

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

Sophia Kallena Borba Claro

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE  
SOLOS SUSCEPTÍVEIS AO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE  
LABORATÓRIO: PARQUE EÓLICO NO RIO GRANDE DO NORTE**

Florianópolis

2022

Sophia Kallena Borba Claro

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE  
SOLOS SUSCEPTÍVEIS AO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE  
LABORATÓRIO: PARQUE EÓLICO NO RIO GRANDE DO NORTE**

Trabalho de Conclusão do Curso de Graduação em  
Engenharia Civil do Centro Tecnológico da Universidade  
Federal de Santa Catarina como requisito para a obtenção  
do título de Bacharel em Engenharia Civil  
Orientador: Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.

Florianópolis

2022

Ficha de identificação da obra

Borba Claro, Sophia Kallena

CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SOLOS SUSCEPTÍVEIS AO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO : PARQUE EÓLICO NO RIO GRANDE DO NORTE / Sophia Kallena Borba Claro ; orientador, Naloan Coutinho Sampa, 2022.

125 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) - Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico, Graduação em Engenharia Civil, Florianópolis, 2022.

Inclui referências.

1. Engenharia Civil. 2. Solos Colapsíveis. 3. Investigação Geotécnica. 4. Fundações. 5. Aerogeradores. I. Coutinho Sampa, Naloan . II. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. III. Título.

Sophia Kallena Borba Claro

**CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA E ANÁLISE DO COMPORTAMENTO DE SOLOS SUSCEPTÍVEIS AO COLAPSO POR MEIO DE ENSAIOS DE CAMPO E DE LABORATÓRIO: PARQUE EÓLICO NO RIO GRANDE DO NORTE**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do Título de “Engenheira Civil” e aprovado em sua forma final pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 11 de março de 2022.

---

Prof<sup>a</sup>. Liane Ramos da Silva, Dr<sup>a</sup>.  
Coordenadora do Curso

**Banca Examinadora:**

---

Prof. Naloan Coutinho Sampa, Dr.  
Orientador  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Prof<sup>a</sup>. Gracieli Dienstmann, Dr<sup>a</sup>.  
Avaliadora  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng<sup>a</sup>. Bruna Spricigo, M.Sc.  
Avaliadora  
Universidade Federal do Rio Grande do Sul

---

Eng. Lucas Quiocca Zampieri, M.Sc.  
Avaliador  
Elastri Engenharia

Este trabalho é dedicado ao meu avô José Antunes Borba (*in memoriam*). Exemplo de bondade a ser seguido.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço aos meus pais Sandra e Renato pelo apoio na realização deste sonho e por não medirem esforços para que o meu ensino fosse de qualidade.

Agradeço aos meus irmãos Laura, Matheus e Thomas por nunca me permitirem desistir e pela cumplicidade de sempre. Agradeço ao Eduardo pelo apoio incondicional nesta trajetória. Agradeço também a Ritta pelas mensagens de apoio em momentos difíceis.

Agradeço ao meu orientador Naloan Coutinho Sampa pela dedicação, paciência e ensinamentos.

Agradeço aos meus amigos pelo companheirismo em todos os momentos de diversão ou dificuldades. Agradecimento em especial aos meus amigos Diego Castedo e Taynara Zortea que me acompanharam em muitos dias e noites de estudo.

Por fim, agradeço a todos que de forma direta ou indiretamente contribuíram para que essa luta fosse possível.

## RESUMO

Atualmente, 11,5% da energia elétrica gerada no Brasil provém da energia eólica. A maior parte da produção dessa energia nos últimos anos concentra-se na região Nordeste, onde há um número significativo de parques eólicos em operação no país. Devido às condições de formação do solo local, as áreas de implantação de muitos desses parques possuem solos susceptíveis ao colapso, criando assim uma série de desafios à investigação geotécnica de qualidade e ao dimensionamento de fundações das torres eólicas. Nesse contexto, este trabalho se propõe a analisar o comportamento geotécnico dos solos de um complexo eólico susceptíveis ao colapso, por meio dos ensaios de campo e de laboratório. Seis amostras indeformadas foram fornecidas para a análise dos ensaios de granulometria, Limites de Atterberg, adensamento simples com inundação e compressão triaxial do tipo CU. Em campo, foram realizados ensaios sísmicos, ensaios de placa, sondagem mista (SPT e rotativa). Ensaios adicionais SPT foram realizados em dois furos nas condições de umidade natural e inundada para avaliar o efeito da inundação no valor de  $N_{SPT}$ . Todos os ensaios foram fornecidos por empresas executoras. Os resultados dos ensaios geofísicos possibilitaram o reconhecimento do subsolo e a estimativa dos módulos de rigidez e de incompressibilidade. Os solos das amostras indeformadas são classificados como areia argilosa (SC) de baixa a média plasticidade ( $7 < IP < 12\%$ ), não saturados ( $11,08\% < S < 28,77\%$ ) e com índices de vazios entre 0,75 e 0,84 e índices de compressão e recompressão na faixa entre 0,15 e 0,27 e entre 0,015 e 0,03, respectivamente. Maioria dos critérios qualitativos classifica os solos como susceptíveis ao colapso. A partir dos resultados de adensamento, os solos foram classificados como problemáticos a muito problemáticos por apresentarem o potencial de colapso maior que 10%, e também como solo com moderado a elevado grau de susceptibilidade ao colapso. Os resultados dos ensaios de placa mostram que a maioria dos solos é susceptível ao colapso devido aos elevados valores de recalque medidos após a inundação. Também foram apresentados e discutidos os resultados dos ensaios SPT, bem como as dificuldades inerentes a esses ensaios na previsão de solos colapsíveis. Os valores do ângulo de atrito medidos em duas amostras no ensaio triaxial são  $25,60^\circ$  e  $17,50^\circ$  e os de coesão são 0 kPa e 29,60 kPa, valores representativos de areias argilosas. As discussões e conclusões apresentadas nesse trabalho contribuem para o melhor entendimento dos solos susceptíveis ao colapso do complexo eólico em estudo, e podem auxiliar no planejamento de futuras investigações geotécnicas e na obtenção dos parâmetros para projetos preliminares.

**Palavras-chave:** Solos Colapsíveis. Investigação Geotécnica. Fundações. Energia Eólica. Aerogerador.

## ABSTRACT

Currently, 11.5% of the electricity generated in Brazil comes from wind energy. Most of the production of this energy in recent years is concentrated in the Northeast region, where there are a significant number of wind farms in operation in the country. Due to the conditions of local soil formation, the areas where many of these farms are located have soils susceptible to collapse, thus creating a series of challenges for quality geotechnical investigation and the design of wind towers foundations. In this context, this work proposes to analyze the geotechnical behavior of the soils of a wind farm susceptible to collapse, through field and laboratory tests. Six undisturbed samples were collected for granulometry, Atterberg limits, simple oedometer with flooding and CU type triaxial compression tests. In the field, seismic tests, plate load tests, mixed drilling (SPT and rotary) were carried out. Additional SPT tests were performed in two boreholes under natural and flooded wet conditions to evaluate the effect of flooding on the  $N_{SPT}$  value. The results of the seismic tests enabled the recognition of the subsoil and the estimation of the stiffness and incompressibility modules. The soils of the undisturbed samples are classified as clayey sand (SC) with low to medium plasticity ( $7 < IP < 12\%$ ), unsaturated ( $11.08\% < S < 28.77\%$ ) and with void rates between 0.75 and 0.84 and compression and recompression indices in the range between 0.15 and 0.27 and between 0.015 and 0.03, respectively. Most qualitative criteria classify soils as susceptible to collapse. Based on the oedometer results, the soils were classified as problematic to very problematic for presenting the collapse potential greater than 10%, and also as soil with a moderate to a high degree of susceptibility to collapse. The results of the plate load tests show that most of the soils are susceptible to collapse due to the high values of settlement measured after flooding. The results of the SPT tests were also presented and discussed, as well as the inherent difficulties of these tests in predicting collapsible soils. The friction angle values measured in two samples in the triaxial test are  $25.60^\circ$  and  $17.50^\circ$  and the cohesion values are 0 kPa 29.60 kPa, representative values of clayey sands. The discussions and conclusions presented in this work contribute to a better understanding of the soils susceptible to the collapse of the wind farm under study and can assist in planning future geotechnical investigations and in obtaining the parameters for preliminary designs.

**Keywords:** Collapsible Soils. Geotechnical Investigation. Foundations. Wind Energy. Wind turbines.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Evolução da capacidade instalada em MW.....	21
Figura 2 – Aero geradores de eixo vertical.....	22
Figura 3 – Aero geradores de eixo horizontal. ....	23
Figura 4 – Fundações em radier: a) (a) radier lisa, (b) radier e pedestal, (c) torre de ponta embutida em radier reduzida, (d) radier ancorada em rocha. ....	25
Figura 5 – Grupo de estacas abaixo do bloco.....	27
Figura 6 – Fundação em mono-estaca: a) estaca sólida de concreto, b) estaca oca de concreto. ....	27
Figura 7 – Estatística mundial conhecida de acidentes ocorridas em cada ano com aero geradores .....	28
Figura 8 – Estrutura do Silte/Argila sugerida por CASAGRANDE (1932) antes e após o colapso .....	30
Figura 9 – Família de solos colapsíveis.....	31
Figura 10 – Alguns locais que apresentam estudos de solos colapsíveis no Brasil.....	32
Figura 11 – Arranjo dos grãos de areia devido às tensões de capilaridade .....	36
Figura 12 – Arranjo estrutural dos grãos de areia conectados com vínculos de silte.....	37
Figura 13 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à autogênese .....	38
Figura 14 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à lixiviação. ....	38
Figura 15 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à corrida de lama. ....	39
Figura 16 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido às conexões por ponte de argila. ....	40
Figura 17 – Resultado típico dos ensaios oedométricos simples com a inundação. ....	43
Figura 18 – Ajuste das curvas dos ensaios oedométricos – a) solo normalmente adensado, b) solo pré-adensado .....	45
Figura 19 – Resultado típico de um ensaio edométrico duplo de solos colapsíveis sem aplicação de sobrecarga .....	46
Figura 20 – Resultado típico de um ensaio triaxial com inundação .....	47
Figura 21 – Representação esquemática do colapso de uma fundação superficial .....	51

Figura 22 – Ensaio com equipamento expansocolapsômetro.....	52
Figura 23 – Localização dos aerogeradores e distribuição nos parques eólicos. ....	55
Figura 24 – Mapa geológico da região de implantação do Complexo Eólico.....	57
Figura 25 – Representação dos pontos de aerogeradores onde foram realizados ensaios geofísicos.....	59
Figura 26 – PEO I - Linhas geofísicas nos pontos dos aerogeradores 01 a 06.....	60
Figura 27 – SEV Wenner executada no ponto PEO I – 01: Resultado obtido na inversão 1D da curva de resistividade aparente, com medidas no espaçamento “a” de 1, 2, 4, 8, 16 e 32 metros. ....	62
Figura 28 – Coleta de amostra indeformada do tipo bloco.....	63
Figura 29 – Mapa de Localização dos aerogeradores e dos pontos de coleta das amostras indeformadas. ....	64
Figura 30 – Prensa de adensamento utilizada para a realização dos ensaios. ....	65
Figura 31 – Esquema de montagem da prova de carga em placa (sem escala).....	69
Figura 32 – Prova de carga estática em placa em execução.....	70
Figura 33 – SEV Wenner executada no ponto PEO I – 01: Resultado obtido na inversão 1D da curva de resistividade aparente, com medidas no espaçamento “a” de 1, 2, 4, 8, 16 e 32 metros. ....	73
Figura 34 – Seções reais de resistividade do PEO I-01 – a e b) seções de resistividade com curvas de isovalores das linhas A e B, respectivamente. ....	74
Figura 35 – Seção de resistividade da linha B com os topos das camadas sísmicas de $V_p$ e curvas de contorno de $V_s$ sobrepostos. ....	74
Figura 36 – Vista 3D das seções.....	75
Figura 37 – Curvas granulométricas.....	79
Figura 38 – Curvas de adensamento.....	84
Figura 39 – Variação do índice de vazios antes, durante e após a inundação. ....	87
Figura 40 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – I.....	88
Figura 41 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – II. ....	90
Figura 42 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – III. ....	91
Figura 43 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – IV.....	92
Figura 44 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – I. ....	95
Figura 45 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – II.....	95
Figura 46 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – III.....	96
Figura 47 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – IV. ....	96

