 104 dias – 2496 h (C9), com taxa de variação igual a 0,08 mm/dia. Com o aumento da umidade do solo, houve redução da largura média das fissuras durante o período da visita C9 até 195 dias – 4681 h (C13), com taxa de variação de largura média das fissuras igual a 0,1 mm/dia. Entre as visitas C13 e C14 houve estabilização da largura média das fissuras. O comprimento total e número de segmentos de fissuras aumentaram do início do ensaio (C3) até 50 dias – 1200 h (C7), com taxa de variação igual a 80,8 mm/dia e 1,7 unidades/dia, respectivamente. Com o aumento de umidade do solo, houve redução do comprimento total e número de segmentos de fissuras durante a visita C7 até 195 dias – 4680 h (C13), com taxa de variação igual a 27,9 mm/dia e 0,6 unidades/dia, respectivamente. Entre as visitas C13 e C14 houve estabilização de ambos os índices.

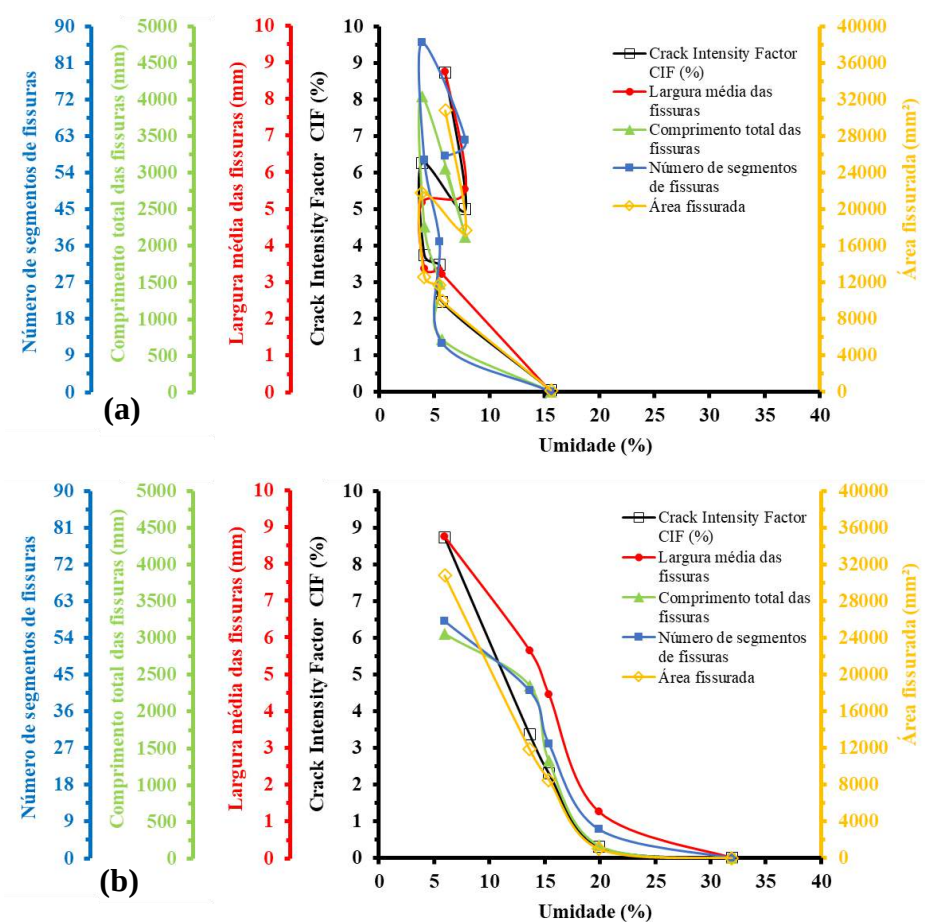
A Figura 125 apresenta a variação dos índices geométricos das fissuras ao longo do processo natural de secagem e molhagem do solo. Durante a fase de secagem (Figura 125 a), verificou-se aumento de todos os índices com o ressecamento do solo. A umidade ao atingir o valor de 5%, apresentou estabilização, mas todos os índices geométricos continuaram a aumentar. Esse comportamento ocorreu devido a determinação da umidade do solo ser feito apenas superficialmente. Provavelmente, abaixo da superfície, a umidade do solo era superior devido ao confinamento. Com o avanço da fissuração do solo, essas camadas também iniciaram a dessecar. Ou seja, os índices geométricos continuaram a aumentar, pois a camada abaixo da superfície continuou a perder umidade com a dessecação, mesmo com a estabilização da umidade do solo superficial.

Com o aumento das precipitações pluviométricas iniciou-se a fase de molhagem do solo (Figura 125 b). Com a molhagem, o solo expandiu e todos os índices geométricos apresentaram

diminuição até o fechamento completo das fissuras, ou seja, a estabilização ocorreu com valor nulo dos índices geométricos.

Em cada visita ao local de estudo foi determinada a sucção matricial do solo superficial, pelo método do papel filtro. A Figura 126 apresenta a curva de retenção de água do solo, ajustada pelo modelo de Van Genuchten (1980). A Tabela 34 apresenta os índices de ajuste utilizados neste modelo.

Figura 125 – Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração na região sem vegetação: (a) fase de secagem; (b) fase de molhagem



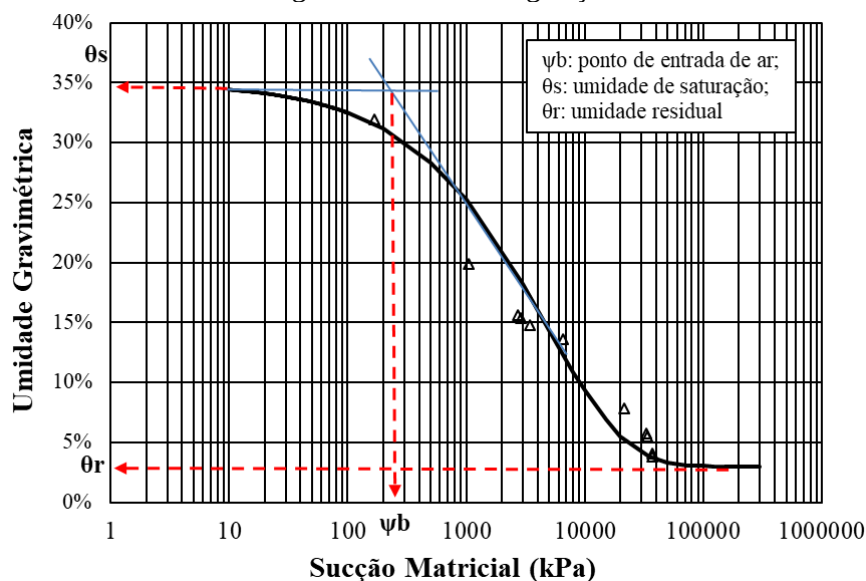
Fonte: O autor (2020)

Tabela 34 – Índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) – Área sem vegetação

Curva	Umidade residual w_r (%)	Umidade saturação w_s (%)	α	N	M	ψb (kPa)	Capacidade Diferencial de Umidade (%) ($C = \Delta w / \Delta \log S$)
w x Sm	3,0	34,5	9,86E-08	0,65	147	250	15

Fonte: O autor (2020)

Figura 126 – Curva de retenção de água do solo dos ensaios realizados no momento da coleta das imagens na área sem vegetação



Fonte: O autor (2020)

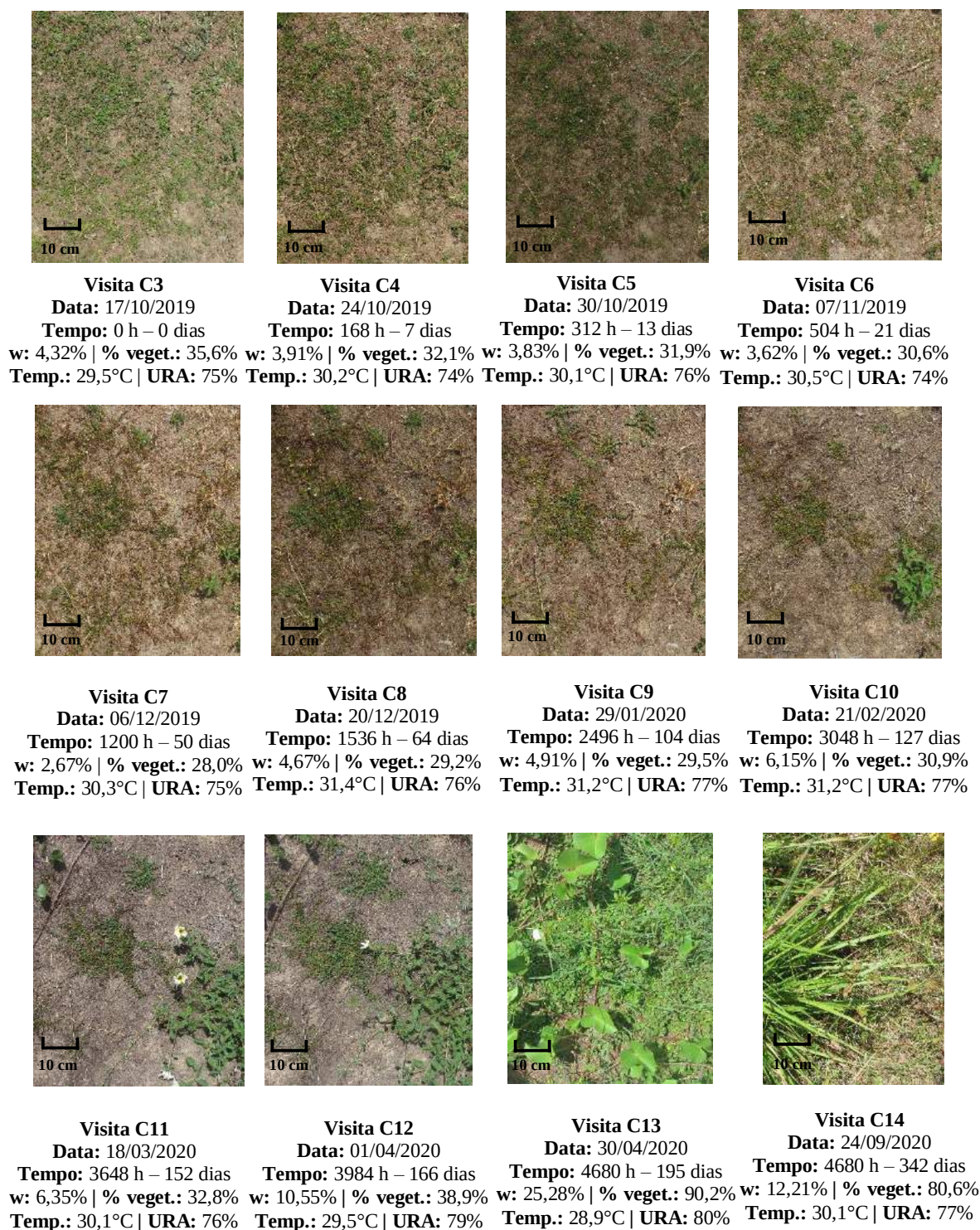
3.8.2.2 Análise das imagens da região com vegetação

Na região com vegetação foi feita a análise da formação e propagação de fissuras, além da evolução percentual de cobertura vegetal e da variação de umidade ao longo do tempo. A duração total do estudo na região com vegetação também foi de 195 dias (4680 h).

A Figura 127 apresenta a sequência de imagens das visitas realizadas no local de estudo e a Figura 128 apresenta o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens. Inicialmente, a umidade superficial do solo era igual a 4,32% (C3). Até a visita C10, ($w = 6,15\%$), após 127 dias (3048 h), com precipitação pluviométrica acumulada de 141,1 mm e taxa de precipitação diária igual a 1,1 mm/dia, não foi verificado a formação de fissuras.

As fissuras se desenvolveram e se propagaram apenas a partir da visita C11 (152 dias – 3648 h) até a visita C12 (166 dias – 3984 h). Isso pode ser explicado pela influência da vegetação no solo, aumentando a resistência a tração superficial do solo pelas raízes no período de dessecação. Os índices geométricos (CIF, largura média, comprimento total, e número de segmentos de fissuras) obtidos são apresentados na Tabela 35. A precipitação acumulada nesse período foi de 46 mm e taxa de precipitação diária de 3,3 mm/dia. A umidade do solo entre as visitas C11 a C12 variou de 6,35% a 10,55%.

Figura 127 – Sequência de imagens na região com vegetação



Fonte: O autor (2020)

Figura 128 – QR Code da sequência de imagens da região sem vegetação (2020/09/28)



https://youtu.be/a_R2Ql6WQsU.

Fonte: O autor (2020)

Tabela 35 – Resumo dos resultados de formação e propagação de fissuras na região com vegetação

Visita	C11	C12
Data	18/03/2020	01/04/2020
Tempo (h-dia)	3648-152	3984-166
Umidade (%)	6,35	10,55
Sucção matricial (kPa)	12851	3479
CIF (%)	0,3	0,9
Largura média (mm)	7,99	15,02
Comprimento total (mm)	174,9	182,9
Nº de segmentos	5	3

Fonte: O autor (2020)

A partir da visita C13 (195 dias – 4680 h) até a última leitura C14 (342 dias – 8208 h) foi verificado o fechamento total das fissuras, sem novas formações de fissuras durante este período. A precipitação acumulada nesse período foi de 1078,1 mm e taxa de precipitação diária de 7,3 mm/dia. A umidade superficial do solo das visitas C13 e C14 foram iguais a 25,28% e 12,21%, respectivamente.

Devido a pequena quantidade de fissuras primárias e não existência de fissuras secundárias, o formato das fissuras foi linear. As poucas fissuras existentes não foram formadas no período em que a umidade do solo era menor, e sim após o aumento da precipitação pluviométrica na região. A Tabela 36 apresenta o resumo dos resultados da variação de vegetação na região com vegetação. A Figura 129 apresenta as curvas da evolução da percentagem de área da vegetação da região com vegetação. A temperatura média ao longo das leituras e umidade relativa do ar

média (URA) foram as mesmas do estudo da região sem vegetação, pois as análises eram feitas paralelamente em cada visita.

Tabela 36 – Resumo dos resultados da variação de vegetação na região com vegetação

Visita	Data	Tempo (h-dia)	Umidade (%)	% da área de vegetação	Temperatura (°C)	Umidade relativa do ar (%)	Sucção matricial (kPa)
C3	17/10/2019	0-0	4,32	35,6	29,5	75	22052
C4	25/10/2019	168-7	3,91	32,1	30,2	74	22958
C5	01/11/2019	312-13	3,83	31,9	30,1	76	24387
C6	07/11/2019	504-21	3,62	30,6	30,5	74	26862
C7	06/12/2019	1200-50	2,67	28,0	30,3	75	28772
C8	20/12/2019	1536-64	4,67	29,2	31,4	76	20437
C9	29/01/2020	2496-104	4,91	29,5	31,2	77	19253
C10	21/02/2020	3048-127	6,15	30,9	31,2	77	16166
C11	18/03/2020	3648-152	6,35	32,8	30,1	76	12851
C12	01/04/2020	3984-166	10,55	38,9	29,5	79	3479
C13	30/04/2020	4680-195	25,28	90,2	28,9	80	432
C14	24/09/2020	8208-342	12,21	80,6	30,1	77	2585

Fonte: O autor (2020)

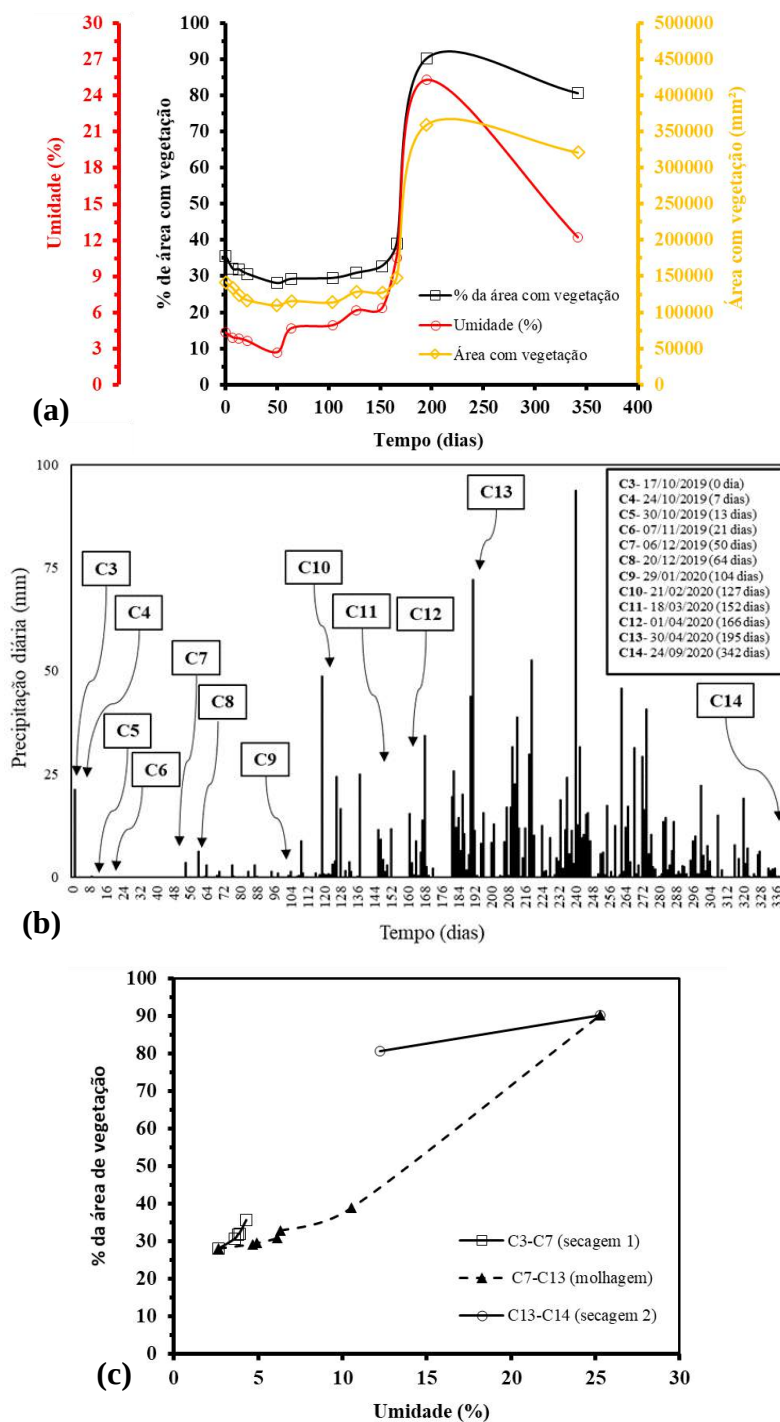
Quanto a percentagem de vegetação na área houve três faixas de variação. A primeira faixa durou do início das leituras (C3) até a visita C7, com duração total de 50 dias (1200 h), e houve diminuição da área de vegetação de 35,6% para 28,0% (Figura 129 a). Durante este período houve um acúmulo de precipitação igual a 21,3 mm (Figura 129 b), representando um baixo índice de precipitação, e redução da umidade do solo de 4,32% a 2,67% (Figura 129 c), o que justifica a redução da área de vegetação neste período. A taxa de redução da percentagem de vegetação ao longo desse período foi igual a 0,15%/dia.

A segunda faixa teve início após a visita C7 até a visita C13, com duração de 145 dias (3480 h), apresentando aumento da área de vegetação de 28,0% até 90,2% (Figura 129 a). Ao longo desse período foi registrado um acúmulo de precipitação pluviométrica igual a 546,6 mm (Figura 129 b). Isso representa um aumento significativo de precipitação, aumentando a umidade do solo de 2,67% para 25,28% (Figura 129 c). A taxa de aumento da percentagem de vegetação ao longo desse período foi igual a 0,43%/dia.

Por último, a última faixa teve início da visita C13 até a última visita C14, com duração de 147 dias (3528 h), apresentando redução da área de vegetação de 90,2% para 80,6% (Figura 129 a). Foi registrado nesse período um acúmulo de precipitação pluviométrica igual a 1078,1 mm (Figura 129 b). A umidade do solo superficial diminuiu de 25,28% para 12,21% (Figura 129 c). A taxa de redução da percentagem de vegetação foi de 0,07%/dia. Apesar de nesta faixa ter tido o maior acúmulo de precipitação pluviométrica, houve redução da área de vegetação. Isso

pode ser justificado pela maior concentração das chuvas logo após a visita C13, e à medida que se aproximou da visita C14 houve uma redução considerável de precipitação pluviométrica (Figura 129 b).

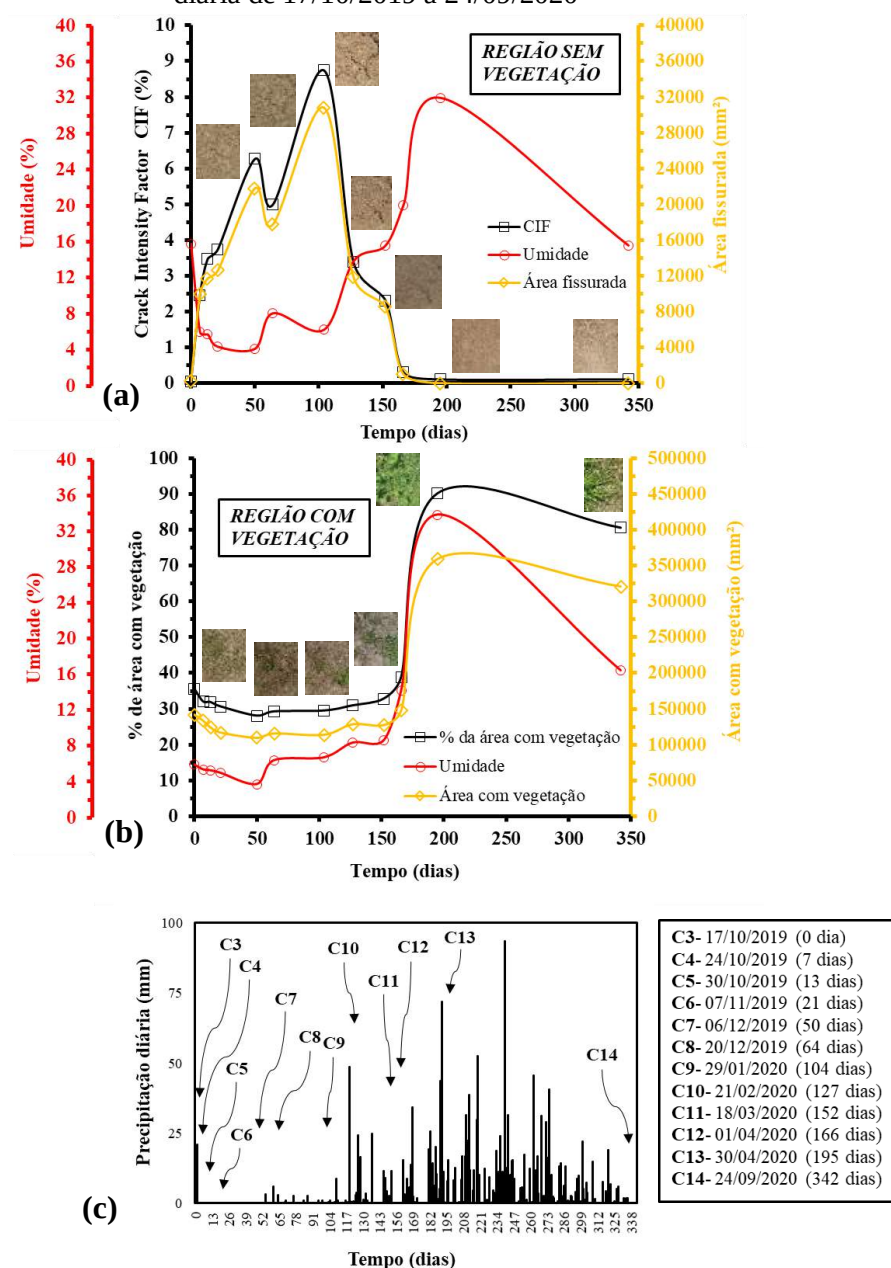
Figura 129 – Resultados da região com vegetação: (a) Tempo versus evolução da área de vegetação e umidade; (b) Tempo versus Precipitação diária durante o período das leituras; (c) Umidade versus Percentagem da área com vegetação



Fonte: O autor (2020)

Pode-se concluir que no período de estiagem houve redução da área de vegetação na região. À medida que houve aumento de precipitação pluviométrica no local, a umidade do solo aumentou, e dessa maneira, aumentou a área de vegetação. Justino da Silva (2001) também verificou que durante os meses de verão, período no qual as chuvas são escassas e a temperatura e insolação são elevadas, a vegetação praticamente desaparece e surgem fissuras nas camadas de solo mais superficiais. A Figura 130 apresenta o efeito do clima na formação de fissuras na região sem vegetação e na variação da área de vegetação na região com vegetação.

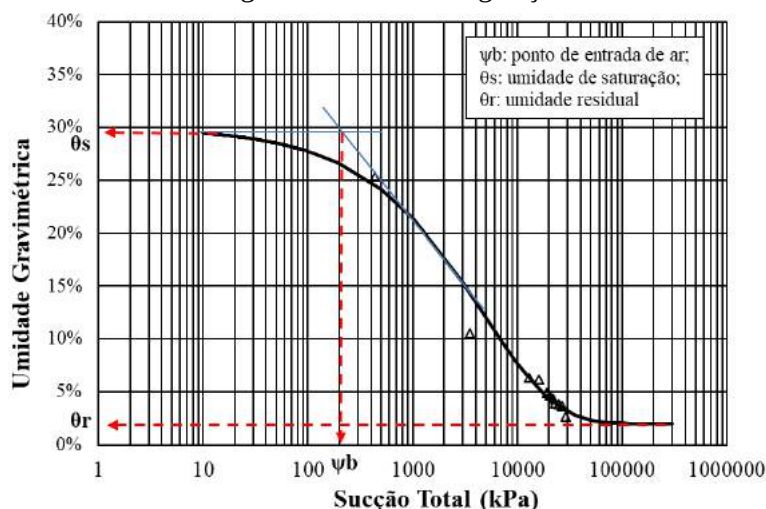
Figura 130 – Efeito do clima (precipitação pluviométrica) na: (a) formação de fissuras na região sem vegetação; (b) variação da área de vegetação na área com vegetação; (c) precipitação pluviométrica diária de 17/10/2019 a 24/09/2020



Fonte: O autor (2020)

A formação e propagação das fissuras na região sem vegetação aumentou durante o período de estiagem. Com o início das chuvas, as fissuras em seguida fecharam-se por completa e assim permaneceram apesar da redução da umidade superficial do solo, pois a dessecação não foi suficiente para reabrir as fissuras pré-existentes nem formar fissuras secundárias (Figura 130 a). Na região com vegetação, no período de estiagem, a área da vegetação permaneceu constante com valor aproximadamente de 30%. Com o aumento da precipitação pluviométrica, o solo superficial aumentou a umidade, e, portanto, verificou-se aumento da área da vegetação, atingindo até aproximadamente 90% de área de cobertura vegetal. Com o fim do período chuvoso, a umidade do solo diminuiu e houve redução da área de vegetação (Figura 130 b). Assim como na região sem vegetação, em cada visita ao local de estudo foi determinada a sucção matricial do solo superficial, pelo método do papel filtro. A Figura 131 apresenta a curva de retenção de água do solo, ajustada pelo modelo de Van Genuchten (1980). A Tabela 37 apresenta os índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980).

Figura 131 – Curva de retenção de água do solo dos ensaios realizados no momento da coleta das imagens na área com vegetação



Fonte: O autor (2020)

Tabela 37 – Índices de ajuste do modelo de Van Genuchten (1980) – Área com vegetação

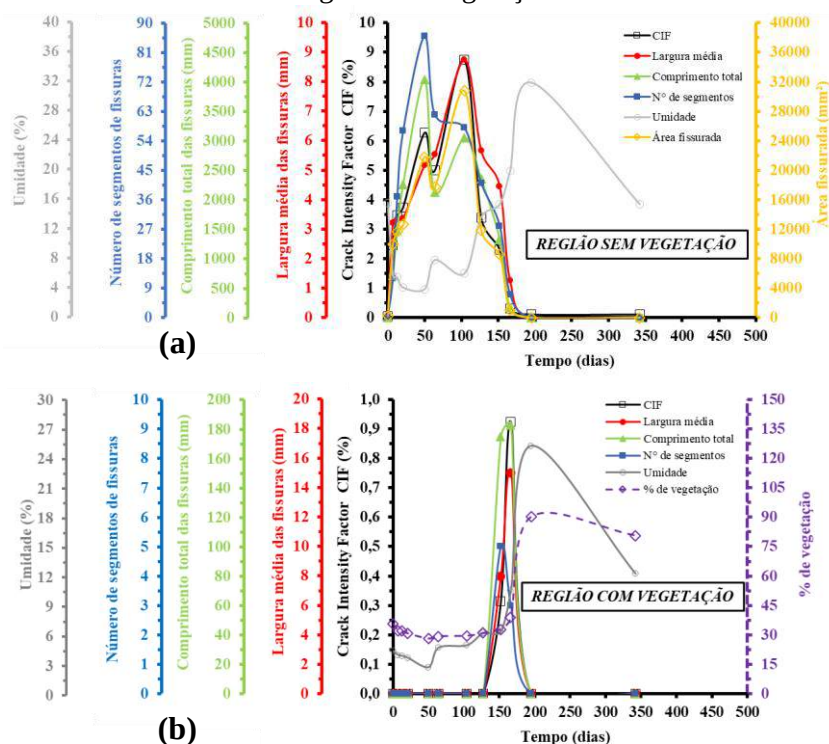
Curva	Umidade residual w_r (%)	Umidade saturação w_s (%)	α	N	M	ψ_b (kPa)	Capacidade Diferencial de Umidade (%) ($C = \Delta w / \Delta \log S$)
w x Sm	2,1	29,2	9,86E-08	0,64	135	200	14,5

Fonte: O autor (2020)

3.8.3 Comparação da formação e propagação de fissuras entre os ensaios de campo

A Figura 132 apresenta a evolução da formação e propagação de fissuras em função do tempo das regiões sem e com vegetação. A umidade inicial do solo na região com vegetação era igual a 4,32% e não apresentava fissuras superficiais. Já na região sem vegetação a umidade inicial do solo era igual a 15,59%. O solo superficial dessa região estava confinado a 15 cm abaixo da superfície do terreno devido a retirada da vegetação e raízes para o início do estudo. Diante disso, a umidade inicial do solo superficial da região sem vegetação era superior. Com a exposição ao ar livre do solo da região sem vegetação, houve diminuição da umidade e os índices geométricos aumentaram até aproximadamente 100 dias do início das leituras. Posteriormente, com o aumento das precipitações pluviométricas no local, a umidade aumentou e o solo sofreu expansão. Consequentemente, foi verificado redução dos índices geométricos das fissuras. Após 180 dias do início das leituras, foi constatado o fechamento completo das fissuras, com umidade superficial do solo igual a 31,91%. Em seguida, com a diminuição das precipitações pluviométricas, a umidade do solo superficial voltou a reduzir até 15,41% após 342 dias do início das leituras e não houve formação de novas fissuras.

Figura 132 – Curva Tempo versus Evolução geométrica das fissuras: (a) região sem vegetação; (b) região com vegetação



Fonte: O autor (2020)

Na região com vegetação, não foram verificadas formação de fissuras até 140 dias do início das leituras. Durante este período, a umidade do solo apresentou valores baixos (2,67% a 6,15%). As poucas fissuras foram formadas após 140 dias do início das leituras e os índices geométricos aumentaram. Após aproximadamente 200 dias do início das leituras, as fissuras se fecharam, ou seja, os índices geométricos tornaram-se nulos novamente.

Chama a atenção que, na região com vegetação, as poucas fissuras foram formadas em um período em que a umidade do solo superficial aumentou (aumento das precipitações pluviométricas). Contudo, com o contínuo aumento das precipitações pluviométricas e consequentemente da umidade do solo e da porcentagem de vegetação, as fissuras se fecharam. Portanto, a vegetação tem um importante papel para impedir a formação e propagação de fissuras.

3.8.4 Comparação entre a formação e propagação de fissuras entre os ensaios de laboratório e de campo

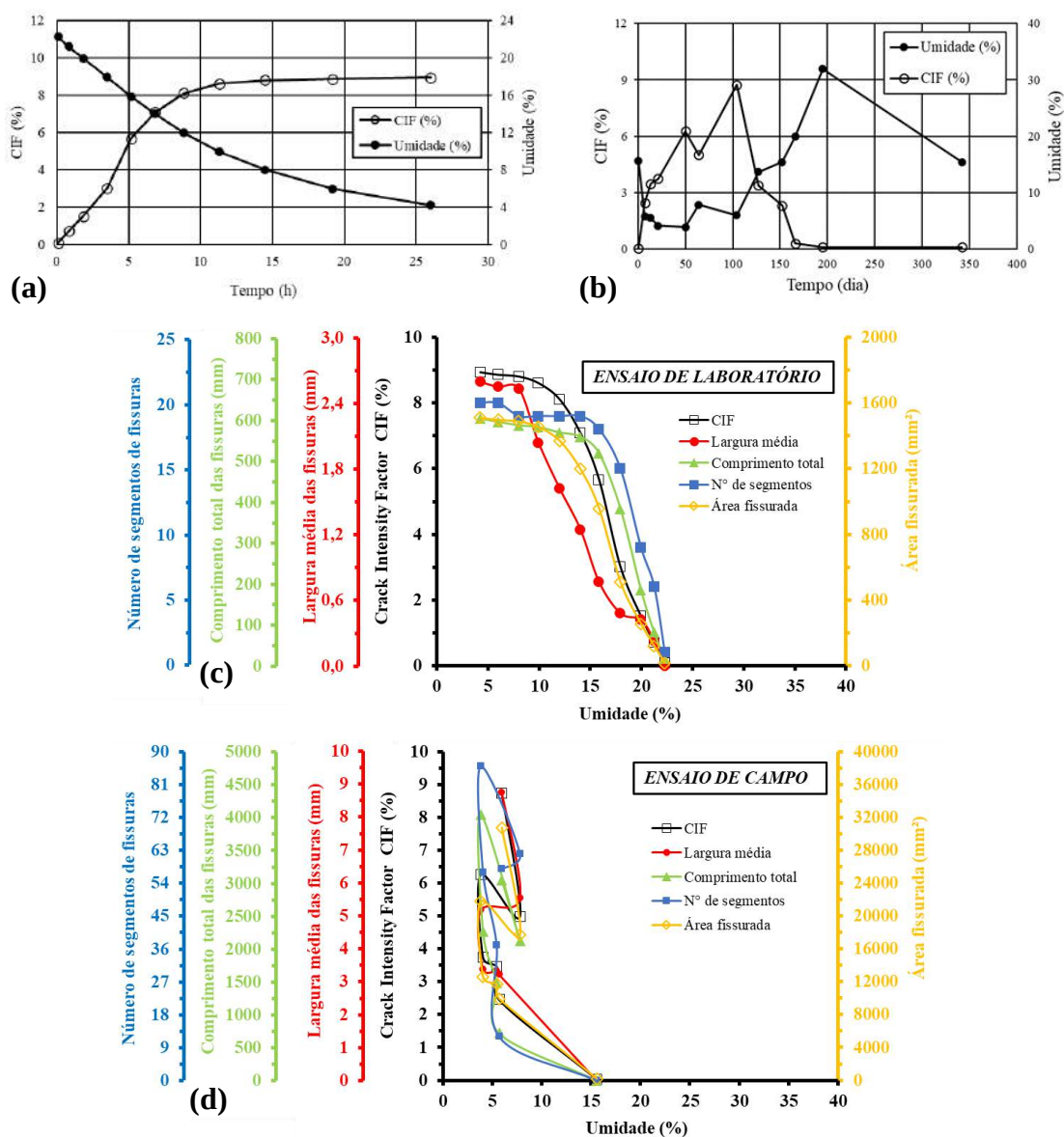
Os resultados do ensaio de laboratório no solo indeformado com $w_i = 22,25\%$ (Ensaio L3) foram comparados com os resultados do ensaio de campo na região sem vegetação. A Figura 133 apresenta os resultados da evolução geométrica entre os ensaios de laboratório e de campo. O ensaio de laboratório apresentou aumento de CIF enquanto o solo dessecava até atingir a estabilização (Figura 133 a). Já o ensaio de campo apresentou o mesmo comportamento enquanto o solo dessecava, porém não foi verificado estabilização do CIF (Figura 133 b).

Isso pode ser explicado devido ao intervalo de tempo entre as leituras e as condições climáticas entre os ensaios. No ensaio de laboratório, o ensaio de secagem teve duração máxima igual a 26,0 h, enquanto no ensaio de campo o período em que houve dessecação do solo foi igual a 2496 h ou 104 dias. Ou seja, no ensaio de campo o tempo entre uma leitura e outra foi superior ao tempo de todo o ensaio de laboratório. Além disso, no ensaio de laboratório houve controle da temperatura e umidade relativa do ar, pois o ensaio foi realizado dentro de um aparato. Já o ensaio de campo foi realizado ao ar livre, portanto houve variação da temperatura, umidade relativa do ar e precipitação pluviométrica ao longo de cada dia.

Contudo, tanto no ensaio de laboratório quanto no ensaio de campo o CIF aumentou quando houve diminuição da umidade, e diminuiu quando houve aumento da umidade. Vale salientar que os valores máximos do CIF em ambos os ensaios foram muito semelhantes. No ensaio de laboratório o CIF máximo foi igual a 8,9% com umidade de 4,23% e foi composto principalmente pela contração do solo, pois poucas fissuras foram formadas. Enquanto que no

ensaio de campo o CIF máximo foi igual a 8,7% com umidade de 5,98% e foi formado apenas pela fissuração do solo.

Figura 133 – Resultados dos ensaios de laboratório e de campo: Tempo versus CIF (a) Ensaio de laboratório (b) Ensaio de campo; Umidade versus Evolução geométrica das fissuras (c) Ensaio de laboratório (d) Ensaio de campo



Fonte: O autor (2020)

Os índices geométricos no ensaio de laboratório aumentaram com a dessecação até atingir a estabilização (Figura 133 c). No ensaio de campo os índices geométricos aumentaram com o ressecamento do solo, porém não foi verificado comportamento de estabilização (Figura 133 d). Os índices geométricos continuaram a aumentar com a estabilização da umidade, pois como a umidade do solo era obtida apenas superficialmente, e provavelmente abaixo da superfície a

umidade era superior. Com o avanço da fissuração do solo, essas camadas também iniciaram a dessecar, e assim, os índices geométricos continuaram aumentando.

3.9 CONCLUSÕES DO PROCESSO DE PROPAGAÇÃO DE FISSURAS

As principais conclusões do processo de propagação de fissuras obtidas nos ensaios de laboratório e de campo são apresentadas. As conclusões abordam a propagação das fissuras com a secagem em solo amolgado nas umidades iniciais acima do limite de liquidez, ciclo de secagem – molhagem, estrutura indeformado e compactado, a dimensão da amostra de solo, campo e laboratório e campo com e sem vegetação

- a) Propagação das fissuras com a secagem em solo amolgado com umidades iniciais acima do limite de liquidez

No processo de formação e propagação das fissuras e contração por secagem verifica-se que a perda de umidade ocorre inicialmente nas bordas para o centro. As fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “Y”. A curva Umidade versus CIF apresenta três faixas durante o processo dessecação com o tempo, Fissuração/contração inicial; Fissuração/contração primária e Fissuração/contração secundária. O ressecamento do solo causa redução no tamanho dos espaços porosos, resultando em um aumento de sucção. Quanto menor a variação do índice de vazios, menor é a variação na deformação volumétrica, consequentemente o desenvolvimento da fissura reduz e se aproxima do estado estacionário (residual). Os índices geométricos das fissuras: área fissurada, CIF, largura média, comprimento total e o número total de segmentos de fissuras aumentaram com a perda de umidade até umidade próxima ao limite de contração e para umidades inferiores estabilizam ou diminuem a taxa de crescimento.

- b) Propagação das fissuras com ciclos de molhagem e secagem

Nas fases de secagem, após molhagem, surgiram novas microfissuras. As novas microfissuras surgiam a partir das fissuras já existentes, interligando umas às outras. Nas fases de molhagem as fissuras principais fecham-se parcialmente, e algumas fissuras secundárias chegam a fechar por completo, resultando em diminuição do CIF.

A redução da área fissurada, ao longo da molhagem, ocorre devido a hidratação do solo com a expansão da dupla camada. Isso aumenta o espaçamento basal e o deslocamento das partículas da superfície para o interior das fissuras. As partículas preenchem parcialmente as fissuras com

uma textura mais fina empurrados na matriz do solo devido a ação da argila de alta atividade formando pápulas. O formato das fissuras secundárias formadas a partir das fissuras primárias desenvolvidas nos ciclos de secagem e molhagem, são em “T” e “Y”. O comprimento total e número total de segmentos de fissuras crescem e a largura média das fissuras diminuem com o avanço dos ciclos de secagem e molhagem. A área fissurada e CIF mantem-se constantes até o 4º ciclo de secagem e molhagem e a partir do 5º ciclo aumentam. A variação dos índices geométricos das fissuras no final de cada ciclo é influenciada pelo número de ciclos.

c) Efeito da estrutura em solo indeformado e compactado no processo de propagação de fissuras durante dessecação

O processo de propagação de fissuras do solo indeformado ($W_i = 22,25 \%$, $e = 0,86$) e compactado ($W_i = 24,76 \%$, $e = 0,83$) apresenta o mesmo padrão. Há mudança de coloração do solo não saturado (inicial) para o estado seco no sentido das bordas ao centro. A variação volumétrica provocada pela dessecação foi ocasionada principalmente pela contração do solo. Na estrutura do solo indeformado as poucas fissuras secundárias formadas a partir das fissuras primárias, apresentaram o formato “Y”, e na estrutura do solo compactado há formação de poucas fissuras primárias e não existência de fissuras secundárias, as fissuras apresentaram formato linear e não em forma de “T” ou “Y” encontradas no solo com umidade inicial acima do limite de liquidez. Verifica-se também que na fase de fissuração/contração secundária, há redução da taxa de CIF com o processo de secagem, sobretudo ao se aproximar da umidade correspondente ao limite de contração do solo.

A umidade inicial e o índice de vazios de inicial, em especial, têm importância significativa no processo de propagação de fissuras. O processo de propagação de fissuras do solo indeformado ($W_i = 22,25 \%$, $e = 0,86$) e compactado ($W_i = 24,76 \%$, $e = 0,83$) apresentam umidade inicial inferior ao limite de plasticidade ($LP = 26\%$) e padrão na propagação de fissuras diferentes da amostra amoldada em umidades acima do limite de liquidez ($W_i > 1,4xLL$, $e > 2,80$). Na primeira, prevalecem contrações e menores fissuras enquanto na segunda prevalecem as fissuras e menores contrações.

d) Efeito da dimensão da amostra na propagação de fissuras

O processo de propagação de fissuras e contração na amostra cilíndrica ($D/H = 0,48$ e $W_i = 39,71\%$ saturado) por dessecação foram medidas de forma separada, e, portanto, as análises dos resultados foram realizadas separadamente. As fissuras e contrações no topo da amostra de solo surgiram simultaneamente durante a dessecação do solo. As fissuras apresentaram formato

“linear” partindo da borda em direção ao centro seguindo de forma diametral a outra borda. Os índices geométricos das fissuras (CIF, largura média, comprimento total e número de segmentos de fissuras) cresceram inicialmente e depois decresceram em função do tempo de secagem. Devido à heterogeneidade do solo natural, inclusive de sua coloração, as fissuras começam a formar-se entre as feições homogêneas.

As fissuras e contrações das imagens laterais observadas surgiram simultaneamente em todas as posições no processo de dessecação. A variação do CIF e os demais índices geométricos ao longo do tempo em todas as imagens foram semelhantes às imagens do topo do corpo de prova, tanto para as análises da fissuração quanto da contração ao longo da dessecação. A razão diâmetro/altura (D/H) da amostra de solo, não apresentou variação significativa ao longo da dessecação do solo, ou seja, a redução volumétrica foi proporcional entre o diâmetro e altura, há, entretanto, uma tendência de aumento da relação D/H com a redução de umidade do solo. O ressecamento do solo causou redução no tamanho dos espaços porosos, resultando em um aumento de sucção e redução do índice de vazios. Quanto menor a variação do índice de vazios, menor é a variação na deformação volumétrica, consequentemente o desenvolvimento da fissura reduz e se aproxima do estado estacionário. Observa-se também o efeito da heterogeneidade da propagação das fissuras. A posição posterior P180, mais homogênea, apresentou menos fissuras que as demais fases heterogêneas.

A análise da contração isolada apresentou aumento da taxa de CIF em função do tempo até a estabilização. Isso mostra que durante o processo de secagem houve um período em que as tensões que provocavam o efeito contracional do solo foi superior as tensões que geravam a fissuração. Dessa maneira, a ocorrência de redução volumétrica do solo ao longo do processo de secagem foi conduzida principalmente pelo efeito da contração. A relação entre diâmetro e altura (D/H) das amostras influencia o padrão de fissuras. Mesmo considerando que há uma série de outros fatores influentes, observa-se que da amostra com $D/H = 9,4$ ($W_i = 22,25\%$, $e = 0,86$, amostra indeformada na condição de campo) há uma preponderância da contração em relação a fissuração do que na amostra com $D/H = 0,48$ ($W_i = 39,71\%$, $e = 1,05$ amostra de campo saturada em laboratório, considerando a fase do topo da amostra).

e) Análise da formação e propagação de fissuras em campo e em laboratório

Na área experimental sem vegetação, em campo, o solo apresentava umidade de 15,59% (período inicial de estiagem), houve diminuição da umidade levado a efeito pela evaporação e os índices geométricos aumentaram até aproximadamente 100 dias do início do monitoramento com umidade do solo superficial igual a 5,98%. No período chuvoso, com as precipitações, a

umidade aumentou, o solo expandiu e as fissuras diminuíram. Houve redução dos índices geométricos das fissuras e após 180 dias do início do monitoramento houve o fechamento completo das fissuras de superfície, com umidade superficial igual a 31,91%. Com a diminuição da precipitação pluviométrica, a umidade do solo superficial reduziu até 15,41% após 342 dias do início das leituras, não havendo formação de novas fissuras.

Comparando os resultados na área experimental de campo sem vegetação ($W_i = 15,59\%$) com o ensaio de laboratório no solo indeformado ($W_i = 22,25\%$ - Ensaio L3) verifica-se que os valores máximos do CIF nos ensaios de campo e laboratório foram próximos. O valor máximo do CIF no ensaio de laboratório foi 8,9% com umidade de 4,23% e foi composto principalmente pela contração do solo, pois poucas fissuras foram formadas. Enquanto que no ensaio de campo o CIF máximo foi 8,7 % com umidade de 5,98% e foi formado apenas pela fissuração do solo. Os índices geométricos (CIF, largura média, comprimento total e número de segmentos) aumentam com secagem até atingir a estabilização em laboratório. No campo apresentou o mesmo comportamento durante a secagem, porém não foi verificado a estabilização dos índices geométricos, continuaram a aumentar com estabilização da umidade. Isto se deve ao fato de que a umidade do solo era obtida na superfície e abaixo da superfície a umidade era superior. Com o avanço da fissuração do solo, em profundidade também iniciaram a dessecar com a abertura da fissura, e assim, os índices geométricos continuaram aumentando.

f) Efeito da vegetação de campo no processo de formação e propagação de fissuras

Na área experimental com vegetação não foram verificadas formação de fissuras até 140 dias do início do monitoramento mesmo período seco. Poucas fissuras foram formadas após 140 dias do início das leituras e os índices geométricos aumentaram. Após 200 dias do início das leituras, no período chuvoso, as fissuras se fecharam e os índices geométricos de fissuras tornaram-se nulos novamente.

A umidade do solo superficial na área experimental com vegetação é menor do que na área com vegetação (exceto em uma determinação em período chuvoso) isto se deve à evapotranspiração na área com vegetação, ao contrário da área sem vegetação que há apenas a evaporação. É importante notar que mesmo com sucção maior na área com vegetação a formação e propagação de fissuras é menor, devido as raízes das vegetações absorverem as tensões superficiais geradas pela sucção que seriam transmitidas ao solo caso não estivesse com vegetação. Reafirma-se a importância da vegetação em minimizar ou impedir a formação e propagação de fissuras nos solos.

4 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM FUNDAÇÕES DE ESTACAS GRANULARES ANCORADAS (GRANULAR PILE ANCHOR FOUNDATION - GPA)

São abordados a revisão bibliográfica, metodologia, os resultados e discussões dos ensaios de arrancamento em estacas granulares ancoradas com ciclos de secagem e umedecimento.

4.1 INTRODUÇÃO

A recuperação dos danos causados pelos solos expansivos nas obras de Engenharia Civil é estimada em bilhões de dólares por ano no mundo inteiro (PHANIKUMAR et al., 2004, HARIKRISHNA, 2006, PHANIKUMAR e SHARMA, 2006). Projetar em solos expansivos é um desafio mundial na Engenharia Geotécnica. Esses solos causam danos nas estruturas assentadas neles devido as variações volumétricas que sofrem com as oscilações de umidade no decorrer do tempo.

Quando absorvem água, os solos expansivos aumentam de volume, apresentando comportamento de expansão. Ao contrário, no momento em que ocorre a evaporação da água presente nos vazios deste solo é apresentado comportamento de contração, ou seja, de redução volumétrica (HOLTZ e GIBBS, 1956; CHEN, 1988; SHARMA, 1998; RAO et al., 2004a; RAO et al., 2007; MUTHUKUMAR e PHANIKUMAR, 2015, PHANIKUMAR e MUTHUKUMAR, 2015).

Devido ao seu comportamento alternado de expansão ou contração, é verificado fissuras e rachaduras prejudiciais em estruturas de edificações tais como em fundações, muros de arrimo, pavimentos, calçadas e canais. Se a tensão de expansão do solo expansivo for maior do que a reação dessas estruturas, estas estarão sujeitas a uma fissuração severa (CHEN, 1988). Essas fissuras ou rachaduras podem resultar em instabilidade na estrutura dessas edificações e consequentemente redução da sua capacidade de suporte.

Segundo Abhishek e Sharma (2018), na Índia, cerca de 20% do seu território é composto por argilas expansivas. Dessa maneira, muitas técnicas de fundações e melhoramento de solos estão sendo estudados para servir como medida corretiva nessas situações, em que o solo apresentar comportamento de expansão e contração em função da variação da umidade. Dessa maneira, há uma necessidade urgente em resolver problemas associados a esse tipo de solo através de técnicas de fundações inovadoras.

Estacas granulares, também chamadas de estacas de compactação, tem sido utilizada nas últimas décadas como uma técnica geotécnica de melhoramento de solos coesivos moles e

depósitos granulares fofos. Além disso, esta técnica tem se mostrado eficaz para melhorar a capacidade de carga e reduzir recalques (PHANIKUMAR e SHARMA, 2006). Muitas técnicas inovadoras foram desenvolvidas para controlar o levantamento de fundações assentadas em solos expansivos (CHEN, 1988). As fundações de estacas granulares ancorados (Granular Pile Anchor Foundation - GPA), que é uma modificação das estacas granulares, vem sendo considerada bastante eficaz no controle do levantamento das fundações, assim como, na melhoria do comportamento geotécnico das camadas de argilas expansivas (KRANTHIKUMAR et al., 2017; SHARMA e SHARMA, 2019).

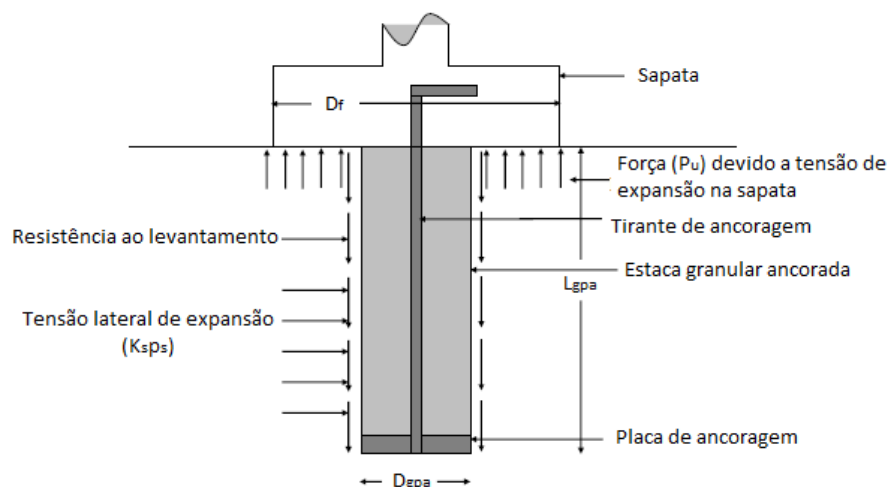
A GPA é uma técnica de fundação inovadora capaz de neutralizar os efeitos indesejados dos solos expansivos nas edificações. Diversos estudos reportados na literatura comprovam o aumento da capacidade de suporte de uma camada de argila expansiva após a instalação das estacas granulares ancoradas (PHANIKUMAR, 1997; SHARMA, 2000; PHANIKUMAR et al., 2004; RAO et al., 2007; MUTHUKUMAR e PHANIKUMAR, 2010; ISMAIL e SHAHIN, 2013; ALJORANY et al., 2014; PHANIKUMAR e MUTHUKUMAR, 2015; MUTHUKUMAR e PHANIKUMAR, 2015; PRADEEP KUMAR et al., 2018; SHARMA e SHARMA, 2018; PHANIKUMAR e MUTHUKUMAR, 2020).

A estaca granular, por si só, não resistirá aos esforços de tração exercidos pela expansão do solo na fundação. Devido a isso, a filosofia básica da GPA, consiste na ancoragem na base da estaca granular, por uma placa rígida metálica, através de um tirante. Dessa maneira, à estaca granular torna-se resistente a tração pelo efeito de ancoragem, sendo capaz de neutralizar as forças exercidas do solo expansivo na fundação (PHANIKUMAR e RAO, 2000; RAO et al., 2004b; ALJORANY et al., 2018; PHANIKUMAR et al., 2020)

Em uma fundação do tipo GPA, a resistência à expansão do solo também é desenvolvida pela parcela do peso da estaca granular atuando em sentido contrário, ou seja, pelo atrito mobilizado ao longo da interface cilíndrica da estaca – solo. Dessa maneira, dificulta a possibilidade de levantamento da fundação. A Figura 134 apresenta o conceito de uma fundação GPA e a atuação das forças.

A força de levantamento, P_u , é proveniente da tensão de expansão, P_s , do solo expansivo. A força resistente, P_R , é a reação da força de levantamento, P_u , a qual é composta pelo peso da estaca granular, resistência ao cisalhamento na interface GPA – solo, e da resistência ao cisalhamento do empuxo devido à expansão do solo ($K_s P_s$). As Equações 4 e 5 apresentam as expressões referente a P_u e P_R , respectivamente.

Figura 134 - Conceito e atuação das forças de uma fundação em estacas granular ancorada - GPA (RAO et al., 2007)



Fonte: Adaptado de Rao et al. (2007)

$$P_u = P_s \cdot \left(\frac{\pi}{4} \cdot D_f^2 - \frac{\pi}{4} \cdot D_{gpa}^2 \right) \quad (4)$$

em que:

P_u : força de levantamento;
 P_s : tensão de expansão do solo;
 D_f : diâmetro da fundação;
 D_{gpa} : diâmetro da GPA.

$$P_R = W_{gpa} + \pi \cdot D_{gpa} \cdot L_{gpa} \cdot [c' + (K \cdot \bar{\sigma}_{v0} + K_s \cdot P_s) \cdot \tan \varphi'] \quad (5)$$

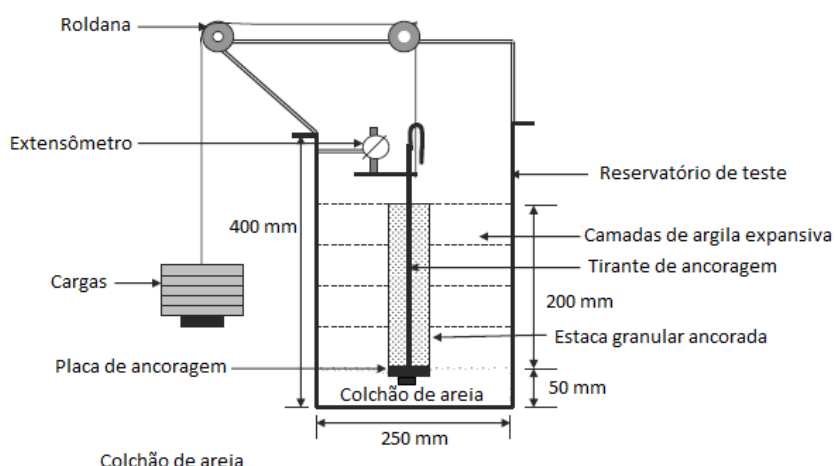
em que:

P_R : força resistente;
 W_{gpa} : peso da fundação GPA;
 L_{gpa} : comprimento da fundação GPA;
 c' : coesão efetiva do solo;
 φ' : ângulo de atrito do solo.
 K : coeficiente de empuxo de terra;
 K_s : coeficiente de empuxo devido à expansão do solo;
 $\bar{\sigma}_{v0}$: tensão efetiva devido à sobrecarga.

O ensaio de arrancamento (*pullout test*) tem fundamental importância no estudo do comportamento das GPA. A variação da umidade e dos parâmetros de resistência ao

cisalhamento durante os diferentes estágios de expansão e contração afetam significativamente o comportamento de arrancamento das GPA. A Figura 135 apresenta o modelo reduzido de um ensaio de arrancamento em GPA.

Figura 135 – Ensaio de arrancamento (*pullout test*) em modelo reduzido de uma GPA (PHANIKUMAR et al., 2004)



Fonte: Adaptado de Phanikumar et al. (2004)

O comportamento físico das GPA, assentadas em uma camada de argila expansiva, depende do nível de expansão e contração devido a variação de umidade. Por isso, é necessário estudar o comportamento quanto ao arrancamento das estacas granulares ancoradas sob efeito de expansão e contração.

Phanikumar e Rao (2000) realizaram ensaios de arrancamento em GPA, no laboratório, utilizando uma camada de geossintéticos acima da placa metálica situada na base da estaca. Foram realizados ensaios de arrancamento com e sem os geossintéticos. O tipo de geossintético utilizado foi o geotêxtil e a geogrelha, variando sua rigidez. O aumento da resistência ao arrancamento é devido ao atrito mobilizado entre o geossintético e o meio confinado quando se inicia a aplicação do incremento de cargas na estaca, dessa forma o geossintético acompanha o movimento ascendente da estaca.

Os autores concluem que a resistência ao arrancamento do sistema aumenta com o reforço dos geossintéticos na base da fundação, principalmente se o ângulo de atrito da interface entre o solo e o geossintético for maior. Os autores concluem que as estacas granulares ancoradas reforçadas com geogrelha apresentam melhor comportamento no ensaio de arrancamento do que com geotêxtil.

Phanikumar et al. (2004) apresentou resultado de testes de levantamento e arrancamento em estacas granulares ancoradas, em laboratório, assentadas em argila expansiva. O autor conclui que o levantamento provocado pela argila expansiva reduziu 96% e a resistência não drenada da argila expansiva aumentou em 20%. A capacidade de carga ao arrancamento das estacas granulares ancoradas aumentaram com o aumento do diâmetro e densidade relativa da estaca granular ancorada.

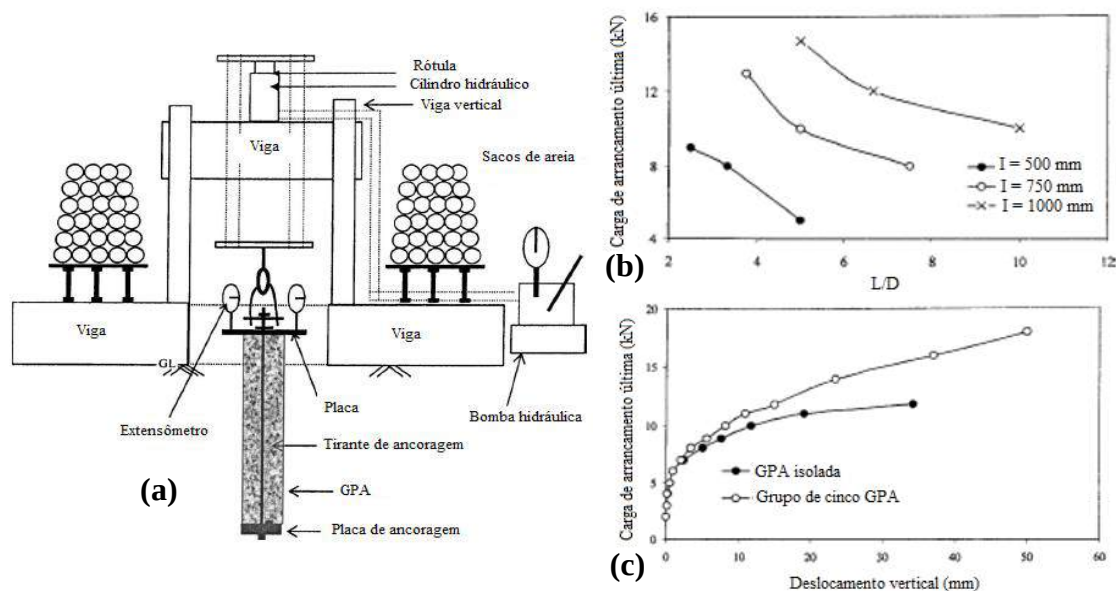
Phanikumar e Sharma (2006) apresentaram resultados de ensaios de arrancamento em modelo reduzido de GPA em laboratório. A capacidade de arrancamento aumentou com o aumento do comprimento de ancoragem da estaca granular, assim como, da densidade relativa do material granular. Para uma estaca com comprimento de 250 mm, a carga de tração para 30 mm de arrancamento foi de 250 N. Já para uma estaca de 350 mm de profundidade, a carga foi de 510 N, indicando um aumento de ordem de 100%. Para ensaios de arrancamento cuja densidade relativa variou de 50% a 70%, foi constatado aumento de 30% da carga de arrancamento para um deslocamento de 30 mm.

Rao et al. (2007) apresentaram os resultados de uma campanha de ensaios em campo destinados a estudar o comportamento quanto ao arrancamento de GPA assentados em solo argiloso expansivo. Os ensaios de arrancamento foram realizados com variação do diâmetro e comprimento das GPA.

Foi verificado que nos ensaios de arrancamento in situ que as GPA de maior diâmetro apresentaram maior capacidade de carga quanto ao arrancamento. Dentre de várias estacas isoladas ensaiadas cuja relação L/D (comprimento/diâmetro) variou entre 2,5 a 10, à estaca granular ancorada com comprimento igual a 1000 mm e diâmetro igual a 200 mm ($L/D=5$), apresentou o melhor resultado de capacidade de carga ao arrancamento (14,71 kN).

A medida que se aumenta o diâmetro e o comprimento das estacas, aumenta-se a capacidade de carga quanto ao arrancamento. Quando o comprimento da estaca foi aumentado de 500 mm para 750 mm e 1000 mm, o aumento do percentual da capacidade de carga quanto ao arrancamento, par um levantamento ascendente de 25 mm, foi de 33% e 56%, respectivamente. A capacidade de carga ao arrancamento do grupo de estacas foi igual a 18 kN contra 12 kN para a estaca isolada. A Figura 136 apresenta o ensaio de arrancamento executado em campo e os resultados obtidos por Rao et al. (2007).

Figura 136 – Detalhe do ensaio de arrancamento executado em campo obtidos por RAO et al. 2007: (a) Montagem do ensaio de arrancamento em GPA no campo; (b) Relação entre a capacidade de carga ao arrancamento versus relação L/D para elementos isolados de GPA; (c) Resultados de capacidade de carga ao arrancamento de GPA isolada e em grupo



Fonte: Adaptado de Rao et al. 2007

Muthukumar e Phanikumar (2010) apresentam dados experimentais de ensaios de arrancamento em argila expansiva reforçadas com GPA. A argila reforçada com GPA foi inicialmente inundada e posteriormente submetida ao arrancamento à medida que o solo ressecava. A capacidade de carga ao arrancamento da GPA da massa argilosa aumentou com a redução da umidade do solo ou aumento dos estágios de secagem. O ângulo de atrito da interface entre a argila expansiva e a GPA aumenta e coesão diminui com os estágios de secagem. O comportamento ao arrancamento das GPAs submetidas a estágios de secagem é mais dependente ao ângulo de atrito da interface argila-GPA do que da coesão.

Muthukumar e Phanikumar (2015) estudaram o comportamento de uma argila expansiva reforçada com GPA submetidas a estágios de umedecimento e secagem. Os solos expansivos alternam o comportamento de expansão e contração, nas estações chuvosas quando absorvem água e nas estações secas quando a água evapora, respectivamente. Dessa maneira, todas as fundações assentadas em solos expansivos também estão sujeitas ao efeito alternado da expansão e contração. As camadas de argila expansiva foram submetidas a três ciclos de umedecimento e secagem (ou expansão e contração). Cada ciclo que monitorava a expansão durou 10 dias, e a contração durou 90 dias, totalizando 100 dias por ciclo. O número de GPA que reforçaram a argila expansiva variou de 0, 1, 2 e 3. As contrações da argila expansiva reportadas nos ciclos de umedecimento e secagem, diminuiriam com o aumento do número de

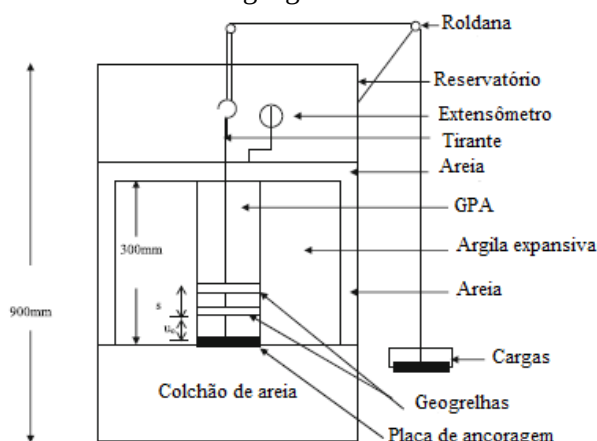
GPA. Foi constatado que as contrações das camadas de argila também diminuíram significativamente com o aumento do número de ciclos de molhagem e secagem. Além disso, foi verificado que a contração da argila expansiva diminuiu com o aumento da profundidade da camada no sentido do topo para a base da argila expansiva. Phanikumar e Muthukumar (2020) realizaram os mesmos ensaios e análises, e obtiveram resultados semelhantes considerando além dos resultados da contração, ao longo do ressecamento, os resultados de expansão, durante o umedecimento.

Johnson e Sandeep (2016) realizaram uma investigação do efeito da variação da densidade relativa, diâmetro na capacidade de carga ao arrancamento de uma GP e o efeito comparativo de ensaios com revestimento e sem revestimento. Os ensaios de laboratório revelaram que a capacidade de carga ao arrancamento das GPA aumentou com o aumento da densidade relativa do material granular. Para estacas de 50 mm de diâmetro, houve um aumento percentual máximo de 35% na capacidade de carga ao arrancamento quando a densidade relativa foi aumentada de 50% para 70%. Além disso, foi obtido que a capacidade de carga ao arrancamento aumentou com o aumento do diâmetro das estacas granulares ancoradas. Foi obtido um aumento de 35% ao se aumentar o diâmetro de 30 mm para 50 mm, com uma densidade relativa de 70%. Para a GPA revestidas, diâmetro igual a 30 mm, o aumento máximo percentual da capacidade de carga ao arrancamento foi igual a 13%.

Raghuram et al. (2016) apresentaram resultados de ensaios, em modelo reduzido, de ensaios de arrancamento em GPA revestido com geogrelha, para melhorar o comportamento geotécnico da interface solo – geogrelha. Os ensaios foram executados no molde do ensaio CBR (California Bearing Ratio). Os ensaios de arrancamento em GPA foram realizados em argilas expansivas, com e sem reforço da geogrelha. Foi constatado que os resultados obtidos com o reforço do revestimento da geogrelha aumentou em 43% a capacidade de carga ao arrancamento, em comparação com os ensaios sem revestimento. Os autores também revelaram que a capacidade de carga ao arrancamento dos ensaios com e sem revestimento apresentaram aumento com o aumento do comprimento da estaca.

Phanikumar (2016) apresenta a influência do reforço de camadas de geogrelha nos ensaios de arrancamento em GPA assentada em argila expansiva (Figura 137). Estimar a capacidade de carga de arrancamento é necessário para o projeto de GPA. A carga de ruptura das GPA pode ser aumentada através do reforço de camadas de geogrelha colocadas em diferentes profundidades a partir da base da GPA. O reforço com geogrelha evita a reorientação do material granular devido a concentração de tensões na placa de ancoragem.

Figura 137 – Modelo experimental dos ensaios de arrancamento em GPA com reforço de camadas de geogrelha



Fonte: Adaptado de Phanikumar (2016)

A capacidade de carga aumenta com o aumento do número da quantidade de camadas de geogrelhas, ou seja, com a redução do espaçamento entre elas, e com a redução do espaçamento entre a placa de ancoragem e a primeira camada de geogrelha. A capacidade de carga da GPA aumentou em 65% quando foram utilizadas quatro camadas de geogrelhas com 20 mm de espaçamento. A resistência máxima foi máxima quando a primeira camada de geogrelha foi colocada a 20 mm acima da placa de ancoragem. Também foi constatado redução do levantamento da camada expansiva com a introdução apenas da GPA, e maior redução com a introdução da GPA com o reforço de camadas de geogrelhas.

Phanikumar e Muthukumar (2020) apresentaram dados experimentais obtidos a partir de duas séries de ensaios de arrancamento realizados em GPA, em modelo reduzido no laboratório, com camadas de argilas expansivas sujeitas a expansão e contração. Na primeira série de ensaios, variou-se a umidade da camada argilosa para causar diferentes graus de expansão. Na segunda série de ensaios, a camada argilosa expansiva, reforçada com GPA, foi submetida a períodos de secagem. Os ensaios de arrancamento foram realizados no fim dos estágios de expansão e contração do solo. O estudo concluiu que a carga de arrancamento necessária para um determinado movimento ascendente da GPA diminuiu com o aumento da umidade durante a expansão da argila. Por outro lado, a carga de arrancamento necessária para um movimento ascendente da GPA aumentou com a diminuição da umidade ao longo do estágio de contração da argila.

Phanikumar et al. (2020) apresentaram resultados experimentais de levantamento, e arrancamento, em laboratório, de uma massa argilosa reforçada com GPAs simples e GPAs

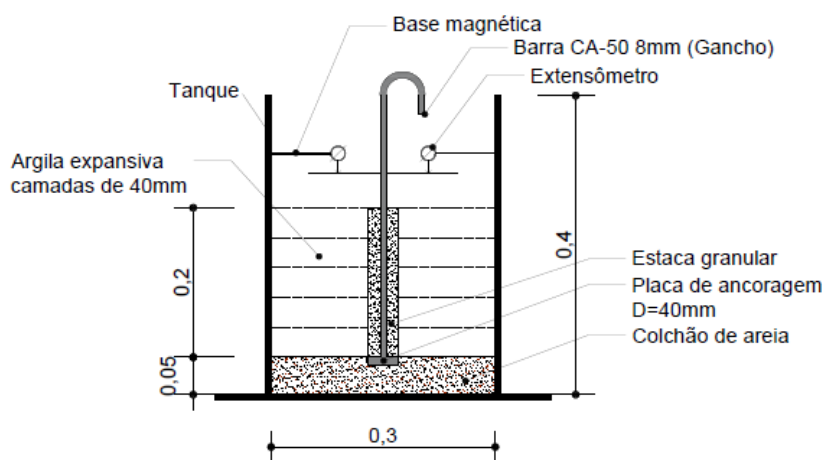
4.2 MATERIAIS E MÉTODOS

São abordadas a montagem do aparato dos ensaios de arrancamento em estacas granulares ancoradas (GPA) e a metodologia utilizada na execução desses ensaios. Por fim, é descrita a metodologia da execução dos ensaios de cisalhamento direto da interface solo – GPA.

4.2.1 Montagem do aparato para os ensaios de arrancamento da GPA

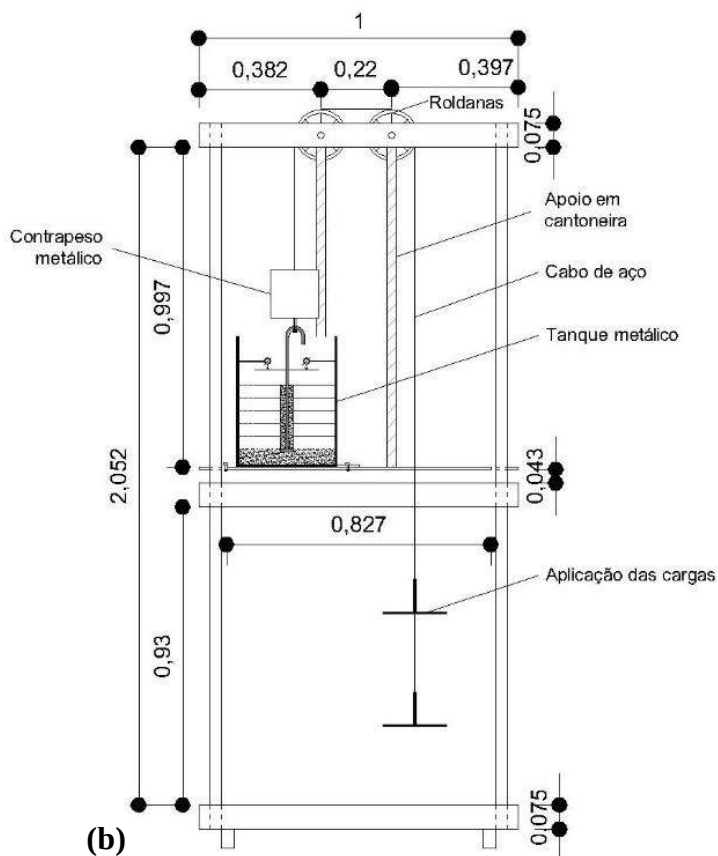
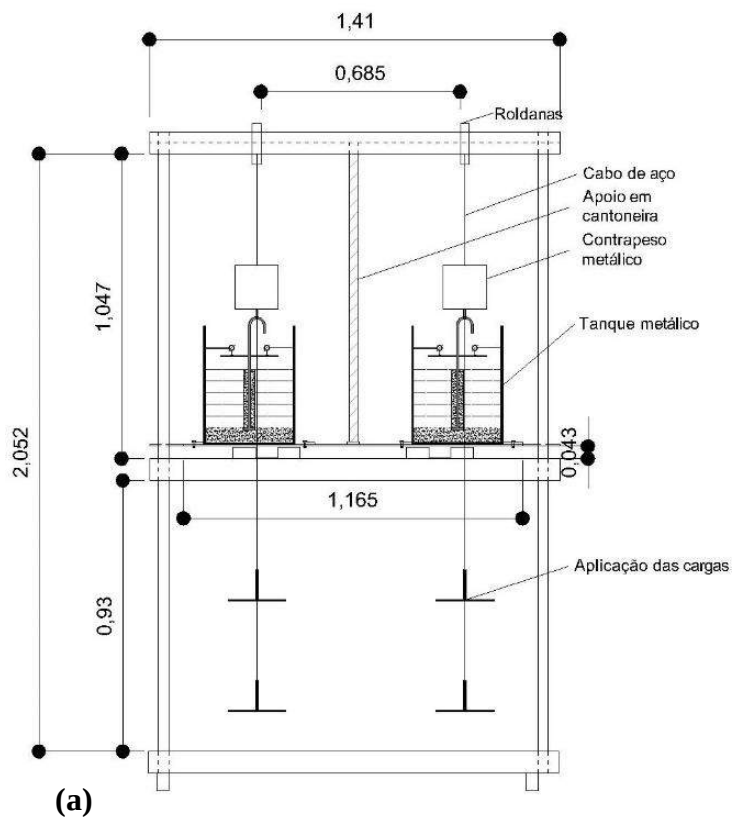
Inicialmente, foram confeccionados dois reservatórios/tanques metálicos com seção transversal quadrada de lado igual a 300 mm e altura igual a 400 mm (Figura 139). Na base de cada parede do reservatório, foi feito um furo com rosqueamento para fixação das válvulas tipo “L” destinada a permitir a saturação do solo pela base. Alças foram fixadas no topo das paredes dos reservatórios para auxiliar em seu manuseio. Todo o aparato foi montado em um pórtico metálico que tinha uma base onde foram colocados os reservatórios. Os reservatórios foram fixados na mesa através de parafusos e porcas (Figura 140). No topo do pórtico, foram apoiadas paralelamente duas hastes metálicas com 25,4 mm de diâmetro. A fixação das hastes metálicas no pórtico foi feita através de grampos tipo sargento de 150 mm. Esta fixação ficou estável, pois as pontas das hastes foram aplainadas. Para evitar o deslizamento lateral das hastes foi colocado, entre as hastes, em cada extremidade, um tarugo metálico de seção quadrada, o quais foram fixados no pórtico com parafusos e porcas.