Figura 48 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – I.....	98
Figura 49 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – II. ....	98
Figura 50 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – III. ....	99
Figura 51 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – IV.....	99
Figura 52 – S Resultados de SPT realizados em 2019 – a) PEO I, b) PEO II, c) PEO III e d) PEO IV. ....	101
Figura 53 – Resultados de SPT realizados em 2021 – a) PEO I, b) PEO III e c) PEO IV.....	102
Figura 54 – Curvas deformação axial x tensão desviadora – a) PEO III-03, b) PEO III – 04. ....	105
Figura 55 – Curvas deformação axial x poropressão – a) PEO III-03, b) PEO I - 04.....	106
Figura 56 – Envoltórias de ruptura – tensões totais.....	107
Figura 57 – Envoltórias de ruptura – tensões efetivas.....	108
Figura 58 – Ângulo de atrito x profundidade – a) De Mello (1971), b) Meyerhof (1956) e c) Teixeira (1996). ....	109
Figura 59: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-I-02.....	119
Figura 60: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-I-03.....	120
Figura 61: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-II-02. ....	121
Figura 62: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-III-01.....	122
Figura 63: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-IV-01.....	123

## **LISTA DE QUADROS**

Quadro 1 – Resumo dos principais critérios dos métodos indiretos. ....	41
--	----

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados dos parques eólicos instalados em vários estados do Brasil.....	20
Tabela 2 – Potencial de colapso associado ao nível de patologia .....	44
Tabela 3 – Grau de susceptibilidade ao colapso.....	44
Tabela 4 – Identificação de solos susceptíveis ao colapso a partir do CPT .....	48
Tabela 5 – Dados da SEV Wenner PEO I – 01 – Linha B. ....	61
Tabela 6 – Dados sondagens realizadas. ....	67
Tabela 7 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021 – PEC.....	68
Tabela 8 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021 – SO. ....	68
Tabela 9 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021. ....	68
Tabela 10 – Plano de cargas. ....	71
Tabela 11 – Correlação da resistividade com a geologia. ....	76
Tabela 12 – Provável correlação de Vp com a geologia. ....	77
Tabela 13 – Módulo de Rigidez Gmax dado em GigaPascal (GPa) em função das velocidades sísmicas Vp e Vs, ambas em m/s.....	78
Tabela 14 – Módulo de Incompressibilidade (Módulo de Bulk-K), dado em GigaPascal (GPa) em função das velocidades sísmicas Vp e Vs, ambas em m/s.....	78
Tabela 15 – Resultados dos ensaios de granulometria. ....	80
Tabela 16 – Valores dos limites de Atterberg e de IP. ....	80
Tabela 17 – Índices Físicos. ....	81
Tabela 18 – Análise de susceptibilidade ao colapso das 6 amostras indeformadas. ....	81
Tabela 19 – Análise de susceptibilidade ao colapso das 6 amostras indeformadas. ....	82
Tabela 20 – Resultados do ensaio de adensamento simples com inundação. ....	83
Tabela 21 – Classificação do grau de problema e susceptibilidade ao colapso conforme o coeficiente de colapsividade. ....	85
Tabela 22 – Valores de CC encontrados através do ensaio de adensamento. ....	86
Tabela 23 – Comparativo entre os valores dos índices de vazios antes e após a inundação. ....	87
Tabela 24 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque I. ....	89
Tabela 25 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque II. ....	90
Tabela 26 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque III.....	91
Tabela 27 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque IV.....	93
Tabela 28 – Resumo do recalque total e recalque normalizado. ....	94

Tabela 29 – Valores de $N_{SPT}$ antes e após a inundação - PEO III - 02.....	103
Tabela 30 – Valores de $N_{SPT}$ antes e após a inundação - PEO III - 04.....	103
Tabela 31 – Resumo das tensões.....	107
Tabela 32 – resumo dos parâmetros de resistência das amostras PEO I – 04 e PEO III -03.	107

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>15</b>
1.1	JUSTIFICATIVA .....	16
1.2	OBJETIVOS .....	16
<b>1.2.1</b>	<b>Objetivo Geral.....</b>	<b>17</b>
<b>1.2.2</b>	<b>Objetivos Específicos .....</b>	<b>17</b>
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO .....	17
<b>2</b>	<b>REVISÃO da literatura .....</b>	<b>19</b>
2.1	ENERGIA EÓLICA .....	19
<b>2.1.1</b>	<b>Estado atual da geração de energia eólica no Brasil .....</b>	<b>19</b>
<b>2.1.2</b>	<b>Tipos de aerogeradores e os seus principais componentes.....</b>	<b>21</b>
<b>2.1.3</b>	<b>Fundações de Torres Eólicas <i>Onshore</i> .....</b>	<b>24</b>
2.2	SOLOS COLAPSÍVEIS .....	29
<b>2.2.1</b>	<b>Distribuição de solos colapsíveis no Brasil .....</b>	<b>30</b>
<b>2.2.2</b>	<b>Formação de solos colapsíveis.....</b>	<b>32</b>
<b>2.2.3</b>	<b>Comportamento dos Solos Colapsíveis .....</b>	<b>34</b>
<b>2.2.4</b>	<b>Estrutura dos solos colapsíveis .....</b>	<b>35</b>
2.2.4.1	<i>Tensões de capilaridade .....</i>	36
2.2.4.2	<i>Vínculos de Silte .....</i>	37
2.2.4.3	<i>Vínculos de Argila .....</i>	37
<b>2.2.5</b>	<b>Identificação dos Solos Colapsíveis .....</b>	<b>40</b>
2.2.5.1	<i>Métodos Indiretos .....</i>	40
2.2.5.2	<i>Métodos Diretos.....</i>	42
<b>2.2.6</b>	<b>Consequência do Processo de Colapso e Técnicas para a Estabilização de Solos Colapsíveis.....</b>	<b>53</b>
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>55</b>
3.1	CONTEXTUALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO... 55	

3.2	CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA.....	57
3.3	CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA .....	58
3.3.1	Ensaio Geofísicos.....	58
3.3.2	Ensaio de Caracterização Física, Oedométrico Simples e Triaxial .....	63
3.3.3	Sondagens Mistas – Ensaio SPT e Rotativa.....	65
3.3.4	Prova de Carga Estática em Placa (Ensaio de Placa) .....	69
4	RESULTADOS .....	72
4.1	ENSAIOS .....	72
4.1.1	Geofísicos.....	72
4.1.2	Caracterização Física .....	79
4.1.3	Adensamento.....	83
4.1.4	Ensaio de Placa .....	88
4.1.5	SPT.....	100
4.1.6	Triaxial.....	104
5	CONCLUSÃO e SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS.....	110
	REFERÊNCIAS.....	113
	ANEXO A - RESULTADOS DE INVESTIGAÇÃO GEOFÍSICA .....	119

## 1 INTRODUÇÃO

As crises do petróleo desencadeadas, principalmente nas décadas de 1960 e 1970, impulsionaram grandes investimentos e estudos em diversos países com o objetivo de viabilizar a geração de energias alternativas que garantem a segurança no fornecimento de energia e a redução da dependência da importação de combustíveis. Aliado a esta preocupação, cresce cada vez mais a necessidade de gerar energias renováveis para atender as demandas atuais pela energia elétrica devido ao alto consumo e reduzir a emissão de gases de efeito estufa (GEE) para valores compatíveis com os prometidos nos acordos internacionais.

Tem-se verificado um crescente investimento no Brasil, devido às condições ambientais favoráveis encontradas em várias regiões, no sentido de diversificar a matriz energética através de alternativas mais limpas de produção de energia nas regiões com predominância de água, luz solar, vento ou ondas de mar. Segundo MME (2021), o Brasil mantém a predominância da geração de energia baseada em fontes renováveis (hidráulica, biomassa, eólica e solar), prevendo que aproximadamente 85% a 90% da matriz elétrica em 2030 será renovável, sendo as fontes eólica e solar responsáveis por 47% da expansão decenal e por cerca de 20% da capacidade instalada total.

Atualmente, 11,5% da matriz elétrica brasileira provém da energia eólica. A produção dessa energia nos últimos anos tem-se concentrado na região Nordeste, principalmente em Bahia, Ceará, Piauí e Rio Grande do Norte. Pelos registros dos cadastramentos dos leilões de energia, os estados do Nordeste representam, em média, 75% do total de usinas renováveis (eólicas e solares) e a Bahia e o Piauí se configuram como as unidades federativas com o maior número de projetos cadastrados (MME, 2021). Apesar de reduzidas, as regiões Sudeste e Sul também apresentam capacidades para o aproveitamento do recurso eólico. Nessas regiões, há previsões de uma crescente e contínua expansão e implantação de parques eólicos com o surgimento de novos investimentos nacionais e internacionais e desenvolvimento de novas tecnologias.

Para a implantação de parques eólicos, geralmente são necessárias grandes áreas devido à disposição dos aerogeradores, que requer maior distância entre os aerogeradores por causa de eficiência e segurança. Na região Nordeste, por exemplo, as extensas áreas ocupadas para a implantação dos parques eólicos possuem solos susceptíveis ao colapso, que apresentam significativa redução de volume devido à variação de umidade e/ou cargas externas. Em função da predominância desse tipo de solo na região, o dimensionamento das fundações das torres

eólicas é revestido de desafios que demandam um bom e detalhado plano de investigação geotécnica no campo e no laboratório capaz de identificar o potencial de colapso e estabelecer critérios e parâmetros de projeto adequados. A segurança dos equipamentos e o custo de implantação dos parques dependem, de uma certa forma, de um bom projeto de fundações das torres eólicas.

Nesse contexto, um conjunto de resultados obtidos nas investigações geotécnicas realizadas nas áreas que compõem o complexo eólico em estudo foi utilizado para caracterizar geotecnicamente o subsolo e analisar o comportamento dos solos quanto à susceptibilidade ao colapso. A análise dos resultados e a revisão de literatura apresentadas neste trabalho podem contribuir para o entendimento dos solos colapsíveis das áreas do complexo eólico e auxiliar no planejamento e dimensionamento de fundações das torres eólicas.

## 1.1 JUSTIFICATIVA

A região Nordeste do Brasil concentra a maior parte dos complexos eólicos utilizados para a geração da energia elétrica. Devido às características climáticas dessa região, muitos desses complexos costumam ser implantados em locais com predominância de solos susceptíveis ao colapso. Por consequência, a seleção e o dimensionamento de fundações das torres eólicas requerem investigações geotécnicas mais detalhadas do subsolo, bem como a interpretação adequada dos resultados das investigações para a obtenção dos parâmetros de projeto.

Levando em consideração o exposto acima, a principal justificativa para a realização deste trabalho consiste em entender melhor o comportamento de solos susceptíveis ao colapso por meio dos conceitos consagrados na literatura e dos resultados das investigações geotécnicas realizadas nas áreas do complexo eólico em análise. O entendimento desse comportamento é de extrema importância para o planejamento das futuras investigações geotécnicas, seleção e dimensionamento de fundações das torres eólicas, e a segurança e o bom funcionamento do complexo eólico.

## 1.2 OBJETIVOS

Apresentam-se a seguir o objetivo geral e os objetivos específicos deste trabalho.

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo principal do presente trabalho consiste em analisar o comportamento geotécnico dos solos de um complexo eólico susceptíveis ao colapso por inundação, por meio dos ensaios de campo e de laboratório.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

- Analisar a caracterização do subsolo das áreas do complexo eólico em análise, por meio de ensaios de laboratório e de campo.
- avaliar a influência da variação da umidade no comportamento do solo, por meio da avaliação dos resultados de ensaios de laboratório e de campo;
- avaliar a aplicação dos critérios existentes na literatura para classificação do solo quando a suscetibilidade ao colapso.
- determinar os parâmetros de compressibilidade e de resistência do solo para auxiliar na caracterização do solo em estudo.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

A estrutura do presente trabalho foi organizada em 5 capítulos discriminados da seguinte forma:

- 1º capítulo: Introdução – apresenta o contexto geral de geração da energia eólica e os problemas geotécnicos com a implantação de complexos eólicos na região Nordeste do Brasil, bem como a justificativa, os objetivos e a organização deste trabalho.
- 2º capítulo: Revisão de Literatura – apresenta os conceitos abordados em alguns trabalhos disponíveis na literatura e essenciais para o entendimento e discussão dos resultados do presente trabalho.
- 3º capítulo: Materiais e Métodos – descreve a área do estudo e apresenta de forma sucinta os procedimentos para a realização dos ensaios e a quantidade dos ensaios realizados para a caracterização geológica e geotécnica do subsolo
- 4º capítulo: Resultados – apresenta e discute os principais resultados dos ensaios geofísicos, ensaios de laboratório para a caracterização física, ensaios de adensamento

simples, ensaios de placa, ensaios SPT e ensaios triaxiais. A interpretação dos resultados concentra-se na identificação dos solos, classificação dos solos quanto à susceptibilidade ao colapso e estimativa dos parâmetros geotécnicos de interesse.

- 5º capítulo: Considerações Finais – apresenta as considerações finais e as principais conclusões do trabalho. No final do capítulo, são enumeradas as sugestões para os trabalhos futuros.

Finalmente, apresentam-se as referências bibliográficas e os anexos.

## **2 REVISÃO DA LITERATURA**

Os conceitos básicos, disponíveis na literatura e relevantes para o entendimento deste trabalho, estão apresentados nos itens seguintes deste capítulo.