Figura 139 – Detalhe do reservatório/tanque metálico confeccionado para os ensaios de arrancamento (dimensões em metros)



Fonte: O autor (2020)

Figura 140 – Detalhamento do aparato desenvolvido para a montagem do ensaio de arrancamento em GPA (dimensões em metros): (c) Vista frontal; (d) Vista lateral



Fonte: O autor (2020)

Em cada haste foi colocada duas roldanas de aço equidistantes com diâmetro igual a 152,4 mm. Em cada roldana foi anexado um rolamento de esfera de aço com diâmetro interno igual a 25,4 mm. Como as hastes serão submetidas a solicitações de flexão e corte, antes de iniciar os carregamentos, foi colocado um apoio no centro do vão das hastes metálicas, para evitar o deslocamento vertical excessivo. O apoio é composto por duas cantoneiras metálicas. Na base das cantoneiras foi soldada uma chapa metálica. Na outra extremidade, para encaixar as hastes, foi feito um chanfro em “U” em cada cantoneira, para impedir que as hastes se desloquem horizontalmente.

Um cabo de aço de 6,4 mm foi utilizado para transmissão dos carregamentos na GPA. Em uma das extremidades do cabo de aço, foi soldado um complemento metálico. Na base deste complemento metálico haviam dois discos metálicos que serviam de apoio para a aplicação dos carregamentos. A aplicação dos carregamentos foi realizada por discos metálicos identificados e pesados previamente. Para equilibrar o peso do complemento metálico, na outra extremidade do cabo de aço, foi soldado um contrapeso com peso aproximado a este complemento metálico. Na base do contrapeso foi rosqueado um olhal de suspensão tipo parafuso de aço 10 mm. Uma barra de aço CA-50 8 mm, foi utilizada como ancoragem na estaca granular. O topo desta barra foi moldado em formato de gancho. Em sua base, foi soldada uma placa de ancoragem com dimensão igual a 40 mm de diâmetro e 10 mm de altura. Dessa forma, a transmissão dos carregamentos foi feita encaixando-se este gancho no olhal de suspensão.

4.2.2 Execução dos ensaios de arrancamento

a) Solo expansivo de Paulista-PE

O solo utilizado no ensaio foi a argila expansiva de Paulista-PE, compactada com densidade aparente seca e umidade aproximadamente iguais às do bloco indeformado, nas condições encontradas no local da coleta, em campo.

Para compactar a argila expansiva no reservatório foi necessário seguir um procedimento específico. O bloco indeformado (condição de campo) apresentou densidade aparente seca e umidade aproximadamente igual a 14,45kN/m³ e 25,2%, respectivamente. A densidade aparente seca máxima e umidade ótima obtidas no ensaio de compactação, sem secagem prévia, com energia Proctor normal (Figura 31, item 2.8.2.3), foi igual a 15,00 kN/m³ e 27,4%, respectivamente. A energia de compactação Proctor normal é estimada através da Equação 6, em que foram utilizadas as recomendações da ABNT NBR 7182/2016.

$$EC = \frac{P \times H \times N_g \times N_c}{V} \quad (6)$$

em que:

EC: energia de compactação Proctor normal ($\approx 5,85 \frac{Kg.cm}{cm^3}$);

P: massa do soquete grande ($\approx 4,5$ kg);

H: altura de queda do soquete (≈ 45 cm);

N_g : número de golpes (= 12 golpes);

N_c : número de camadas (= 5 camadas);

V: volume do cilindro (≈ 2085 cm³).

Utilizando-se os mesmo dados da Equação 6, variando apenas o número de golpes (N_g), foi estimado, por tentativas, a energia de compactação para o solo argiloso atingir a mesma densidade aparente seca do bloco indeformado. A condição de campo foi atingida com 8 golpes por camada, o que representa uma energia de compactação igual a $3,88 \frac{Kg.cm}{cm^3}$.

A compactação da argila expansiva no reservatório foi realizada com energia de compactação igual a $3,88 \frac{Kg.cm}{cm^3}$. Como o volume do solo compactado no tanque metálico é igual a 18000 cm³ (lado igual a 30 cm e altura igual a 20 cm), utilizando os demais dados da Equação 6, foi obtido o número de golpes igual a 69, por camada, necessário para se obter o solo compactado nas condições desejadas. No total foram moldados três corpos de prova de argila expansiva compactada. Os dados iniciais dos corpos de prova, assim como do bloco indeformado e do ensaio de compactação estão apresentados na Tabela 38.

Tabela 38 – Dados iniciais dos corpos de prova compactados

Índices físicos	Dados iniciais dos corpos de prova			Dados do bloco indeformado	Resultado do ensaio de compactação
	1	2	3		
γ_d (kN/m ³)	14,42	14,16	14,14	14,45	15,00
w (%)	25,0	28,1	27,3	25,2	27,4
e	0,86	0,89	0,89	0,85	0,78
n (%)	46,2	47,1	47,1	46,0	43,8
Sr (%)	77,8	84,6	82,1	79,5	94,1
θ (%)	36,0	39,8	38,6	36,5	41,3

Fonte: O autor (2020)

b) Material granular

O material granular utilizado para a instalação da GPA foi uma mistura de 20% de brita nº12 (diâmetros dos sólidos variaram entre 4,8 mm a 10 mm) e 80% de cascalho (diâmetros das partículas variaram entre 2,4 mm e 4,8 mm). Essa foi a mesma proporção utilizada por Muthukumar e Phanikumar (2015), Phanikumar et al. (2020) e Phanikumar e Muthukumar (2020), que alegaram facilidade de compactação em uma ampla faixa de densidade relativa. Todo o material granular utilizado para a construção da GPA foi caracterizado através dos ensaios: Ensaio de granulometria, ABNT NBR 7181/2016; Índice de vazios máximo, ABNT NBR 12004/2016; Índice de vazios mínimo, ABNT NBR 12051/2016; Densidade real dos grãos, ABNT NBR 6508/2016. O diâmetro da GPA era igual a 40 mm e foi compactada com densidade relativa igual a 60%, em cinco camadas de 40 mm de espessura, totalizando uma camada final igual a 200 mm (mesma altura da camada de argila expansiva).

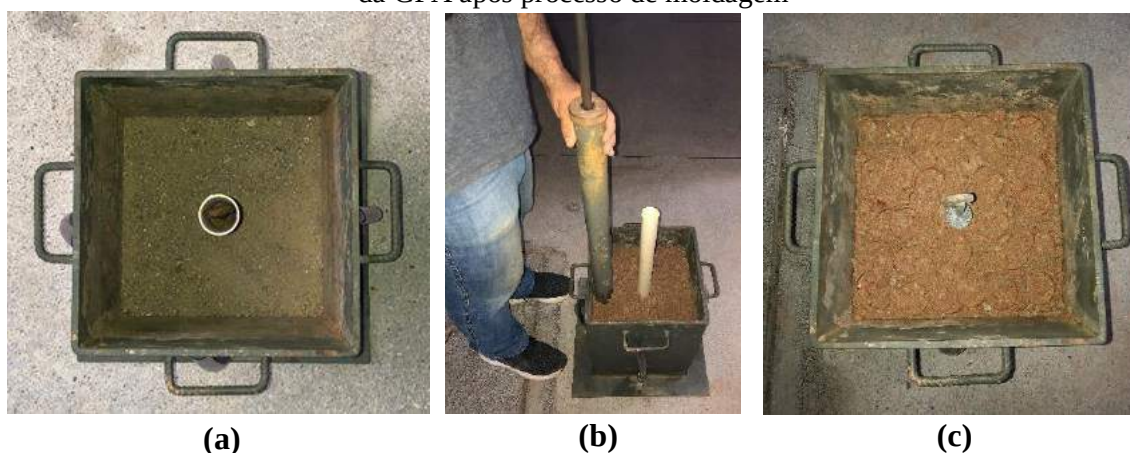
c) Moldagem dos corpos de prova para os ensaios de arrancamento da GPA

A execução dos ensaios de arrancamento em estacas granulares ancoradas (GPA) teve as seguintes etapas:

- inicialmente, foi colocado e nivelado um colchão de areia com densidade relativa igual a 60% e espessura igual a 50 mm dentro do reservatório;
- antes de iniciar a compactação da argila expansiva foi posicionado um tubo de pvc, de 40 mm, no centro do tanque, acima do colchão de areia. Dentro do tubo de PVC foi colocado verticalmente a barra de aço CA-50, que no topo tinha formato de gancho, e na base, uma placa de ancoragem. A cota da base da placa de ancoragem coincidiu com o topo da camada do colchão de areia (Figura 141 a);
- a camada de argila expansiva foi despejada com cuidado no reservatório para não correr o risco de entrar argila dentro do tubo de PVC, em que foi moldada a GPA. Dessa maneira, a argila expansiva foi compactada em cinco camadas, de espessura igual a 40 mm, totalizando uma camada final igual a 200 mm. No processo de compactação, foi utilizado um soquete manual com peso igual a 4,5 kg e altura de queda igual a 450 mm. Foi determinada a umidade da argila no final de cada camada compactada (Figura 141 b);

- ao final de cada camada de argila compactada, foi moldada simultaneamente à estaca granular, também em cinco camadas. Ao final de cada camada compactada de argila e da moldagem da GPA, o tubo de pvc era retirado (Figura 141 c);
- o material granular da GPA foi colocado no tubo de pvc de 40 mm de diâmetro com bastante cuidado para garantir que todo o material fosse despejado dentro do tubo e foi compactado com o uso de uma barra de aço CA-50 de 8mm, em cinco camadas de 40 mm de espessura, totalizando uma camada final igual a 200 mm (mesma altura da camada de argila expansiva);

Figura 141 – Moldagem da argila expansiva e da GPA: (a) aplicação do colchão de areia com espessura igual a 50 mm e posicionamento do tubo de pvc, placa de ancoragem e gancho metálico; (b) Compactação da argila expansiva com o uso do soquete metálico; (c) Detalhe da argila compactada e da GPA após processo de moldagem



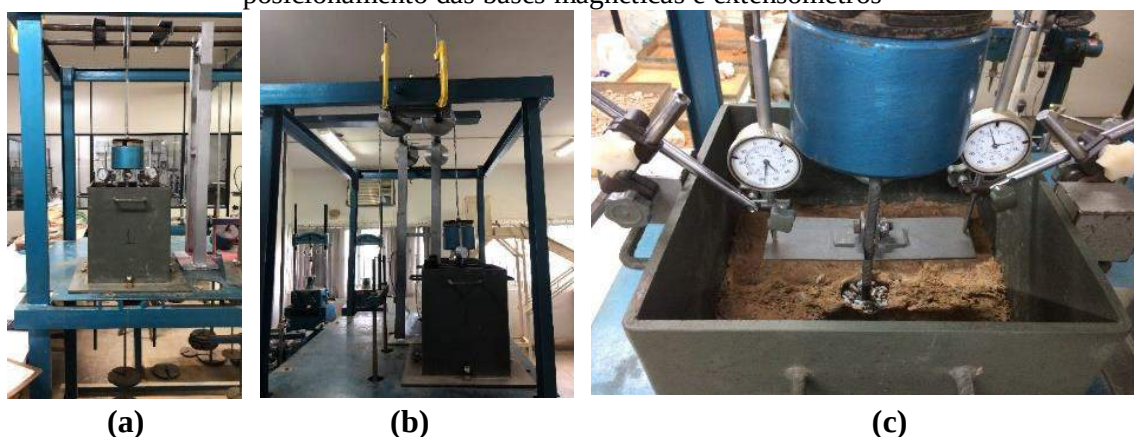
Fonte: O autor (2020)

d) Ensaio de arrancamento da GPA

- o conjunto reservatório-argila-GPA foi pesado em uma balança mecânica com capacidade máxima de 150 kg e sensibilidade de 100 g. Este conjunto foi erguido para a mesa do pórtico com o auxílio de um guincho hidráulico. O reservatório foi fixado na mesa através de parafusos e porcas para impedir o seu levantamento no decorrer do ensaio;
- fixado o reservatório, foram posicionadas as hastes metálicas e as roldanas de aço no topo do pórtico. As hastes foram presas no pórtico através de grampos tipo sargento. O cabo de aço, foi disposto sobre as roldanas e sua extremidade (contrapeso-olhal de suspensão) foi encaixada no gancho da GPA (Figura 142 a,b);

- as deformações foram medidas através de dois extensômetros mecânicos com capacidade de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm. Bases magnéticas foram utilizadas para suportar os extensômetros e foram fixadas na parede no tanque metálico. A ponta do extensômetro foi apoiado em uma placa metálica a qual estava fixada no gancho metálico (Figura 142 c);

Figura 142 – Ensaio de arrancamento da GPA: (a) Vista frontal; (b) Vista lateral; (c) Detalhe do posicionamento das bases magnéticas e extensômetros



Fonte: O autor (2020)

- a previsão da carga máxima do ensaio foi estimada de acordo com as Equações 4 e 5. O ensaio de arrancamento foi realizado com carregamento lento de acordo com as premissas da ABNT NBR 16903/2020. O carregamento foi aplicado em estágios iguais e sucessivos, observando-se que a carga aplicada em cada estágio não deve ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para a estaca ensaiada. Em cada estágio de carregamento, a carga foi mantida até a estabilização dos deslocamentos e no mínimo por 30 min. Em cada estágio de carregamento, os deslocamentos foram lidos imediatamente após a aplicação da carga correspondente, seguindo-se leituras decorridos de 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, 4 h, etc., contados a partir do início do estágio, até se atingir a estabilização;
- a estabilização dos deslocamentos foi atendida quando a diferença entre duas leituras consecutivas fosse menor que 5% do deslocamento total do estágio (deslocamento da estabilização do estágio anterior e o atual). Terminada a fase do carregamento, a carga máxima do ensaio foi mantida no mínimo por 12 h entre a estabilização dos deslocamentos e o início do descarregamento. O descarregamento foi feito quatro

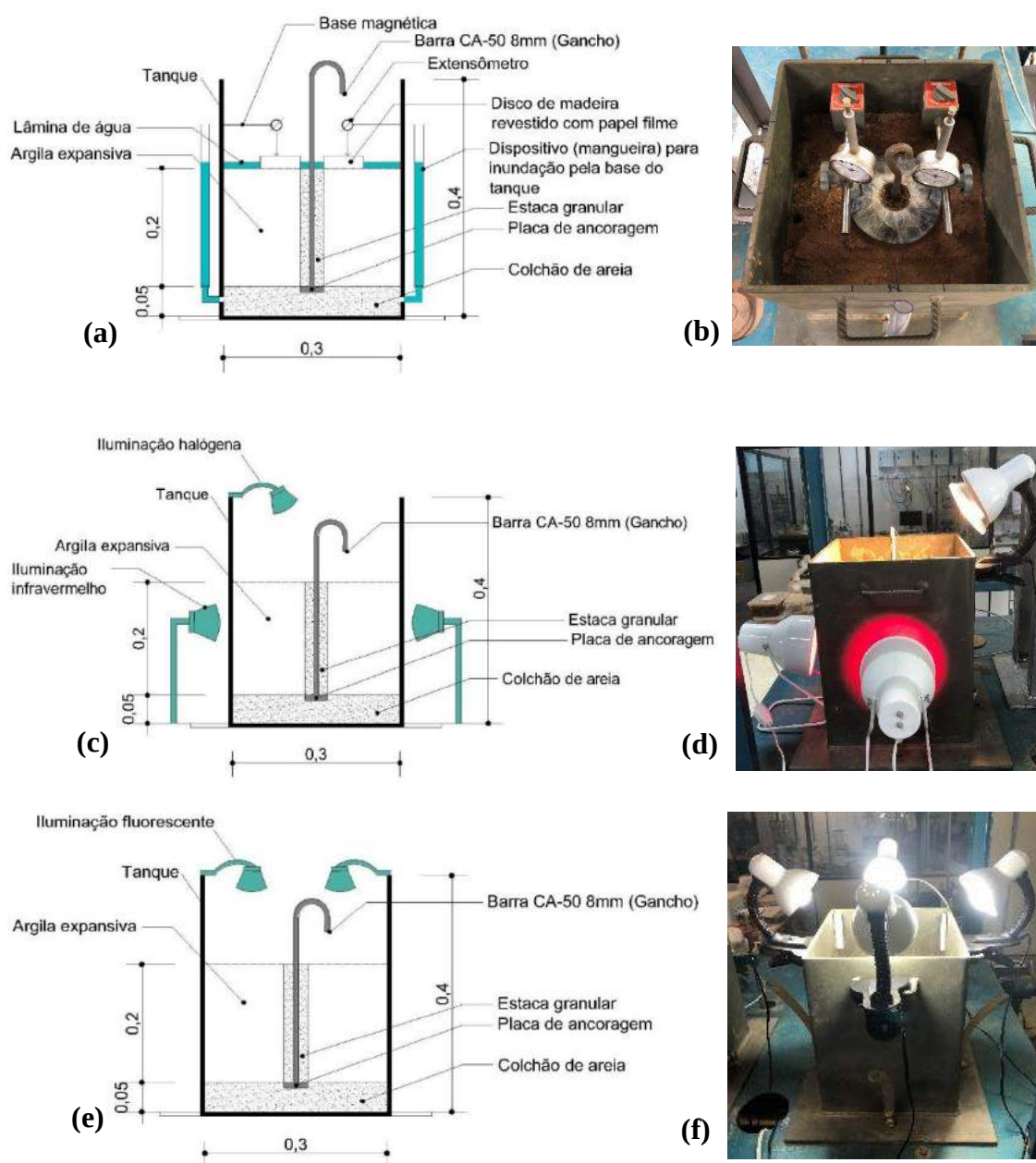
estágios com tempo mínimo de 15 min. Cada estágio foi mantido até a estabilização dos deslocamentos de acordo com os critérios da fase de carregamento;

- nos ensaios com inundação, foi colocado água pelo topo do reservatório, com o uso de uma proveta. Paralelamente, também foi colocado água pela base do reservatório. Nas válvulas tipo “L” chaminé, foram fixados condutos flexível transparente, com comprimento suficiente para atingir a cota da lâmina de água do topo da argila. A medição da expansão da argila no processo de inundação foi determinada através de dois extensômetros com capacidade de 50 mm e sensibilidade de 0,01 mm, equidistantes, apoiados em um disco vazado de madeira, com peso igual a 100 g, posicionado no topo da camada argilosa. Este disco foi envolvido com várias camadas de papel filme para evitar o contato com a água e dilatar. Os ensaios de arrancamento com inundação foram iniciados apenas após equalização da expansão do solo (Figura 143 a,b);
- A quantificação das fissuras formadas na superfície da argila após processo de secagem (Figura 143 c,d) foi feita através da análise de imagens digitais, com o uso de uma câmera fotográfica (Figura 143 e,f);
- a medição da contração da argila, no fim do processo de secagem, foi feito com um paquímetro (Figura 144 a). O paquímetro foi apoiado sobre uma régua metálica no topo do tanque, sempre colocado na mesma posição, para não haver mudança de referência entre cada processo de secagem;
- ao final de cada processo de inundação e secagem, foi determinada a umidade da argila, ao longo da profundidade, com o uso de um trado manual com diâmetro de 10 mm (Figura 144 b). Foi determinada a umidade do solo a cada 50 mm de profundidade, e a umidade final foi considerada a média dos valores obtidos. Os furos foram feitos nas bordas do tanque para não haver influência no comportamento da GPA nos ensaios de arrancamento.

Foram executados dez ensaios de arrancamento de GPA em argila expansiva em três corpos de prova. Os Ensaios 1 e 2 foram executados com o corpo de prova 1. Os Ensaios 3 a 8 foram executados com o corpo de prova 2, e por último, os Ensaios 9 e 10 foram executados com o corpo de prova 3. A Tabela 39 apresenta a sequência de ensaios realizados. Em todos os ensaios foi determinada a umidade do solo, ao longo da profundidade, antes e após o ensaio. A umidade média da camada de argila foi o valor adotado como resultado. O Ensaio 1 foi realizado com dois ciclos de carregamento e descarregamento. Todos os demais ensaios foram feitos apenas

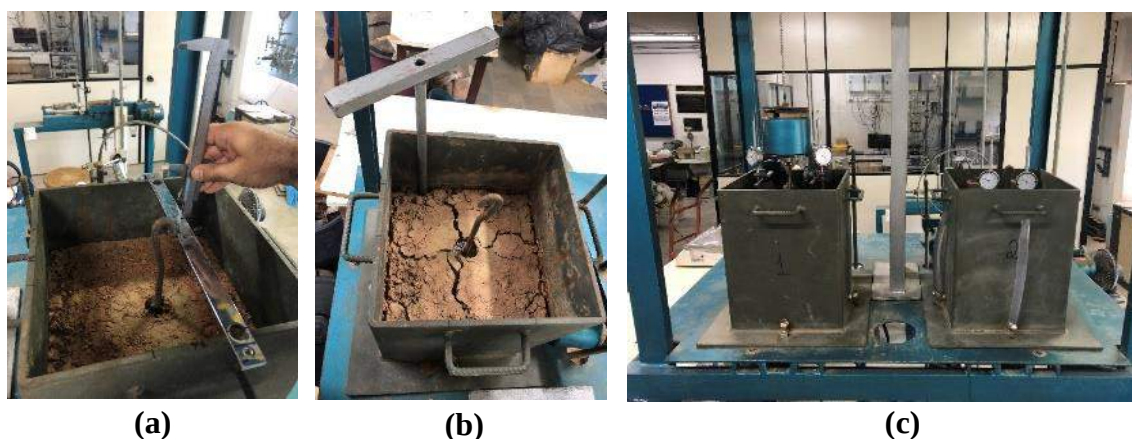
um ciclo de carregamento e descarregamento. No Ensaio 1, não foi levado a ruptura física na interface solo-GPA.

Figura 143 – Detalhamento do processo de inundação e secagem do solo argiloso com GPA (dimensões em metros): (a) Inundação e medição da expansão da argila; (b) Vista superior da medição da expansão do solo durante a inundação; (c) Secagem do solo com lâmpadas infravermelho e halógena; (d) Vista lateral do processo de secagem (e) Iluminação após secagem para captação das imagens para quantificação das fissuras; (f) Vista frontal da iluminação para a captação das imagens para quantificar as fissuras



Fonte: O autor (2020)

Figura 144 – Detalhes da medição da contração após secagem e da umidade após secagem/molhagem: (a) Medição com paquímetro da contração do solo após secagem; (b) Determinação da umidade do solo ao longo da profundidade; (c) Execução de ensaio de arrancamento da GPA (reservatório a esquerda) simultâneo a etapa de inundação da argila expansiva reforçada com GPA (reservatório a direita)



Fonte: O autor (2020)

O Ensaio 2, também realizado com o corpo de prova 1, foi executado com inundação prévia do corpo de prova pelo período de 7 dias. Durante a inundação foi feita a medição da expansão da argila. O ensaio de arrancamento foi realizado até a ruptura física do solo. A sequência de ensaios com o corpo de prova 2 foi iniciado com o Ensaio 3, o qual foi feito com inundação prévia do solo durante o período de 26 dias sendo feita a medição de expansão do solo.

Os demais ensaios realizados no corpo de prova 2 (Ensaio 4 a 8) foram realizados com secagem. Não foi estabelecido um critério de tempo de secagem entre os ensaios, e sim, um critério de perda de umidade para executar os ensaios. Cada ensaio com secagem foi executado quando o corpo de prova atingia variação de umidade acima de 3%.

No início e fim dos Ensaio 3 a 8 foi realizada a captação de imagens da superfície do solo, com uma câmera fotográfica semiprofissional, para quantificar as fissuras desenvolvidas durante o processo de dessecação. Nos Ensaio 4 a 8, foi feita a medição da contração ou redução volumétrica do solo ressecado (variação de altura do corpo de prova) com o uso de um paquímetro, antes e após a execução dos ensaios.

Os ensaios de arrancamento 3 a 8 tiveram como critério de paralisação do carregamento, o deslocamento de 10% do diâmetro da GPA. Foi adotado este critério de paralisação para permitir utilizar o mesmo corpo de prova em cada ensaio. Todos os ensaios executados com o corpo de prova 2 tiveram um ciclo de carregamento e descarregamento, com exceção do Ensaio 8, que foi medido apenas o trecho de carregamento.

Os Ensaios 9 e 10 foram executados com o corpo de prova 3. Estes ensaios foram executados após uma sequência de três ciclos de inundação e secagem do solo. O Ensaio 9 foi executado após a terceira inundação e o Ensaio 10 foi executado após a terceira secagem. A Tabela 40 apresenta um resumo dos ciclos de inundação e secagem do corpo de prova 3.

Tabela 39 – Sequência dos ensaios de arrancamento de estacas granulares ancoradas em argila expansiva

Corpo de prova	Ensaio	Umidade de moldagem (%)	Umidade inicial do ensaio (%)	Carregamento	Critério paralisação do ensaio*
1	1	25,0	24,1	2 ciclos de carregamento e descarregamento	Ruptura (não atingiu ruptura - limite da reação)
	2	25,0	36,0 (inundado por 7 dias com medida de expansão)	Carregamento até ruptura (sem descarregamento)	Ruptura
2	3	28,1	35,2 (inundado por 26 dias com medida de expansão)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	4	28,1	31,8 (secagem por 9 dias com medida da contração)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	5	28,1	24,0 (secagem por 7 dias com medida da contração)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	6	28,1	19,2 (secagem por 8 dias com medida da contração)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	7	28,1	16,1 (secagem por 6 dias com medida da contração)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	8	28,1	9,0 (secagem por 21 dias com medida da contração)	Carregamento até 10%D (sem descarregamento)	Deslocamento mínimo de 10%D
3	9	27,3	38,9** (inundado por 7 dias com medida de expansão)	1 ciclo de carregamento e descarregamento	Deslocamento mínimo de 10%D
	10	27,3	19,8** (secagem por 12 dias com medida da contração)	Carregamento até ruptura (sem descarregamento)	Ruptura

*10%D corresponde ao critério de paralisação do ensaio ao atingir deslocamento vertical igual a 10% do diâmetro da GPA.

**3º ciclo de secagem - inundação

Fonte: O autor (2020)

Tabela 40 – Resumo dos ciclos de inundação e secagem do corpo de prova 3

Ciclos	Tempo (dias)	w (%)	Ensaio de arrancamento
Início do ensaio	0	27,3	-
Inundação 1	34	34,5	-
Secagem 1	21	20,8	-
Inundação 2	7	35,7	-
Secagem 2	15	20,2	-
Inundação 3	7	38,9	Ensaio 9
Secagem 3	12	19,8	Ensaio 10

Fonte: O autor (2020)

O ciclo iniciou-se com a inundação do corpo de prova pelo período de 34 dias, seguido pela primeira secagem, com duração de 21 dias. O critério de paralização da secagem adotado foi a umidade correspondente ao limite de plasticidade do solo ($LP \approx 24\%$), pois para umidades mais baixas (maiores sucções) poderia dificultar a infiltração da água no solo nas demais etapas de inundação. As inundações 2 e 3 teve duração de 7 dias cada. As secagens 2 e 3 tiveram duração de 15 dias e 12 dias, respectivamente.

Em todas as etapas dos ciclos de inundação e secagem foram capturadas imagens da superfície da argila para estudar a variação da geometria das fissuras. Em todas as fases de inundação, a expansão do solo foi medida com dois extensômetros. Já nas fases de secagem, feita a medição da contração ou redução volumétrica do solo ressecado (variação de altura do corpo de prova) com o uso de um paquímetro, após atingir o fim da fase de secagem.

No final de cada fase de inundação e secagem, foi determinada a umidade do solo, ao longo da profundidade. A umidade média da camada de argila foi o valor adotado como resultado.

O Ensaio 9 teve um ciclo de carregamento e descarregamento, e como critério de paralização do carregamento, o deslocamento de 10% do diâmetro da GPA. O Ensaio 10 foi realizado até a ruptura física do solo, portanto não houve descarregamento.

4.2.3 Execução dos ensaios de cisalhamento direto da interface solo – GPA

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da interface solo – GPA foram estimados através de ensaios de cisalhamento direto executados de acordo com as premissas da norma americana ASTM D3080-04.

Para os ensaios de cisalhamento da interface solo – GPA, foram compactados doze corpos de prova prismáticos de argila com dimensões iguais a 101,6 mm de lado e 19 mm de altura em formas metálicas prismática biseladas. A compactação do solo foi executada conforme condições apresentadas na Tabela 38, pois estes ensaios devem apresentar as mesmas condições do solo compactado dos ensaios de arrancamento.

Foram executados ensaios com a umidade natural do solo, inundados e secados previamente. As tensões normais escolhidas para os ensaios foram iguais a 50, 100, 150 e 200 kPa. Os corpos de prova utilizados na condição de secagem prévia foram colocados em um dessecador com solução de NaCl, cuja sucção do meio era igual a 6,24 MPa. A umidade dos corpos de prova no dessecador foi acompanhada até a estabilização, ou seja, até atingir o equilíbrio do meio.

O material granular utilizado no ensaio de cisalhamento direto foi a mesma mistura utilizada nos ensaios de arrancamento. A densidade relativa adotada foi igual a 60% e apresentava dimensões iguais a 101,6 mm de lado e 21,5 mm de altura.

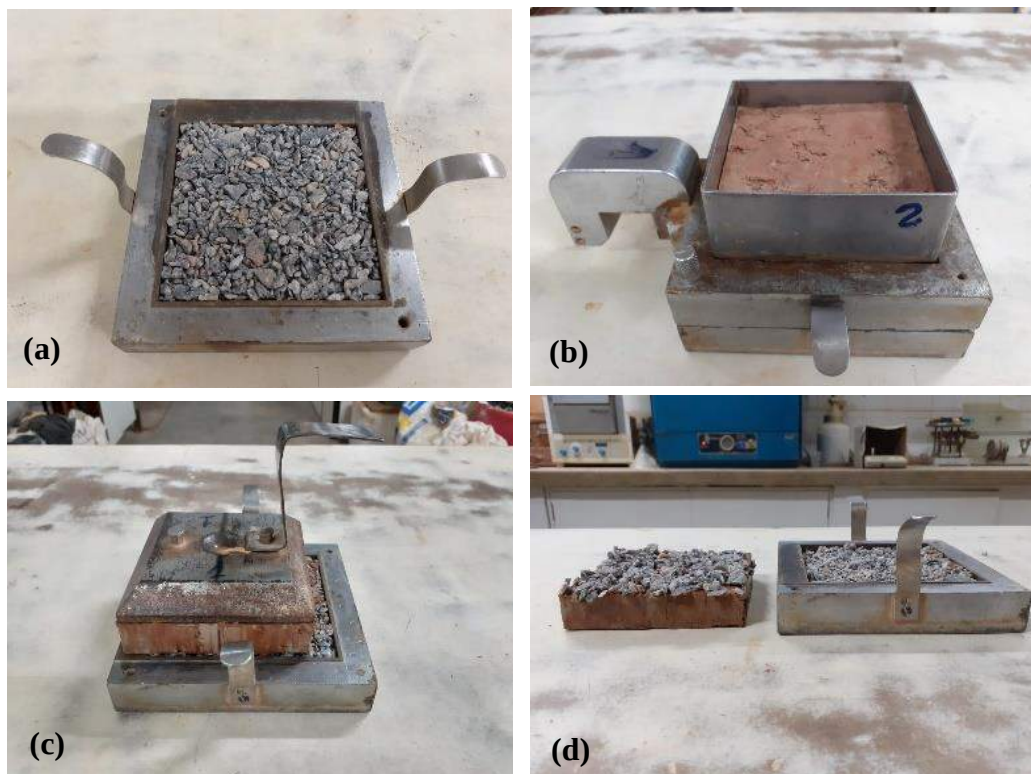
O material granular foi colocado na base da caixa bipartida com 60% de densidade relativa e o solo compactado na parte superior da caixa bipartida, afim de garantir que ocorra o cisalhamento na interface entre os dois materiais no ensaio. Este conjunto (solo – GPA) foi posicionado na prensa de cisalhamento direto.

Todos os corpos de prova foram submetidos a fase de adensamento por 24 h até a equalização das deformações. A tensão normal foi aplicada através de um sistema de pesos posicionados abaixo da prensa por meio de um conjunto de hastes. Após a fase de adensamento, foi aplicada gradativamente a tensão cisalhante na amostra. Nos ensaios com inundação prévia, antes do adensamento, o conjunto solo – GPA foi submetido a fase de inundação por 48 h sendo medida a expansão do solo. A Figura 145 apresenta detalhes do ensaio de cisalhamento direto na interface solo – GPA.

A prensa possui um motor elétrico que desloca a base da caixa bipartida, e a metade superior da caixa reage contra um anel dinamométrico. O anel dinamométrico, cuja constante é igual a 0,16 kg/div, mede as forças tangenciais aplicadas no solo. A velocidade do cisalhamento é constante e igual a 0,038 mm/min. Extensômetros permitiram medir os deslocamentos verticais e horizontais ao longo do ensaio.

O resultado final é a determinação do ângulo de atrito e adesão da interface solo – GPA por regressão linear pelo gráfico tensão normal versus tensão cisalhante. O ângulo de atrito e adesão da interface solo – GPA é responsável pela força resistente ao arrancamento da GPA. Os valores resistentes do solo dependem da condição de expansão ou contração que o solo foi submetido.

Figura 145 – Ensaio de cisalhamento direto na interface solo – GPA: (a) Moldagem da GPA na base da caixa bipartida; (b) Retirada do solo da forma metálica e colocação na parte superior da caixa bipartida; (c) Cisalhamento da interface solo – GPA; (d) Detalhe do cisalhamento na interface solo – GPA



Fonte: O autor (2020)

4.3 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE ARRANCAMENTO EM ESTACAS GRANULARES ANCORADAS – GPA

São analisados os resultados dos ensaios de arrancamento das GPA. As curvas carga versus deslocamento vertical serão analisadas com o efeito da inundação e secagem do solo, ou seja, com o efeito da inundação e contração do solo. Além disso, a quantificação das fissuras desenvolvidas no solo será discutida por meio de análise de imagens digitais pelo programa computacional ImageJ.

4.3.1 Caracterização Física da estaca granular

A Tabela 41 apresenta a caracterização de todo material granular utilizado nos ensaios de arrancamento.

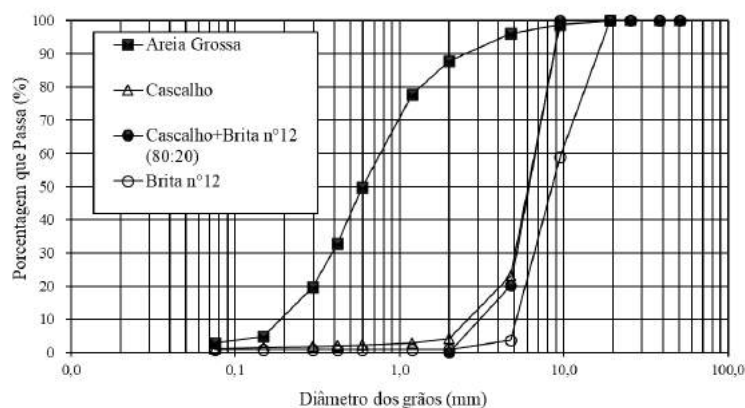
Tabela 41 – Caracterização do material da estaca granular e do colchão de areia (areia grossa)

Material			Areia grossa	Cascalho	Brita nº12	Cascalho + Brita nº12 (80:20)
Granulometria por peneniramento (% em peso que passa)	#	mm				
	3"	75	100	100	100	100
	2"	50	100	100	100	100
	1"	25	100	100	100	100
	3/4"	19	100	100	100	100
	3/8"	9,50	98,70	99,05	58,79	100
	4	4,80	96,11	23,24	3,68	20,03
	10	2,00	87,71	4,18	0,94	0,04
	16	1,20	77,80	2,84	0,93	0
	30	0,60	49,74	2,18	0,92	0
	40	0,42	32,73	1,99	0,91	0
	50	0,30	19,61	1,83	0,90	0
	100	0,15	4,81	1,44	0,86	0
	200	0,075	2,91	1,11	0,79	0
Densidade real dos grãos:			26,50	26,90	26,60	26,80
Índice de vazios máximo:			0,76	1,03	1,03	1,08
Índice de vazios mínimo:			0,47	0,64	0,75	0,81
Classificação:	HRB		A-1-b	A-1-a	A-1-a	A-1-a
	SUCS		SP	GP	GP	GP

Fonte: O autor (2020)

A mistura do material granular que foi utilizada como GPA, foi classificada pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos como pedregulho mal graduado (GP) e pela classificação TRB – Transportation Research Board - como fragmentos de pedra, pedregulho e areia (A-1-a), excelente a bom para uso em estradas. O índice de vazios máximo e mínimo é igual a 1,08 e 0,81, respectivamente. A densidade real dos grãos é igual a 26,80. A Figura 146 apresenta as curvas granulométricas dos materiais das estacas granulARES.

Figura 146 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados na estaca granular e no colchão de areia



Fonte: O autor (2020)

4.3.2 Resistência ao cisalhamento da interface solo - GPA

A resistência ao cisalhamento da interface solo – GPA foi obtido através de ensaios de cisalhamento direto em três condições: solo na umidade natural, com secagem prévia e com inundação prévia. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, ângulo de atrito e adesão, foram determinados para serem utilizados como dados de entrada da previsão da capacidade de carga dos ensaios de arrancamento utilizando a Equação 5 (item 4.1). A Tabela 42 apresenta os índices físicos dos corpos de prova no início dos ensaios e os valores do ângulo de atrito e adesão obtidos.

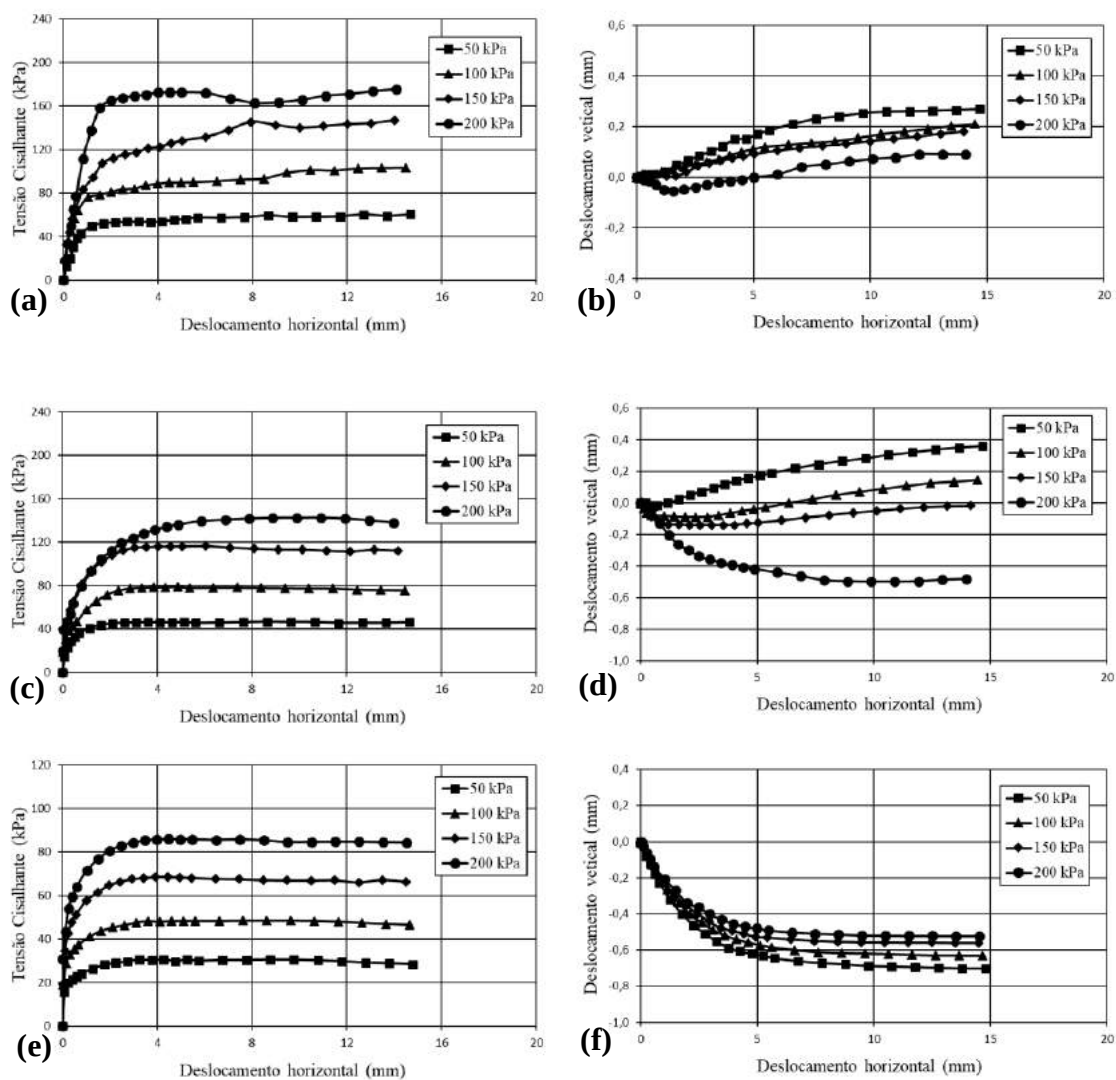
Tabela 42 – Índices físicos das amostras antes dos ensaios e os parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos

Amostras	Amostra com secagem prévia				Amostra Natural				Amostra com inundação prévia			
σ (kPa)	50	100	150	200	50	100	150	200	50	100	150	200
w_0 (%)	12,72	13,94	12,68	13,78	23,81	23,67	23,82	23,64	23,79	23,65	23,85	23,59
γ (kN/m ³)	21,23	20,21	19,53	19,87	19,84	18,35	19,65	18,72	19,42	18,78	19,79	19,29
γ_d (kN/m ³)	18,84	17,74	17,33	17,47	16,02	14,83	15,87	15,14	15,69	15,18	15,99	15,60
e_0	0,42	0,51	0,55	0,53	0,67	0,81	0,69	0,77	0,71	0,77	0,68	0,72
θ (%)	23,96	24,73	21,97	24,07	38,14	35,10	37,80	35,79	37,33	35,90	38,14	36,80
S_r (%)	80,68	73,15	62,19	69,15	94,83	78,59	92,69	82,26	90,04	82,80	94,55	88,06
Expansão (%)	-	-	-	-	-	-	-	-	9,73	9,26	9,89	9,82
w_f (%)	13,86	13,96	13,95	14,01	22,78	23,41	22,76	21,68	33,61	30,10	30,22	30,23
σ_r (kPa)	58,82	117,22	175,16	233,38	54,64	105,02	159,51	224,05	52,22	110,46	156,04	209,20
τ_r (kPa)	60,36	103,53	146,67	175,31	46,63	78,74	116,57	142,60	30,71	48,54	68,57	85,93
Adesão (kPa)	24				18				11			
Âng. Atrito (°)	34				30				20			

Fonte: O autor (2020)

A Figura 147 apresenta os resultados dos ensaios de cisalhamento direto da amostra compactada, na condição natural, com secagem prévia e com inundação prévia, para tensão normal igual a 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa, e 200 kPa. Os ensaios das amostras com secagem prévia (Figura 147 a,b) com aplicação de tensão normal igual a 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa, apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente de 8 mm, o que corresponde a 8% de deformação horizontal, seguido de estabilização.

Figura 147 – Resultado dos ensaios de Cisalhamento Direto: (a) amostra com secagem prévia - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (b) amostra com secagem prévia - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical; (c) amostra natural - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (d) amostra natural - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical; (e) amostra inundada - curva Deslocamento Horizontal x Tensão Cisalhante; (f) amostra inundada - curva Deslocamento Horizontal x Deslocamento Vertical



Fonte: O autor (2020)

A amostra submetida à tensão normal de 200 kPa apresenta acréscimo de resistência até deslocamento horizontal aproximadamente igual de 7 mm, seguido de queda de resistência até deslocamento horizontal de 8 mm. A partir daí, até deslocamento horizontal de 12 mm há um novo aumento de resistência, seguido de estabilização. As variações volumétricas apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação.

Os ensaios da amostra natural (Figura 147 c,d) apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal de 2, 3, 4 e 6 mm, para os ensaios com tensão normal de 50 kPa, 100 kPa, 150 kPa e 200 kPa, respectivamente, seguido de estabilização. As variações volumétricas apresentam uma pequena compressão inicial, seguido de dilatação para as tensões normais de 50 kPa, 100 kPa e 150 kPa. A amostra submetida à tensão normal de 200 kPa apresenta compressão até deslocamento horizontal de 10 mm, seguido de estabilização. Os ensaios da amostra com inundação prévia (Figura 147 e,f) apresentam acréscimo de resistência até deslocamento horizontal de 4 mm, seguido de estabilização. As variações volumétricas apresentam compressão até deslocamento horizontal de 10 mm, seguido de estabilização.

A sucção total de cada ensaio foi obtida através da curva de retenção de água do solo compactado (Figura 36, item 2.8.5). Foi verificado aumento de ângulo de atrito e adesão com o aumento da sucção total, ou seja, com a diminuição da umidade do solo. A Figura 148 apresenta as envoltórias de ruptura dos ensaios de cisalhamento direto assim como a variação do ângulo de atrito e adesão com a umidade e sucção total.

Figura 148 – Resultado dos ensaios de Cisalhamento Direto: (a) Envoltória de ruptura; (b) Umidade versus Ângulo de atrito e Adesão; (c) Sucção total versus Ângulo de atrito e Adesão

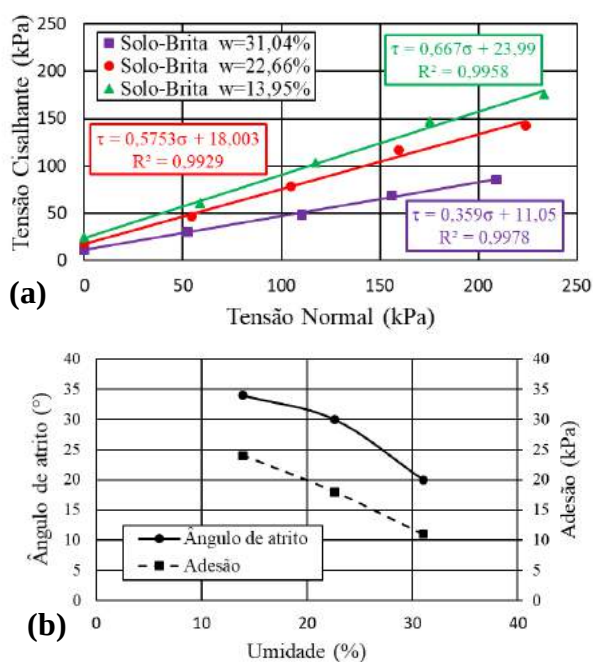
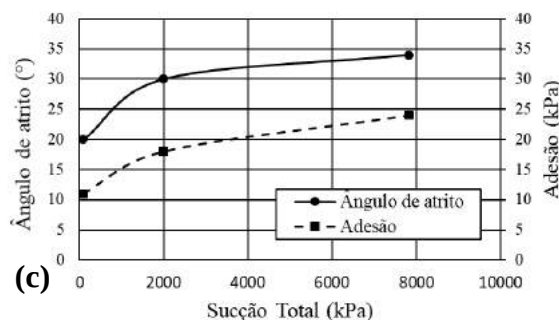


Figura 148 – Resultado dos ensaios de Cisalhamento Direto: (a) Envoltória de ruptura; (b) Umidade versus Ângulo de atrito e Adesão; (c) Sucção total versus Ângulo de atrito e Adesão (continuação)



Fonte: O autor (2020)

4.3.3 Ensaios de arrancamento das estacas granulares (GPA)

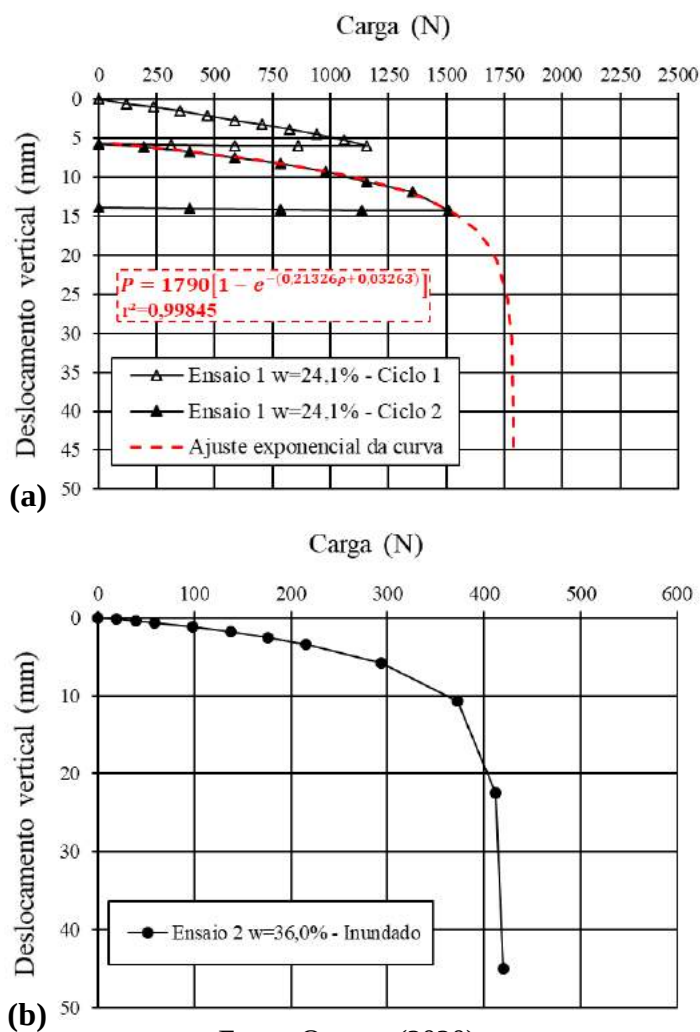
Foram executados dez ensaios de arrancamento de GPA em argila expansiva em três corpos de prova. Os Ensaios 1 e 2 foram executados com o corpo de prova 1. Os Ensaios 3 a 8 foram executados com o corpo de prova 2, e por último, os Ensaios 9 e 10 foram executados com o corpo de prova 3.

a) Análise da influência da molhagem prévia no arrancamento das estacas granulares

O Ensaio 1 foi realizado no solo compactado na umidade natural de $w = 24,1\%$ e peso específico aparente seco de $14,42 \text{ kN/m}^3$ com dois ciclos de carregamento-descarregamento. A carga máxima aplicada no primeiro carregamento foi de 1156 N , sem indicação de ruptura, com um deslocamento final de $6,07 \text{ mm}$ e relação praticamente linear entre carga e deslocamento. Após o descarregamento por estágio até o alívio total do carregamento foi verificado um deslocamento residual de $5,72 \text{ mm}$, com deslocamento elástico muito pequeno. O segundo carregamento foi iniciado sem carga adicional com o deslocamento final do primeiro descarregamento e o incremento de carga foi aplicado por estágio atingindo uma carga final de 1509 N e deslocamento vertical máximo de $14,30 \text{ mm}$, não sendo verificado ruptura na curva carga versus deslocamento vertical (Figura 149 a). O carregamento foi interrompido devido ao limite de cargas suportado pelo aparato. Após o descarregamento por estágio o deslocamento residual foi de $13,85 \text{ mm}$. A curva de carregamento foi extrapolada pelo critério de Van der Veen modificado por Aoki (1976) e foi obtida carga de ruptura igual a 1790 N (Figura 149 a). Após os dois ciclos de carregamento e descarregamento o corpo de prova do Ensaio 1 foi inundado, medido a expansão de $8,30\%$ até a estabilização após 7 dias quando atingiu umidade média de $36,0\%$, e foi carregado por estágio até a ruptura (Ensaio 2). A curva Carga versus

Deslocamento vertical é apresentada na Figura 149b indicando que a carga de ruptura é 420 N. O efeito da molhagem provocou uma redução de capacidade de carga ao arrancamento do sistema solo – GPA de 77%.

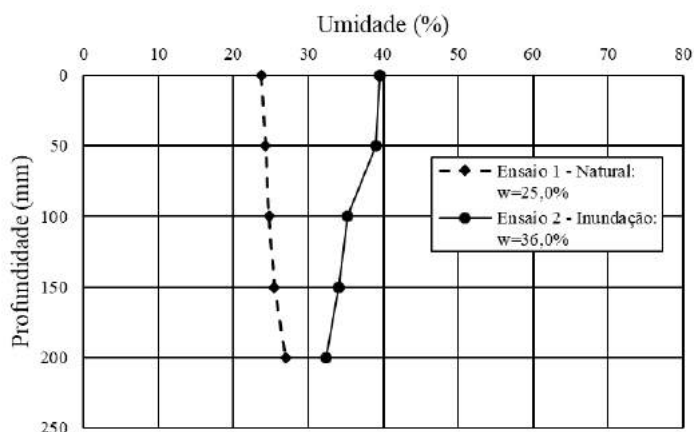
Figura 149 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamento vertical dos ensaios de arrancamento em estacas granulares: (a) Ciclos de carregamento e descarregamento e extrapolação da curva; (b) Ensaio inundado



Fonte: O autor (2020)

A Figura 150 apresenta o perfil de umidade em cada ensaio de arrancamento. A umidade cresce do topo para a base de 23 a 27% com média de 25% quando não houve molhagem e decresce do topo para a base de 39 a 33 % com média de 36% quando inundado previamente. Isso significa que houve um aumento de umidade de 16% no topo e de 6% na base da camada com o processo de inunda  o. Isso pode ser atribuído a maior dificuldade de percolação de água em profundidade devido à alta permeabilidade da argila. Comportamento semelhante foi encontrado por Phanikumar e Muthukumar (2015) e Muthukumar e Shukla (2018).

Figura 150 – Umidade do solo em diferentes profundidades no corpo de prova 1 dos Ensaios 1 e 2



Fonte: O autor (2020)

b) Análise da influência da molhagem seguido de etapas de secagem no arrancamento das estacas granulares

A Tabela 43 apresenta as umidades iniciais do solo, a carga máxima atingida no ensaio e a carga para uma deformação de 10% do diâmetro da estaca e a Figura 151 apresenta as curvas Carga versus Deslocamento vertical correspondentes aos Ensaios 3, 4, 5, 6, 7, e 8. O corpo de prova 2, compactado na umidade de 28,1% e peso específico aparente seco de 14,16 kN/m³, foi inundado previamente pelo período de 26 dias, e expandiu 6,63%, com umidade média do corpo de prova de 35,2%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento vertical máximo de 4,54 mm com carga 236 N (Ensaio 3). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm (10% diâmetro da estaca) foi igual a 227 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 4,42 mm.

Em seguida, o corpo de prova foi dessecado pelo período de 9 dias e atingiu umidade média de 31,8%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento máximo de 5,09 mm com carga de 490 N (Ensaio 4). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 452 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 4,83 mm.

O processo de secagem do corpo de prova continuou pelo período de 7 dias e atingiu umidade média de 24,0%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento máximo de 6,19 mm com carga de 676 N (Ensaio 5). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 610 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 5,84 mm.

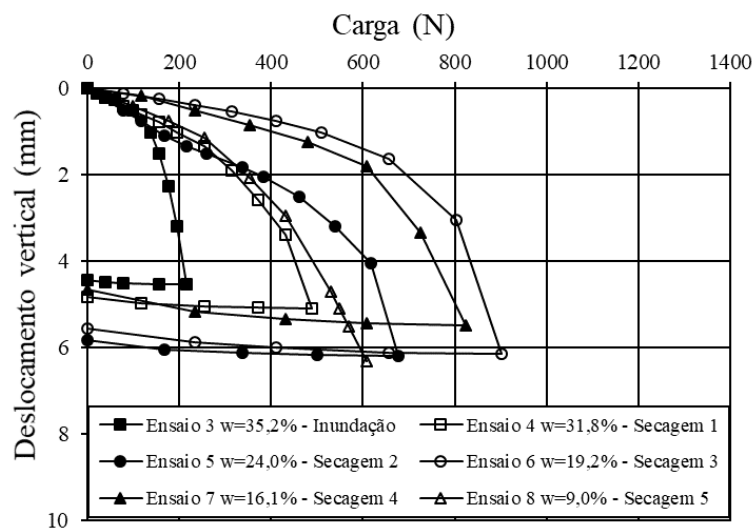
Tabela 43 – Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento 3, 4, 5, 6, 7, e 8 em GPA

Ensaio	Corpo de prova	Condição	Umidade inicial (%)	Carga máxima (N)	Deslocamento vertical máximo (mm)	Carga para deslocamento de 4 mm (N)	Deslocamento residual (mm)*
3	2	Inundado	35,2	236	4,54	227	4,42
4		Secagem	31,8	490	5,09	452	4,83
5		Secagem	24,0	676	6,19	610	5,84
6		Secagem	19,2	902	6,15	833	5,57
7		Secagem	16,1	823	5,49	754	4,65
8		Secagem	9,0	608	6,30	490	-

*O descarregamento do Ensaio 8 não foi medido.

Fonte: O autor (2020)

Figura 151 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamento vertical de ensaios de arrancamento em estacas granulares com molhagem (Ensaio 3) e secagem em etapas (Ensaio 4, 5, 6, 7 e 8)



Fonte: O autor (2020)

O corpo de prova foi dessecado por mais 8 dias e atingiu umidade média de 19,2%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento máximo de 6,15 mm com carga de 902 N (Ensaio 6). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 833 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 5,57 mm.

Após mais 6 dias de dessecação, a umidade média do corpo de prova era de 16,1%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento máximo de 5,49 mm com carga de 823 N (Ensaio 7). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 754 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 4,65 mm.

Por fim, após mais 21 dias de secagem, a umidade média do corpo de prova atingiu 9,0%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento máximo de 6,30 mm com carga de 608

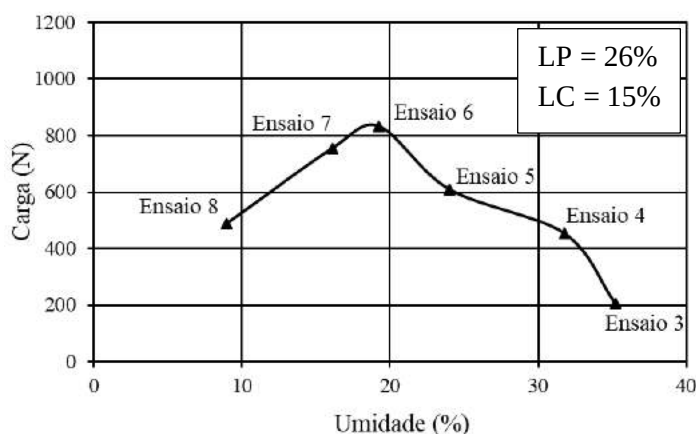
N (Ensaio 8). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 490 N. Após atingir a carga máxima do ensaio foi feito o descarregamento, mas não foi medido.

Diante disso, foi verificado um aumento de capacidade de carga a medida em que o solo dessecava. Porém, ao atingir umidade média de 19,2% (Ensaio 6) houve redução de capacidade de carga. Isso pode ser justificado pela intensa formação de fissuras ao redor da estaca granular o que ocasionou perda de atrito lateral entre o solo e a GPA. A Figura 152 apresenta a mudança de comportamento da capacidade de carga ao arrancamento da estaca granular, para um deslocamento vertical de 4 mm, em função da umidade do solo.

Entre os Ensaios 3 ($w = 35,2\%$) e o ensaio 6 ($w = 19,2\%$) houve um aumento de carga, para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm, de 207 N a 833 N (Figura 152), o que corresponde a um aumento de 302% de carga, simultaneamente a uma perda de 16,0% de umidade. A taxa de aumento de carga em função da secagem do solo é de 39 N/percentil %.

A perda de carga, para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm, entre o Ensaio 6 ($w = 19,2\%$) e o Ensaio 8 ($w = 9,0\%$) foi de 833 N a 490 N, respectivamente (Figura 152). Isso corresponde a uma perda de 41% de carga, simultaneamente a uma perda de 10,2% de umidade. A taxa de redução de carga em função da secagem do solo é de 34 N/percentil (%).

Figura 152 – Variação carga obtida para um deslocamento vertical de 4 mm versus umidade dos Ensaios 3 a 8



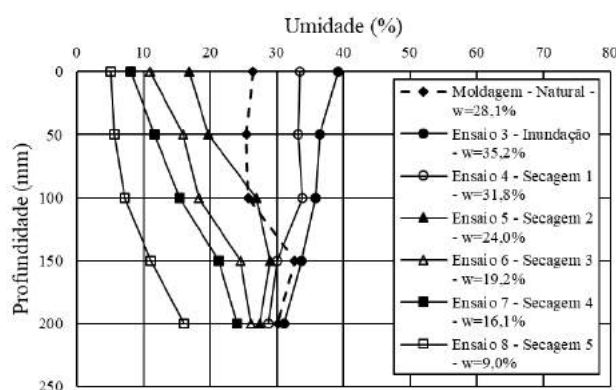
Fonte: O autor (2020)

A Figura 153 apresenta o perfil de umidade dos ensaios de arrancamento 3, 4, 5, 6, 7 e 8. Na moldagem do corpo de prova 2, a umidade cresce do topo para a base de 26 a 30% com média de 28,1%. Quando houve molhagem do corpo de prova (Ensaio 3), a umidade decresce do topo para a base de 39 a 31 % com média de 35,2%.

Isso significa que houve um aumento de umidade de 13% no topo e de 1% na base da camada com o processo de molhagem. Isso pode ser atribuído a maior dificuldade de percolação de água em profundidade devido à alta permeabilidade da argila. Comportamento semelhante foi encontrado por Phanikumar e Muthukumar (2015) e Muthukumar e Shukla (2018).

Durante o processo de secagem do corpo de prova, a umidade do topo e da base reduziram de 39% a 5% e de 31% a 16%, respectivamente, ou seja, houve variação de umidade de 34% no topo e de 15% na base. Comportamento semelhante foi verificado em Muthukumar e Phanikumar (2015) e Phanikumar e Muthukumar (2020). A umidade média dos Ensaios 4, 5, 6, 7 e 8 é de 31,8%, 24,0%, 19,2%, 16,1% e 9,0%, respectivamente.

Figura 153 – Umidade do solo em diferentes profundidades dos Ensaios 3 a 8 – corpo de prova 2



Fonte: O autor (2020)

c) Análise da influência do ciclo de molhagem e secagem no arrancamento das estacas granulares

A Tabela 44 apresenta os dados dos Ensaios 9 e 10 e a Figura 154 apresenta as curvas Carga versus Deslocamento vertical dos Ensaios 9 e 10. O corpo de prova 3, compactado na umidade de 27,3% e peso específico aparente seco de 14,14 kN/m³, foi submetido a três ciclos de molhagem e secagem. A terceira fase de molhagem do solo durou 7 dias, e expandiu 3,43%, com umidade média do corpo de prova de 38,9%. A carga foi aplicada por estágio até atingir o deslocamento vertical máximo de 6,55 mm com carga de 294 N (Ensaio 9). A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 270 N (Figura 154). Após atingir a carga máxima foi feito o descarregamento por estágio e foi medido deslocamento residual de 6,33 mm. Em seguida, o corpo de prova foi submetido a terceira fase de dessecação pelo período de 12 dias, atingiu umidade média de 19,8% e foi carregado por estágios até a ruptura (Ensaio

10). A extrapolação da curva Carga versus Deslocamento vertical por Van der Veen modificado por Aoki (1976) indica que a carga de ruptura é de 570 N (Figura 154), não havendo estágios de descarregamento. A carga correspondente ao deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 400 N. O efeito da molhagem, após os ciclos de molhagem e secagem, provocou uma redução de capacidade ao arrancamento do sistema solo – GPA de 32,5%.

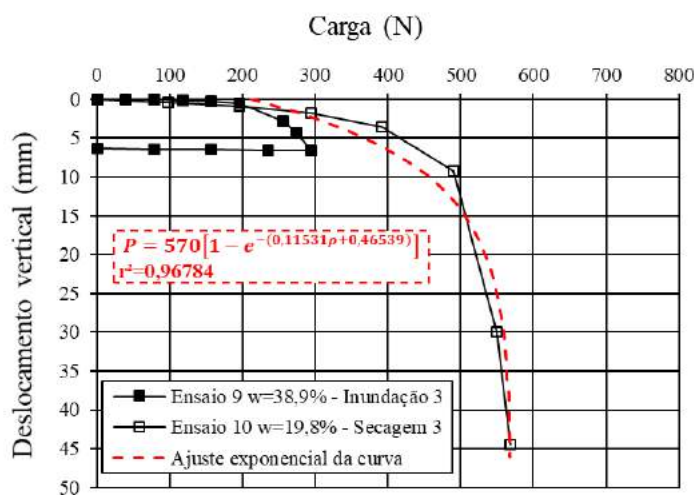
Tabela 44 – Resumo dos resultados dos ensaios de arrancamento 9 e 10 em GPA

Ensaio	Corpo de prova	Condição	Umidade inicial (%)	Carga máxima (N)	Deslocamento vertical máximo (mm)	Carga para deslocamento de 4 mm (N)	Deslocamento residual (mm)*
9	3	Inundado	38,9	294	6,55	270	6,33
10		Secagem	19,8	568	44,50	400	-

*Não houve descarregamento no Ensaio 10.

Fonte: O autor (2020)

Figura 154 – Curvas Carga aplicada versus Deslocamentos verticais medidos em ensaios de arrancamento de estacas granulares submetidos previamente a ciclos de molhagem e secagem (Ensaio 9 e 10)

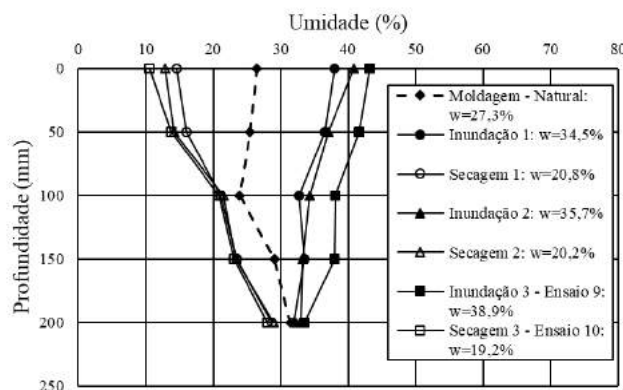


Fonte: O autor (2020)

A Figura 155 apresenta o perfil de umidade do solo em diferentes profundidades nos ciclos de molhagem e secagem do corpo de prova 3. Na moldagem do corpo de prova 3, a umidade cresce do topo para a base de 26 a 31% com média de 27,3%. O perfil da umidade nas fases de molhagem apresentou maior variação no topo em comparação com a base da camada, ou seja, a umidade é decrescente ao longo da profundidade. Houve aumento da umidade média do solo entre as fases de molhagens (34,5%, 35,7% e 38,9%, para as molhagens 1, 2 e 3, respectivamente). Isso pode ser explicado pela formação de fissuras desenvolvidas nas fases de

secagem. As fissuras formaram-se inicialmente na superfície e se propagaram pela profundidade da camada. A umidade média do Ensaio 9 é de 38,9%.

Figura 155 – Umidade do solo em diferentes profundidades dos Ensaios 9 e 10 – corpo de prova 3



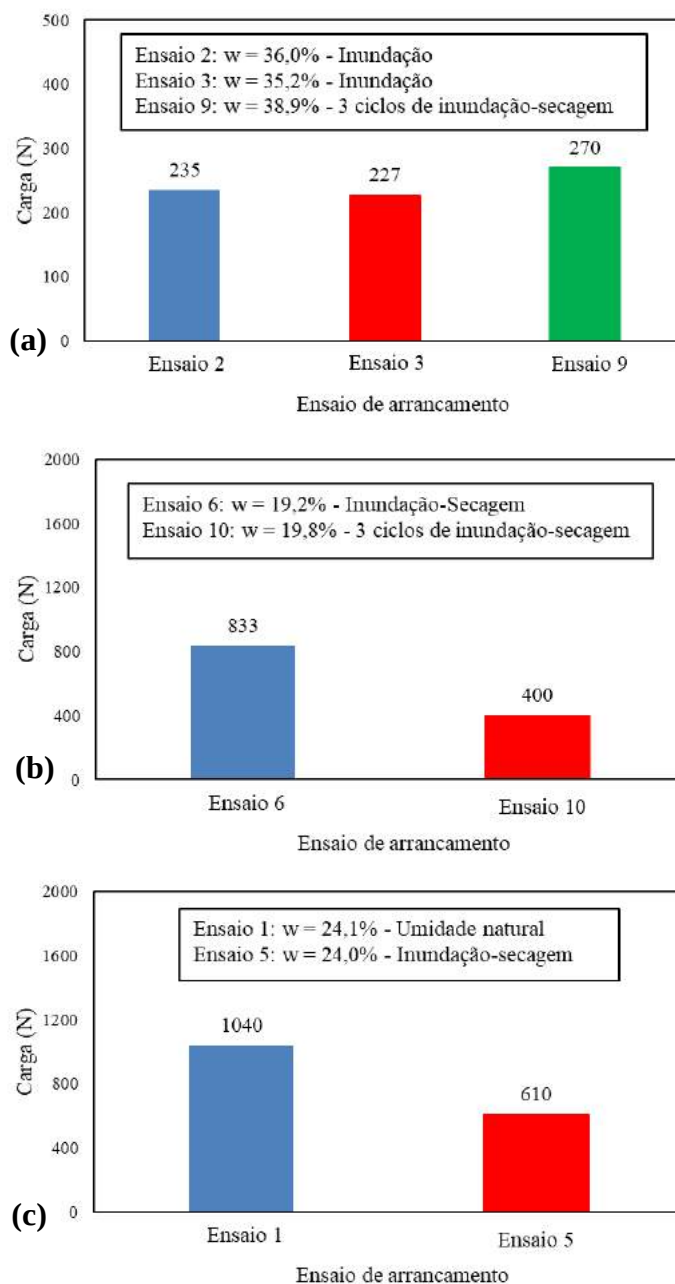
Fonte: O autor (2020)

Nas fases de secagem, a umidade média do solo foi de 20,8%, 20,2% e 19,2%, para as fases de secagem 1, 2 e 3, respectivamente. O perfil da umidade nas fases de secagem apresentou maior variação no topo em comparação com a base da camada, ou seja, a umidade é crescente ao longo da profundidade. A umidade média do Ensaio 10 é de 19,2%. Phanikumar e Muthukumar (2015), Muthukumar e Phanikumar (2015) e Phanikumar e Muthukumar (2020) obtiveram comportamento semelhante em ciclos de molhagem e secagem.

A Figura 156 apresenta variação de carga dos ensaios de arrancamento, para o deslocamento vertical de 4 mm. O efeito dos ciclos de molhagem e secagem tiveram comportamento distintos de acordo com a fase em que o corpo de prova foi submetido ao arrancamento (molhagem ou secagem). No Ensaio 9, executado após a terceira fase de molhagem, houve um ganho de aproximadamente 17% de carga, para um deslocamento vertical igual a 4 mm, em comparação aos Ensaios inundados 2 e 3. Já para o Ensaio 10, executado após a terceira fase de secagem, houve uma redução de 52% de carga em comparação ao Ensaio 6, que foi executado com umidade semelhante, porém sem ciclos de molhagem e secagem.

A molhagem do solo antes de iniciar o processo de secagem reduz a resistência do solo. Foi feita uma comparação de cargas, para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm, entre os Ensaios 1 e 5. O Ensaio 1 foi realizado com a umidade natural do solo e o Ensaio 5 foi inundado previamente antes de iniciar o processo de secagem. Foi verificado uma queda de 41% de carga quando há molhagem do solo antes de iniciar o processo de secagem.

Figura 156 – Variação da carga, para o mesmo deslocamento vertical de 4 mm, entre: (a) Ensaios 9, 2 e 3; (b) Ensaios 10 e 6; (c) Ensaios 1 e 5



Fonte: O autor (2020)

4.3.4 Previsão da capacidade de carga ao arrancamento das estacas granulares (GPA).

A capacidade de carga ao arrancamento é um parâmetro importante para o projeto de GPA. A variação da umidade, sucção, ângulo de atrito e adesão durante os estágios de inundação e secagem afeta significativamente o comportamento ao arrancamento da fundação.

a) Previsão da capacidade de carga ao arrancamento

A previsão da força resistente, P_R , foi realizada através da Equação 5 (item 4.1) e os dados utilizados na equação e o resultado da capacidade de carga ao arrancamento estão apresentados na Tabela 45.

Tabela 45 – Previsão da capacidade de carga ao arrancamento de GPA

a' (kPa)	ϕ' (°)	w (%)	S (kPa)	Ks	ps (kPa)	P_R (N)
24	34	13,95	7825	0,44	241	2407
18	30	22,66	1995	0,50	172	1703
11	20	31,04	83	2,04	6	391

Legenda: a' - adesão; ϕ' - ângulo de atrito; w - umidade do solo; S - sucção total; Ks - coeficiente de empuxo devido a expansão do solo; ps - tensão de expansão do solo.

Fonte: O autor (2020)

A estaca granular foi moldada com densidade relativa igual a 60%, e apresentava diâmetro e comprimento igual a 40 mm e 200 mm, respectivamente. O índice de vazios máximo e mínimo do material da estaca é igual a 1,08 e 0,81, respectivamente. O peso (W_{gpa}) da estaca granular calculado é igual a 3,07 N. Como não havia sobrecarga no solo nos ensaios de arrancamento, a parcela da tensão efetiva devido à sobrecarga ($\bar{\sigma}_{v0}$) foi desconsiderada.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA foram obtidos através dos ensaios de cisalhamento direto para três diferentes condições de umidade e sucção total (Tabela 42, item 4.3.2). A tensão de expansão (p_s) da argila expansiva, na umidade natural, foi obtido na Tabela 20 (item 2.8.8.2), para umidade de 22,9%. Para a condição com secagem prévia ($w = 13,95\%$), a tensão de expansão foi obtida na Figura 47 (item 2.8.8.2), e para a condição com inundação prévia, foi considerada a tensão de expansão também de acordo com a Figura 47 (item 2.8.82) correspondente a umidade inicial do corpo de prova antes da inundação (Tabela 42, item 4.3.2).