### **2.1 ENERGIA EÓLICA**

A radiação solar é responsável pela geração dos ventos devido ao aquecimento não uniforme da superfície terrestre. Cerca de 2% da energia solar absorvida pela Terra é convertida em energia cinética dos ventos responsável pela geração da energia elétrica (CRESESB, 2022, NEOENERGIA, 2022). A energia eólica faz parte das energias renováveis e não libera gases poluentes, que prejudicam o meio ambiente e a saúde. A energia eólica é gerada em parques eólicos formados por uma ou mais unidades aerogeradores capazes de converter a energia cinética dos ventos em energia elétrica. Segundo Militisky (2019), os parques eólicos contam com 30/45/75/140 número de aerogeradores, sendo que dispõem de vida útil de 20 anos - 175.000 horas de operação.

A formação e a intensidade dos ventos dependem da variação de gradientes de pressão nas massas de ar provocada pelo aquecimento da superfície terrestre. Porém, outros fatores, tais como hora do dia, clima, altura, rugosidade do solo, obstáculos e topografia também afetam o comportamento dos ventos, fazendo com que algumas regiões são mais atrativas que outras para a implantação de parques eólicas (CRESESB, 2022).

De forma sucinta, os próximos itens buscam apresentar, para o melhor entendimento do assunto, a situação atual da energia eólica no Brasil, bem como os principais conceitos relacionados à geração da energia eólica, componentes do sistema e fundações das torres eólicas.

#### **2.1.1 Estado atual da geração de energia eólica no Brasil**

A geração da energia eólica no Brasil cresceu significativamente na última década, com salto na capacidade instalada em 2011 de aproximadamente 1,5 GW para mais de 20,1 GW em 2022, deixando de ser uma fonte alternativa para ter um papel fundamental na matriz elétrica brasileira (ABEEólica, 2022). Os resultados palpáveis dos investimentos em energia eólica vêm sendo observados em diversos rankings mundiais que classificam o Brasil como

uma potência eólica, configurando assim na 7ª posição no ranking mundial de 2020 elaborado pelo Global Wind Energy Council (GWEC) que mede a capacidade instalada de energia eólica. Segundo BNEF (2017), o Brasil é o 2º país mais atrativo a nível mundial e o 1º na América Latina e Caribe, em termos de investimentos em energias renováveis.

Os dados recentes da ABEEólica (2022) mostram que a energia eólica é responsável por 11,1% (20,1 GW) da matriz da energia brasileira. Essa energia é gerada por meio de 9042 aerogeradores instalados em 777 parques eólicas distribuídas em 12 Estados.

A região Nordeste possui maior destaque em termos de geração de energia eólica e contribui com aproximadamente 89,5% de toda a eletricidade produzida através dos 7795 (88,4%) aerogeradores instalados na região (ABEEÓLICA, 2022). A Tabela 1 apresenta a potência, quantidade de parques, quantidade de aerogeradores e as suas respectivas porcentagens por estado até janeiro de 2022.

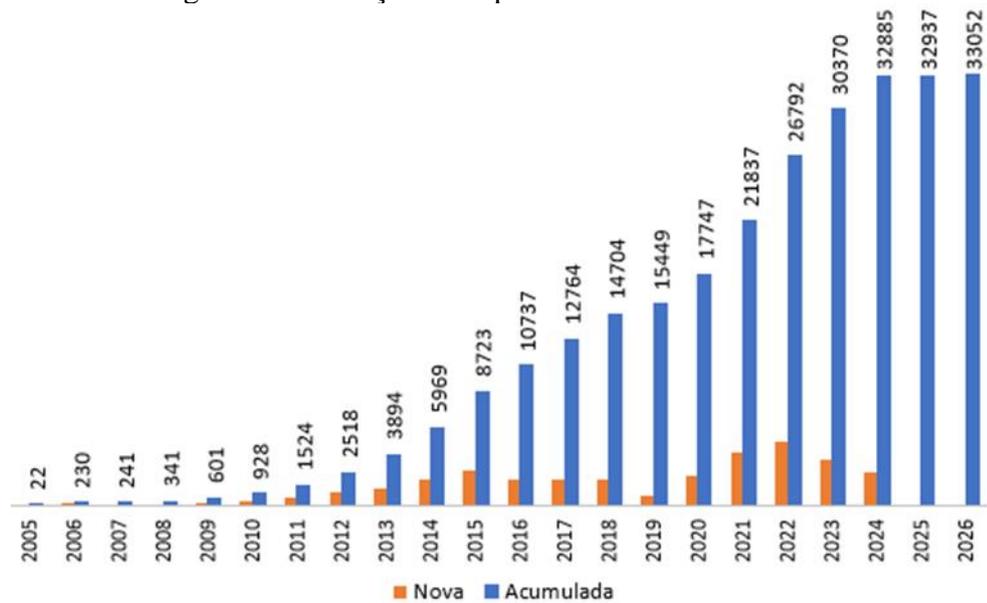
Tabela 1 – Dados dos parques eólicos instalados em vários estados do Brasil.

UF	Potência (MW)	% Potência	Parques	% Parque	Aerogeradores	% Aerogeradores
RN	6435,63	30,6	210	27,0	2655	29,4
BA	5572,95	26,5	209	26,9	2329	25,8
CE	2496,94	11,9	97	12,5	1121	12,4
PI	2437,25	11,6	83	10,7	1025	11,3
RS	1835,89	8,7	80	10,3	830	9,2
PE	897,37	4,3	36	4,6	435	4,8
PB	628,44	3,0	30	3,9	257	2,8
MA	426,00	2,0	15	1,9	172	1,9
SC	238,50	1,1	14	1,8	173	1,9
SE	34,50	0,2	1	0,1	23	0,3
RJ	28,05	0,1	1	0,1	17	0,2
PR	2,50	0,0	1	0,1	5	0,1
Total	21034,02	100	777	100	9042	100

Fonte: ABEEólica (2022)

A Figura 1 ilustra o crescimento da capacidade instalada da fonte eólica ao longo dos anos, com a previsão de 19,39 GW instalados em território brasileiro no final de 2023.

Figura 1 – Evolução da capacidade instalada em MW.



Fonte: ABEEólica (2022)

A atratividade da energia eólica e previsões animadoras da sua expansão nos próximos anos são justificados devidos principalmente a necessidade de aumentar a capacidade elétrica, segurança na aquisição energética, não emissão de gases poluentes, maiores investimentos no setor, domínio de tecnologias capazes de melhorar a transformação da potência dos ventos em energia mecânica, eficiência da cadeia produtiva, consolidação de leilões competitivos, raros incidentes relacionados às tragédias e disponibilidade de áreas *onshore* e *offshore* com considerável densidade de ventos estáveis para instalação de torres eólicas.

### 2.1.2 Tipos de aerogeradores e os seus principais componentes

A energia eólica vem do funcionamento dos componentes dos aerogeradores, responsáveis pela transformação da energia cinética dos ventos em energia elétrica nos terminais do gerador. O vento movimentava as pás e faz girar o rotor, que transmite a rotação ao gerador, que, por sua vez, converte essa energia mecânica em energia elétrica (CRESESB, 2022, NEOENERGIA, 2022).

Os aerogeradores são diferenciados em função do tipo de rotor e possuem alturas entre 75 e 120 m, com pás de 35 a 70 m de comprimento. Basicamente, há dois tipos de rotores de aerogeradores, os de eixo vertical e os de eixo horizontal. Esses rotores diferem em relação ao

seu custo relativo de produção, eficiência, e velocidade do vento em que têm sua maior eficiência.

Os rotores de eixo vertical (Figura 2) podem ser movidos por forças aerodinâmicas chamadas de forças de sustentação e forças de arrasto. Esses rotores não necessitam de mecanismos de acompanhamento para variações da direção do vento, o que reduz a complexidade do projeto e os esforços devido às forças de Coriolis (CRESESB, 2022, NEOENERGIA, 2022).

Figura 2 – Aerogeradores de eixo vertical.



Fonte: Focus Technology Co., Ltd. (2022)

Os rotores de eixo horizontal (Figura 3) do tipo hélice são os mais conhecidos e os mais utilizados devido a sua eficiência. Eles são movidos pelas mesmas forças que movem os rotores de eixo vertical, porém giram com maior eficiência sob o efeito predominante de forças de sustentação (CRESESB, 2022, NEOENERGIA, 2022).

Figura 3 – Aero geradores de eixo horizontal.



Fonte: Arquivo pessoal do autor (2021)

Conforme Oliveira (2012), CRESESB (2022) e Neoenergia (2022), os principais componentes dos aerogeradores de rotores de eixo horizontal são pás, rotor, cubo e eixo, nacelle e torre.

Nacelle é o componente com maior peso do sistema e consiste na carcaça (compartimento) instalada no alto da torre. Dentro da carcaça, encontram-se a caixa multiplicadora, freios, caixa de engrenagens, sistema de controle eletrônico e sistema hidráulico.

As pás são perfis aerodinâmicos responsáveis pela interação com o vento, convertendo parte de sua energia cinética em trabalho mecânico. Elas podem ser fabricadas em alumínio, plástico (poliéster e resina epóxi) e fibras de vidro reforçadas com epoxi. 2 ou 3 pás são fixadas através de flanges em uma estrutura metálica a frente do aerogerador denominada cubo. O eixo é o responsável pelo acoplamento do cubo ao gerador, fazendo a transferência da energia mecânica da turbina.

A transmissão, que engloba a caixa multiplicadora, possui a finalidade de transmitir a energia mecânica entregue pelo eixo do rotor até o gerador. Em outras palavras, a função da caixa multiplicadora é de transformar as rotações que as pás transmitem ao eixo de baixa velocidade, de modo que entregue ao eixo de alta velocidade as rotações que o gerador precisa

para funcionar. A principal função do gerador é converter a energia mecânica do eixo em energia através de equipamentos de conversão eletromecânica elétrica.

As torres são elementos utilizados para posicionar e sustentar o rotor e a nacelle na altura apropriada ao seu funcionamento. Tais elementos podem ser de metal tubular (aço) ou de concreto.

### **2.1.3 Fundações de Torres Eólicas *Onshore***

As fundações das torres eólicas são projetadas para absorver os elevados esforços provenientes das bases de torres e transmiti-los para o subsolo. As cargas atuantes na base das torres que suportam as turbinas de aerogeradores são extremamente elevadas e resultam de solicitações de vento, ações de rotor e pás, peso próprio da torre, ações sísmicas, com momentos instabilizadores muitas vezes acima de 15000 t.m. Para além das solicitações, o dimensionamento das fundações deve levar em conta as especificações dos fornecedores com diferentes características e as cargas de sub-pressão quando nível de água estiver acima dos elementos de fundação (MILITISKY, 2019, VELLOSO E LOPES, 2004, FARIA E NORONHA, 2013).

Dependendo da magnitude das cargas e da capacidade de suporte do solo, as fundações de torres podem ser superficiais (diretas ou rasas) ou profundas. Segundo a NBR 6122 (2021), a fundação direta é aquela em que a base do elemento da fundação é assentada em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada. Por outro lado, os elementos da fundação profunda transmitem a carga ao terreno através da resistência de ponta ou resistência lateral ou pela combinação de ambas, onde a ponta é apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua dimensão em planta e no mínimo três metros.

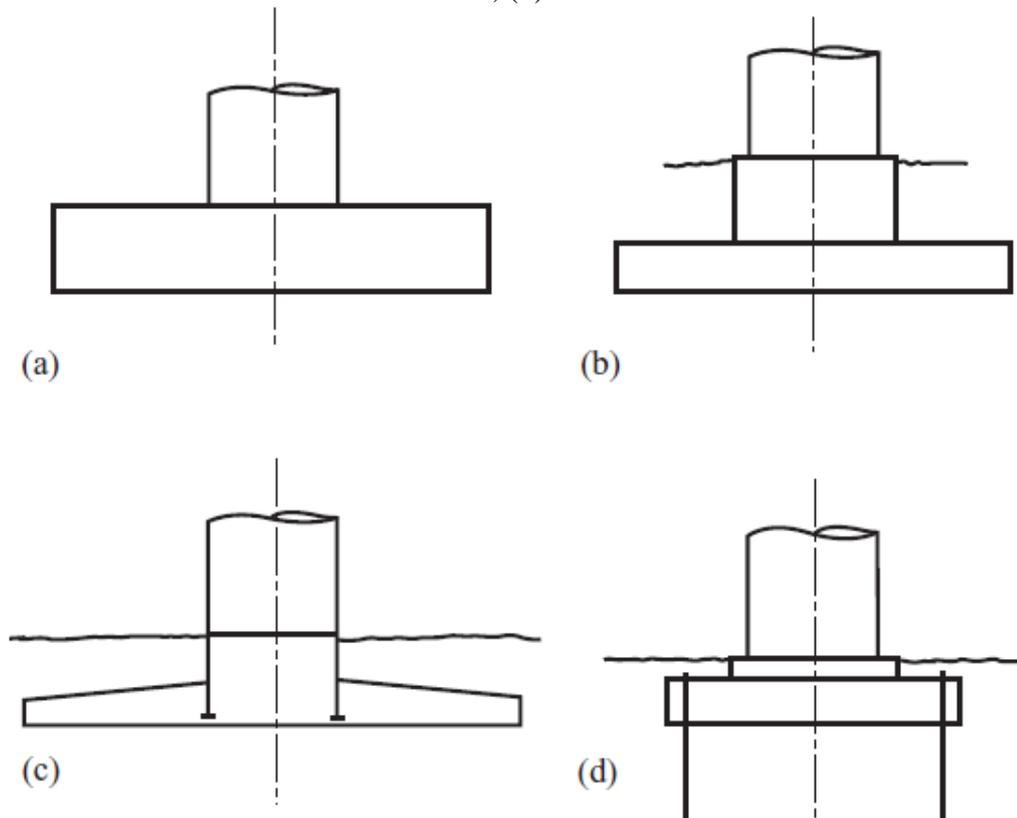
Farias e Noronha (2013) afirmam que as fundações rasas são selecionadas em situações onde o solo apresenta alta capacidade de suporte ou for encontrada rocha resistente perto da superfície do terreno. Caso a capacidade de suporte do solo for baixa ou existir camadas espessas de solo mole perto da superfície, deve-se adotar soluções com estacas profundas. Em ambos os tipos de fundação é fundamental o conhecimento do nível de água no subsolo.

Segundo Burton et al. (2011), os três tipos principais de fundações de torres eólicas são radier (laje), mono-estaca e multi-estacas. Na mesma linha, Militisky (2019) lista as fundações diretas do tipo radier em placa única, fundações em estacas verticais ou inclinadas e

fundações diretas mistas com ancoragem e melhoramento de solos. As fundações em radier enquadram-se na categoria de fundação direta, ao passo que as opções em estaca são do tipo profunda.

A Figura 4 mostra 4 tipos de fundações em radier utilizadas em situações onde o solo apresenta alta capacidade de suporte a poucos metros da superfície. Nessas fundações, o momento de tombamento é resistido por uma reação excêntrica ao peso da turbina, torre, fundação e sobrecarga. A excentricidade da reação  $e$ , portanto, a magnitude do momento restaurador, é limitada pela capacidade de carga do substrato, que determina o tamanho do radier necessário para suportar as cargas de gravidade (Burton et al., 2011).

Figura 4 – Fundações em radier: a) (a) radier lisa, (b) radier e pedestal, (c) torre de ponta embutida em radier reduzida, (d) radier ancorada em rocha.



Fonte: Burton et al. (2011)

A fundação em radier lisa é utilizada geralmente em casos onde a rocha encontra-se perto da superfície, e possui a espessura relativamente grande para evitar a necessidade do uso de reforço de cisalhamento. A fundação em radier sobreposta por um pedestal necessita de menor espessura e é considerada quando a base da mesma está a uma profundidade maior do que a espessura do radier necessário para resistir aos momentos de flexão e às cargas de

cisalhamento. A fundação em radier reduzida dispõe de reforços radiais na face superior e possui uma torre de ponta embutida para resistir às cargas de cisalhamento. O estreitamento da espessura do radier permite a economia do material, mas apresenta maior dificuldade de execução. Por fim, Burton et al. (2011), apresenta que a fundação em radier ancorada suporta trações e possui tamanho menor, tendo em conta que dispensa maiores espessuras e uso de pedestais e torre embutida.

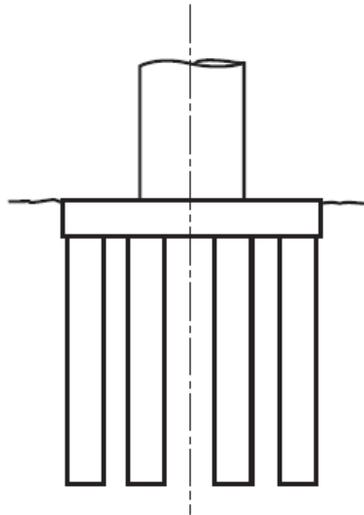
As fundações diretas podem ser moldadas in loco ou pré-moldadas e assentes sobre material tratado com cimento ou sobre solo natural tratado (colunas de brita e colunas de jet grouting), segundo Militisky (2019).

De acordo com Burton et al. (2011), em todos os tipos de fundação apresentados na Figura 4, é preferível que a área projetada seja circular. Entretanto, a dificuldade em executar cofragens circulares motiva a escolha de formas octogonais e quadradas. Militisky (2019) acrescenta que a solução de radier em placa única deve ser sempre a primeira a ser cogitada, pela economia, possibilidades de inspeção, ensaio e liberação do material sobre o qual estarão sendo aplicadas as cargas e execução sem equipamentos especiais ou fornecedor especializado. O diâmetro dessa fundação varia tipicamente entre 18 a 25 m, dependendo das cargas e características do subsolo.

Para Burton et al. (2011), a fundação em multi-estaca é executada em solos menos resistentes, onde um conjunto de estacas cilíndricas de concreto é disposto abaixo de um bloco de coroamento de concreto, como mostra a Figura 5. Corroborando, Militisky (2019) afirma que a solução de fundações em estacas verticais ou inclinadas deve ser adotada quando não ocorre horizonte com adequado comportamento em profundidade conveniente, ou a implantação do parque prevê aterros na posição das torres. Em várias situações, alguns fabricantes de turbinas determinam de forma explícita o uso de estacas inclinadas para limitar deslocamentos.

Os blocos de coroamento podem ter de 16 a 24 metros de diâmetro e são suportados por 16 a 48 unidades de estacas verticais ou inclinadas (MILITISKY, 2019). A total continuidade de momento entre as estacas e o bloco, bem como a resistência dos esforços laterais exigem o uso de armaduras (BURTON ET AL., 2011).

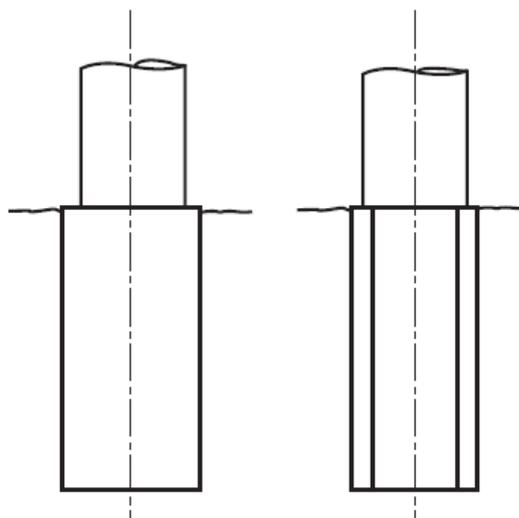
Figura 5 – Grupo de estacas abaixo do bloco



Fonte: Burton et al. (2011)

O tipo de fundação atraente para situações onde existem menores esforços na base da torre e solos secos e menos resistentes é mono-estaca, que consiste em um único cilindro de concreto sólido ou oco (Figura 6) de grande diâmetro com capacidade de resistir esforços de tombamento, mobilizando somente as cargas laterais. Este tipo de fundação é uma opção atraente quando o lençol freático fica bem baixo da superfície do terreno.

Figura 6 – Fundação em mono-estaca: a) estaca sólida de concreto, b) estaca oca de concreto.



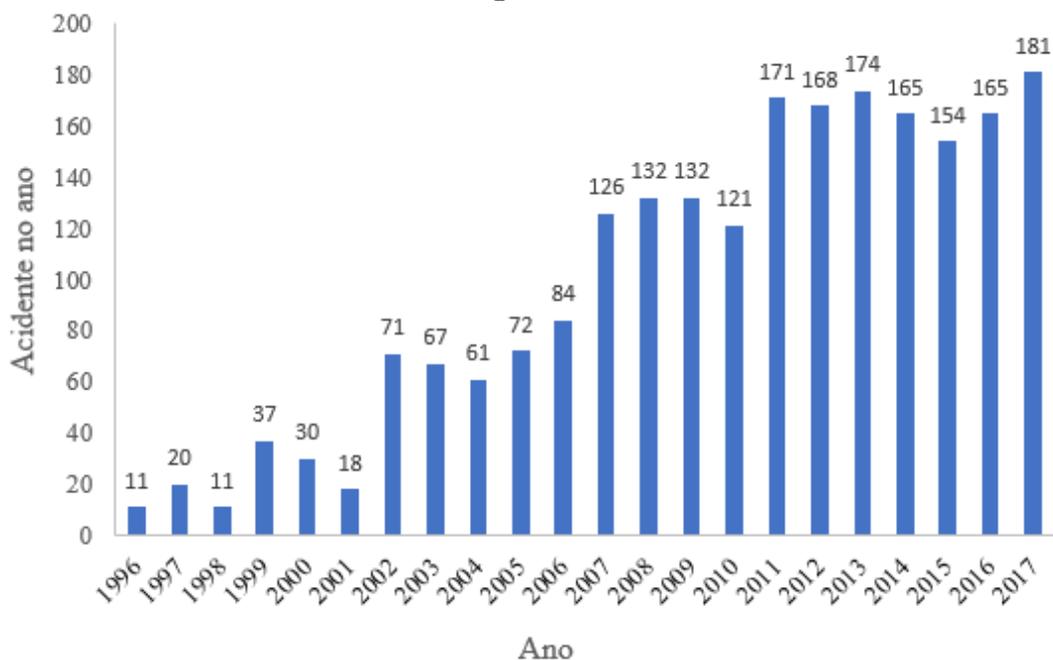
Fonte: Burton et al. (2011)

Dentre os diversos tipos de fundações possíveis, Militisky (2019) lista um conjunto de fatores que afeta na escolha do tipo de fundações, sendo os principais a localização e tipo de

torre, magnitude das cargas, condições do subsolo, acesso para equipamento, custos relativos, práticas construtivas locais e disponibilidade de materiais, requisitos específicos de órgãos e ou fornecedores de equipamentos/proprietários dos serviços, durabilidade dos materiais e sustentabilidade.

Com relação às condições do subsolo, Militisky (2019) afirma que os parques eólicos são geralmente construídos em locais onde não há experiência anterior quanto à natureza do solo e quanto à solução de fundações. Em função disso, há grandes dificuldades para o dimensionamento adequado de fundações, com consequências para a estabilidade e o bom desempenho dos aerogeradores. A Figura 7 mostra a evolução dos acidentes ocorridos nos parques eólicos no período entre 1996 e 2017.

Figura 7 – Estatística mundial conhecida de acidentes ocorridas em cada ano com aerogeradores



Fonte: MILITISKY (2019)

Como em qualquer projeto de fundações, o dimensionamento das fundações de torres eólicas requer um bom planejamento e uma boa execução das investigações geotécnicas no campo e laboratório a fim de identificar eventuais solos problemáticos (expansivos, colapsíveis, cársticos), fornecer informações para a escolha adequada do sistema construtivo e dados para a verificação de segurança contra a ruptura e para a determinação de deslocamentos aceitáveis (MILITISKY, 2019).

Militisky (2019) fornece orientações acerca de planejamento de investigação geotécnica em parques eólicos com base nas experiências nacional e internacional. A partir da experiência francesa, recomenda-se para a investigação preliminar uma sondagem geotécnica para cada grupo de seis bases, complementada por uma sondagem geofísica, enquanto que para investigação definitiva, recomenda uma sondagem no centro de cada base, complementada por duas ou três sondagens nos extremos da base para estudar a heterogeneidade localizada. A experiência norueguesa recomenda levantamentos geológicos, procedimentos geofísicos e geotécnicos, e etapas de ensaios de campo (uso compulsório de CPT) e de laboratório (ensaios cíclicos para fundações diretas). Por fim, a prática atual no Brasil consiste em 1 ou 2 sondagens SPT por base, ensaios eventuais CPT, Prova de Carga, DMT (dilatômetro de Marchetti), sísmico e ensaios para analisar colapso e expansibilidade quando houver dúvida.

No que diz respeito à profundidade de investigação, Militisky (2019) indica que a prática francesa consiste em adotar a profundidade de investigação em fundações diretas maior ou igual que 1,5 vezes o diâmetro da base, tipicamente maior que 18 m. Para estacas, a profundidade de investigação deve prosseguir até 5 m abaixo da ponta das estacas ou até 7 vezes o diâmetro das estacas. A prática norueguesa recomenda adotar a profundidade de investigação em fundações diretas maior ou igual que 1,0 vezes o diâmetro da base. Para estacas, a profundidade de investigação varia entre 20 a 30 m e é frequente realizar ensaios CPT. Por último, a prática brasileira consiste em investigar até a profundidade maior que 35 m em solos de baixa resistência, mínimo 15 m em materiais de alta resistência (alteração de basalto, arenitos, rochas brandas, etc.).