O coeficiente de empuxo devido à expansão do solo (K_s) foi determinado através da Equação 7 (Jaky, 1944), para o solo na umidade natural ($w = 22,66\%$) e com secagem ($w = 13,95\%$) em que foi considerada condição de empuxo no repouso. Para a condição inundada ($w = 31,04\%$), durante o ensaio de arrancamento, foi considerada a condição de empuxo passiva da teoria de Rankine (Equação 8) devido à expansão do solo.

$$k_0 = 1 - \operatorname{sen}\varphi' \quad (7)$$

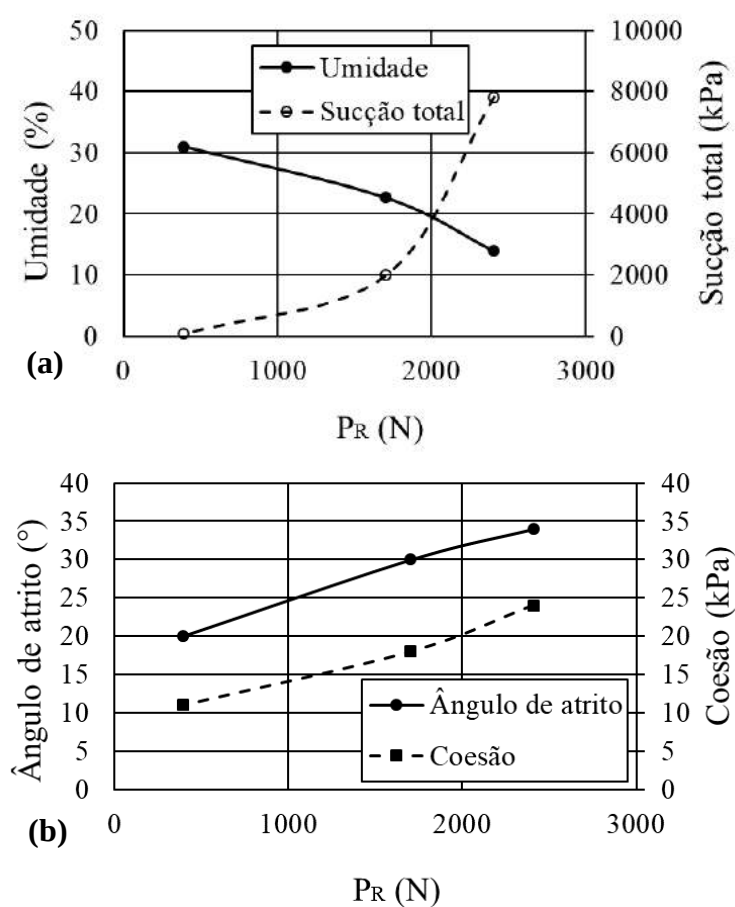
$$k_p = \frac{1 + \operatorname{sen}\varphi'}{1 - \operatorname{sen}\varphi'} \quad (8)$$

em que:

φ' : ângulo de atrito do solo.

A variação da força resistente em função da sucção total e umidade é não linear e aumenta à medida em que a sucção total aumenta, ou com a redução da umidade. A variação da força resistente em função do ângulo de atrito e coesão é linear. Quanto mais elevado os parâmetros de resistência ao cisalhamento maior o valor de P_R encontrado. A Figura 157 apresenta os resultados da previsão da força resistente, P_R .

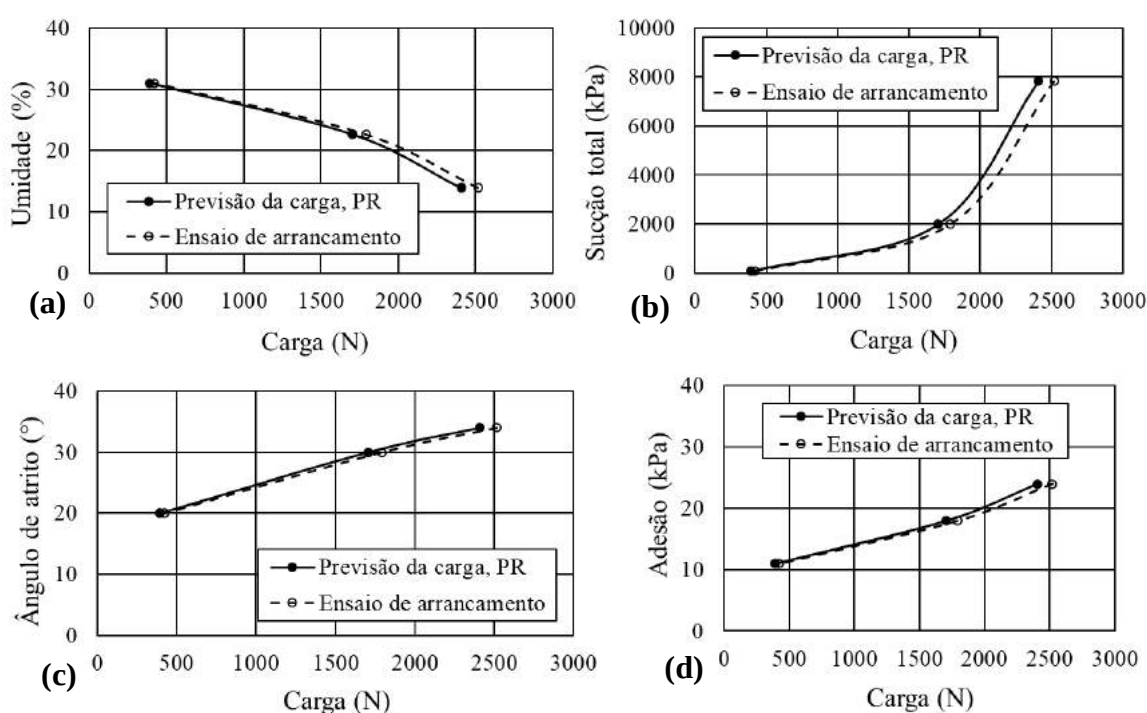
Figura 157 – Previsão da força resistente, P_R : (a) Força resistente versus umidade e sucção total; (b) Força resistente versus ângulo de atrito e coesão.



Fonte: O autor (2020)

Para validação dos valores encontrados de P_R , foram selecionados os resultados dos ensaios de arrancamento 1, 2 e 8, pois as condições (umidade e sucção) desses ensaios são semelhantes dos dados de entrada estimados para P_R . As curvas Carga versus Deslocamento vertical dos Ensaios 1 ($w = 24,1\%$) e 8 ($w = 9,0\%$) foram extrapolados de acordo com o critério de Van der Veen modificado por Aoki (1976), encontrando-se capacidade de carga ao arrancamento igual a 1790 N e 2517 N, respectivamente. O ensaio de arrancamento 2 ($w = 36,0\%$) foi levado até a ruptura da curva Carga versus Deslocamento vertical, obtendo-se carga de ruptura igual a 420 N. A Figura 158 apresenta a comparação dos resultados da previsão da força resistente, P_R , com os resultados obtidos experimentalmente nos ensaios de arrancamento.

Figura 158 – Comparação da previsão da força resistente, P_R , e os ensaios de arrancamento: (a) Carga versus Umidade; (b) Carga versus Sucção total; (c) Carga versus Ângulo de atrito; (d) Carga versus Coesão



Fonte: O autor (2020)

b) Retroanálise do coeficiente de empuxo K_s

A retroanálise do valor de K_s , utilizando os resultados de capacidade de carga dos ensaios de arrancamento como entrada na Equação 5 (item 4.1) foi realizada. O valor de K_s teve um pequeno aumento na condição de umidade natural ($w = 22,66\%$) e de secagem do solo ($w = 13,95\%$). Para essas duas condições, na previsão da capacidade de carga ao arrancamento, o

valor de K_s foi de 0,44 e 0,50, e na retroanálise de K_s houve um aumento para 0,47 e 0,53, respectivamente. Quando inundado ($w = 31,04\%$), o valor de K_s na previsão da capacidade de carga foi de 2,04 e quando retroanalisado, aumentou para 2,56 (Tabela 46). A Figura 159 apresenta a variação da carga, umidade, sucção total, ângulo de atrito e adesão com os novos valores de K_s retroanalizados.

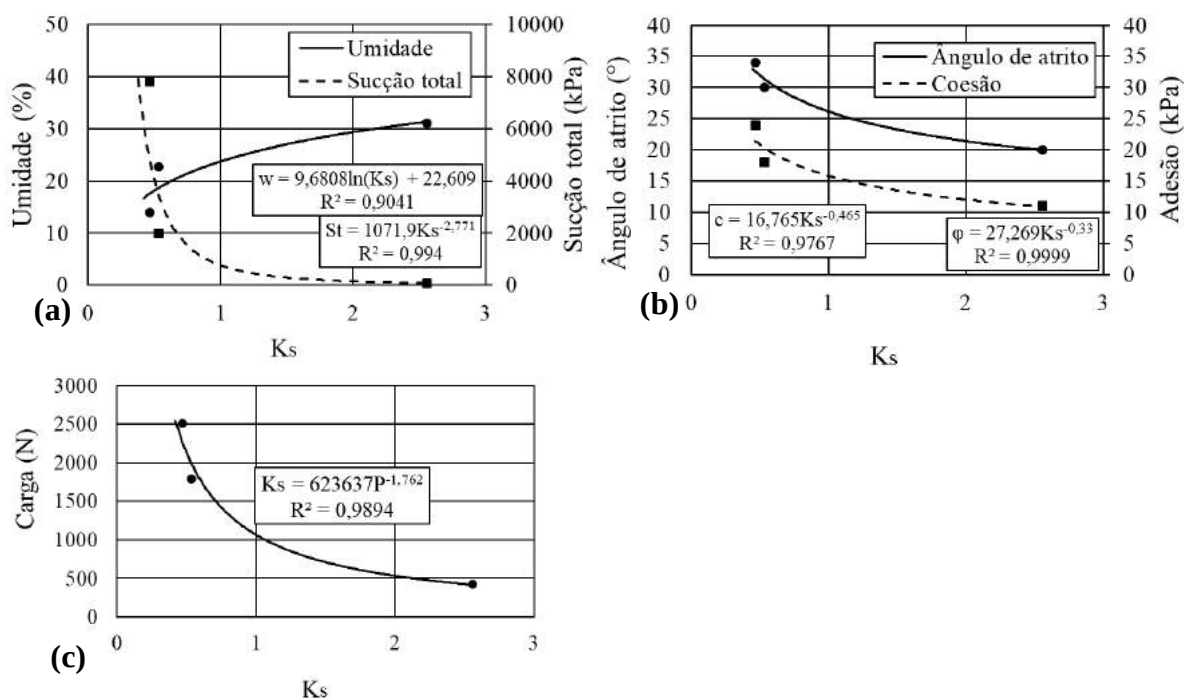
Tabela 46 – Resultados da retroanálise de K_s

a' (kPa)	ϕ' (°)	w (%)	S (kPa)	P_R (N)	P_u (N)	K_s retroanalizado
24	34	13,95	7825	2407	2517 (Ensaio 8)	0,47
18	30	22,66	1995	1703	1790 (Ensaio 1)	0,53
11	20	31,04	83	391	420 (Ensaio 2)	2,56

Legenda: a' - adesão; ϕ' - ângulo de atrito; w - umidade do solo; P_u - capacidade de carga dos ensaios de arrancamento; K_s - coeficiente de empuxo devido a expansão do solo.

Fonte: O autor (2020)

Figura 159 – Variação do coeficiente de empuxo K_s retroanalizados com: (a) Umidade e sucção total; (b) Ângulo de atrito e adesão; (c) Carga.



Fonte: O autor (2020)

4.3.5 Expansão, contração e fissuração do solo durante os ensaios de arrancamento

Durante o processo de secagem, ocorre a evaporação da água presente na argila, resultando em uma redução volumétrica do solo. A contração será abordada neste item como o deslocamento

vertical provocado pela redução volumétrica do solo. Por outro lado, no processo de molhagem há absorção de água resultando em um aumento de volume do solo. Neste caso, a expansão corresponde ao deslocamento vertical provocado pelo aumento volumétrico do solo.

O deslocamento vertical que ocorre na argila expansiva durante o processo de molhagem e secagem tem sentido oposto da resistência por atrito mobilizada ao longo da interface solo – GPA. No processo de molhagem, o solo expande (aumento volumétrico da massa do solo) e a resistência por atrito é mobilizada no sentido contrário da expansão, ou seja, de cima para baixo. No processo de secagem, o solo sofre contração (diminuição volumétrica da massa do solo) e a resistência ao cisalhamento é mobilizada no sentido contrário a contração, ou seja, de baixo para cima. Além da contração, o solo pode apresentar fissuras, que ao se abrirem reduz o atrito entre a estaca granular e o solo.

Portanto, o reforço da argila expansiva com GPA diminui a expansão, contração e fissuração do solo, pois à estaca granular atua, em todos os casos, contra o deslocamento vertical provocado pela variação de umidade do solo. Estes resultados foram encontrados por Muthukumar e Phanikumar (2015) e Phanikumar e Muthukumar (2020).

Neste trabalho não foi executado ensaios comparativos entre argila expansiva reforçado e não reforçada com GPA, pois esta conclusão já é de comum entendimento na literatura. As análises deste trabalho são direcionadas para os ensaios de arrancamento de GPA em argila expansiva, submetidas aos efeitos da contração e expansão, nos processos de secagem e molhagem, respectivamente.

a) Expansão do solo nos ensaios de arrancamento após molhagem

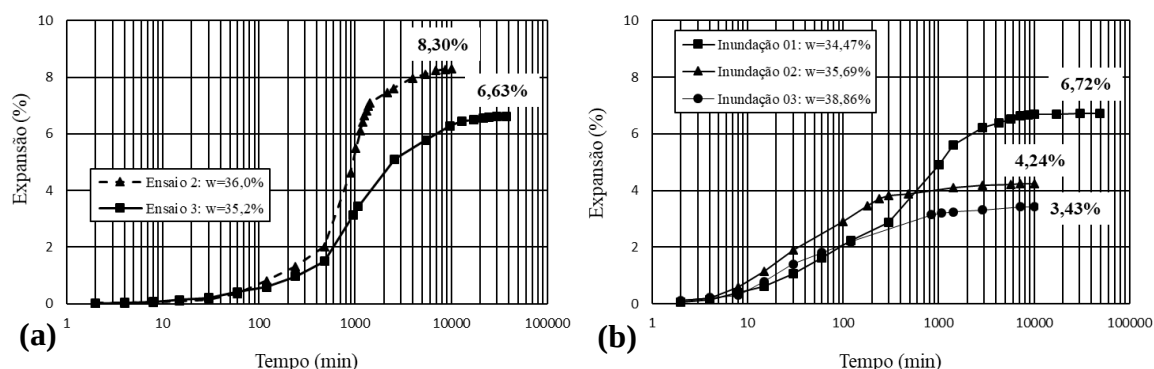
A Figura 160 apresenta os resultados de expansão do solo após molhagem. Os Ensaios 2 (corpo de prova 1) e 3 (corpo de prova 2) foram inundados durante o período de 7 e 26 dias, respectivamente, e apresentaram variação de deslocamento vertical igual a 16,60 mm e 13,25 mm, respectivamente.

A espessura inicial da camada de argila nos dois ensaios era igual a 200 mm. Dessa maneira, foi determinada a expansão do solo de 8,30% e 6,63% para os Ensaios 2 e 3, respectivamente, correspondendo a uma redução de 20%. A diferença da expansão do solo dos Ensaios 2 e 3 é justificado pela umidade inicial de 25,0% e 28,1% dos corpos de prova 1 e 2, respectivamente. Após a molhagem a umidade do solo no Ensaio 2 foi igual a 36,0%, e no Ensaio 3, igual a 35,2% (Figura 160 a).

A Figura 160 b, apresenta as curvas de expansão com o tempo nas três fases de molhagem realizadas com o corpo de prova 3. Após cada fase de molhagem foi realizada uma fase de

secagem. A união de uma fase de molhagem e a posterior fase de secagem foi identificada como um ciclo de molhagem-secagem. Consequentemente, foram realizados o total de três ciclos de molhagem-secagem.

Figura 160 – Resultados de expansão do solo nos ensaios: (a) Ensaio 2 e 3; (b) Sequência de molhagem do corpo de prova 3

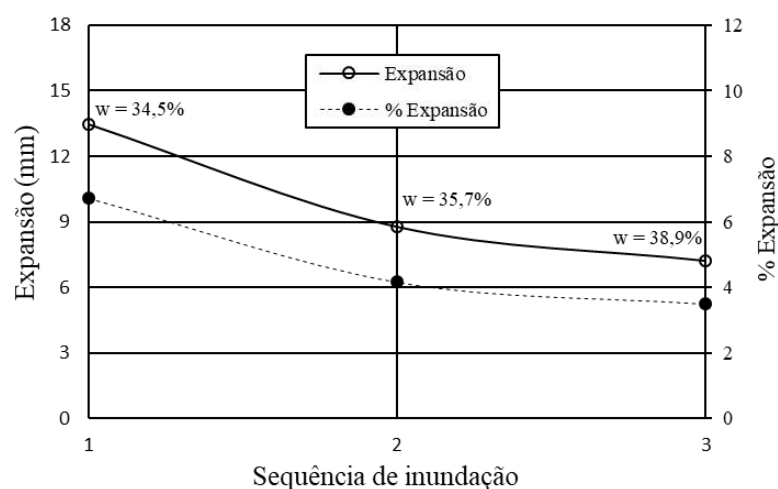


Fonte: O autor (2020)

A primeira fase de molhagem teve duração de 34 dias. A segunda e terceira fase de molhagem teve duração de 7 dias cada. A variação do deslocamento vertical obtido foi de 13,44 mm, 8,77 mm e 7,22 mm, para as fases de molhagem 1, 2 e 3, respectivamente. A espessura da camada de argila no momento antes da molhagem do solo era igual a 200 mm, 206,61 mm e 210,71 mm, respectivamente. Esta variação da espessura da camada de solo ocorreu devido à sequência de ciclos de molhagem-secagem utilizando o mesmo corpo de prova. Consequentemente, a expansão do solo para as fases de molhagem 1, 2 e 3 foi igual a 6,72%, 4,24% e 3,43%, respectivamente. A umidade inicial do solo antes da primeira molhagem era igual a 27,3%. Antes da segunda fase de molhagem o solo apresentava umidade igual a 20,8% e antes da terceira fase de molhagem, o solo apresentava umidade igual a 20,2%.

Verificou-se que houve uma redução de expansão da primeira fase de molhagem até a última fase, assim como foi verificado uma redução da taxa de expansão com o aumento do número de ciclos de molhagem-secagem (Figura 161). Isso pode ser explicado pela ocorrência de fadiga quando o solo é submetido a ciclos de molhagem-secagem. Quanto maior o número de ciclos de molhagem-secagem, menor é a variação volumétrica do solo, assim como, menor é a taxa de expansão do solo. Resultados semelhantes foram encontrados por Chen (1988) e Phanikumar e Muthukumar (2020).

Figura 161 – Variação da expansão do solo em função da sequência das fases de molhagem dos ensaios com ciclos de molhagem-secagem



Fonte: O autor (2020)

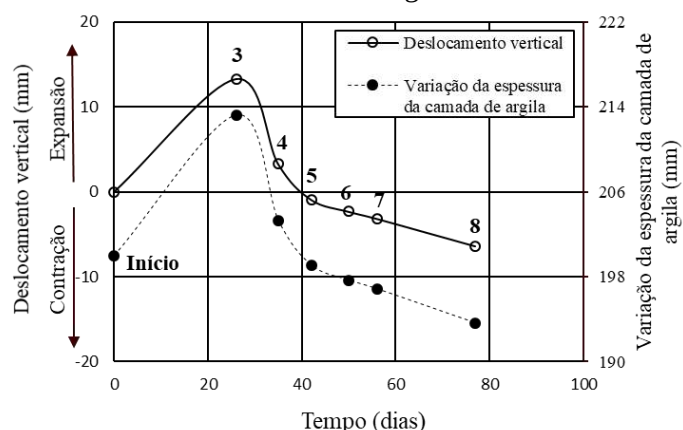
Também foi verificado que o valor de expansão do solo do Ensaio 3 (6,63%) e da molhagem 1 do solo submetido a ciclos de molhagem-secagem (6,72%) foram aproximadamente iguais. Isso pode ser justificado pela umidade inicial semelhante antes da molhagem (28,1% e 27,3%, respectivamente).

b) Efeito da contração nos ensaios de arrancamento

O corpo de prova 2 apresentava espessura inicial igual a 200 mm e foi submetido inicialmente ao processo de molhagem, pelo período de 26 dias, com medição da expansão do solo. Após estabilização da expansão, foi executado o ensaio de arrancamento 3 ($w = 35,2\%$). A partir daí o corpo de prova 2 foi submetido a cinco períodos de secagem. Cada período de secagem teve duração de 9, 7, 8, 6 e 21 dias e apresentaram umidade igual a 31,8%, 24,0%, 19,2%, 16,1% e 9,0%, respectivamente. No final de cada período, foi executado um ensaio de arrancamento, os quais foram nomeados por Ensaios 4, 5, 6, 7 e 8. A Figura 162 apresenta o deslocamento vertical (expansão-contração) e a variação da espessura da camada de argila dos Ensaios 3 a 8, ao longo do tempo.

Verifica-se que após o período de expansão (Ensaio 3), inicia-se o processo de secagem do solo. A contração do solo aumenta com o aumento do tempo de secagem do corpo de prova, ou seja, com diminuição da umidade do solo. Isso se deve a evaporação da água presente na argila expansiva. A Figura 163 apresenta a variação da contração do solo e espessura da camada de argila com a variação da umidade e tempo, durante o ressecamento do solo.

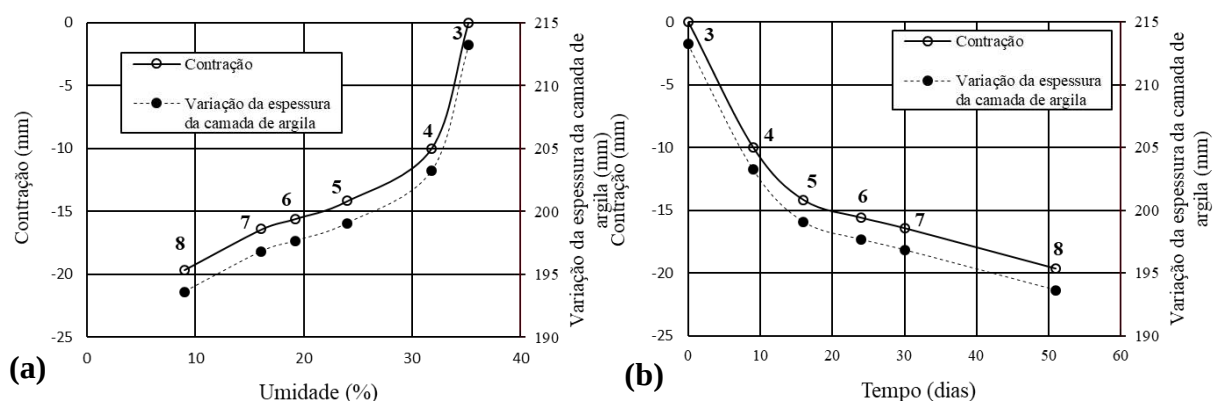
Figura 162 – Tempo versus deslocamento vertical (expansão e contração) e variação da espessura da camada de argila.



Fonte: O autor (2020)

A espessura da camada de argila tinha 213,25 mm, antes de iniciar o processo de secagem, pois o solo foi inundado previamente e foi medido 13,25 mm de expansão. A partir daí iniciou-se o ressecamento do solo em cinco estágios. No final de cada estágio foi realizado um ensaio de arrancamento. A contração acumulada ao longo do tempo foi igual a 9,98 mm, 14,17 mm, 15,58 mm, 16,41 mm e 19,63 mm, respectivamente, para os ensaios de arrancamento 4, 5, 6, 7 e 8. Isso corresponde a um aumento de contração percentual de 4,7%, 6,6%, 7,3%, 7,7% e 9,2%, respectivamente (Figura 164).

Figura 163 – Contração do solo e variação da espessura da camada de argila em função: (a) Umidade; (b) Tempo de contração

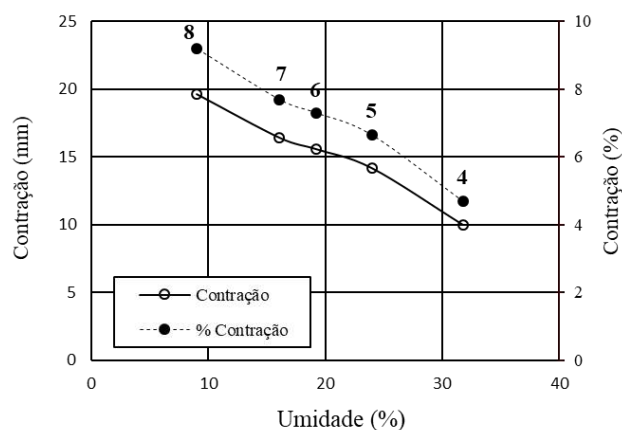


Fonte: O autor (2020)

Os resultados dos ensaios de arrancamento 4, 5, 6, 7 e 8 mostram que a contração do solo tem influência no comportamento ao arrancamento das GPA's. A capacidade de carga ao

arrancamento para um deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 452 N, 610 N, 833 N, 754 N e 490 N, para os ensaios 4, 5, 6, 7 e 8, respectivamente. Os dados indicam que há um aumento da capacidade de carga ao arrancamento de 454 N a 833 N com o aumento de 15,58 mm de contração do solo.

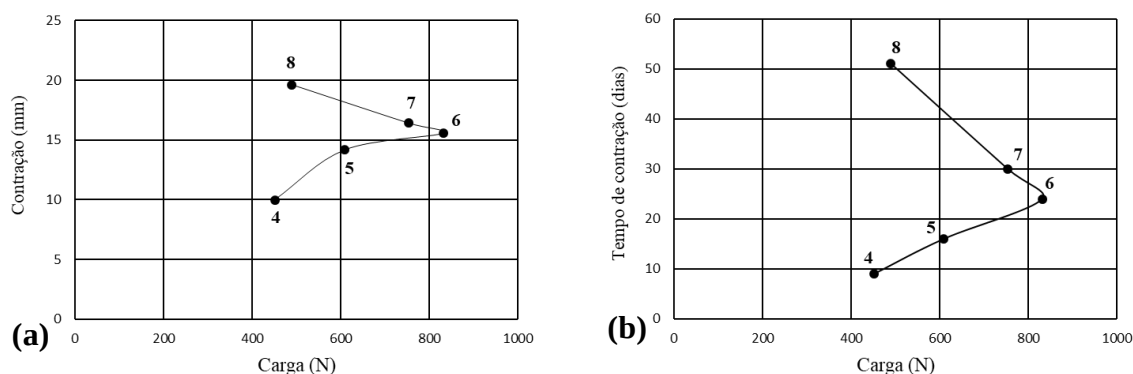
Figura 164 – Umidade versus contração e % de contração durante o ressecamento do solo



Fonte: O autor (2020)

Comportamento contrário foi observado no decorrer do ressecamento do solo. Nos Ensaios 7 e 8 houve uma redução de capacidade de carga ao arrancamento, com o aumento da contração do solo. Nos Ensaios 7 e 8, a carga reduziu 10% e 41% em relação ao Ensaio 6, respectivamente. Este comportamento pode ser justificado pela incidência de contração e, principalmente, devido as fissuras formadas na superfície da argila. As fissuras formadas provocaram a desagregação da estaca granular, e conseqüentemente, reduziu a resistência ao atrito na interface solo-GPA. Este mecanismo será melhor explicado no item 4.3.6. A Figura 165 apresenta a variação da carga em função do nível de contração do solo durante o ressecamento.

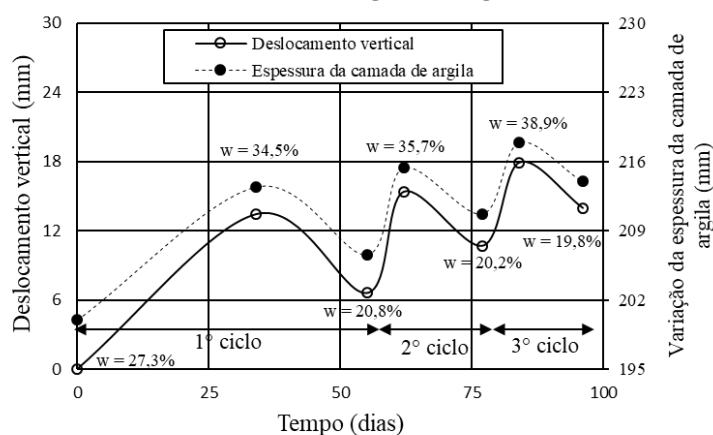
Figura 165 – Variação da capacidade de carga ao arrancamento para um deslocamento vertical de 4 mm em função da: (a) Contração do solo; (b) Tempo de contração do solo durante a secagem



Fonte: O autor (2020)

O corpo de prova 3 foi submetido a três ciclos de molhagem-secagem. A Figura 166 apresenta o deslocamento vertical do solo e a variação da espessura da camada de argila ao longo de todos os ciclos de molhagem-secagem.

Figura 166 - Deslocamento vertical do solo e a variação da espessura da camada de argila ao longo dos ciclos de molhagem-secagem



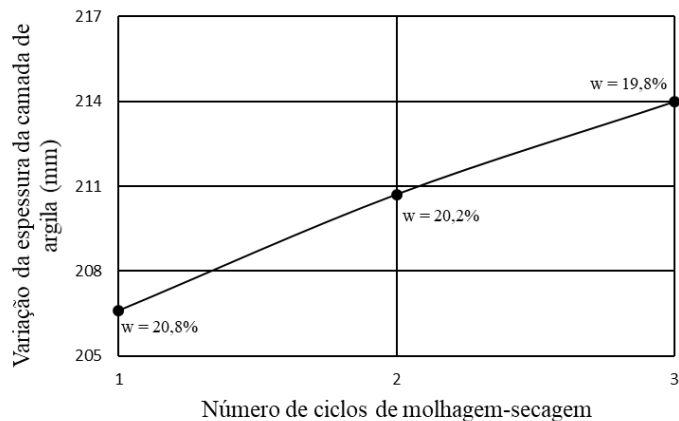
Fonte: O autor (2020)

Cada ciclo iniciou-se pela molhagem do solo, sendo medida a sua expansão. Após estabilização da expansão, foi realizada a secagem do solo até umidade próxima do limite de plasticidade do solo ($LP = 26\%$). Este mesmo processo foi repetido em todos os demais ciclos. A umidade final de cada fase de secagem foi igual a 20,8%, 20,2% e 19,8%, respectivamente. Como o limite de contração do solo é igual a 15%, e a umidade do solo após secagem em todos os ciclos foi superior, pode-se considerar que este ensaio corresponde ao estudo de ciclos de molhagem-secagem “parcial” do solo reforçado com GPA. Esta recomendação foi sugerida por Muthukumar e Phanikumar (2015).

No final de cada ciclo de molhagem-secagem, observa-se que há um aumento da espessura da camada de argila. Inicialmente, a espessura da camada de argila era igual a 200 mm, e aumentou para 206,61 mm, 210,71 mm e 213,98 mm, no final dos ciclos de molhagem-secagem 1, 2 e 3, respectivamente. Isso corresponde a um aumento de espessura acumulada de 6,61 mm, 10,71 mm e 13,98 mm, respectivamente, em comparação a espessura inicial (Figura 167). Isso significa que, quantitativamente, houve uma predominância de deslocamento vertical provocado expansão do solo em comparação ao deslocamento vertical provocado pela contração do solo (Figura 168). A expansão do solo foi de 13,44 mm (6,72%), 8,77 mm (4,16%) e 7,22 mm (3,49%), ao final das molhagens 1, 2 e 3, respectivamente. Já a contração do solo foi igual a 6,83 mm (3,20%), 4,67 mm (2,17%) e 3,95 mm (1,81%), ao final das secagens 1, 2

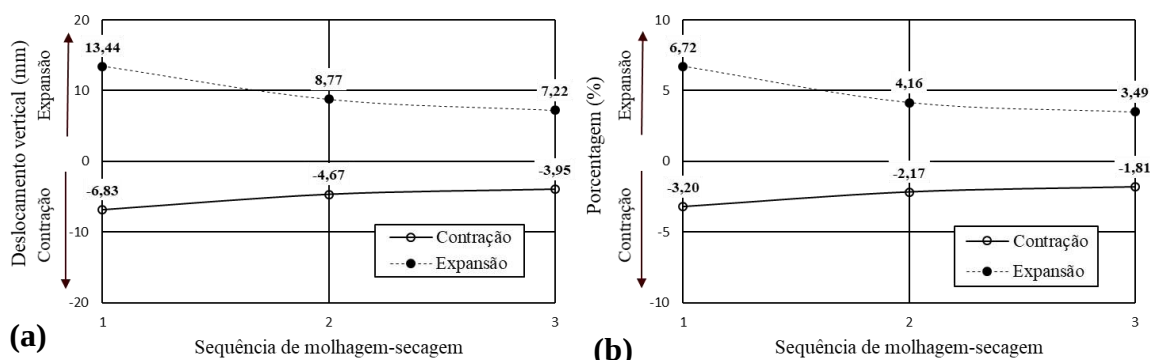
e 3, respectivamente. Consequentemente, os dados justificam o aumento da espessura a camada de argila ao longo do ensaio com ciclos de molhagem-secagem.

Figura 167 – Variação da espessura da camada de argila no final de cada ciclo de molhagem-secagem



Fonte: O autor (2020)

Figura 168 – Expansão e contração do solo em cada fase de molhagem e secagem: (a) Deslocamento vertical (mm); (b) Porcentagem (%)

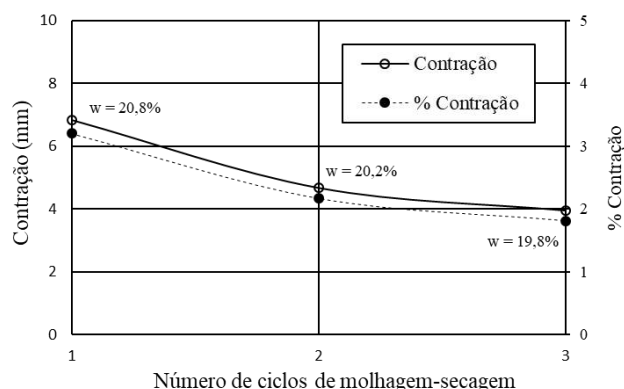


Fonte: O autor (2020)

A contração é o deslocamento vertical de cima para baixo (redução volumétrica) do solo devido a evaporação da água, e é controlada pela resistência ao cisalhamento desenvolvido na interface solo-GPA. Verifica-se que a contração do solo diminui com o aumento do número de ciclos de molhagem-secagem. O solo apresentou contração igual a 6,83 mm, 4,67 mm e 3,95 mm, nas fases de secagem 1, 2 e 3, respectivamente. Isso corresponde a um percentual de contração igual a 3,2%, 2,2% e 1,8%, respectivamente (Figura 169).

Isso é justificado pelo processo de fadiga que ocorre em argila expansiva quando submetido a ciclos de molhagem-secagem. Quanto maior o número de ciclos de molhagem-secagem, menor é a redução volumétrica (contração) do solo. Os resultados estão de acordo com Chen (1988), Muthukumar e Phanikumar (2015) e Phanikumar e Muthukumar (2020).

Figura 169 – Contração e percentual de contração do solo no final dos ciclos de molhagem-secagem



Fonte: O autor (2020)

Foi feita uma comparação da capacidade de carga versus a contração do solo do Ensaio 6 (corpo de prova 2) e do Ensaio 10 (corpo de prova 3). O ensaio de arrancamento 10 foi realizado após o final do terceiro ciclo de molhagem-secagem. A umidade do solo nos ensaios de arrancamento 6 e 10 eram iguais a 19,2% e 19,8%, respectivamente, ou seja, aproximadamente iguais. A capacidade de carga para um deslocamento vertical de 4 mm foi igual a 833 N e 400 N, para os Ensaios 6 e 10, respectivamente. Verifica-se que o efeito dos ciclos de molhagem-secagem reduz em 52% a capacidade de carga. O solo apresentou contração de 15,58 mm (7,3%) no Ensaio 6. A variação da contração no Ensaio 10 (último ciclo de molhagem-secagem) foi igual a 3,95 mm (1,81%).