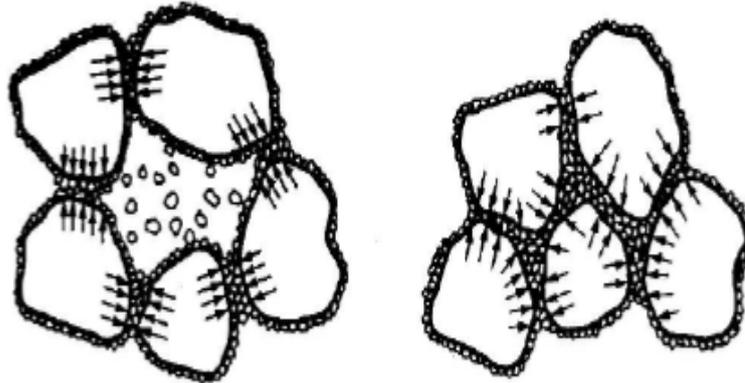
## 2.2 SOLOS COLAPSÍVEIS

A solução tecnicamente adequada e segura para as fundações de torres de qualquer natureza depende fundamentalmente do conhecimento do subsolo sobre o qual esses elementos estão apoiados. Em algumas situações geológicas, são encontrados materiais ou condições anômalas quanto ao comportamento usual dos solos quando saturados ou quanto à sua continuidade (MILITISKY, 2019).

Tais condições são frequentes em muitos solos da região nordeste do Brasil, caracterizados por apresentarem comportamentos especiais, sensíveis a mudanças no grau de saturação. Em particular, os solos colapsíveis encontrados nos parques eólicos instalados na região nordeste são definidos como materiais que apresentam uma estrutura metaestável, sujeita

a rearranjo radical de partículas e grande variação de volume devido à saturação, com ou sem carregamento externo, como mostra a Figura 8 (MILITISKY ET AL., 2013, MILITISKY, 2019).

Figura 8 – Estrutura do Silte/Argila sugerida por CASAGRANDE (1932) antes e após o colapso



Fonte: JENNINGS e KNIGHT (1957, *apud* DE MENDONÇA, 1990).

Segundo Mitchell e Soga (2005), os solos colapsíveis são geralmente associados a uma estrutura porosa formada por grãos pontiagudos e apresentam baixa densidade inicial, baixo teor de umidade, baixa plasticidade, relativamente altos valores de rigidez e resistência no estado seco, e frequentemente tamanho de partícula na faixa de areia fina a silte.

Solos colapsíveis de baixa densidade sofrem redução da resistência nos contatos interpartículas devido ao aumento da umidade. Na maioria das vezes, essa redução acontece devido ao decréscimo da sucção, um rearranjo estrutural das partículas e uma nova condição de equilíbrio sob a carga atuante (Ferreira, 2019). Complementando, Barden et al. (1973) afirmam que a ocorrência do colapso se deve a um rearranjo das partículas, com variação de volume, causado pelo aumento do grau de saturação do solo, sendo dependente das seguintes condições: estrutura do solo parcialmente saturado, tensões existentes para desenvolver o colapso e rompimento de agentes cimentantes.

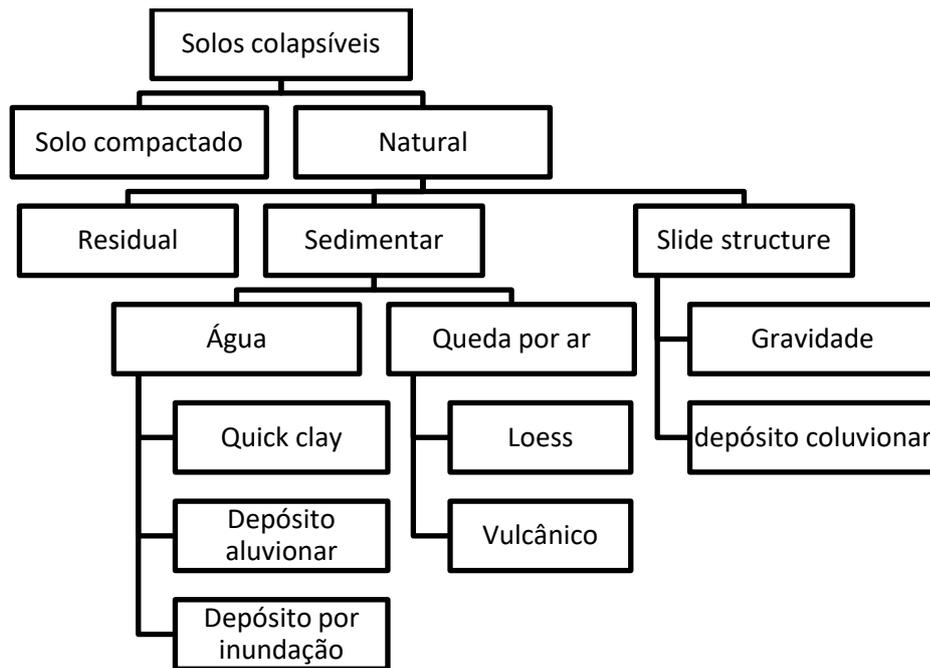
Os itens seguintes buscam apresentar alguns conceitos básicos para o melhor entendimento do comportamento de solos colapsíveis, considerando a sua importância na escolha e no dimensionamento adequado de fundações de aerogeradores.

### 2.2.1 Distribuição de solos colapsíveis no Brasil

Os solos colapsíveis foram encontrados em vários países, tais como África do Sul, Angola, Argentina, Austrália, Brasil, Espanha, Estados Unidos, Israel, Quênia, Romênia, dentre

outros (LOLLO, 2008). Howayek et al. (2011) acrescenta que a maioria desses solos colapsíveis pertencem a depósitos eólicos, aluviais, coluviais, residuais e turfas vulcânicas. Assim, a Figura 9 mostra uma família de solos encontrados em vários países, segundo Rogers (1994), que podem ser enquadrados dentro da categoria de solos colapsíveis.

Figura 9 – Família de solos colapsíveis



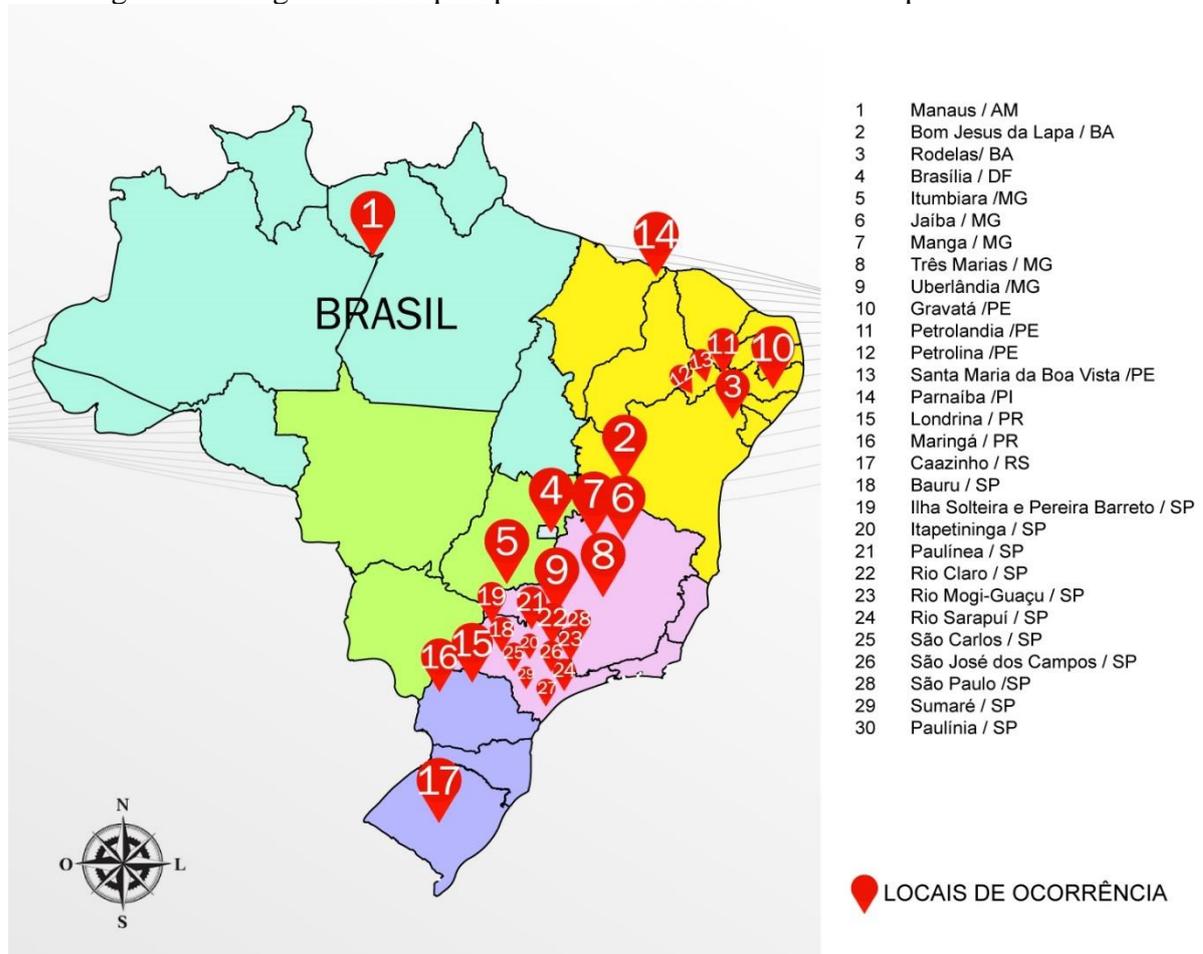
Fonte: ROGERS (1994).

Para Ferreira (2019a, 2019b), o estudo de solos colapsíveis iniciou no Brasil a partir de 1970 quando grandes problemas foram encontrados nas fundações de barragens na região Centro-Sul e em edifícios na região Sudeste. Souza Neto (2013) afirma que 60 % do território da região Nordeste possuem clima semiárido, propícia a ocorrência de solos colapsíveis e expansivos. Lollo (2008) acrescenta que os solos colapsíveis no Brasil são decorrentes de aterros mal compactados e de depósitos aluviais, coluviais e residuais derivados da lixiviação.

Segundo Souza Neto (2004), a ocorrência de solos colapsíveis está relacionada, em maioria das vezes, aos locais com deficiência hídrica, em regiões de baixos níveis de precipitações pluviométricas, embora tenha havido a constatação desses tipos de solos em outras regiões de maior pluviosidade. Militisky (2019) apresenta uma compilação com algumas ocorrências de solos colapsíveis no Brasil e as suas respectivas origens, destacando a presença desse tipo de solo em todas as regiões do país.

A Figura 10 ilustra alguns locais onde os solos colapsíveis já foram estudados no Brasil.

Figura 10 – Alguns locais que apresentam estudos de solos colapsíveis no Brasil



Fonte: Adaptado de Ferreira et al. (1989)

Militisky (2019) afirma que a Associação Brasileira de Mecânica de Solos publicou em 2015 um trabalho que aborda vários assuntos de solos colapsíveis, constituindo assim uma referência importante e atualizada desenvolvida pelos especialistas brasileiros.

### 2.2.2 Formação de solos colapsíveis

Os solos colapsíveis são comumente encontrados em regiões de clima quente e a sua formação depende tanto do ambiente geológico quanto de fatores climáticos (LOLLO, 2008). Contudo, Ferreira (2008) alega que tais solos podem ser originados de qualquer tipo de solo, desde que o solo esteja não saturado e apresente baixa densidade. Além disso, o autor associa

a ocorrência de solos colapsíveis aos depósitos recém formados em climas áridos e semi-áridos, não restringindo o processo somente a esse tipo de clima e formação.

Militisky (2019) cita que, entre os solos colapsíveis, encontram-se alguns solos porosos tropicais, especialmente os originários de rochas graníticas e outras rochas ácidas. Para Romero *et al.* (2003), os depósitos mais extensos de solos colapsíveis são originários de areia e silte formados pela ação do vento. Além disso, eles acrescentam que os solos colapsíveis também são encontrados em solos cujo a formação é originária de processos aluviais, coluviais, corridas de lama e turfas vulcânicas.

As características do processo de formação dos principais depósitos de solos colapsíveis apresentadas a seguir constam no Hounston (1998, *apud* DA SILVA, 2002).

- Solos Colapsíveis Eólicos

Os solos depositados através da ação do vento possuem elevado índice de vazios, baixa densidade e pouca coesão, além disso, em locais em que a precipitação é muito menor que a evaporação, a umidade permanece somente na superfície. Continuando a evaporação, uma parte da água permaneça nos espaços vazios entre os grãos devido às tensões de capilaridade. A movimentação da água para o interior dos espaços gera a movimentação de finos entre as partículas maiores capaz de gerar grandes resistências e grandes potenciais de colapso.

- Solos Colapsíveis Aluvionares

Os locais onde há intensa e rápida precipitação e longo período de seca tendem a provocar corridas de lama, gerando acúmulo de sedimentos. A evaporação completa antes de uma nova deposição de material gera um material não consolidado com alto índice de vazios e baixa densidade, resultando em solos com grande potencial de colapso.