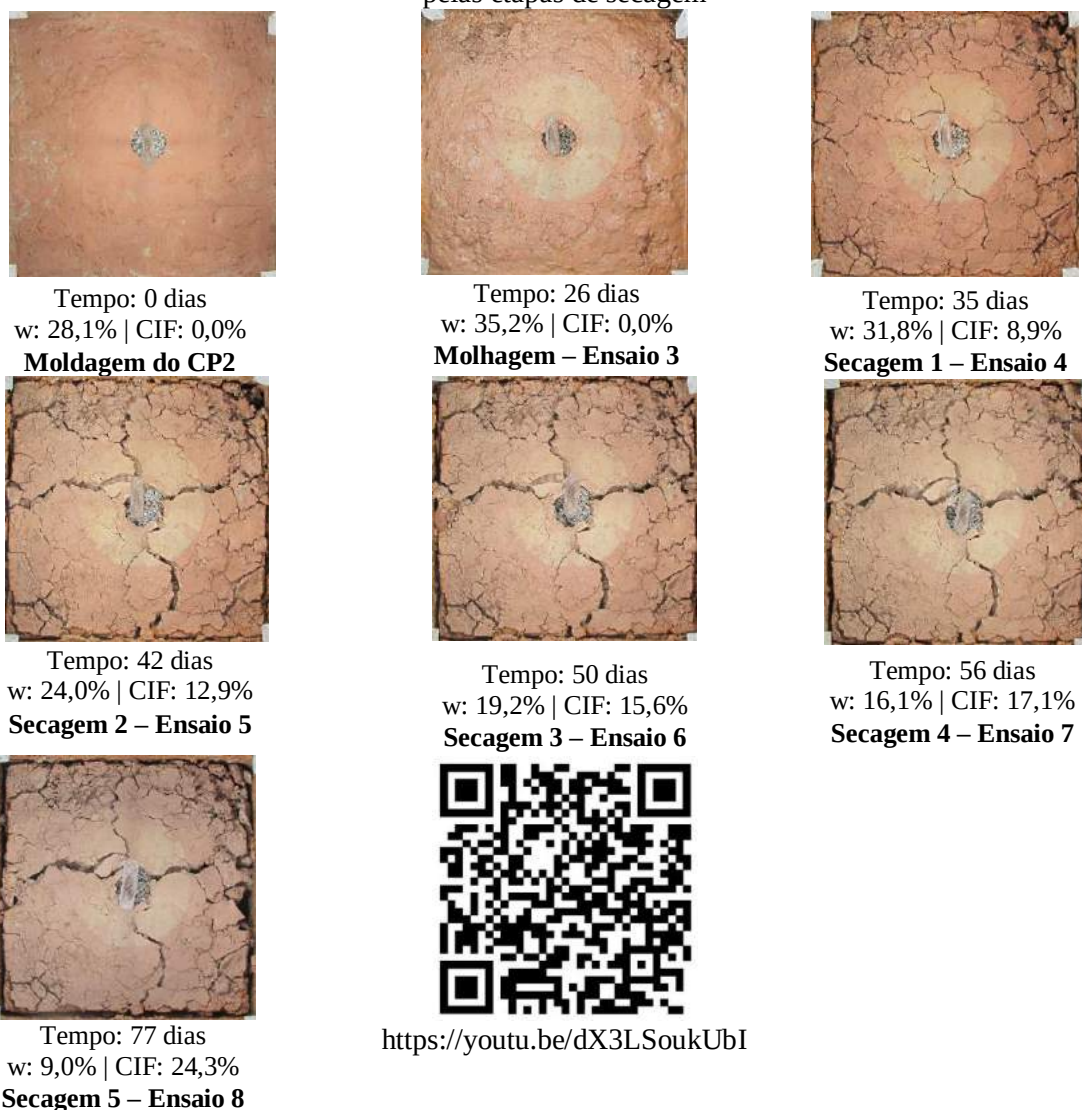
Apesar da contração do solo do Ensaio 6 ser aproximadamente quatro vezes superior à contração do solo do Ensaio 10, percebe-se que o efeito da fadiga que ocorre na argila devido aos ciclos de molhagem-secagem influencia consideravelmente mais no desempenho ao arrancamento da GPA, reduzindo a resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA, e consequentemente, a capacidade de carga.

c) Efeito da formação de fissuras no solo nos ensaios de arrancamento

São apresentados os resultados da mecânica de fissuração do solo antes da execução dos ensaios de arrancamento. Inicialmente, o solo foi submetido à molhagem, seguido de cinco etapas de secagem. Foi utilizado o programa, de domínio público, de processamento de imagem digital – *ImageJ*. As fotos coletadas foram processadas neste software, obtendo-se índices que caracterizam o padrão de fissuração do solo (área fissurada das fissuras, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número total de segmentos de fissuras).

A medida em que a argila foi submetida a secagem, além do processo de contração já estudado, surgiram fissuras em sua superfície devido a evaporação da água. As fissuras se propagaram pela superfície da argila, e também, ao longo da profundidade da camada. Por outro lado, quando inundada, as fissuras fecharam devido ao processo de expansão do solo. Dessa maneira, serão apresentados a relação das fissuras formadas com o desempenho das GPA nos ensaios de arrancamento realizados com o corpo de prova 2 (Ensaio de arrancamento 3, 4, 5, 6, 7 e 8) e com o corpo de prova 3 (ciclos de molhagem e secagem, Ensaio 9 e Ensaio 10). A Figura 170 apresenta a sequência de imagens do corpo de prova 2 submetido inicialmente a inundação seguido de cinco etapas de secagem, assim como o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens.

Figura 170 – Sequência de imagens do corpo de prova 2 submetido inicialmente a molhagem, seguido pelas etapas de secagem



Fonte: O autor (2020)

Quanto ao formato de fissuras desenvolvidas no corpo de prova 2 pode-se concluir que as fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2011b), Silva (2019) e Bezerra (2020). A Figura 171 apresenta os resultados dos ensaios realizados com o corpo de prova 2.

Figura 171 – Resultados dos ensaios realizados com o corpo de prova 2: (a) Tempo versus umidade e CIF; (b) Umidade versus CIF; (c) Tempo versus Largura média das fissuras; (d) Tempo versus Comprimento total das fissuras; (e) Tempo versus Número de segmentos total de fissuras; (f) Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração

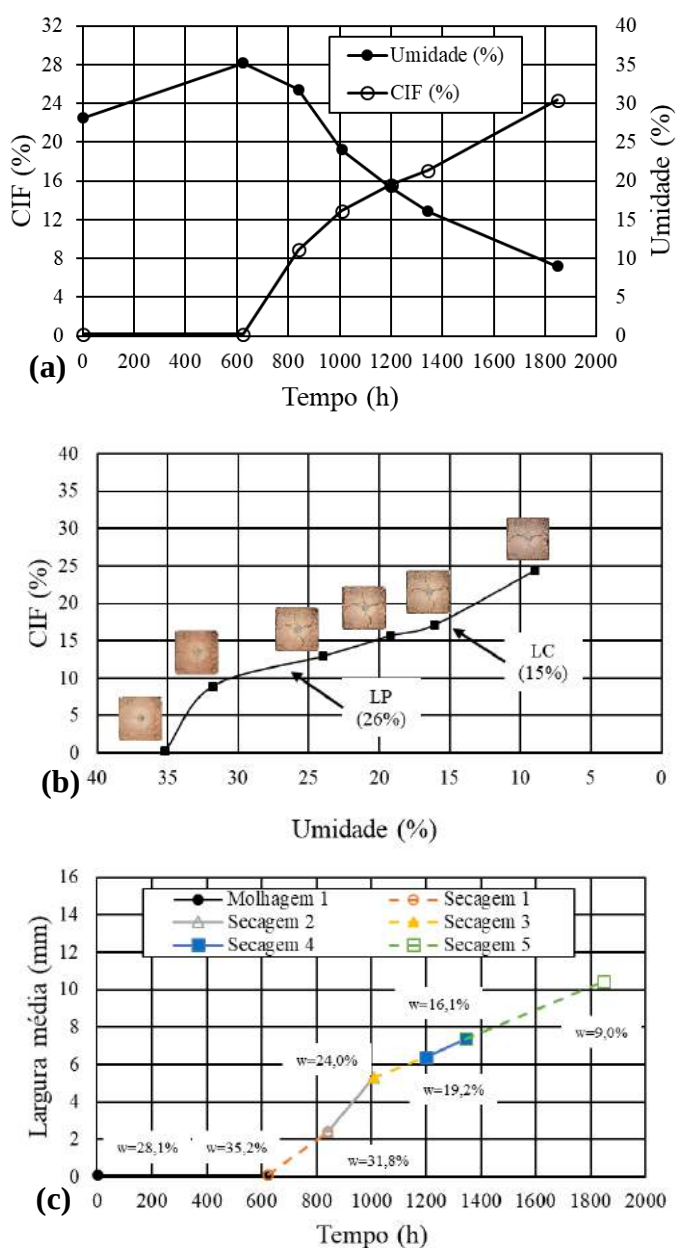
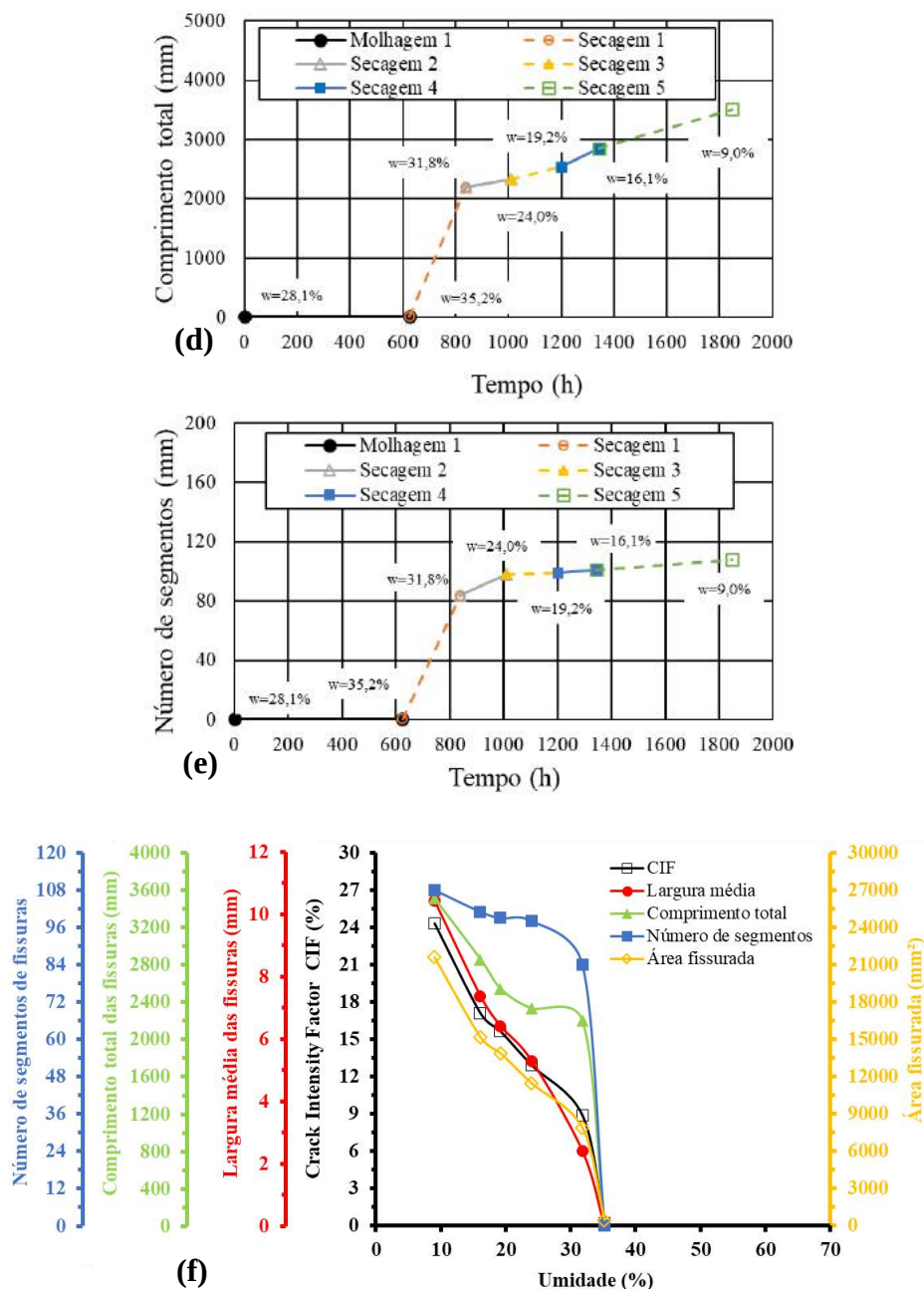


Figura 171 – Resultados dos ensaios realizados com o corpo de prova 2: (a) Tempo versus Umidade e CIF; (b) Umidade versus CIF; (c) Tempo versus Largura média das fissuras; (d) Tempo versus Comprimento total das fissuras; (e) Tempo versus Número de segmentos total de fissuras; (f) Evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (continuação)



Fonte: O autor (2020)

Nas curvas Tempo versus Umidade e Tempo versus CIF (Figura 171 a), o corpo de prova 2 apresentava umidade inicial igual a 28,1%. Após 26 dias de molhagem foi realizado o ensaio de arrancamento 3, com umidade igual a 35,2%. O CIF permaneceu nulo ao longo da molhagem e a taxa de aumento de umidade foi igual a 0,27%/dia.

A primeira etapa de secagem do solo (ensaio de arrancamento 4) teve duração de 9 dias, apresentando CIF igual a 8,9% e umidade igual a 31,8%. Isso representa uma taxa de perda de umidade igual a 0,38%/dia, e taxa de aumento de CIF igual a 0,99%/dia. A segunda etapa de secagem do solo (ensaio de arrancamento 5) teve duração de 7 dias, apresentando CIF igual a 12,9% e umidade igual a 24,0%. A taxa de perda de umidade é igual a 1,11%/dia e a taxa de aumento de CIF foi igual a 0,57%/dia.

A terceira etapa de secagem do solo (ensaio de arrancamento 6) teve duração de 8 dias, apresentando CIF igual a 15,6% e umidade igual a 19,2%. A taxa de perda de umidade é igual a 0,60%/dia e a taxa de aumento de CIF foi igual a 0,34%/dia. A quarta etapa de secagem do solo (ensaio de arrancamento 7) teve duração de 6 dias, apresentando CIF igual a 17,1% e umidade igual a 16,1%. A taxa de perda de umidade é igual a 0,51%/dia e a taxa de aumento de CIF foi igual a 0,25%/dia.

Por último, a quinta etapa de secagem do solo (ensaio de arrancamento 8) teve duração de 21 dias, apresentando CIF igual a 24,3% e umidade igual a 9,0%. A taxa de perda de umidade é igual a 0,34%/dia e a taxa de aumento de CIF foi igual a 0,34%/dia. A duração total da moldagem até o ensaio de arrancamento 8 foi igual a 1848 h (77 dias).

A velocidade da secagem variou em função do tempo de exposição do solo a iluminação artificial (lâmpadas halógena e infravermelho). Quanto mais tempo o solo foi exposto a iluminação artificial, maior foi a evaporação da água. O tempo máximo de iluminação artificial do solo, por dia, foi igual a 12 h. Nos finais de semana, não foi possível ressecar o solo com a iluminação artificial.

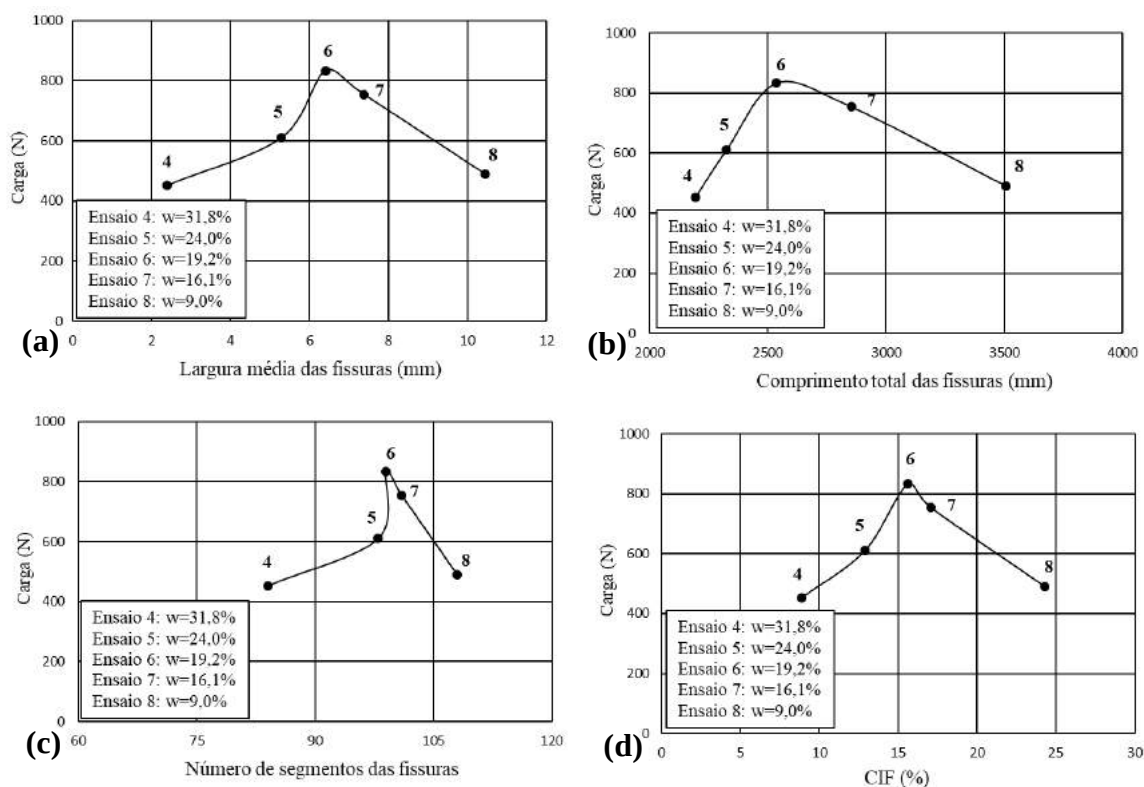
A curva Umidade versus CIF (Figura 171 b) apresenta um aumento não linear do CIF com a perda de umidade. Até o final do ensaio não foi verificado tendência de estabilização do CIF com a secagem.

As curvas Tempo versus Largura média das fissuras (Figura 171 c) e Tempo versus Comprimento total das fissuras (Figura 171 d), apresentaram comportamento não linear, sem tendência de estabilização ao longo do período estudado. Já a curva Tempo versus Número de segmentos de fissuras (Figura 171 e) apresentou comportamento não linear, porém com tendência de estabilização do número de segmentos a partir de 1000 h.

A Figura 171f apresenta a variação dos índices geométricos das fissuras ao longo do processo de secagem. A área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e o número total de segmentos aumentaram ao longo da perda de umidade. O número de segmentos de fissuras apresentou tendência de estabilização a partir de $w = 24\%$.

A Figura 172 apresenta a variação da carga nos ensaios de arrancamento 4, 5, 6, 7 e 8, para um deslocamento vertical igual a 4 mm, em função da largura média das fissuras, comprimento total das fissuras, número total de segmentos de fissuras e CIF.

Figura 172 – Comparação da carga, para deslocamento vertical igual a 4 mm, dos ensaios de arrancamento 4, 5, 6, 7 e 8 em função de: (a) Largura média das fissuras; (b) Comprimento total das fissuras; (c) Número total de segmentos; (d) CIF



Fonte: O autor (2020)

Verifica-se um aumento de carga, para um deslocamento vertical de 4 mm, com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras, ou seja, com o avanço do ressecamento do solo até o ensaio de arrancamento 6 ($w = 19,2\%$; largura média = 6,41 mm; comprimento total = 2538 mm; número de segmentos = 99; e CIF = 15,6%).

Após o ensaio de arrancamento 6, foi constatado perda de carga com o avanço da secagem, para o mesmo deslocamento vertical de 4 mm, ou seja, com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras (largura média, comprimento total, número de segmentos e CIF). Pode-se considerar que as fissuras formadas ao redor da GPA provocaram redução da resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA, ou seja, redução de capacidade de carga ao arrancamento da estaca granular.

A Figura 173 apresenta a sequência de imagens do corpo de prova 3 submetido a três ciclos de molhagem-secagem, assim como o QR Code do vídeo acelerado da sequência de imagens. Quanto ao formato de fissuras desenvolvidas no corpo de prova 3 pode-se concluir, de um modo geral, que as fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “Y”, semelhante ao encontrado por Tang et al. (2011b), Silva (2019) e Bezerra (2020).

A duração total da moldagem até o fim do último ciclo de molhagem-secagem foi igual a 2304 h (96 dias). Inicialmente, o solo foi moldado com umidade igual a 27,3%, e não apresentava fissuras em sua superfície. Ao término da primeira fase de molhagem, após 34 dias, o solo apresenta CIF nulo e umidade de 34,5%. Isso representa uma taxa de aumento de umidade igual a 0,21%/dia.

A primeira fase de secagem durou 21 dias. A umidade reduziu até 20,8% e o CIF aumentou até 9,9%. Isso representa uma taxa de redução de umidade igual a 0,65%/dia e uma taxa de aumento de CIF igual a 0,47%/dia. No fim de cada processo de secagem encerra-se 1 ciclo de molhagem-secagem.

Em seguida, iniciou-se a segunda fase de molhagem, o qual durou 7 dias, aumentando a umidade até 35,7% e reduzindo o CIF até 4,0%. Isso representa uma taxa de aumento de umidade igual a 2,13%/dia e redução de CIF igual a 0,84%/dia. Com a molhagem há a redução de sucção, o solo expande e as partículas da superfície do solo deslocam para o interior das fissuras, fechando-as parcialmente.

A segunda fase de secagem, ou fim do segundo ciclo de molhagem-secagem, teve duração igual a 15 dias. A umidade diminuiu até 20,2% e o CIF aumentou até 14,6%. Isso representa uma taxa de redução de umidade igual a 1,03%/dia e taxa de aumento de CIF igual a 0,71%/dia.

O último ciclo de molhagem-secagem inicia-se com a terceira fase de molhagem, com duração de 7 dias. A umidade aumentou até 38,9% e o CIF diminuiu até 3,6%. Isso representa um aumento de taxa de umidade igual a 2,67%/dia e uma taxa de redução de CIF igual a 1,57%/dia. A terceira fase de secagem teve duração de 12 dias e apresentou umidade final igual a 19,8% e CIF igual a 17,2%. Isso representa uma taxa de redução de umidade igual a 2,73%/dia e taxa de aumento de CIF igual a 1,94%/dia.

Foi observado que nas fases de molhagem as fissuras principais fecham-se quase por completo, e as fissuras secundárias fecham-se por completo, resultando em diminuição do CIF. Verifica-se que nas fases de secagem, surgem novas microfissuras a cada novo ciclo. As novas microfissuras surgiam a partir das fissuras já existentes, interligando umas às outras.

Figura 173 – Sequência de imagens do corpo de prova 3 submetido a três ciclos de molhagem-secagem



Tempo: 0 dias
w: 27,3% | CIF: 0,0%
Moldagem do CP3



Tempo: 34 dias
w: 34,5% | CIF: 0,0%
Molhagem 1



Tempo: 55 dias
w: 20,8% | CIF: 9,9%
Secagem 1



Tempo: 62 dias
w: 35,7% | CIF: 4,0%
Molhagem 2



Tempo: 77 dias
w: 20,2% | CIF: 14,6%
Secagem 2



Tempo: 84 dias
w: 38,9% | CIF: 3,6%
Molhagem 3 – Ensaio 9



Tempo: 96 dias
w: 19,8% | CIF: 17,2%
Secagem 3 – Ensaio 10

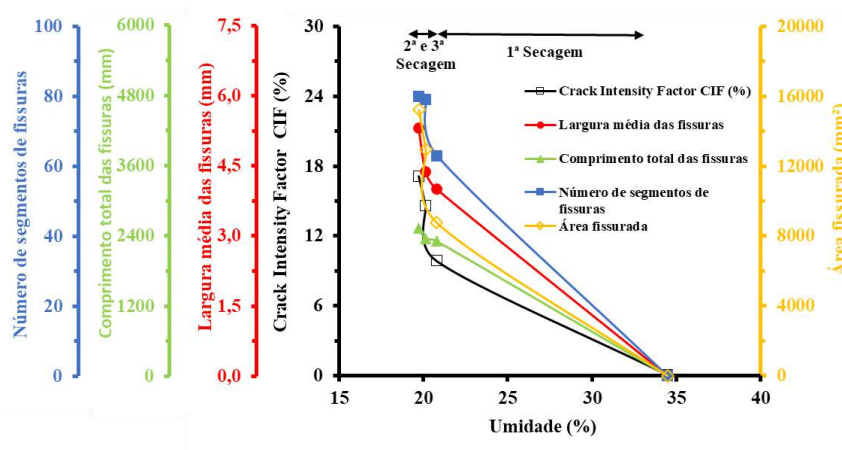


<https://youtu.be/hb9vaA4OYss>

Fonte: O autor (2020)

A Figura 174 apresenta a evolução quantitativa dos índices geométricos de fissuração (área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e número de segmentos de fissuras) no fim de cada fase de secagem, ou seja, no fim de cada ciclo molhagem-secagem.

Figura 174 – Índices geométricos das fissuras no fim de cada fase de secagem



Fonte: O autor (2020)

Durante todo o processo de ressecamento esses índices aumentaram. Phanikumar e Muthukumar (2020) apresentaram que as larguras das fissuras superficiais diminuía com o incremento de ciclos de molhagem-secagem em argila expansiva reforçada com GPA. As umidades atingidas em cada fase de secagem foram bastante semelhantes (20,8%, 20,2% e 19,8%, para as secagens 1, 2 e 3, respectivamente).

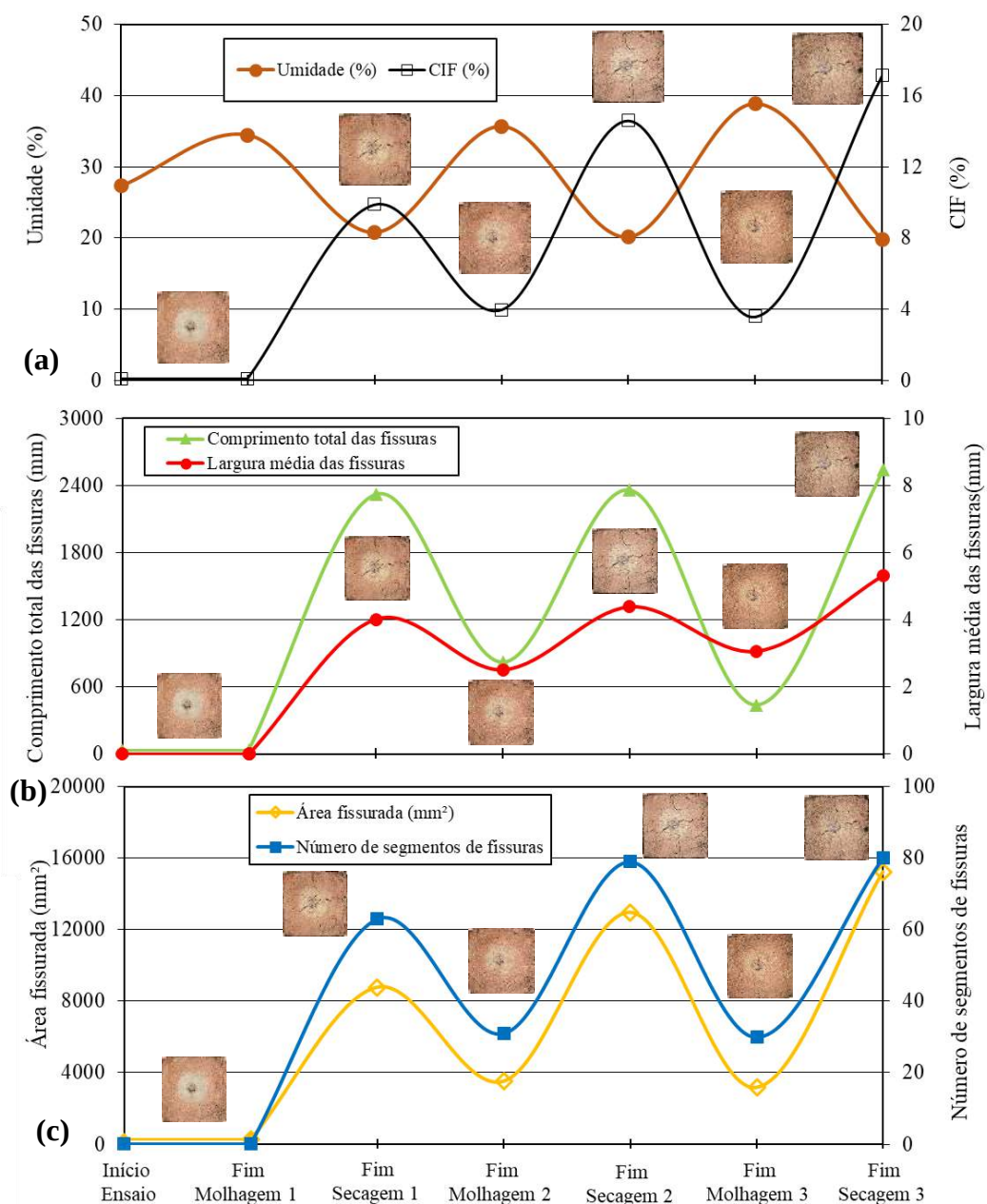
Apesar da semelhança, a umidade atingiu em cada ciclo, um valor abaixo do que a do ciclo imediatamente anterior. Consequentemente, se o solo foi exposto a uma maior intensidade de calor, maior será a evaporação da água (como a iluminação artificial não foi utilizada continuamente, não é adequado justificar estes resultados pelo tempo de secagem, e sim pela intensidade de calor que o solo foi exposto).

De acordo com a Figura 174, o CIF aumentou de zero para 9,9%, 14,6% e 17,2%; a área fissurada aumentou de zero para 8774 mm², 12958 mm² e 15227 mm²; largura média das fissuras aumentou de zero para 4,01 mm, 4,38 mm e 5,32 mm; o comprimento total das fissuras aumentou de zero para 2317 mm, 2356 mm e 2540 mm; e o número de segmentos de fissuras aumentou de zero para 63, 79 e 80 unidades; para as fases de secagem 1, 2 e 3, respectivamente. Nota-se um pequeno aumento do número de segmentos de fissuras e comprimento total de fissuras entre o segundo e terceiro ciclo de molhagem-secagem.

A Figura 175 mostra a influência do processo de molhagem e secagem nos valores dos índices geométricos das fissuras. Comparando-se as fases de secagem, foi verificado aumento de CIF. Nas fases de molhagem 2 e 3 foi verificado valores semelhantes de CIF (Figura 175 a).

Na Figura 175b, comparando-se as fases de secagem, foi verificado um pequeno aumento do comprimento total e da largura média das fissuras. Nas fases de molhagem 2 e 3 foi verificado diminuição do comprimento total de fissuras e aumento da largura média das fissuras.

Figura 175 – Variação dos índices geométricos das fissuras com os ciclos de molhagem e secagem: (a) Ciclos de molhagem-secagem versus Umidade e CIF; (b) Ciclos de molhagem-secagem versus Comprimento total e Largura média das fissuras; (c) Ciclos de molhagem-secagem versus Área fissurada e Número de segmentos de fissuras



Fonte: O autor (2020)

Por fim, comparando-se as fases de secagem, foi verificado aumento da área fissurada e do número de segmentos de fissuras. Da segunda para a terceira fase de secagem foi constatado estabilização do número de segmentos de fissuras. Nas fases de molhagem 2 e 3 foi verificado estabilização da área fissurada e do número de segmentos de fissuras. A Tabela 47 apresenta a influência dos índices geométricos na capacidade de carga entre os ensaios de arrancamento. Foram feitas comparações entre os Ensaios 2, 3 e 9 (inundados), entre os Ensaios 6 e 10 (secagem) e entre os Ensaios 1 (sem molhagem-secagem) e 5 (secagem).

Tabela 47 – Influência dos índices geométricos (CIF, largura média, comprimento total e número de segmentos de fissuras) na capacidade de carga ao arrancamento

Parâmetros dos ensaios	Ensaio 2	Ensaio 3	Ensaio 9	Ensaio 6	Ensaio 10	Ensaio 1	Ensaio 5
w (%)	36,0	35,2	38,9	19,2	19,8	24,1	24,0
CIF (%)	0	0	3,6	15,6	17,2	0	12,9
Largura (mm)	0	0	3,1	6,4	5,3	0	5,29
Comprimento (mm)	0	0	436	2538	2540	0	2327
Segmento (unid.)	0	0	30	99	80	0	98
10%D (N)	235	227	270	833	400	1040	610

Fonte: O autor (2020)

Os Ensaios 2 e 3 foram executados nos corpos de prova 1 e 2, respectivamente. Foi realizada a molhagem do solo após compactação (sem fissuras). O Ensaio 9 foi realizado após a terceira fase de molhagem do corpo de prova 3 (terceiro ciclo de molhagem-secagem).

O Ensaio 6 foi realizado com o corpo de prova 2. Previamente, o corpo de prova foi inundado e depois entrou em um processo de secagem em cinco etapas. O Ensaio 6 foi realizado após a terceira etapa de secagem. Por último, o Ensaio 10 foi realizado após a terceira fase de secagem do corpo de prova 3 (fim do terceiro ciclo de molhagem-secagem).

Os Ensaios 1 e 5 foram realizados com o corpo de prova 1 e 2, respectivamente. O ensaio 1 foi realizado antes da molhagem do solo para a realização do Ensaio 2. O Ensaio 5 foi realizado após a segunda etapa de secagem do corpo de prova 2.

Os Ensaios 2 e 3 apresentam resultados de capacidade de carga para um deslocamento vertical de 4 mm muito semelhantes, devido ao mesmo procedimento de moldagem do corpo de prova e seguido de inundação (sem secagem entre a moldagem e a inundação). O corpo de prova do Ensaio 9 teve o mesmo procedimento dos demais, mas diferencia-se pela execução de ciclos de molhagem-secagem. Esse processo ocasiona fadiga na interface entre o solo-GPA. Apesar disso, foi constatado um aumento de 14% a 18% de carga, mesmo o solo apresentando umidade ligeiramente superior, e apresentação de pequenos valores de CIF (3,6%), largura média (3,1 mm), comprimento total (436 mm) e número de segmentos de fissuras (30 unidades) no solo.

Isso pode ser explicado pela acomodação do material granular durante os ciclos de molhagem-secagem. Nas fases de secagem, o material granular tende a se acomodar nas fissuras ao longo da profundidade. Isso faz com que a estaca granular mude sua seção transversal ao longo do comprimento da estaca. Quando inundado, o solo expande, fechando quase que por completa as fissuras, fazendo com que se tenha contato do solo com o material granular. Com o contato reestabelecido entre o material granular e o solo, aumenta a resistência ao cisalhamento na interface solo-GPA, e apesar do efeito da fadiga ocasionado pelos ciclos de molhagem-secagem, verificou-se um ligeiro aumento de capacidade de carga para um deslocamento vertical de 4 mm.

Comportamento diferente se encontra quando se executa ensaios de arrancamento, na fase de secagem, com e sem ciclos de molhagem-secagem. É o caso dos ensaios de arrancamento 6 e 10, os quais foram executados com umidades similares (19,2% e 19,8%, respectivamente). As variações dos índices geométricos desenvolvidos foram similares. O CIF e largura média das fissuras variaram de 15,6% para 17,2% e 6,4 mm para 5,3 mm, respectivamente. Já o comprimento total e o número de segmentos de fissuras variaram de 2538 mm para 2540 mm e 99 unidades para 80 unidades.

Apesar da semelhança da umidade e índices geométricos, o Ensaio 10 apresentou uma redução de 52% de carga para um deslocamento vertical de 4 mm. Nesse caso, o efeito da fadiga que ocorre com os ciclos de molhagem-secagem se sobrepõe e ocasiona perda de resistência ao cisalhamento na interface solo-GPA, ou seja, redução de carga para uma mesma deformação.

Os Ensaios 1 e 5 foram executados com umidade iguais (24,1% e 24,0%, respectivamente). Como o Ensaio 1 foi executado após compactação do corpo de prova, não foi identificada nenhuma fissura na superfície do solo. O Ensaio 5, ao contrário, encontrava-se em período de secagem e apresentava fissuras. O CIF, largura média, comprimento total e número de segmentos medidos no Ensaio 5 foi igual a 12,9%, 5,29 mm, 2327 mm e 98 unidades, respectivamente. A carga obtida no ensaio 5 para um deslocamento vertical de 4 mm da GPA foi 41% menor do que a carga encontrada no Ensaio 1 para o mesmo deslocamento vertical. Isso pode ser justificado pelo processo prévio de inundação e posterior secagem que antecedeu o Ensaio 5, podendo ter ocasionado um início de fadiga na interface solo-GPA. Além disso, o surgimento dos índices geométricos pode ter contribuído para a redução de carga.

Em resumo, percebe-se que as variações de cargas analisadas acima, para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm, apresenta grande influência através do processo de molhagem-secagem prévia. A situação em que foi verificada maior redução de carga foi aquela em que o

solo foi submetido a maior quantidade de ciclos de molhagem-secagem e foi submetido ao ensaio de arrancamento no final do ciclo, ou seja, em fase de secagem (Ensaio 10).

Caso o ensaio de arrancamento seja feito em solo submetido a ciclos de molhagem-secagem, e executado em fase de molhagem, foi constatado um ganho de carga para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm (Ensaio 9). O ensaio com melhor desempenho foi aquele em que o solo não foi inundado previamente (Ensaio 1). Dessa maneira, imagina-se que a situação em que haverá melhor desempenho da curva Carga versus Deslocamento vertical, será aquela em que o solo seja submetido a secagem, sem molhagem prévia. Consequentemente, haverá um ganho de carga até o momento em que o desenvolvimento das fissuras influencie na redução da resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA, e a partir daí, haverá perda de carga para um mesmo deslocamento vertical analisado.

A formação de fissuras apresentou grande influência na comparação dos Ensaios 6 e 10, e dos Ensaios 1 e 5. Nos Ensaios 6 e 10, os solos estavam em processo de secagem e estavam submetidos em diferentes ciclos de molhagem-secagem. Já nos Ensaios 1 e 5 foi comparado um ensaio sem molhagem e secagem prévia (Ensaio 1) e um ensaio com molhagem prévia e secagem, ou seja, 1 ciclo de molhagem-secagem (Ensaio 5). Consequentemente, a quantidade de ciclos de molhagem-secagem aliado com a formação de fissuras e redução volumétrica (contração) nos solos apresenta influência significativa no desempenho dos ensaios de arrancamento de GPA em argila expansiva.

4.4 CONCLUSÕES PARCIAIS

As principais conclusões encontradas nos ensaios de arrancamento das estacas granulares (GPA) são apresentadas sequencialmente abaixo.

a) Planejamento, construção e montagem do aparato

O planejamento, desenvolvimento e construção do aparato para a realização dos ensaios de arrancamento de estaca granular (GPA) constituiu uma importante ferramenta para simular em escala de laboratório os efeitos de carregamento – descarregamento, ciclos de molhagem – secagem e monitoramento de fissura em solo expansivo.

b) Caracterização geomecânica dos materiais constituintes da estaca granular

A mistura do material granular que foi utilizada como GPA, foi classificada pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos como pedregulho mal graduado (GP) e pela classificação

rodoviária HRB - Highway Research Board - como fragmentos de pedra, pedregulho e areia (A-1-a), excelente a bom para uso em estradas. O índice de vazios máximo e mínimo é igual a 1,08 e 0,81, respectivamente. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface solo – GPA crescem com o aumento da sucção.

c) Análise da influência da molhagem na avaliação do esforço de arrancamento das estacas granulares

A carga de ruptura extrapolada da curva Carga versus Deslocamento vertical pelo critério de Van der Veen modificado por Aoki (1976) (1790 N) é 4,3 vezes superior ao inundado e submerso por 7 dias (420 N). O efeito da inundação provocou uma redução de 77% de capacidade de carga ao arrancamento do sistema solo – GPA.

d) Análise da influência da molhagem seguido de etapas de secagem no arrancamento das estacas granulares

A carga de arrancamento que causa um deslocamento de 10% do diâmetro da estaca (4 mm) em ciclo de carga-descarga cresce com a redução de umidade (acréscimo de sucção) até a umidade acima do limite de contração. Para umidades inferiores ao limite de contração a carga decresce. A intensa formação de fissuras (devido a secagem) no entorno da estaca granular causa redução de atrito lateral entre o solo e a GPA causando redução na carga.

e) Análise da influência do ciclo de molhagem e secagem no arrancamento das estacas granulares

A redução da sucção (molhagem), após ciclos de molhagem e secagem, diminui em 32,5% o esforço do arrancamento para causar um deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca granular. Consequentemente, a secagem aumenta os esforços. Há uma redução de 41% de carga quando há inundação do solo antes de iniciar o processo de secagem.

O ensaio inundado realizado após ciclos de molhagem – secagem apresentou ganho de carga de 17% para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação aos ensaios inundados realizados sem ciclos prévios de molhagem – secagem. Já o ensaio realizado em fase de secagem, após ciclos de molhagem e secagem, apresenta redução de 52% de carga para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação aos ensaios realizados em fase de secagem sem ciclos de molhagem – secagem.

A molhagem prévia seguido de processo de secagem reduz a resistência em 41% para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação a condição de arrancamento sem molhagem prévia.

- f) Previsão da capacidade de carga ao arrancamento e retroanálise do coeficiente de empuxo K_s

A variação da força resistente em função da sucção e umidade é não linear e aumenta à medida em que a sucção aumenta. A variação da força resistente em função do ângulo de atrito e adesão é linear para a faixa de sucção aplicada. Na retroanálise, foi verificado aumento do valor do coeficiente de empuxo devido à expansão do solo, K_s , para a faixa de umidade de 14% a 31%.

- g) Expansão do solo nos ensaios de arrancamento inundados

A expansão obtida para o solo compactado no aparato de arrancamento (8,3%) com umidade de 25,0% foi aproximadamente igual a expansão obtida no ensaio de expansão “livre” (8,0%) no solo indeformado com umidade de 23,4% e sobrecarga de 1 kPa.

Nos ensaios com ciclos de molhagem-secagem verificou-se que houve redução de expansão da primeira fase de molhagem até a última fase, assim como foi verificado uma redução da taxa de expansão com o aumento do número de ciclos de molhagem-secagem. Isso pode ser explicado pela ocorrência de fadiga quando o solo é submetido a ciclos de molhagem-secagem. Ou seja, quanto maior o número de ciclos de molhagem-secagem, menor é a variação volumétrica do solo, assim como, menor é a taxa de expansão do solo.

- h) Efeito da contração nos ensaios de arrancamento

A contração do solo aumenta com o aumento do tempo de secagem do corpo de prova, ou seja, com diminuição da umidade do solo.

A capacidade de carga ao arrancamento para um deslocamento vertical de 4 mm aumenta com o aumento da contração do solo até umidade próxima ao limite de contração do solo. Em seguida, com a continuidade da dessecação e aumento da contração do solo, verifica-se redução da capacidade de carga ao arrancamento em até 41%. Este comportamento pode ser justificado pela incidência de contração e, principalmente, devido as fissuras formadas na superfície da argila. As fissuras formadas provocaram a desagregação da estaca granular, e consequentemente, reduziu a resistência ao atrito na interface solo-GPA.

No final de cada ciclo de molhagem-secagem houve predominância de deslocamento vertical provocado expansão do solo, nas fases de molhagem, em comparação ao deslocamento vertical

provocado pela contração do solo, nas fases de secagem. Além disso, verificou-se que a contração do solo diminui com o aumento do número de ciclos de molhagem-secagem. Isso é justificado pelo processo de fadiga que ocorre em argila expansiva quando submetido a ciclos de molhagem-secagem.

Quanto maior o número de ciclos de molhagem-secagem, menor é a redução volumétrica (contração) do solo e, devido ao efeito da fadiga que ocorre devido aos ciclos de molhagem-secagem, a resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA reduz, e consequentemente, diminui a capacidade de carga ao arrancamento.

i) Efeito da formação de fissuras no solo nos ensaios de arrancamento

A medida em que a argila foi submetida a secagem, além do processo de contração já estudado, surgiram fissuras em sua superfície devido a evaporação da água. As fissuras se propagaram pela superfície da argila, e também, ao longo da profundidade da camada. Por outro lado, quando inundada, as fissuras fecharam devido ao processo de expansão do solo. As fissuras secundárias foram formadas a partir das fissuras primárias, apresentando o formato “T” e “Y”. A área fissurada, CIF, largura média das fissuras, comprimento total das fissuras e o número total de segmentos aumentaram ao longo da perda de umidade.

Para valores de umidade acima do limite de contração, o carregamento para provocar um deslocamento vertical de 4 mm (10% do diâmetro da estaca granular) cresce com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras. Para valores abaixo do limite de contração do solo ($LC = 15\%$), a carga para provocar o mesmo deslocamento vertical diminui com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras (largura média, comprimento total, número de segmentos e CIF) mesmo com o aumento da dessecação do solo. Isto se deve ao fato das fissuras formadas ao redor da GPA provocarem redução da resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA.

Nas fases de molhagem, dos ensaios com ciclos de molhagem-secagem, as fissuras principais fecham-se quase por completo, e as fissuras secundárias fecham-se por completo, resultando em diminuição do CIF. Nas fases de secagem, surgem novas microfissuras a cada novo ciclo. As novas microfissuras surgiam a partir das fissuras já existentes, interligando umas às outras. As variações de cargas, para um mesmo deslocamento vertical de 4 mm, apresenta grande influência do processo de molhagem-secagem prévia. O número de ciclos de molhagem-secagem aliado com a formação de fissuras e redução volumétrica (contração) nos solos apresenta influência significativa no desempenho dos ensaios de arrancamento de GPA em argila expansiva.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

São apresentados alguns aspectos relevantes da revisão bibliográfica de solos expansivos, o desempenho dos aparatos de laboratório e campo desenvolvidos para a investigação, as principais conclusões deste trabalho que teve como objetivo caracterizar o solo estudado, analisar o processo de formação e propagação das fissuras em solo expansivo e o comportamento de estacas granulares ancoradas submetidas a umedecimento e secagem e as sugestões para futuras pesquisas.

5.1 REVISÃO BIBLIOGRAFIA DO COMPORTAMENTO DE SOLOS EXPANSIVOS

A análise do comportamento hidromecânico dos solos expansivos tem recebido destaque especial da literatura especializada técnica-científica. As técnicas de investigação de campo e laboratório, que utilizam métodos indiretos ou semi-empíricos de identificação tem sido substituído por técnicas e métodos diretos que avaliam o estado de tensão considerando ciclos de carga-descarga, secagem e molhagem, considerando mudanças dos condicionantes climatológicos e dos fluidos percolantes.

Novos equipamentos e técnicas têm sido desenvolvidos para melhor identificar, compreender, analisar, apresentar soluções e melhoramento desses solos no sentido de reduzir ou mitigar os danos patológicos causados pela variação de volume e de resistência condicionados ao estado tensional. Análise de imagens das micro e macroestruturas e mineralógicas dos solos, do processo de formação e propagação de fissuração e análise numérica acoplada do comportamento hidro-geomecânico dos solos expansivos constituem ferramentas promissoras e relevantes para o avanço do conhecimento e entendimento dos mecanismos envolvidos.

5.2 PROJETO, ADAPTAÇÕES, CONSTRUÇÕES E DESENVOLVIMENTO DE EQUIPAMENTOS E TÉCNICAS PARA AVALIAÇÃO DO PROCESSO DE FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS

No Laboratório de Solos Não Saturados da UFPE foram realizados projetos, adaptações, construções e desenvolvimento de três equipamentos e técnicas, dois em laboratório e um em campo, para avaliação do processo de formação e propagação de fissuras que até o momento deram suportes a três dissertações (Silva, 2019; Barbosa, 2019 e Bezerra, 2020) e agora uma

tese. Um primeiro aparato permite avaliar em tempo real todo o processo de formação e propagação de fissura com monitoramento de umidade do solo, temperatura e umidade relativa do ar com aquisição de imagens para posterior análise. Técnicas de ensaios foram desenvolvidas e adaptadas permitindo analisar a influência do ciclo de secagem e molhagem e obter a curva de retenção de água do solo durante o processo de formação e abertura de fissuras. No seu desenvolvimento contou com a participação efetiva dos colegas Felipe Barbosa, Thalita Silva e do orientador Silvio Romero.

O segundo aparato de investigação projetado e construído para esta pesquisa é um modelo reduzido de laboratório da técnica de fundação para solo expansivo denominado “*Granular Pile Anchor Foundation*” (GPA). O equipamento permite obter o esforço de arrancamento de uma estaca granular com ciclos de carga e descarga, secagem e molhagem e analisar imagens da superfície do solo. Os equipamentos planejados, construídos, adaptados e desenvolvidos contribuem para incrementar a infraestrutura de pesquisa do Laboratório de Solos Não Saturados – LabNsat da UFPE e consequentemente contribuir com o avanço do conhecimento do processo de formação e propagação de fissuras e do arrancamento de estacas granulares colocando Grupo de Solos Não Saturados da UFPE na fronteira do conhecimento no tema.

5.3 SOLOS EXPANSIVOS DE PAULISTA/PE – CARACTERIZAÇÕES

O solo estudado é uma argila silto arenosa de cor marrom e vermelho mosqueado de cinza, de plasticidade muito alta, consistência dura e atividade normal a média. É uma argila de alta compressibilidade (CH) e um solo ruim para uso em estradas (A-7-6,) com potencial de expansão de médio a muito alto. A argila é leve a moderadamente ácida, a CTC indica estrutura do solo com teor de montmorilonita. A saturação por base e por sódio indicam que o solo é distrófico e com caráter salino, respectivamente. O teor de matéria orgânica é baixo (< 5%). Há predominância de óxidos de silício, com baixo teor de óxidos de ferro (hipoférrico). O baixo teor de óxido de alumínio demonstra um solo medianamente intemperizado e com elevada instabilidade. A variação da umidade e sucção com a profundidade no perfil do solo atinge a profundidade de 3,00 m indicando a espessura da capa ativa no período de observação de 2018-2020. A influência da zona sazonal pode ser fundamental no comportamento hidráulico da camada.

A secagem prévia em solos expansivos, como recomenda a norma da preparação da amostra para o ensaio de compactação (ABNT NBR 7182/2016), altera os índices físicos, umidade

ótima e peso específico seco máximo considerando que os solos em campo são compactados sem a secagem prévia. A secagem prévia tem influência maior na redução da umidade ótima do que no peso específico aparente seco máximo devido a formação dos macroagregados (grumos) durante a secagem. A compactação do solo modifica a estrutura do solo, mas não alterou significativamente o ponto de entrada de ar e umidade de saturação. A trajetória de secagem da curva de retenção de água do solo indeformado apresentou formato muito semelhante da curva do solo compactado. A saturação prévia do solo para obter o coeficiente de condutividade hidráulica saturada do solo “indeformado” ($6,11 \times 10^{-8}$ m/s), causa, expansão do solo e fechamento das fissuras. Na curva de retenção das amostras indeformadas e compactadas apresentam o ponto de entrada de ar corresponde a sucções próximas (4,0 MPa e 3,5 MPa respectivamente). A macroporosidade do solo indeformado é superior à do solo compactado devido à presença das micro e macro fissuras. A inundação causa redução do volume dos macroporos.

5.4 COMPRESSIBILIDADE, EXPANSIVIDADE E RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A expansão “livre” é influenciada pelo sobrecarga colocada acima do solo para medir a expansão devido à mudança de umidade. Para tensão de sobrecarga de 10 kPa o grau de expansividade é médio. A tensão de expansão é influenciada pela trajetória de tensão seguida no ensaio. A tensão de expansão, a tensão vertical de pré-carregamento (consolidação) e a rigidez do solo crescem com o aumento da sucção. A superfície de estado mostra a variação da deformação volumétrica específica (ou índice de vazios) com a sucção e a tensão vertical de consolidação, indicando uma importante representação do comportamento de variação volumétrica do solo expansivo.

A curva deslocamento horizontal versus tensão cisalhante obtidas no ensaio de cisalhamento direto, na condição de inundação prévia, do solo indeformado e compactado (densidade seca e umidade de campo) apresentou comportamento de ruptura plástica. Já as curvas deslocamento horizontal versus tensão cisalhante, nas condições de umidade natural e com secagem prévia, do solo indeformado e compactado (densidade seca e umidade de campo) apresentou comportamento de ruptura frágil. O ângulo de atrito e a coesão do solo indeformado e compactado, nas condições de inundação prévia, natural e com secagem prévia apresentaram valores próximos pois a compactação do solo foi realizada com peso específico seco e umidade próximas do solo indeformado. Quanto maior a sucção do solo, maior os valores do ângulo de

atrito e coesão na faixa de sucção utilizada. O índice de vazios reduz, a densidade específica aparente seca aumenta e o contato entre as partículas sólidas aumenta, fazendo com que resistência ao cisalhamento do solo cresça.

Os parâmetros de resistência, coesão e ângulo de atrito, obtidos nos ensaios de compressão triaxial das amostras indeformada e compactada (densidade seca e umidade de campo) são aproximadamente iguais. O comportamento da poropressão, em função da deformação axial também são semelhantes. Há aumento da poropressão até atingir seu valor máximo, seguida de redução, com o aumento da deformação específica axial.

5.5 ANÁLISE DA FORMAÇÃO E PROPAGAÇÃO DE FISSURAS NO SOLO

O processo de formação e propagação de fissuras/contrações por dessecação iniciando em umidades acima do limite de liquidez apresentam fissuras em forma de X ou Y seguidas por outras fissuras originadas a partir das fissuras primárias. Ao atingir a umidade próxima a do limite de contração do solo o desenvolvimento de fissuras/contrações diminui. O processo de propagação de fissuras/contrações por dessecação é dividido em três estágios: imediato, primário e secundário na curva CIF versus Tempo. O estágio imediato inicia com o aparecimento das primeiras fissuras/contrações e se estende com o tempo de forma aproximadamente linear até o iniciar a formação de uma concavidade voltada para cima quando se inicia o estágio primário. Neste estágio a propagação de fissuras com o tempo na dessecação é linear e se estende até formação de uma concavidade voltada para baixo, quando se inicia o estágio secundário que se estende de forma linear com o tempo até o final do ensaio. Taxas crescentes dos índices geométricos de fissuras ocorreram mais rapidamente durante o estágio primário de evaporação da água e subsequentemente diminuíram com a perda contínua de água no estágio secundário. No ciclo de secagem e molhagem aparecem novas fissuras interligando-as umas às outras.

O processo de propagação de fissuras do solo indeformado ($W_i = 22,25 \%$, $e = 0,86$) e compactado ($W_i = 24,76 \%$, $e = 0,83$) apresenta entre si o mesmo padrão. Porém o processo de propagação de fissuras é diferente quando se inicia com umidade acima do no limite de liquidez. Há mudança de coloração do solo não saturado (inicial) para o estado seco no sentido das bordas ao centro. A variação volumétrica provocada pela dessecação prepondera a contração. No solo indeformado há poucas fissuras secundárias formadas a partir das fissuras primárias, apresentaram o formato “Y”, e na estrutura do solo compactado há formação de poucas fissuras

primárias com formato linear e não existência de fissuras secundárias. O padrão do processo de formação e propagação de fissuras é influenciada pela relação entre diâmetro e altura (D/H) das amostras indeformadas. Na relação $D/H = 9,40$ há uma preponderância maior da fissuração em relação à contração do que na relação $D/H = 0,48$. A heterogeneidade do solo tem influência expressiva no comportamento de propagação de fissuras. As análises das imagens evidenciam que as fissuras se iniciam a partir das interfaces entre as partes aparentemente homogêneas.

A cobertura vegetal tem influência significativa no processo de formação e propagação de fissuras em campo e no padrão de fissuração. A umidade do solo na área com vegetação é menor do que na área sem vegetação devido à evapotranspiração ocorrer em uma enquanto a outra só ocorre evaporação. Em todo período de observação em campo, incluindo período chuvoso e seco, na área com vegetação, praticamente o aparecimento de fissuras foi diminuta. A raiz da vegetação envolvida na massa solo absorvia as tensões de trações imposta pelo acréscimo da sucção. No período seco com a redução de água no solo, há redução na área com cobertura vegetal e na área sem cobertura vegetal a intensidade de fissuras cresce. No período do ano com maiores intensidades de chuvas, na área sem vegetação, as fissuras superficiais são fechadas devido à expansão do solo e lixiviação dos finos superficial para o interior das fissuras e, na área com vegetação, há um crescimento na intensidade de vegetação. O padrão de fissuras em campo no período de secagem na área sem vegetação se assemelha mais com o padrão de fissuras obtidas nos ensaios de laboratório realizados com umidade inicial acima do limite de liquidez do que com o padrão de fissuras obtido no ensaio de laboratório realizado em amostra indeformada com a umidade de campo.

5.6 COMPORTAMENTO DO ARRANCAMENTO EM ESTACAS GRANULARES ANCORADAS

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento na interface solo – GPA crescem com o aumento da sucção. O efeito da inundação provocou redução de capacidade de carga ao arrancamento do sistema solo – GPA de 77%. A carga de arrancamento que causa deslocamento de 10% do diâmetro da estaca em ciclo de carga-descarga cresce com acréscimo de sucção para umidades acima do limite de contração ($LC = 15\%$) e para umidades inferiores ao limite de contração a carga decresce. O acréscimo de sucção no entorno da estaca granular intensifica a formação de fissuras e provoca redução de atrito lateral entre o solo e a GPA causando redução de capacidade de carga. O valor de K_s retroanalisado aumentou para a faixa de sucção estudada.

Para valores de umidade acima do limite de contração, as cargas que provocam um deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca granular, crescem com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras (largura média, comprimento total, número de segmentos e CIF) e com a redução da umidade. Para valores abaixo do limite de contração (15%), a carga para provocar o mesmo deslocamento diminui mesmo com o aumento dos parâmetros geométricos das fissuras. Isto se deve ao fato das fissuras formadas ao redor da GPA provocarem redução da resistência ao cisalhamento da interface solo-GPA.

Os ciclos de molhagem e secagem, diminui em 32,5% o esforço do arrancamento, executado na terceira fase de molhagem, para causar um deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca granular. Por outro lado, o ensaio realizado na terceira fase de secagem aumenta os esforços de arrancamento para o mesmo deslocamento vertical. O ensaio inundado realizado após três ciclos de molhagem – secagem apresentou ganho de carga de 17% para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação aos ensaios inundados realizados sem ciclos prévios de molhagem – secagem. Já o ensaio realizado na terceira fase de secagem, após três ciclos de molhagem e secagem, apresenta redução de 52% de carga para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação aos ensaios realizados em fase de secagem sem ciclos de molhagem – secagem. A molhagem prévia seguido de processo de secagem reduz a resistência em 41% para deslocamento vertical de 10% do diâmetro da estaca em comparação a condição de arrancamento sem molhagem prévia.

5.7 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

São apresentadas algumas sugestões de trabalhos futuros com a expectativa de aperfeiçoar as análises do processo de fissuração do solo:

- Aprimorar a medição de altura e diâmetro ao longo do ensaio de secagem do solo em laboratório. O escaneamento do corpo de prova com o tomógrafo de raio-X é uma boa opção para medir a variação volumétrica do solo com mais exatidão;
- Realizar modelagem numérica do efeito da contração e expansão do solo submetido a ciclos de molhagem-secagem em laboratório;
- Avaliar de forma tridimensional a mecânica de fissuração do solo, no laboratório e no campo, para estudar a influência da profundidade das fissuras com a dessecação do solo;

- Avaliar em campo a mecânica de fissuração e variação da percentagem de vegetação com visitas semanais para melhor acompanhar esses parâmetros em função do índice pluviométrico, variação de temperatura e umidade relativa do ar do local de estudo;
- Realizar ensaios de arrancamento sem o reforço de estacas granulares no solo de Paulista/PE para permitir a comparação com os ensaios realizados com o reforço das estacas granulares;
- Realizar ensaios de arrancamento com variação do diâmetro, altura e da quantidade de estacas granulares no solo expansivo de Paulista/PE;
- Análise tridimensional da mecânica de fissuração do solo nos ensaios de arrancamento com estacas granulares. Assim, será possível estudar o efeito da profundidade das fissuras na capacidade de carga das estacas granulares;
- Realizar modelagem numérica dos ensaios de arrancamento com estacas granulares e comparar com os resultados experimentais;
- Realizar ensaios de arrancamento em estacas granulares no campo e comparar com os ensaios realizados no modelo reduzido no laboratório;

REFERÊNCIAS

- AGUIRRE, M. **Agrietamiento de suelos debido a la disminución de humedad causada por la evaporación**. Tesis Doctoral, E.T.S. Caninos, Canales y Puertos, Universidad Politécnica de Madrid, 1990.
- AITCHISON, G. D.; RICHARDS, B. G. **A Broad-Scale Study of Moisture Conditions in Paviments Subgrades Throughout Australia. Moisture Equilibria and Moisture Changes in Soils Beneath Covered Areas**, Butterworths, Sidney, pp. 07-21, 1965.
- ALBRECHT, B. A., BENSON, C. H. **Effect of desiccation on compacted natural clays**. ASCE Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 1, 67-75, 2001.
- ALJORANY, A. N.; IBRAHIM, S. F.; AL-ADLY, A. I. **Heave behavior of granular pile anchor foundation system (gpa foundation system) in expansive soil**. journal of engineering, nº4, April, vol. 20, 2014.
- AL-MHAIDIB, A.I. **Swelling behavior of expansive shale – a case study from Saudi Arabia**. Expansive Soil: recent advances in characterization and treatment / editors: Amer Ali Al-Rawas, Mattheus F.A. Goosen. Taylor & Francis/Balkema, The Netherlands pp.273-286, 2006.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D3080: **Standard test method for direct shear test of soils under consolidated drained conditions**. Philadelphia, PA, 4p, 2004.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D4767: **Standard test method for consolidated undrained triaxial compression test for cohesive soils**. Philadelphia, PA, 14p, 2020.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D4829: **Standard test method for expansion index of soils**. Philadelphia, PA, 4p, 1995.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS – ASTM, D5298: **Standard test method for measurement of soil potential (suction) using filter paper**. Philadelphia, PA, 6p, 1995.
- AMMOUR, A.; BOUHANNA, B. **Contribution a l'etude de la fissuration des argiles**. Master em Génie civil. Université de Tlemcen, 96p, 2016.
- AMORIM, S. F. **Contribuição à cartografia geotécnica: sistema de informações geográficas dos solos expansivos e colapsíveis do estado de Pernambuco (SIGSEC-PE)**. Dissertação (mestrado) da Universidade Federal de Pernambuco, Recife. p.168., 2004.
- ARAÚJO, A. G. D.; BELFORT, N. T.; BARBOSA, F. A. S.; SILVA, T. C. R.; FERREIRA, S. R. M. F.; GUIMARÃES, L. J. N.; BEZERRA, I. M. L. **Expansive clay cracking behavior through digital image correlation**. 4th European Conference on Unsaturated Soils (E-Unsat 2020). Vol. 195, 03006, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6459, (2016). **Solo - Determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6457, (2016). **Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6502, (1995). **Rochas e Solos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 6508, (2016). **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 7180, (2016). Solo - **Determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 7181 (2016). Solo – **análise granulométrica**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT NBR 7182 (2016). Solo – **Ensaio de Compactação**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 9604 (2016). **Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 12004 - (1990). **Determinação do Índice de Vazios Máximo de Solos não Coesivos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 12051 - (1991). **Determinação do Índice de Vazios Mínimo de Solos não Coesivos**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 19603 - (2020). Solo – **Prova de carga estática em fundação profunda**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 14545 - (2020). Solo – **Determinação de Coeficiente de Permeabilidade de Solos Argilosos a Carga Variável**. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT, NBR 16853 – (2020) Solo – **Ensaio de Adensamento Unidimensional**. Rio de Janeiro.

AUVRAY, R.; ROSIN-PAUMIER, S.; ABDALLAH, A.; MASROURI, F. **Quantification of soft soil cracking during suction cycles by image processing**. European Journal of Environmental and Civil Engineering, Taylor Francis, 18(1), p. 11-32, 2013. Felipe Araujo

ATIQUE, A.; SANCHEZ, M. **Analysis of Cracking Behavior of Drying Soil**. 2nd International Conference on Environmental Science and Technology. IPCBEE vol.6. Press, Singapore, 2011.

BAKER, R.; KASSIF, G.; LEVY, A. **Experience with a psychrometric technique**. Proc. 3rd Int. Conf. on Expansive Soils, Haifa, Vol. I, pp. 83-96, 1973.

BARBOSA, F. A. S. **Análise do comportamento hidromecânico e da dinâmica de fissuração de um solo expansivo**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 132p., 2019.

BARBOSA, F. A. S.; ARAÚJO, A. G. D.; FERREIRA, S. R. M. **Estimativa da capacidade de carga de um solo expansivo por métodos teóricos e com a utilização do penetrômetro dinâmico de Stolf**. 9º Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia – SEFE 9 – 4 a 6 de junho de 2019, São Paulo/SP, 2019.

BARBOSA, J.A; LIMA FILHO, M. F. **Aspectos estruturais e estratigráficos da faixa costeira recife-natal observados através de dados de poços**. Boletim de Geociências da Petrobrás, (14) 2: 287-305, 2006.

BARBOSA, J. A.; SOUZA, E. M.; LIMA FILHO, M. F., NEUMANN, V. H. **A estratigrafia da Bacia Paraíba: uma reconsideração**. Estudos Geológicos, Recife, 13: 89-108, 2003.

BASTOS, E. G. **Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva do Litoral Norte de Pernambuco**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal da Paraíba, CCT, Campina Grande. Paraíba, 153p., 1994.

BEZERRA, I. M. L. **Análise da interação interpartículas e do processo de fissuração de um solo expansivo tratado com areia, cal e cinza de casca de arroz**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 105p., 2020.

BLIGHT, G.E. **Interactions between the atmosphere and the earth**. Géotechnique, 47(4), 715-767, 1997.

BREWER, R. **Fabric and mineral analysis of soils**. New York: Krieger, 1976.

BOSCOV, M. E. G. **Geotecnia Ambiental**, São Paulo: Oficina de Textos, 2008.

BULLOCK, P.; FEDEROFF, N.; JONGERIUS, A.; STOOPS, G; TURSINA T. **Handbook for thin section description**. London: Waine Research Publications, 1985.

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

BURMISTER, D. M. **Principles and Techniques of Soil Identification**. Proceedings, Annual Highway Research Board Meeting, National Research Council, Washington D.C., v.29, p. 402-433, 1949.

CABELLO, A. C. **Detección de grietas por desecación en arcillas mediante GPR**. Master em enginyeria del terreny e enginyeria sísmica. Universitat Politècnica de Catalunya, p.129, 2013.

CAMAPUM, C., J.; MARINHO. A. M. M.; OLIVEIRA. O. M.; GITIRANA, G. F. N. **Contribuição ao Entendimento do Comportamento dos Solos Não Saturados Curva Característica de Sucção Transformada**. XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Goiânia/GO, 2014.

CAMPOS, I. C. O.; GUIMARÃES, E. M.; CARVALHO, J. C.; **Busca de Entendimento da Curva Característica de Materiais Expansivos**. Journal of Mechanical and Civil Engineering, 1535-1542p, 2008.

CARVALHO, J. B. Q. **Fundamentos da Mecânica dos Solos**. Gráfica Marconi. Campina Grande/PB, 1997.

CARVALHO, J. C.; BARBOSA, M. C.; MENDONÇA, R. M. G.; FARIAS, W. M.; CARDOSO, F. B. F. **Propriedades Químicas, Mineralógica e Estruturais de solos naturais e compactados. Solos não saturados no contexto geológico**, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS) São Paulo-SP 39-78p., 2015.

CHADUVULA, U.; VISWANADHAM, B.V.S., KODIKARA **Desiccation cracking behaviour of gefiber-reinforced expansive clay**. In: Geo-Chicago. Geotechnical Special Publication, 368-377, 2016.

CHADUVULA, U.; VISWANADHAM, B.V.S., KODIKARA, J. A study on desiccation cracking behavior of polyester fiber-reinforced expansive clay. Appl Clay Sci; 142:163-172, 2017.

CHANDLER, R. J.; CRILLY, M. S.; MONTGOMERY-SMITH, G. **A low-cost method of assessing clay desiccation for low-rise buildings**. Proceedings of the Institution of Civil Eng., vol. 92, nº 2, 1992.

CHEN, F. H. **Foundations on Expansive Soils**. Elsevier Scientific Publishing Co., Amsterdam, 463p., 1988.

CONSTANTINO, C. S. **Estabilização de um Solo Expansivo do Município de Paulista com uso de Cinza de casca de Arroz**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife/PE, 2018.

COSTA, C.M.C. **Avaliação da fissuração por ressecamento em camadas de cobertura de aterros sanitários utilizando materiais alternativos**. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-108/15, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 163 p, 2015.

COSTA, L. F. **Tomografia Computadorizada de Raios-X Aplicada à Caracterização do Espaço Poroso do Solo**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, CTG, 71p, 2016.

COSTA N. A. J.; CRAIZER W. **Micro-ancoragens e fundações em solos expansivos**.1º Seminário de mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Salvador. pp 16 – 192p, 1978.

COSTA NUNES, A. J.; VASCONCELOS, E. M.; PANDOLFI, R. L. M. **Ocorrências e Propriedades de Engenharia de Solos Expansivos na Área da Grande Recife**. VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia de Fundações. Anais, p.193-209. Olinda/Recife, 1982.

COTECCHIA, F.; VITONE, C. **Behavioural features of fissured clays: experimental evidence and modelling**. Proceedings of the 6th International Symposium on Deformation

Characteristics of Geomaterials, IS – Buenos Aires 2015, 15-18 November 2015, Buenos Aires, Argentina. pp.615-622, 2015.

DAKSANAMURTY V, RAMAN. V. **A simple method of identifying an expansive soil**. Soils and Foundation, v.13, n. 1 pp. 97-104, 1973.

DANIEL, D.E.; WU, Y. K. **Compacted clay liners and cover for arid sites**. In: Journal of Geotechnical Engineering, 119 (2): p. 223-237, 1993.

DELGADO, A. **Influencia de la trayectoria de las tensiones em el comportamiento de las arcillas expansivas y de los suelos colapsables en el laboratorio y en el terreno**. Tesis Doctoral, Universidad de Sevilla 564p., 1986.

DELMIRO, T. D. **Aplicações dos Solos na Construção Civil: Avaliação da Expansão Livre e Tensão de Expansão**. Relatório de Iniciação Científica – Universidade Católica de Pernambuco – Recife/PE, 2013.

EGLOFFSTEIN, T.A. **Natural Bentonites – Influence of the Ion Exchange and Partial Desiccation on Permeability and Self-healing Capacity of Bentonites Used in GCLs**. Geotextiles and Geomembranes, 19, pp. 427-444, 2001.

FANG, H. Y. **Introduction to environmental geotechnology of new directions in civil engineering**. vol.14, CRC Press. (document), 1997.

FERREIRA, S. R. M. **Colapso e Expansão de Solos Naturais Não Saturados devidos a Inundação**. Tese de Doutorado da Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE/UFRJ, Engenharia Civil, Rio de Janeiro/RJ, 379p., 1995.

FERREIRA, S.R.M. **Solos especiais – Colapsíveis, Dispersivos e Expansivos**. Relatório anual do CNPq, 1988.

FERREIRA, S. R. M. **Solos expansivos do estado de Pernambuco**. VI Simpósio Brasileiro de Solo não Saturados. Salvador/EDUFBA, vol. 1, p. 79-88, 2007.

FERREIRA, S. R. M.; PAIVA, S. C. P., FREITAS, M. L. A. A., BARBOSA, V., REGO, W. A. **Estabilização de solos expansivos de Cabrobó, Paulista e Suape/PE com Cal**. XVI Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica, Anais, p.264. Porto de galinhas/PE, 2012.

FERREIRA, S. R. M. e FERREIRA, M. G. V. X. **Mudanças de volume devido a variação de teor de umidade em um vertisolo no Semi-Árido de Pernambuco**. R Bras Ci Solo, 33:779-791, 2009.

FERREIRA, S. R. M. **Solos Colapsíveis e Expansivos: uma Visão Panorâmica no Brasil**. In: VI Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados, 2008, Salvador. EDUFBA, v.2, p. 593-619, 2008.

FERREIRA S. R. M.; ARAÚJO, A. G. D.; BARBOSA, F. A. S.; SILVA, T. C. R.; BEZERRA, I. M. L. **Analysis of changes in volume and propagation of cracks in expansive soil due to changes in water content**. Rev. Bras. Cienc. Solo. 44:e0190169, 2020.

FLEUREAU, J.M.; WEI, X.; IGHIL-AMEUR, L.; HATTAB, M.; BICALHO, K.V. **Experimental study of the cracking mechanisms of clay during drying**. Proceedings of the 15th Pan-American Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 15-18 November 2015, Buenos Aires, Argentina. pp.2101-2108, 2015.

FREDLUND, D.G.; RAHARDJO, H. **Soil Mechanics for Unsaturated Soils**. John Wiley and Sons Inc., New York, EUA, 1993.

GHAZIZADE, M.J.; SAFARI, E. **Analysis of desiccation crack depth in three compacted clay liners exposed to annual cycle of atmospheric conditions with and without a geotextile cover**. J. Geotech Geoenviron; 143: 06016024, 2017.

GUSMÃO FILHO, J. A. **Desempenho de Obras Geotécnicas**. 1. ed.: Editora Universitária UFPE, 2006. p. 395-407, 2006.

HAINES, W. B. **The volume-changes associated with variations of water content in soil**. Journal of Agricultural Science, [S.I.]: v.8. p 297-310, 1923.

HARIKRISHNA, P. **A study on the use of granular pile anchor piles to control heave of footing resting on expansive soil**. Ph.D thesis submitted to Kakatiya University, Warangal, 2006.

HARIKRISHNA, P.; MURTHY, V. **Pullout capacity of granular anchor piles in expansive soils**. IOSR J Mech Civ Eng. 5(1): 24-31, 2013.

HILLEL, D. **Introduction to environmental soil physics**. Academic Press, Burlington, Mass., 2003.

HOLTZ, W. G.; GIBBS, H. **Engineering properties of expansive soils**. transactions of ASCE, vol.121, p. 641-679, 1956.

HOUSECROFT, C. E.; SHARPE, A. G. **Química Inorgânica / 4ª edição**. Rio de Janeiro: LTC. 624p., 2013.

ISMAEL, M. A.; SHAHIN, M. A. **Numerical modeling of granular pile-anchor foundation (GPAF) in reactive soils**. Int. J. Geotech. Eng., 6(2), 149-155, 2013.

JAKY, J. **The coefficient of Earth pressure at rest**. Journal of Society of Hungarian Architects and Engineers, Budapest, v.7, p. 355-358, 1944.

JIMENEZ SALAS, J. A. **Cimentaciones en Terrenos Expansivos o Colapsables**. Geotecnia y Cimientos III, vol.1, Ed. Rueda, Madrid, pp. 533-650, 1980.

JOHNSON, N.; SANDEEP, M. N. **Ground Improvement Using Granular Pile Anchor Foundation**. Procedia Technology, 24, 263-270, 2016.

JUCÁ, J. F. T.; GUSMÃO FILHO, J. A.; JUSTINO DA SILVA, J. M. **Laboratory and field tests on an expansive soil in Brazil**. 7th International Conference on Expansive Soils – Dallas/EUA, Vol. 1, 337-342, 1992.

JULINA, M.; THYAGARAJ, T. **Determination of volumetric shrinkage of na expansive soil using digital câmera images**. International Journal of Geotechnical Engineering, 2018.

JUSTINO DA SILVA, J. M. **Acompanhamento Sazonal do Movimento do Terreno e da Umidade de um Depósito de Argila Expansiva Não Saturado**. XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Belo Horizonte/MG, 2016.

JUSTINO DA SILVA, J. M. **Caracterização física, química e mineralógica de um depósito de argila expansiva e sua relação com o comportamento de deformação**. Artigo Científico - São Carlos – SP, 2004.

JUSTINO DA SILVA, J. M. **Medidas de campo e de laboratório da variação de volume em um solo expansivo não saturado**. Artigo Científico - São Carlos – SP, 2004.

JUSTINO DA SILVA, J. M. **Um Processo Simples para Extração de Amostra Indeformada Tipo "Shelby" em Argila Fissurada**. XII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. São Paulo/SP, 2002.

JUSTINO DA SILVA, J. M. **Variação Volumétrica de uma Argila Expansiva não Saturada Submetida a Diferentes Condições Climáticas**. Tese (Doutorado em engenharia Civil). Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 249 p., 2001.

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

KAYYAL, M. K. **Effect of the moisture evaporative stages on the development of shrinkage cracks in soils**. 1st Int. Conf. Unsaturated Soils, Paris, Vol. 1, p. 373-386, 1995.

KHIRE, M. V., BENSON, C. H.; BOSSCHER, P. J. **Water balance modeling of earthen landfill covers**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 123(8), 744–754, 1997.

KONRAD, J. M.; AYAD, R. **Desiccation of a sensitive clay: field experimental observations**. Canadian Geotechnical Journal, 34:929–942, 1997a.