- Solos Colapsíveis Coluvionares (coluviais)

A composição mineralógica dos solos coluvionares depende da rocha mãe, que se encontra normalmente na parte superior do relevo. Esses solos possuem geralmente tamanhos variáveis de grãos e ocorrem em locais onde os períodos de chuvas e secas são bem definidos. Em épocas chuvosas, o contínuo processo de lixiviação deixa a estrutura do solo porosa e sujeita ao colapso devido à saturação.

- Solos Colapsíveis Residuais

Esses solos apresentam tamanhos variados e são resultantes da decomposição das rochas por processos mecânico ou químico. Como principais características que tornam a estrutura desses solos instável, destacam-se o alto índice de vazios, a baixa massa específica e

a alta porosidade, sendo que essa última resulta da lixiviação intensa dos materiais finos que facilitam o processo de formação desses solos.

### 2.2.3 Comportamento dos Solos Colapsíveis

O aumento de grau de saturação em alguns tipos de solo pode provocar redução de volume do mesmo expressa por uma variação do índice de vazios, sem que necessariamente tenha ocorrido um aumento das cargas aplicadas (LOLLO, 2008). Lollo (2008) ainda acrescenta que, fisicamente, o fenômeno do colapso está relacionado à perda de resistência do solo não saturado e pode ocorrer em função da perda dos vínculos que mantinham as partículas sólidas unidas ou pela destruição dos efeitos capilares. Em função disso, os solos colapsíveis são geralmente definidos como solos não saturados de estrutura metaestável que experimenta rearranjo de partículas e elevada redução de volume ao serem inundados, com ou sem carregamento externo, segundo Militisky (2019) e CLEMENCE E FINBARR (1981, *apud* FUTAI, 1997).

Levando em consideração os efeitos da carga externa, os solos colapsíveis podem ser divididos, segundo REGINATTO E FERRERO (1973, *apud* FUTAI, 1997), em verdadeiramente colapsíveis e condicionados ao colapso. Os solos classificados como verdadeiramente colapsíveis são aqueles que não suportam o seu peso próprio ao serem inundados, enquanto que os solos condicionados ao colapso são aqueles que colapsam devido ao nível de tensões a que estão submetidos.

Em todos os casos, os eventuais processos causadores do colapso são intrinsicamente ligados à estrutura do solo, sua constituição granulométrica e mineralógica e a organização do elemento. Tory (2017) afirma que os solos colapsíveis não possuem uma granulometria bem definida e, em sua maioria, possuem estruturas porosas com grãos arredondados, variando suas dimensões de silte a areia fina.

Medero et al. (2005) afirma que a estrutura porosa de solos colapsíveis pode estar relacionada a um agente cimentante que, atuando simultaneamente a uma sucção elevada, estabiliza o solo na condição não saturada, conferindo-lhe uma resistência “aparente ou temporária”. De acordo com MASWOSWE (1985, *apud* FUTAI, 1997), a diminuição de resistência temporária do solo com o umedecimento é o resultado da diminuição de sucção e da resistência proporcionada pelo agente cimentante, fazendo com que ocorra a ruptura localizada sem que ocorra o cisalhamento geral. Medero et al. (2005) acrescenta que a instabilidade na

estrutura porosa, e conseqüente colapso requerem que o teor de umidade aumenta até um limite crítico, desde que a carga atuante também esteja acima de um certo limite.

Para Howayek *et al.* (2011), os solos colapsíveis são caracterizados por alto índice de vazios, baixa densidade e teor de umidade inicial, grande resistência e rigidez na condição seca, alta porcentagem de finos e baixa ou nenhuma plasticidade. Na maioria dos casos, eles possuem mais de 60% de finos e porosidade entre 50% e 60%, limite de liquidez em torno de 25% e limite de plasticidade entre 0 a 10%.

Barden *et al.* (1973), Pereira *et al.* (2000), Mitchell (1976), LAWTON ET AL. (1992, *apud* FUTAI, 1997) enumeram os seguintes como os principais fatores necessários para a ocorrência de colapso:

- ocorrência de solo não saturado, com estrutura porosa e parcialmente estável;
- tensões totais suficientes para causar colapso;
- presença de agentes de interligações intergranular ou cimentantes que tornam o solo estabilizado em condições não saturadas;
- ruptura por cisalhamento das ligações intergranulares (forças capilares, pontes de argila, agentes cimentantes químicos, como óxido de ferro e carbonato de cálcio); e
- redução de ligações cimentantes pelo efeito de água.

Por fim, Medero *et al.* (2005) cita que a velocidade do colapso depende do tipo da ligação que mantém a estrutura porosa do solo, sendo que ela pode ser:

- instantânea - colapso ocorre em estruturas mantidas pela sucção;
- intermediária - colapso ocorre quando as ligações por pontes de argila são quebradas ou removidas; e
- mais lento – colapso ocorre quando há quebras de agentes cimentantes.

#### **2.2.4 Estrutura dos solos colapsíveis**

O item anterior sinalizou de forma clara que solos colapsíveis possuem estruturas porosas. Nunes (1975) afirma que essas estruturas podem variar conforme o tipo de agente que promove a resistência temporária do solo. Maiores detalhes sobre essas estruturas são mostrados nos próximos itens, destacando as influências das forças capilares, forças

eletromagnéticas de suporte e agentes cimentantes no aumento da resistência temporária dos solos.

#### 2.2.4.1 Tensões de capilaridade

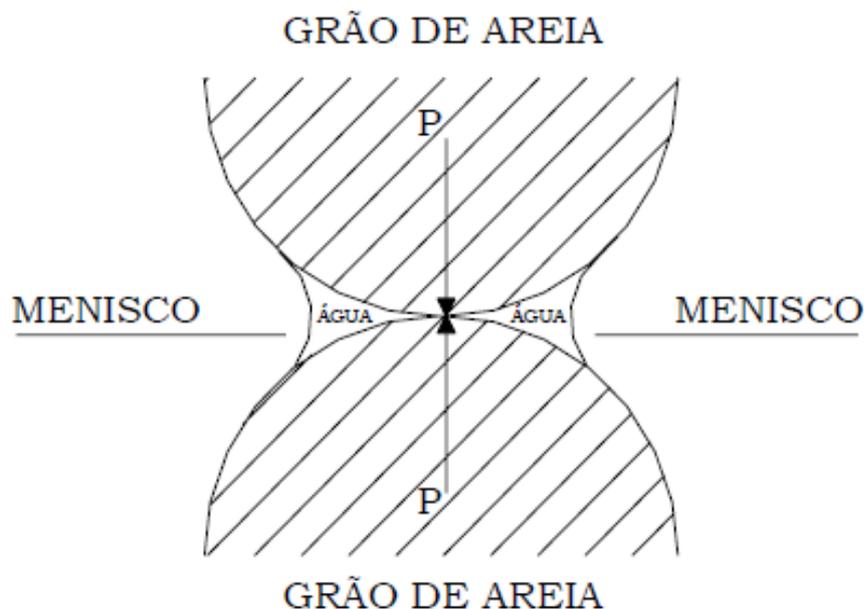
Os efeitos das tensões de capilaridade no comportamento de solos não saturados foram explicados por Dudley (1970) ao concluir que a água que permanece no interior dos poros, após a secagem de um solo, fica retida nos espaços estreitos de contato entre os grãos de areia sob tensões capilares (poropressão negativa), responsáveis por gerar uma considerável resistência à deformação e ao cisalhamento. Com isso, a pressão neutra, apresentada na (Equação 1) torna-se negativa, fazendo com que a tensão efetiva seja maior que a tensão total.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (\text{Equação 1})$$

onde:  $\sigma'$  é a tensão efetiva,  $\sigma$  é a tensão total e  $u$  é a poropressão.

A resistência aparente aumenta devido ao aumento da tensão efetiva, que está associada às tensões capilares, e a mesma desaparece com a saturação do solo. Ou seja, há destruição das tensões capilares que causam a diminuição da resistência do solo, o que faz com que haja o colapso estrutural (ARMAN & THORNTON, 1973). A Figura 11 ilustra o arranjo dos grãos de areia devido às tensões de capilaridade.

Figura 11 – Arranjo dos grãos de areia devido às tensões de capilaridade

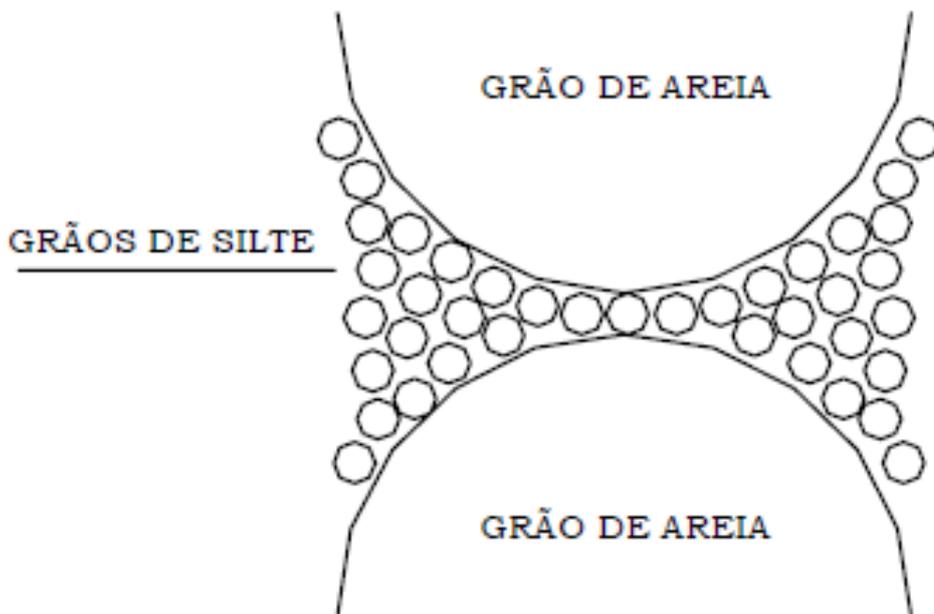


Fonte: Vilar (1979, *apud* LOLLO, 2008)

#### 2.2.4.2 Vínculos de Silte

A Figura 12 mostra uma estrutura metaestável susceptível ao colapso devido à conexão dos grãos de areia com os vínculos de silte, cuja força predominante é a capilar que atua nos contatos silte-silte e nos contatos silte-areia (DUDLEY, 1970).

Figura 12 – Arranjo estrutural dos grãos de areia conectados com vínculos de silte.

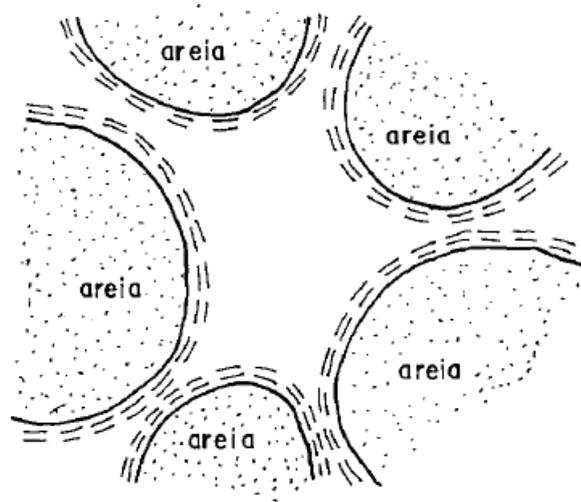


Fonte: Dudley (1970, *apud* LOLLO, 2008).

#### 2.2.4.3 Vínculos de Argila

Segundo Dudley (1970), existem dois processos para a formação dos vínculos de argila: autogênese e transporte (lixiviação). Os vínculos de argila autogênicas podem derivar do processo de intemperismo do feldspato e apresentar alta resistência em caso de baixo teor de umidade. O aumento do grau de saturação do solo provoca a separação dos grãos e, conseqüentemente, a redução da resistência do solo devido à diminuição das forças de tração. A Figura 13 ilustra o arranjo dos grãos de areia com vínculos de argila devido à autogênese.

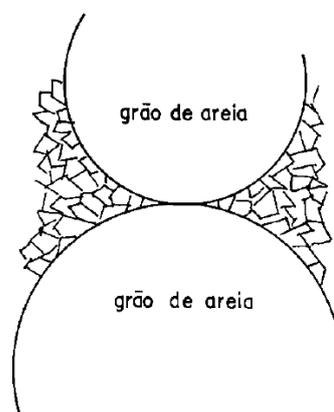
Figura 13 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à autogênese



Fonte: Dudley (1970, *apud* LOLLO, 2008).

Com as chuvas intensas, as argilas autogênicas podem ser totalmente lixiviadas, criando assim estruturas porosas no solo. Em regiões de baixa precipitação, o efeito da lixiviação é menor, podendo as partículas de argilas dispersar-se nos fluidos dos poros ficando assim dispersas no fluído intersticial. O carreamento dessas partículas para o estreito espaço entre os grãos maiores pode ocorrer após o processo de evaporação (MENDONÇA *et al.*, 1990). Nessa condição, os grãos maiores são mantidos no local por uma estrutura formada por partículas de argila e tensões capilares (em alguns casos). A Figura 14 apresenta o arranjo dos grãos de areia com vínculos de argila devido à lixiviação.

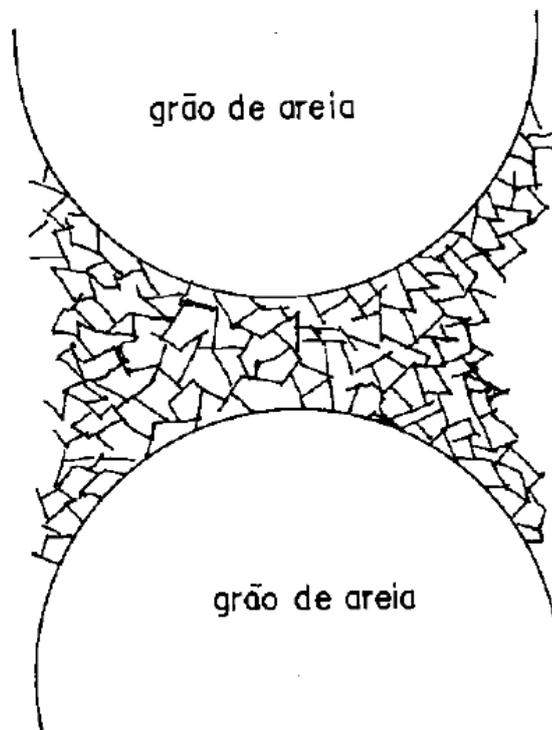
Figura 14 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à lixiviação.



Fonte: Dudley (1970, *apud* MENDONÇA, 1990).

A Figura 15 apresenta a exemplificação do arranjo dos grãos de areia com vínculos de argila devido à corrida de lama. Na corrida de lama, Dudley (1970) afirma que a quantidade de água no solo não é muito maior do que aquela necessária para a obtenção de uma condição fluida, permitindo que as partículas maiores se agrupam (floculação) com alta resistência estrutural.

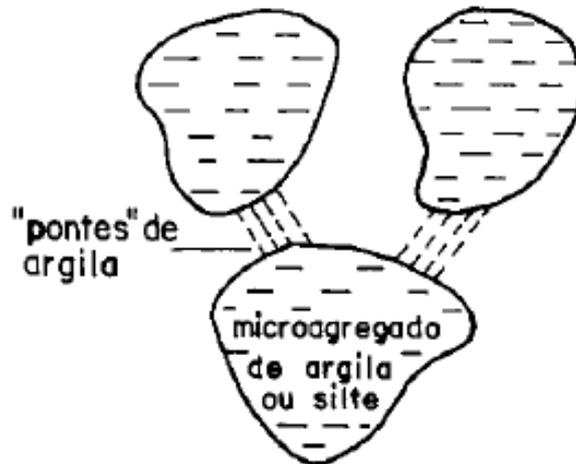
Figura 15 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido à corrida de lama.



Fonte: Dudley (1970, *apud* MENDONÇA, 1990).

A última estrutura desse grupo, apresentada por Mendonça et al., 1990, possui vínculos formados por pontes de partículas de argila, por isso é chamada de *clay bridges*. Eles conectam grãos maiores de silte ou de areia (Figura 16).

Figura 16 – Arranjo estrutural dos grãos de areia com vínculos de argila devido às conexões por ponte de argila.



Fonte: Clemence e Finbarr (1981, *apud* MENDONÇA, 1990)

### 2.2.5 Identificação dos Solos Colapsíveis

A complexidade dos solos colapsíveis motivou o desenvolvimento de vários estudos nas últimas décadas com o objetivo de estabelecer critérios que permitem identificar de forma simples e rápida esse tipo de solo. Apesar desse esforço, muitos critérios se limitam normalmente aos solos no qual foram desenvolvidos e podem gerar conclusões errôneas por não serem válidos para regiões diferentes, como explica Nuñez (1975).

#### 2.2.5.1 Métodos Indiretos

Os métodos indiretos são de caráter identificativo, orientativo ou qualitativo e compreendem uma variedade de critérios disponíveis na literatura para avaliar o potencial de colapso de solos. Segundo Howayek et al. (2011), a maioria destes critérios determina a condição crítica de colapso com base no índice de vazios, peso específico aparente seco, grau de saturação, limites de Atterberg, teor de umidade natural e porcentagem dos finos. Além disso, outros critérios usam dados de microscopia eletrônica. O Quadro 1 resume os principais critérios dos métodos indiretos.

Quadro 1 – Resumo dos principais critérios dos métodos indiretos.

Critério	Expressão	Limites
Denisov (1951)	$K = \frac{e_{LL}}{e_0}$	0,5 < K < 0,75 – altamente colapsível; K = 1 – não colapsível “argila” 1,5 < K < 2 – não colapsível
Clevenger (1958)	-	Se $\gamma_d < 12,6kN/m^3$ - grande deformação  Se $\gamma_d > 14kN/m^3$ - baixa deformação
Priklonskij (1952)	$K_D = \frac{w_0 - LP}{IP}$	$K_D < 0$ – altamente colapsível $K_D > 0,5$ – não colapsível  $K_D > 0$ - expansível
Código de Construção da União Soviética (1962)	$\lambda = \frac{e_0 - e_{LL}}{1 + e_0}$	$\lambda \geq -1$ e $S < 60\%$ – solo colapsível
FEDA (1964)	$K_L = \frac{\left(\frac{w_0}{S}\right) - LP}{LL - LP}$	$K_L > 0,85$ e $S < 100\%$ – solo colapsível
Handy (1973)	-	Loess de Iowa com % argila: < 16% - alta probabilidade de colapso 16 – 24% - probabilidade de colapso 24 – 32% - < 50% de colapso > 32% - geralmente não colapsível
Kassif e Henkin (1967)	$K = \gamma_d \cdot w$	K < 15 – colapsível
Jennings e Knight (1975)	Cascalho fino	Sr < 6% - colapsível Sr > 10% - não colapsível
	Areia Fina	Sr < 50% - colapsível Sr > 60% - não colapsível
	Silte Argiloso	Sr < 90% - colapsível Sr > 95% - não colapsível

Fonte: Adaptado de Ferreira (2019)

onde  $K_L$  ou R – coeficiente de subsidência,  $e_0$  e  $e_{LL}$  – índices de vazios do solo no estado natural e na condição do limite de liquidez, respectivamente,  $K_D$  – coeficiente em função

dos limites de Atterberg e teor de umidade natural,  $W_0$  e  $W_{sat}$  – teores de umidade natural e na condição 100% saturada, respectivamente, LL, LP e IP – limite de liquidez, limite de plasticidade, índice de plasticidade, respectivamente,  $\lambda$  – coeficiente em função do índice de vazios no estado natural e no estado limite de liquidez, CI – coeficiente de colapsibilidade,  $\gamma_d$  – peso específico seco, Sr – grau de saturação.

Para além dos critérios supracitados, existem outros critérios para a identificação de solos susceptíveis ao colapso de forma qualitativa, baseando nos resultados de ensaios de dispersão e microscopia eletrônica para a análise do arranjo das partículas e da forma de contato entre os grãos do solo. Tendo em conta a particularidade dos critérios, Futai (2000) afirma que há probabilidade de existir solos colapsíveis com características diferentes daquelas utilizadas na formulação dos critérios, o que pode resultar na classificação como não colapsíveis dentro dos limites impostos pelos autores.

Por fim, Souza Neto (2004) afirma que os sistemas de classificação convencionalmente considerados em mecânica dos solos (AASHO, HRB e USCS) são baseados na granulometria e nos limites de Atterberg, sendo assim limitados na previsão do comportamento colapsível de um solo, levando em conta que esses ensaios destroem a estrutura do solo sobre a qual o comportamento colapsível é dependente.

#### 2.2.5.2 Métodos Diretos

Os métodos diretos buscam identificar prováveis solos colapsíveis por meio de quantificação direta da variação de volume de solos após a inundação, sob o efeito ou não de carga externa. Os principais ensaios de campo e laboratório utilizados para a identificação dos solos susceptíveis ao colapso são apresentados a seguir.

##### a) Ensaios de Laboratório

Segundo Lawton *et al.* (1992), a forma mais comum de analisar o comportamento de solos colapsíveis no laboratório é por meio de ensaios oedométricos e triaxiais. A principal vantagem desses ensaios é que os três fatores mais importantes que afetam o potencial de colapso: grau de saturação, densidade seca e tensão de sobrecarga, podem ser controlados e medidos. O autor ainda esclarece que, normalmente, os resultados dos ensaios oedométricos são usados para análise unidimensional, ao passo que os de triaxiais são empregados para

análise tridimensional. Por fim, ressalta que as poucas informações adicionais sobre o colapso obtidas com os ensaios triaxiais não são indispensáveis, por isso recomenda o uso de ensaios oedométricos.

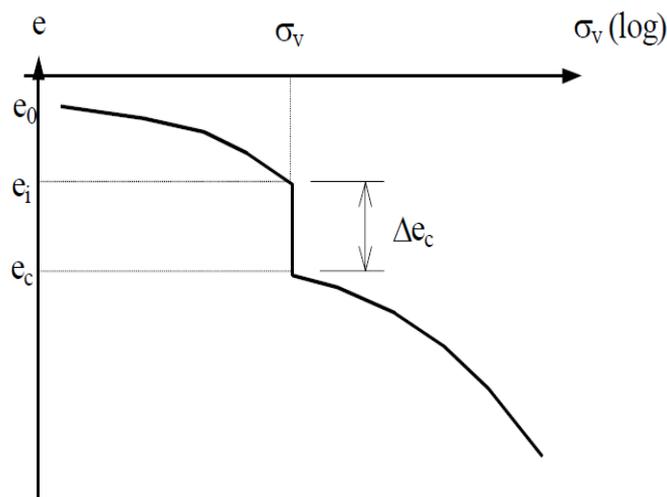
- Ensaios Oedométricos (Edométricos, Compressão Confinada ou de Adensamento)

Os ensaios oedométricos visam analisar o colapso oedométrico sofrido por uma amostra contida no anel de confinamento e sujeita a variação volumétrica unidirecional, no sentido vertical de carregamento.

O ensaio oedométrico simples consiste em aumentar o incremento de tensões aplicadas no corpo-de-prova confinado com a umidade natural até um certo valor, geralmente igual a 200 kPa, para depois inundar o corpo-de-prova, mantendo essa tensão constante. Após a estabilização das deformações induzidas pela inundação, o corpo-de-prova é submetido a carregamentos progressivos até o término do ensaio.

A Figura 17 ilustra um resultado típico dos ensaios oedométricos simples, onde a descontinuidade observada com a variação de índice de vazios se deve ao colapso da estrutura do solo.

Figura 17 – Resultado típico dos ensaios oedométricos simples com a inundação.



Fonte: Adaptado de MENDONÇA (1990)

Com base na variação da altura da amostra, o potencial de colapso (PC) pode ser calculado a partir da (Equação 2 proposta por Jennings e Knight (1975):

$$PC = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \times 100 \quad (\text{Equação 2})$$

onde  $\Delta e$  é a variação de índice de vazios com a inundação,  $e_0$  é o índice de vazios do solo no início da inundação.

A Tabela 2 apresenta a classificação da gravidade do problema de colapsibilidade proposta por Jennings e Knight (1975).

Tabela 2 – Potencial de colapso associado ao nível de patologia

PC (%)	Gravidade do problema
0-1	Nenhuma
1-5	Problema moderado
5-10	Problemático
10-20	Muito problemático
>20	Excepcionalmente problemático

Fonte: JENNINGS E KNIGHT (1975).

Vargas (1978) concluiu que valores de potencial de colapso maiores ou iguais a 2 indicam solos colapsíveis. Lutenegeger e Saber (1988) classificaram o grau de susceptibilidade ao colapso, considerando a tensão na inundação igual a 300 kPa. O potencial de colapso foi calculado de acordo a proposta de Jennings e Knight (1975). A Tabela 3 apresenta a classificação da colapsibilidade conforme a gravidade do problema proposto por Lutenegeger e Saber (1988).