KONRAD, J. M.; AYAD, R. **An idealized framework for the analysis of cohesive soils undergoing desiccation**. Canadian Geotechnical Journal, 34:477–488, 1997b.

KRANTHIKUMAR, A.; SAWANT, V. A.; PRADEEP K.; SHUKLA, S. K. **Numerical and experimental investigations of granular anchor piles in loose sandy soil subjected to uplift loading**, International Journal of Geomechanics, ASCE, 17(2): 04016059, 1-10, 2017.

LACHENBRUCH, A. **Mechanics of thermal contraction cracks and ice-wedge polygons in permafrost**. Geological Society of America, 70:1–69, 1961.

LAKSHMIKANTA, M. R. **Experimental and theoretical analysis of cracking in drying soils**. Tese (Doutorado). Universitat Politècnica de Catalunya, Barcelona, 2009.

LAMANA, C. X. **Minerais Argilosos. Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais – CPRM** Disponível em: <http://www.cprm.gov.br>. Acesso em: 12 de fevereiro de 2020, 2009.

LAMBE, T. W.; WHITMAN, R. V. **Soil Mechanics. Series in soil Engineering.** Massachusetts Institute of Technology, p 553, 1969.

LI, J.H., ZHANG, L.M. **Study of desiccation crack initiation and development at ground surface.** Engineering Geology, 123(21): p. 347–358, 2011.

LI, Xw.; WANG, Y.; YU, Jw, WANG, YL. **Unsaturated expansive soil fissure characteristics combined with engineering behaviors.** Journal of Central South University, Changsha, China, 19, 3564–3571, 2012.

LIRA, L. F. B. **Nanocompósito Montmorilonita/Polipirrol: Preparação, Caracterização e Aplicação como Sensores de Voláteis.** Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco. Recife/PE, 2006.

LLORET, A.; LEDESMA, A.; RODRÍGUEZ, R.; SÁNCHEZ, M.J.; OLIVELLA, S.; SURIOL, J. **Crack initiation in drying soils.** In. 2nd Int. Conference on Unsaturated Soils, p. 497-502, Beijing, China, 1998.

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

MACHADO, C. B. **Caracterização da Microestrutura de uma Pedosequência com Lamelas utilizando Tomografia Computadorizada de Raios-X.** Tese de Doutorado. Universidade Federal de Pernambuco. Recife/PE, 69p., 2019.

MAGALHÃES, N.T.B.A. **Análise experimental e numérica do processo de ressecamento e fissuramento de solos expansivos com inclusão de elementos rígidos.** Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 128p., 2019.

MARINHO, F. A. M. **A técnica do papel filtro para medição de sucção.** Encontro Sobre Solos Não Saturados. Rio Grande do Sul, 18 a 20 de outubro de 1995, 1995.

MARINHO, F. A. M. **Shrinkage behaviour of some plastic soils.** PhD Thesis – Imperial College, University of London, 216p., 1994.

MARQUES, G. L. O. **Notas de aula Universidade Federal de Juiz de Fora** < disponível em: <http://www.ebah.com.br/content/ABAAAky0AH/cap3-solo-cal>> acesso em 28 de janeiro de 2020, 2012.

MELLO, I. S.; CARVALHO, M. A.; FERREIRA, J. N.; COGO, J. M.; SILVA, R. A. R.; GUERRA, D. L. **Revisão sobre Argilominerais e suas modificações estruturais com ênfase em aplicações tecnológicas e adsorção – uma pesquisa inovadora em universidades.** Revista de ciências Agro-Ambientais, Alta Floresta, v.9, p.141 152, 2011.

MILLER, C. J.; MI, H., YESILLER, N. **Experimental analysis of desiccation crack propagation in clay liners.** Journal of the American Water Resources Association, 34 (3), p. 677–686, 1998.

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

MORAIS, J. J. O. **Caracterização Geotécnica da Expansividade de um Solo Argiloso do Município de Paulista/PE**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, Recife/PE, 127p, 2017.

MORRIS, P. H., GRAHAM, J., WILLIAMS, D. J. **Cracking in drying soils**, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 29, No. 2: 263-277, 1994.

MÜNCH, B., TRTIK, P., MARONE, F., STAMPANONI, M. **Stripe and ring artifact removal with combined wavelet - Fourier filtering**. Optics express, v. 17, n. 10, p. 8567-8591, 2009.

MUTHUKUMAR, M.; PHANIKUMAR, B.R. **Shrinkage behaviour of GPA – reinforced expansive clay beds subjected to swell – shrink cycles**. Geotech Geol Eng. 33 (3): 1-10, 2015.

MUTHUKUMAR, M.; PHANIKUMAR, B. R. **Swell – Shrink Behaviour of GPA: Reinforced Expansive Clay Beds**. Indian Geotechnical Conference. IGS Mumbai Chapter e IIT Bombay, 2010.

MUTHUKUMAR, M.; SHUKLA, S. K. **Swelling Behaviour of Expansive Clay Beds Reinforced with encased granular pile anchors**. International Journal of Geotechnical Engineering, 12:2, 109-117, 2018.

NAHLAWI, H.; KODIKARA, J. **Experimental Observations on Curling of Desiccation Clay**. In. Third International Conference on Unsaturated Soils, p. 5553-5556, Recife, Brazil, 2002.

NAHLAWI, H.; KODIKARA, J. K. **Laboratory experiments on desiccation cracking of thin soil layers**. Geotechnical and Geological Engineering, v. 24, p.1641-1664, 1 nov., 2006.

NELSON, J. D.; MILLER, D. J. **Expansive Soils - Problems and Practice in Foudation and Pavement Engineering**. New York: Jonh Wiley & Sons, Inc., 259p., 1992.

NOVAK, V.; SIMUNEK, J.; VAN GENUCHTEN, M. T. **Infiltration Of Water Into Soil With Cracks**. Journal Of Irrigation And Drainage Engineering. Reston, Va, p. 41-47, 2000.

O'DOWD, N. **Advanced fracture mechanics: lectures on fundamentals of elastic, elastic-plastic and creep fracture**, 2002–2003. Londres: Imperial College London, 2003.

OLIVEIRA, A. M. S.; BRITO. S. N. A. B **Geologia de Engenharia**. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, 7º reimpressão, 2011.

PAIVA, S. C. **Estudo do Comportamento Geomecânico dos Solos Expansivos dos Municípios de Cabrobó, Paulista e Ipojuca/PE e de suas Misturas com Cal**. Tese de Doutorado da Universidade Federal de Pernambuco, Recife/PE, 168p, 2016.

PAIVA, W. **Aplicação da estatística para descrever o comportamento de um solo expansivo**. Dissertação de mestrado da Universidade Federal de Pernambuco. Recife/PE.193p, 2009.

PEREIRA, E. M. **Estudo do comportamento à expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuba em ensaios com sucção controlada**. Tese de Doutorado em Engenharia Geotécnica – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos/SP, 2004.

PÉRON, H., DELENNE, J.Y., LALOUI, L., EI YOUSSEFI, M.S. **Discrete element modelling of drying shrinkage and cracking of soils**. Computers and Geotechnics, 36, p.61–69, 2009.

PHANIKUMAR, B.R. **A study of swelling characteristics of and granular pile-anchor foundation system in expansive soils**, Ph. D Thesis submitted to JN Technological University, Hyderabad, India, 1997.

PHANIKUMAR, B.R. **Influence of geogrid reinforcement on pullout response of granular pile anchors (GPAs) in expansive soils**. Indian Geotech J. 46(4): 437-444, 2016.

PHANIKUMAR, B. R.; MUTHUKUMAR M. **Influence of wetting – drying on swell – shrink behaviour of GPA – reinforced expansive clay beds**. Geomechanics and Geoengineering, 15:3, 172-185, 2020.

PHANIKUMAR, B. R.; MUTHUKUMAR M. **Reduction heave of expansive clay beds through granular pile anchor groups**. Proceedings of the intitution of civil engineers – Ground Improvent, vol.162, Issue 2, p. 99-107, 2014.

PHANIKUMAR, B. R.; MUTHUKUMAR M. **Swelling behaviour of GPA – reinforced expansive clay beds subjected to swell-shrink cycles**. Geomechanics and Geoengineering. 10:4, 261-270, 2015.

PHANIKUMAR, B.R.; RAGHURAM, A.S.S; SRIRAMARAO, A. **Improving expansive clay beds with granular pile anchors (GPAs) and geogrid – encased GPAs**. Proceedings of the intitution of Civil Engineers – Ground Improvement, vol.173, Issue 4, p.237-248, 2020.

PHANIKUMAR, B.R.; RAO, A.S.; SURESH, K. **Field behaviour of granular pile – anchors in expansive soils**. Proceedings of the intitution of civil engineers – Ground Improvements, vol.161, Issue 4, p.199-206, 2008.

PHANIKUMAR, B.R.; RAO, N.R. **Increasing pull-out capacity of granular pile anchors in expansive soils using base geosynthetics**. Canadian Geotech. Jrl. Vol.37, Issue 4. pp. 870 – 881, 2000.

PHANIKUMAR, B. R.; SHARMA, R. S. **Expansive Soils: recent advences in characterization and treatment**. Editors: Amer Ali Al-Rawas; Mattheus F.A. Goosen. Taylor & Francis Group, London, UK, 2006.

PHANIKUMAR, B.R., SHARMA R.S., RAO A.S., MADHAV M.R. **Granular pile-anchor foundation (GPAF) system for improving the engineering behavior of expansive clay beds**, Geotechnical Testing Journal, ASTM. Vol. 27, No. 3, pp. 279–287, 2004.

PRADEEP KUMAR; MOHIT KUMAR; CHANDALURI V.K.; SAWANT, V.A **Uplift capacity of single and group of granular anchor pile system**. Journal of Civil Engineering, Science and Technology. Vol.9, Issue 1, 2018.

PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas**. 3ª Edição São Paulo: Oficina de Textos, 365p., 2013.

POUSADA PRESA, E. **Deformabilidad de la Arcillas Expansivas Bajo Succión Controlada**. Madrid: Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas, 274p., 1984.

POUSADA PRESA, E. **Propriedade geotécnicas das argilas expansivas do recôncavo baiano**. VIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Porto Alegre/RS, Vol. VIII, pp. 5-14, 1986.

PRAT, P.C.; LEDESMA, A.; CABEZA, L. **Drying and cracking of soils: numerical modeling**. In 8th Int. Conference on Numerical Models in Geomechanics. NUMOG VIII, p. 705-711, Rome, Italy, 2002.

QUISPE, T. R.; NAVARRO, T. R.; CUADROS, G. J. L. **Mecánica de Suelos II - suelos expansivos, suelos dispersivos y colapsables** <http://es.slideshare.net/yordidipasganboa/> acessado em 25 de fevereiro de 2019, 2014.

RAGHURAM, A. S. S.; AJJARAPU, S. R.; PURNANANDAM, K. **Pullout behaviour of geogrid – encased granular pile anchor embedded in expansive clays**. Indian Geotechnical Conference IGC2016, IIT Madras, Chennai, Índia, 2016.

RAO, A.S., PHANIKUMAR, B.R., DAYAKAR BABU, R., SURESH, K. **Pullout behavior of granular pile-anchors (GPAs) in expansive clay beds in-situ**. Journal of Geotech. and Geoenvironmental Eng., pp. 531-538, 2007.

RAO, A.S.; PHANIKUMAR, B.R.; SHARMA, R.S. **Prediction of swelling characteristics of remoulded and compacted expansive soils using free swell index**. The Quarterly Journal of Engineering Geology and Hydrogeology, vol.37, nº3, p. 217-226, 2004a.

RAO, A.S.; PHANIKUMAR, B.R.; SURESH, K.; SUDHAKAR, V. **Compression test on granular pile-anchors embedded in expansive soils**. Indian Geotechnical Conference, Warangal, India, pp. 141-144, 2004b.

RAO, R.R.; RAHARDJO, H.; FREDLUNG, D.G. **Close from heave solutionsfor expansive soils**. Jour. Geotech. Eng. (ASCE). Vol. 114, nº5. Pp.573-588, 1988.

RODRIGUES, R.A.; VILAR, O.M. **Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água**. Revista Nacional de Gerenciamento de Cidades, v.1, nº6, pp. 13-27, 2013.

RODRIGUEZ ORTIZ, J. M. **Las arcilla expansivas: su estudio y tratamiento**. Bol. Inf. Transp. Nº108, pp.3-30, 1975.

RODRIGUEZ, R.; SÁNCHEZ, M.; LEDESMA, A.; LLORET, A. **Experimental and numerical analysis os desiccation of a mining waste**. Can Geotech J; 44; 644-658, 2007.

SANCHEZ M.; MANZOLI, O.L.; GUIMARÃES, L.J.N. **Modeling 3-D desiccation soil crack networks using a mesh fragmentation technique**. Comput Geotech; 62:27-39, 2014.

SANTOS, H.G., JACOMINE, P.K.T., ANJOS, L.H.C., et al. **Sistema brasileiro de classificação de solos.**, 3 ed, Brasília, DF, Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária, Embrapa, 2013.

SANTOS, J.R.; SILVA, T.J.L. **Viabilidade do uso de um solo tropical e fibras pet em sistemas de cobertura de aterros sanitários. Trabalho de Projeto Final**, Publicação, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 85 p., 2014.

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

SANTOS, G. M. **Estudo do comportamento histerético de uma argila expansiva não-saturada**. – Dissertação (Mestrado), Universidade Federal de Pernambuco, 119 p, 2008.

SCHREINE, H. D. **State of the art review on expansive soils**. Imperial College, London, 1987.

SEED, H.B., WOODWARD, R.J., LUNDGREN, R. **Prediction of swelling potencial for compacted clays**. Journal Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, v. 88, SM3, pp. 53-87, 1962.

SHARMA, A.; SHARMA, R.K. **A numerical study of granular pile anchors subjected to uplift forces in expansive soils using Plaxis 3D**. Indian Geotech J, 49, 304-313, 2018.

SHARMA, A.; SHARMA, R.K. **An experimental study on uplift behaviour of granular anchor pile in stabilized expansive soil**. International Journal of Geotechnical Engineering, 2019.

SHARMA, R. S. **Mechanical behaviour of unsaturated highly expansive clays**. Thesis submitted to the university of Oxford, 1998.

SHARMA, R.S. **Recent advances in constitutive modeling of unsaturated soils** Keynote paper. Proceedings of International Conference on Geotechnical, Geoenviromental Engineering, and Management in Arid Lands, Al Ain, UAE, A.A. Balkema, pp. 25–34, 2000.

SHI, B.; CHEN, S.S.; HAN, H.Q., ZHENG, C.F. **Expansive soil crack depth under cumulative damage**. The Scientific World Journal. Londres, p. 1-10, 2013.

SILVA, I. M. P. **Estudo do Comportamento e Processo de Formação de Fissuras em um Solo devido ao Ressecamento**. Dissertação de Mestrado da Universidade Federal de Pernambuco, 126p, 2018.

SILVA, T. C. R. **Avaliação do Comportamento Hidromecânico e do Processo de Propagação de Fissuras de Solo Expansivo do Município de Bonito/PE**. Dissertação de Mestrado – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Recife/PE, 163p., 2019.

SILVA, T. J. L. **Avaliação do impacto de fissuras na condutividade hidráulica e aplicações de camada fina por meio de análise de imagens**. Dissertação de Mestrado - Curso de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, 154p., 2017.

SKEMPTON, A. W. **Soil-Mechanics in Relation to Geology**. Proc. Yorkshire Geol. Soc., 29, 1953.

SOUZA, E. M. **Levantamento radiométrico das unidades estratigráficas da bacia paraíba**. Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Pernambuco, Recife/PE, 152p., 1999.

STAVRIDAKIS, E.I. **Assessment of anisotropic behavior of swelling soils on ground and construction work**. Expansive Soil: recent advances in characterization and treatment / editors: Amer Ali Al-Rawas, Mattheus F.A. Goosen. Taylor & Francis/Balkema, The Netherlands pp.371-384, 2006.

STIRLING, R. A. **Multiphase Modelling of Desiccation Cracking in Compacted Soil**. Tese (Doutorado). Newcastle University, School of Civil Engineering and Geosciences, School of Civil Engineering and Geosciences, Newcastle, p. 345., 2014.

TABBAL, D. **Impacte des fissures sur la sécheresse des sols argileux**. Thèse de Doctorat, Université Lille I Science et Technologie, 2013.

TANG A.M.; VU, M.N; CUI, Y.J. **Effects of the maximum soil aggregates size and cyclic wetting-drying on the stiffness of a lime-treated clayey soil**. Geotechnique. 61:421-9, 2011c.

TANG, C.S.; WANG D.Y.; SHI, B.; LI, J. **Effect of wetting-drying cycles on profile mechanical behavior of soils with diferente initial conditions**. Catena 139, 105-116, 2016.

TANG, C. J., SHI, B., LIU, C., SUO, W., GAO, L. **Experimental characterization of shrinkage and desiccation cracking in thin clay layer**. In: Applied Clay Science, 52, p. 69–77, 2011b.

TANG, C. J., CUI, Y.J., SHI, B., TANG, A.M., LIU, C. **Desiccation and craking behaviour of clay layer from slurry state under wetting-drying cycles**. Geoderma, 166, p. 111-118, 2011a.

TANG, C.J; ZHU, C.; LENG, T.; SHI, B.; CHENG, Q.; ZENG, H. **Three-dimensional characterization of desiccation cracking behavior of compacted clayey soil using X-ray computed tomography**. Engineering Geology, 255:1-10, 2019.

TATSUOKA, F. **Compaction characteristics and physical properties of compacted soil controlled by the degree of saturation**. Geotechnical Synergy in Buenos Aires, 435-471, 2015.

TAY, YY; STEWARD, D.I.; COUSENS, T.W. **Shrinkage and desiccation cracking in bentonite-sand landfill liners**. Eng Geol; 60:236-274, 2001.

TENG, J.; YASUFUKU, N.; ZHANG, S. HE, Y. **Modelling water content redistribution during evaporation from Sandy soil in the presence of water table.** Computers and Geotechnics, v.75, p. 210-224, 2016.

TRAN, K. M.; BUI, H.H.; KODIKARA, J.; SÁNCHEZ, M. **Numerical simulation of soil curling during desiccation process.** In: 7th International Conference on Unsaturated Soils, The Hong Kong University of Science and Technology, Hong Kong: ICUS, 2018.

VALLEJO, L.E. **Application of fracture mechanics to soils: An overview. Fracture Mechanics Applied to Geotechnical Engineering.** ASCE Geotechnical Special Publication, 43:1-20, 1994.

VAN GENUCHTEN, M. T. **A Closed-Form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils.** Soil Science Society of America Journal, 44: 892-898, 1980.

VAN DER VEEN, C. **The bearing capacity of a pile.** In. Conference on Soil Mechanics Foundation Engineering, n°3, Zurich, Proceedings, v.2, p.84-90, 1953.

VARGAS, M.; GONÇALVES, H. H.; SANTOS, N. B.; MARINHO, F. M. A. **Expansive soils in Brazil. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics.** 12th ICSMEF – Rio de Janeiro, 1989.

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

VO, T.D.; POUYA, A.; HEMMATI, S.; TANG, A.M. **Numerical modelling of desiccation cracking of clayey soil using a cohesive fracture method.** Computers and Geotechnics, v.85, p. 15-27, 2017.

VOGEL, H. J., HOFFMANN, H., ROTH, K. **Studies of crack dynamics in clay soil. Experimental methods, results, and morphological quantification.** Geoderma, 125, p. 203–211, 2005.

WEI, Z., WIEBE, S., CHAPMAN, D. **Ring artifacts removal from synchrotron CT image slices.** Journal of Instrumentation, v. 8, n. 06, p. C06006, 2013.

WILLIAMS, A. A. B. **Studies of shear strength and bearing capacity of some partially saturated sands.** Proceedings of the Fourth Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, London, Vol. 3, pp. 453-456, 1957.

WILSON, G.W., FREDLUND, D.G., BARBOUR, S.L. **The effect of soil suction on evaporative fluxes from soil surfaces.** Canadian Geotechnical Journal, v. 34, p. 145–155, 1997.

YESILLER, N.; MILLER, C.J.; INCI, G.; YALDO, K. **Desiccation and Cracking behavior of three compacted landfill liner soils.** Engineering Geology, 57:105-121, 2000.

APÊNDICE Â – SEQUÊNCIA DE IMAGENS DOS ENSAIOS DE FISSURAS

a) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L1:



Tempo: 0 h	Tempo: 5 h	Tempo: 9,2 h
w: 103,75% CIF: 0,0%	w: 92,29% CIF: 0,0%	w: 82,18% CIF: 0,9%
Temp.: 33,8°C URA: 47%	Temp.: 33,2°C URA: 41%	Temp.: 33,0°C URA: 41%



Tempo: 11,3 h	Tempo: 14,3 h	Tempo: 16,5 h
w: 76,88% CIF: 1,9%	w: 69,82% CIF: 4,2%	w: 64,90% CIF: 6,3%
Temp.: 32,9°C URA: 41%	Temp.: 33,2°C URA: 41%	Temp.: 33,2°C URA: 41%



Tempo: 18,7 h	Tempo: 20,8 h	Tempo: 23,0 h
w: 59,78% CIF: 9,6%	w: 54,80% CIF: 13,7%	w: 49,84% CIF: 16,5%
Temp.: 32,2°C URA: 41%	Temp.: 32,6°C URA: 41%	Temp.: 33,0°C URA: 41%



Tempo: 25,2 h
w: 45,00% | CIF: 18,1%
Temp.: 32,9°C | URA: 40%



Tempo: 27,5 h
w: 39,40% | CIF: 19,9%
Temp.: 33,1°C | URA: 38%



Tempo: 29,3 h
w: 35,07% | CIF: 21,0%
Temp.: 33,4°C | URA: 38%



Tempo: 31,5 h
w: 29,98% | CIF: 22,5%
Temp.: 33,4°C | URA: 39%



Tempo: 33,7 h
w: 24,89% | CIF: 24,3%
Temp.: 33,4°C | URA: 37%



Tempo: 35,8 h
w: 20,03% | CIF: 26,2%
Temp.: 33,5°C | URA: 37%



Tempo: 38,3 h
w: 14,86% | CIF: 27,8%
Temp.: 33,4°C | URA: 37%



Tempo: 41,5 h
w: 9,95% | CIF: 29,5%
Temp.: 33,4°C | URA: 38%



Tempo: 44,0 h
w: 7,38% | CIF: 29,8%
Temp.: 33,5°C | URA: 37%



Tempo: 47,2 h
w: 5,75% | CIF: 29,9%
Temp.: 33,4°C | URA: 37%

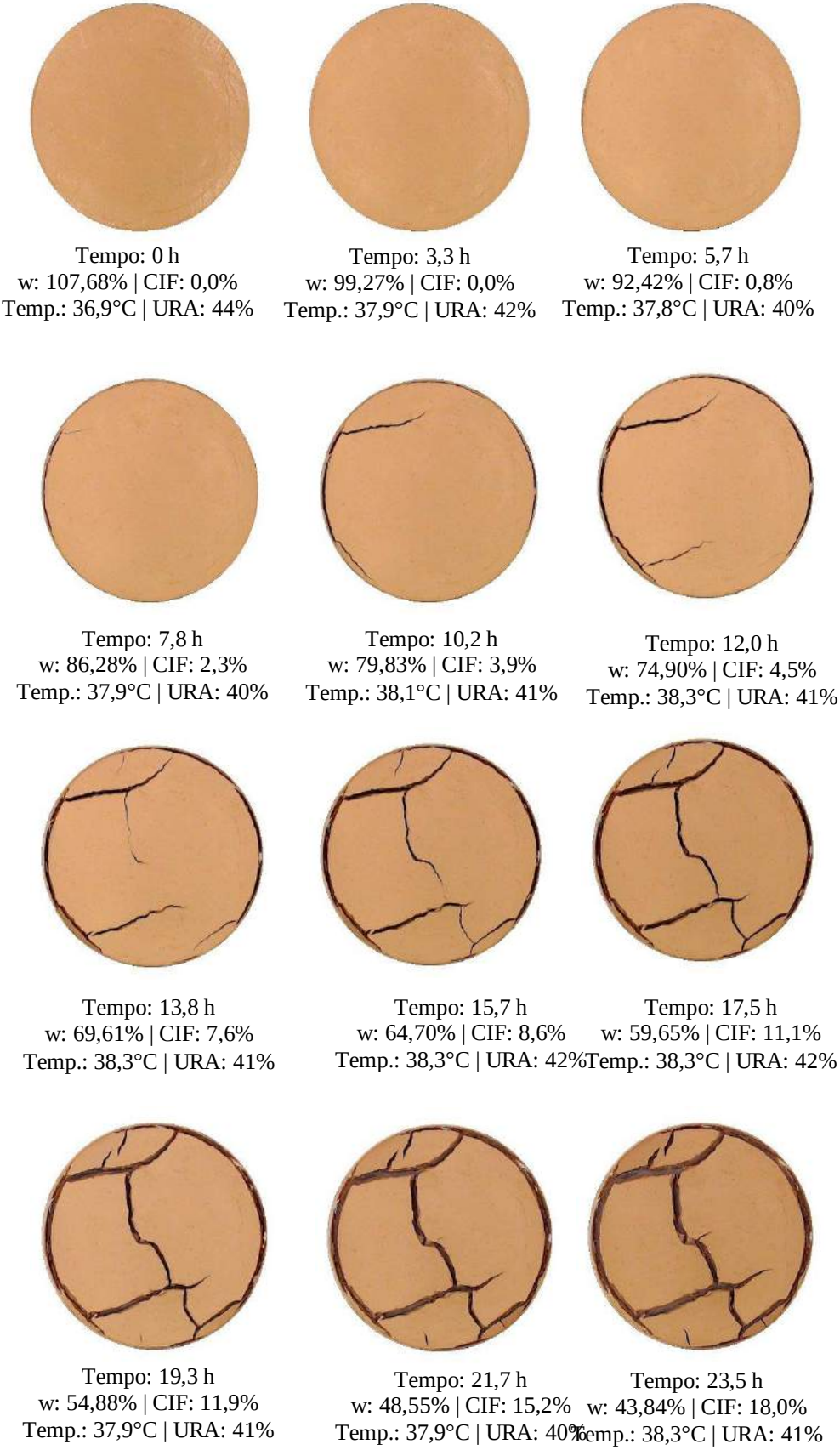


Tempo: 98,3 h
w: 3,35% | CIF: 29,9%
Temp.: 33,6°C | URA: 36%



Tempo: 145,8 h
w: 3,31% | CIF: 29,9%
Temp.: 33,4°C | URA: 37%

b) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L2:





Tempo: 25,2 h
w: 39,89% | CIF: 19,6%
Temp.: 38,5°C | URA: 41%



Tempo: 26,7 h
w: 35,45% | CIF: 21,4%
Temp.: 38,9°C | URA: 40%



Tempo: 28,8 h
w: 29,57% | CIF: 25,3%
Temp.: 39,1°C | URA: 39%



Tempo: 30,7 h
w: 24,50% | CIF: 25,4%
Temp.: 38,7°C | URA: 37%



Tempo: 31,8 h
w: 21,46% | CIF: 26,8%
Temp.: 38,6°C | URA: 40%

c) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L3:



Tempo: 0 h
w: 22,25% | CIF: 0,0%
Temp.: 38,1°C | URA: 40%



Tempo: 0,8 h
w: 21,22% | CIF: 0,7%
Temp.: 38,7°C | URA: 37%



Tempo: 1,8 h
w: 19,93% | CIF: 1,5%
Temp.: 38,9°C | URA: 37%



Tempo: 3,5 h
w: 17,92% | CIF: 3,0%
Temp.: 38,9°C | URA: 36%



Tempo: 5,2 h
w: 15,84% | CIF: 5,7%
Temp.: 39,2°C | URA: 35%



Tempo: 6,8 h
w: 14,02% | CIF: 7,1%
Temp.: 39,5°C | URA: 36%



Tempo: 8,8 h
w: 11,99% | CIF: 8,1%
Temp.: 39,5°C | URA: 34%



Tempo: 11,3 h
w: 9,92% | CIF: 8,6%
Temp.: 40,1°C | URA: 34%



Tempo: 14,5 h
w: 8,00% | CIF: 8,8%
Temp.: 40,3°C | URA: 35%



Tempo: 19,2 h
w: 5,99% | CIF: 8,9%
Temp.: 40,8°C | URA: 37%



Tempo: 26,0 h
w: 4,23% | CIF: 8,9%
Temp.: 40,2°C | URA: 34%

d) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L4:



Tempo: 0,0 h
w: 24,76% | CIF: 0,0%
Temp.: 38,3°C | URA: 40%



Tempo: 0,5 h
w: 24,18% | CIF: 0,3%
Temp.: 38,5°C | URA: 39%



Tempo: 2,0 h
w: 21,96% | CIF: 0,8%
Temp.: 39,1°C | URA: 38%



Tempo: 3,7 h
w: 19,82% | CIF: 1,9%
Temp.: 39,7°C | URA: 37%



Tempo: 5,0 h
w: 17,99% | CIF: 3,0%
Temp.: 39,8°C | URA: 36%



Tempo: 6,7 h
w: 16,02% | CIF: 4,6%
Temp.: 39,7°C | URA: 37%



Tempo: 8,5 h
w: 13,97% | CIF: 6,9%
Temp.: 39,7°C | URA: 37%



Tempo: 10,7 h
w: 12,06% | CIF: 9,2%
Temp.: 40,2°C | URA: 38%



Tempo: 13,7 h
w: 9,96% | CIF: 11,4%
Temp.: 40,6°C | URA: 38%



Tempo: 17,8 h
w: 8,00% | CIF: 11,9%
Temp.: 40,8°C | URA: 38%



Tempo: 24,8 h
w: 5,98% | CIF: 12,4%
Temp.: 40,5°C | URA: 34%



Tempo: 46,5 h
w: 3,68% | CIF: 12,5%
Temp.: 40,8°C | URA: 35%

e) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5 – Imagens do topo:



Tempo: 0 h
w: 39,71% | CIF: 3,4%
Temp.: 36,0°C | URA: 48%



Tempo: 1,0 h
w: 38,16% | CIF: 3,4%
Temp.: 36,9°C | URA: 45%



Tempo: 1,8 h
w: 36,61% | CIF: 4,6%
Temp.: 37,1°C | URA: 43%



Tempo: 2,5 h
w: 35,20% | CIF: 7,4%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 2,8 h
w: 34,49% | CIF: 9,2%
Temp.: 37,1°C | URA: 43%



Tempo: 3,5 h
w: 33,03% | CIF: 10,6%
Temp.: 36,9°C | URA: 42%



Tempo: 4,7 h
w: 31,15% | CIF: 12,9%
Temp.: 36,8°C | URA: 42%



Tempo: 5,7 h
w: 29,19% | CIF: 12,3%
Temp.: 37,3°C | URA: 41%



Tempo: 6,7 h
w: 27,15% | CIF: 11,6%
Temp.: 37,4°C | URA: 42%



Tempo: 7,7 h
w: 25,27% | CIF: 11,3%
Temp.: 37,8°C | URA: 42%



Tempo: 8,5 h
w: 23,87% | CIF: 10,3%
Temp.: 37,8°C | URA: 42%



Tempo: 9,2 h
w: 22,51% | CIF: 9,9%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 11,2 h
w: 19,62% | CIF: 9,2%
Temp.: 38,2°C | URA: 41%



Tempo: 12,3 h
w: 17,79% | CIF: 8,1%
Temp.: 38,5°C | URA: 41%



Tempo: 14,0 h
w: 15,82% | CIF: 7,6%
Temp.: 38,5°C | URA: 41%



Tempo: 16,0 h
w: 13,94% | CIF: 7,3%
Temp.: 38,4°C | URA: 42%



Tempo: 18,8 h
w: 11,84% | CIF: 7,2%
Temp.: 38,5°C | URA: 42%



Tempo: 21,5 h
w: 10,27% | CIF: 7,0%
Temp.: 38,5°C | URA: 41%



Tempo: 26,3 h
w: 8,57% | CIF: 7,0%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 32,7 h
w: 6,63% | CIF: 7,0%
Temp.: 38,1°C | URA: 37%



Tempo: 60,5 h
w: 3,92% | CIF: 7,0%
Temp.: 38,2°C | URA: 35%



Tempo: 86,8 h
w: 2,20% | CIF: 7,0%
Temp.: 38,4°C | URA: 40%

f) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5 – Imagens lateral (Posição P0):



g) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5 – Imagens lateral (Posição P90):



Tempo: 0 h
w: 39,71% | CIF: 0,5%
Temp.: 36,0°C | URA: 48%



Tempo: 1,8 h
w: 36,61% | CIF: 0,6%
Temp.: 37,1°C | URA: 43%



Tempo: 2,5 h
w: 35,20% | CIF: 0,7%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 2,8 h
w: 34,49% | CIF: 1,1%
Temp.: 37,1°C | URA: 43%



Tempo: 3,5 h
w: 33,03% | CIF: 1,4%
Temp.: 36,9°C | URA: 42%



Tempo: 4,7 h
w: 31,15% | CIF: 2,0%
Temp.: 36,8°C | URA: 42%



Tempo: 5,7 h
w: 29,19% | CIF: 2,8%
Temp.: 37,3°C | URA: 41%



Tempo: 6,7 h
w: 27,15% | CIF: 3,0%
Temp.: 37,4°C | URA: 42%



Tempo: 7,7 h
w: 25,27% | CIF: 3,2%
Temp.: 37,8°C | URA: 42%



Tempo: 8,5 h
w: 23,87% | CIF: 2,6%
Temp.: 37,8°C | URA: 42%



Tempo: 9,2 h
w: 22,51% | CIF: 2,3%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 21,5 h
w: 10,27% | CIF: 1,9%
Temp.: 38,5°C | URA: 41%



Tempo: 26,3 h
w: 8,57% | CIF: 1,7%
Temp.: 37,3°C | URA: 42%



Tempo: 32,7 h
w: 6,63% | CIF: 1,4%
Temp.: 38,1°C | URA: 37%

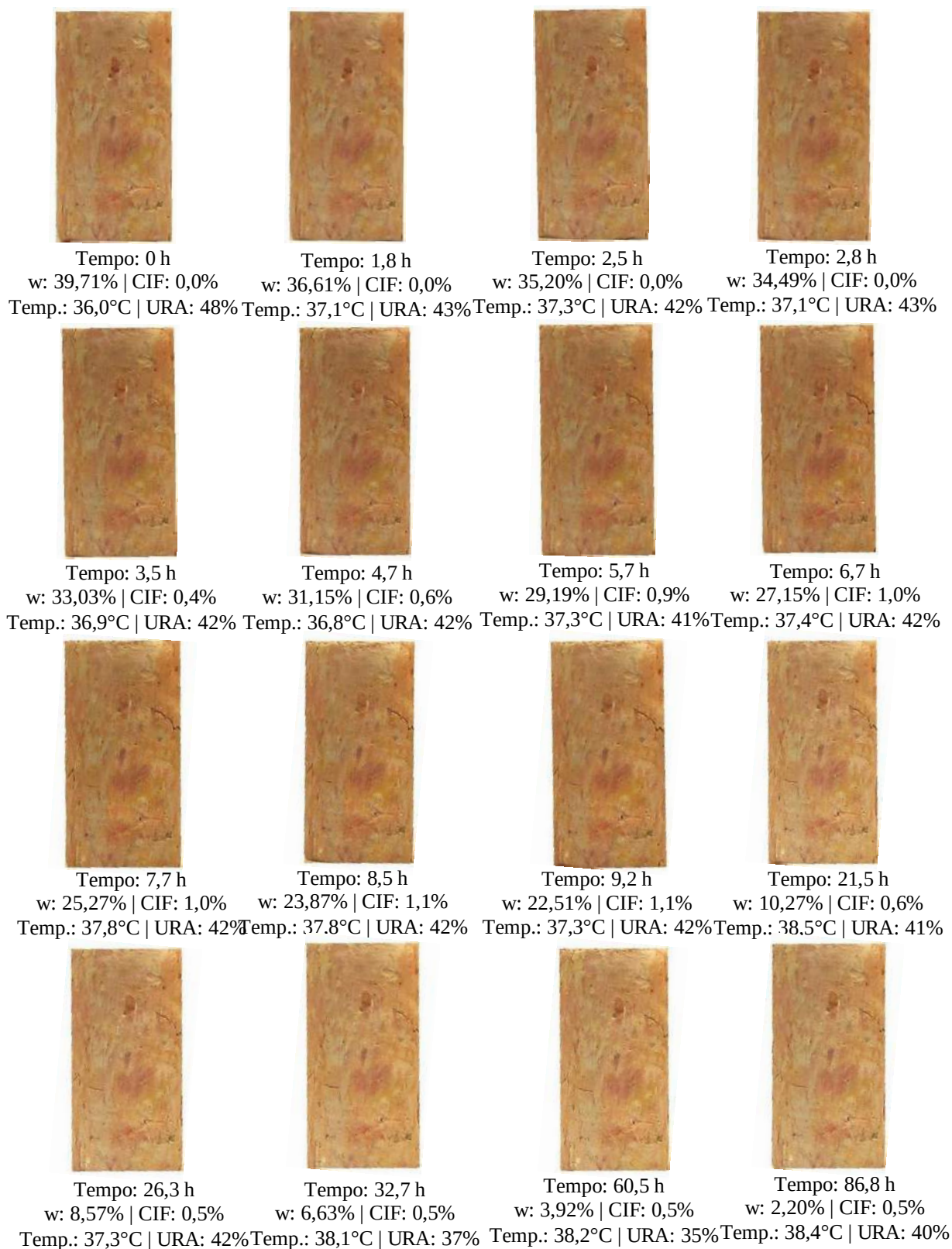


Tempo: 60,5 h
w: 3,92% | CIF: 1,3%
Temp.: 38,2°C | URA: 35%



Tempo: 86,8 h
w: 2,20% | CIF: 1,3%
Temp.: 38,4°C | URA: 40%

h) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5 – Imagens lateral (Posição P180):



i) Sequência da evolução das fissuras no Ensaio L5 – Imagens lateral (Posição P270):