Tabela 3 – Grau de susceptibilidade ao colapso

PC (%)	Grau de susceptibilidade ao colapso
2	Leve
6	Moderado
10	Elevado

Fonte: Lutenegeger e Saber (1988)

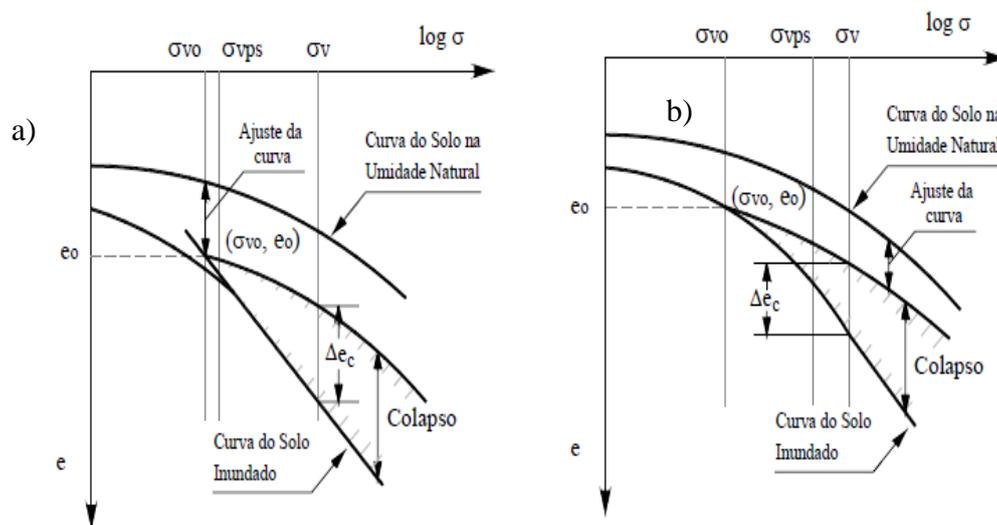
Diferente do ensaio oedométrico simples, o ensaio oedométrico duplo consiste em ensaiar dois corpos-de-prova preparados de forma idêntica, sendo o primeiro com a umidade natural e o segundo inundado após as duas amostras serem submetidas a uma tensão inicial de

1 kPa durante 24 horas, e logo após este período, aplicam-se carregamentos progressivos para obtenção de variação de índice de vazios. O carregamento progressivo procede na forma convencional, ou seja, a carga aplicada é dobrada a cada estágio de 24 horas até atingir a carga desejada, podendo, também, incluir um ou mais ciclos de descarregamento e recarregamento.

No ensaio duplo a análise de colapsibilidade é feita através de sobreposição e ajuste das curvas dos dois corpos-de-prova. Para o ajuste, a curva da amostra com umidade natural é transladada verticalmente até o ponto com coordenadas  $(\sigma_{v0}, e_0)$ , sendo que  $\sigma_{v0}$  e  $e_0$  correspondem a tensão vertical devido ao peso próprio do solo no campo e o índice de vazios sob esta tensão, respectivamente.

A forma de transladar a curva depende do histórico de tensões dos solos normalmente adensado ou pré-adensado, comparando a tensão de fluência do solo inundado ( $\sigma_{vps}$ ) com a tensão vertical inicial ( $\sigma_{v0}$ ). Se a razão  $\sigma_{vps} / \sigma_{v0}$  estiver entre 0,8 e 1,5, o solo é considerado normalmente adensado, assim a curva do solo na umidade natural é transladada até o ponto  $(\sigma_{v0}, e_0)$  sobre a reta virgem. Se a razão  $\sigma_{vps} / \sigma_{v0}$  for maior que 1,5, o solo é considerado pré-adensado e o ajuste é feito da mesma forma, porém o ponto  $(\sigma_{v0}, e_0)$  não é posicionada em cima da reta virgem. O colapso do solo é analisado através da diferença entre os índices de vazios das duas curvas, após o ajuste, como mostra a Figura 18.

Figura 18 – Ajuste das curvas dos ensaios oedométricos – a) solo normalmente adensado, b) solo pré-adensado

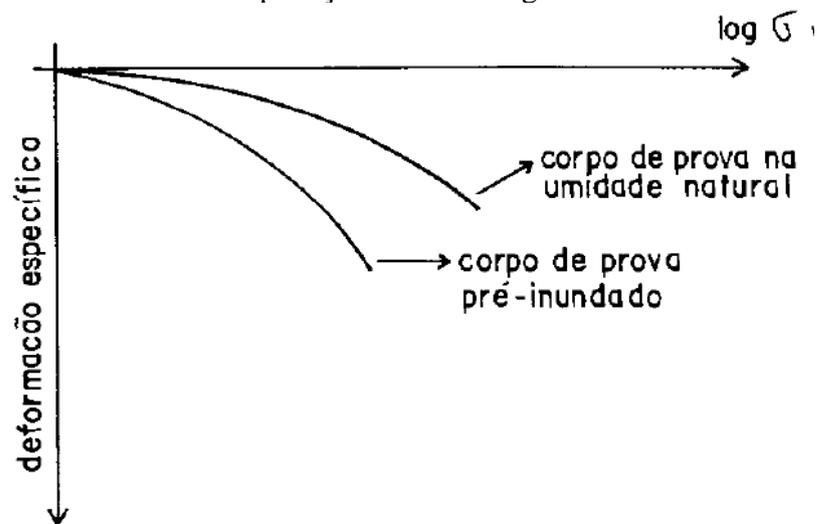


Fonte: Adaptado de MENDONÇA (1990)

O procedimento descrito acima para o ajuste da curva deve ser aplicado nos solos que, sob a solitação natural do peso próprio  $\sigma_{v0}$ , não sofrem colapso quando inundados. Segundo Jennings e Knight (1975), esse comportamento é geralmente observado em solos razoavelmente antigos que estão em regiões com alto índice pluviométrico em certos períodos.

A Figura 19 mostra curvas nas condições de umidade natural e pré-inundada de solos que sofrem colapso com aumento do teor de umidade, mesmo sem a aplicação de sobrecarga, aos quais não se aplica o procedimento de ajuste supracitado. Estes solos apresentam características de solos depositados recentemente e de estarem localizados em regiões de baixo índice pluviométrico.

Figura 19 – Resultado típico de um ensaio edométrico duplo de solos colapsíveis sem aplicação de sobrecarga



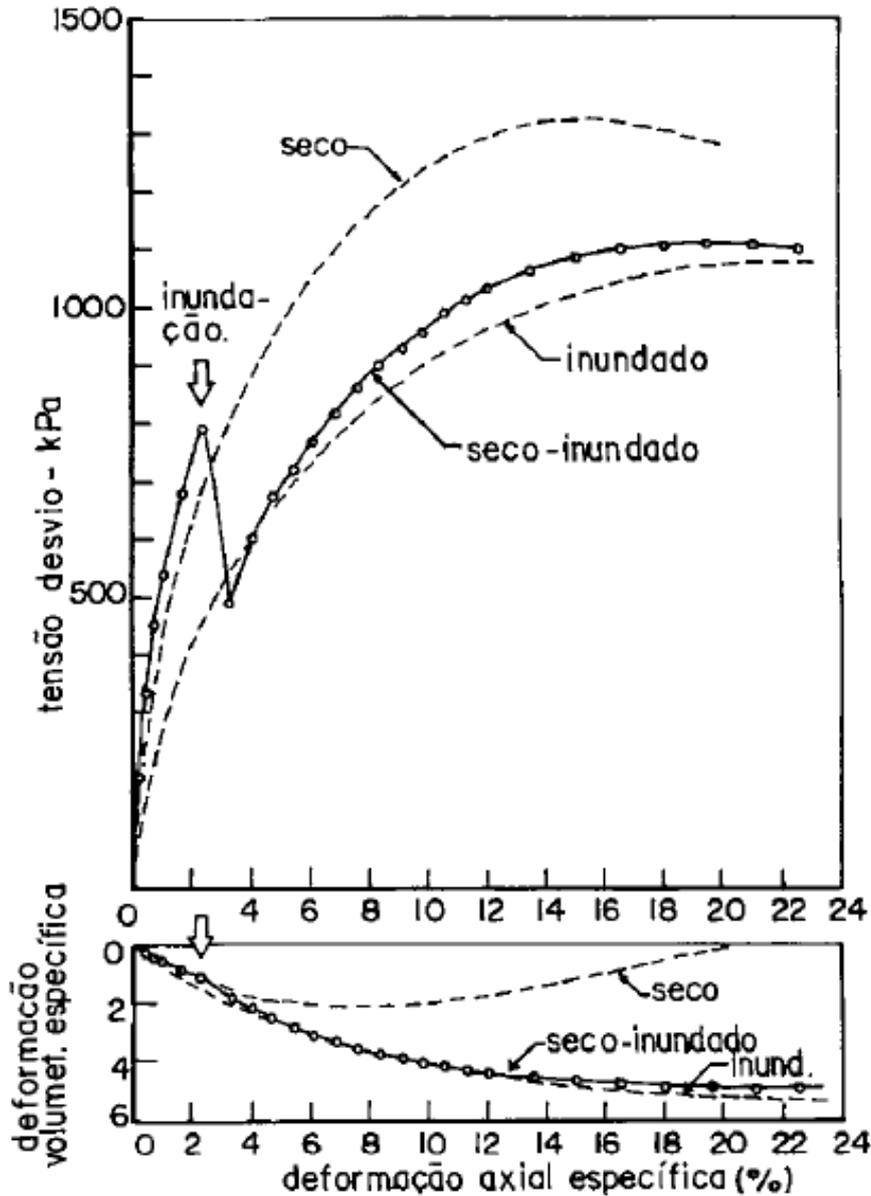
Fonte: Mendonça (1990)

- Resistência ao Cisalhamento

Diversos pesquisadores (PILYUGIN, 1967; NOBARI e DUNCAN, 1972; VARGAS, 1973; CHOUDRY, 1988; RIANI e BARBOSA, 1989) analisaram o comportamento de solos colapsíveis por meio de ensaios triaxiais e/ou de cisalhamento direto. Através desses ensaios, eles investigaram a influência do umedecimento nos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito) e no comportamento tensão-deformação do solo, buscando uma representação mais próxima da realidade. O tipo de ensaio triaxial a ser adotado depende das propriedades do material e das condições sob as quais o solo será submetido no campo. A Figura

20 ilustra 3 curvas correspondentes às condições seca, inundada e seca-inundada, destacando a redução da resistência e do volume de solo após a inundação.

Figura 20 – Resultado típico de um ensaio de cisalhamento com inundação



Fonte: NOBARI E DUNCAN (1972, *apud* MENDONÇA, 1990)

#### b) Ensaio de Campo

Os ensaios de campo vêm sendo realizados com frequência para a identificação de solos susceptíveis ao colapso devido à limitação dos critérios de identificação baseados nos índices físicos e problemas (amolçamento e variação de umidade) inerentes à amostragem dos corpos de prova usados nos ensaios oedométricos. Contudo, Souza Neto (2004) reforça a não

existência de um critério consolidado para identificação de solos colapsíveis a partir de ensaios de campo. Apresenta-se a seguir alguns ensaios de campo realizados para identificar solos colapsíveis.

- Ensaio Cone Penetration Test (CPT)

Reznik (1989) apresentou a (Equação 3 proposta pelo código de obras da U.R.S.S. (1977) para a determinação da colapsibilidade do solo no campo através de ensaios CPT realizados no solo em sua umidade natural e na condição inundada.

$$K_W = P_q/P_{qw} \quad \text{(Equação 3)}$$

onde  $P_q$  é a resistência à penetração do cone no solo em condições naturais,  $P_{qw}$  é a resistência à penetração sob a condição de inundação e  $K_W$  é o coeficiente de colapso.

Com base no valor de coeficiente de colapso, Reznik (1989) propôs a classificação apresentada na Tabela 4 para identificar solos susceptíveis ao colapso.

Tabela 4 – Identificação de solos susceptíveis ao colapso a partir do CPT

Carga Aplicada ao cone (kPa)	Kw	Classificação
100	Kw > 2,0	Solo Colapsível
200	Kw > 1,5	Solo Colapsível
300	Kw > 1,3	Solo Colapsível

Fonte: REZNIK (1989)

- Ensaio Standard Penetration Test (SPT)

Apesar do ensaio SPT ser um dos meios de investigação geotécnica de campo mais popular, há a dificuldade de prever solos colapsíveis por meio somente do  $N_{SPT}$  medido no ensaio. Um dos motivos é o grande impacto dinâmico gerado pela queda de martelo, capaz de quebrar o arranjo estrutural de solos colapsíveis e não ser correlacionável diretamente com o potencial de colapso.

Ferreira et al. (1989) notaram que os valores de  $N_{SPT}$  não indicam se o solo é ou não colapsível, e afirmaram ainda que valores altos de  $N_{SPT}$  em solos colapsíveis estão associados à baixa umidade ( $w < 5\%$ ) ou altas sucções, não sendo os valores de  $N_{SPT}$  adequados para a identificação de solos potencialmente colapsíveis.

De modo geral, não há um intervalo fixo de valores de  $N_{SPT}$  para solos com potencial de colapso, porém valores baixos de  $N_{SPT}$  têm sido utilizados como alerta para a existência dos solos colapsíveis, tendo em conta os resultados de diversas regiões brasileiras. Ferreira et al. (1990) apresenta camadas com  $N_{SPT} < 5$  em solos no interior de São Paulo, enquanto que a Tabela 5 apresenta alguns valores típicos de  $N_{SPT}$  menores que 8 observados em solos colapsíveis das regiões Sudeste e Centro-Oeste.

Tabela 5 – Valores típicos de NSPT para alguns solos colapsíveis das regiões Sudeste e Centro-Oeste

Referências	Local	Profundidade	Nspt (Golpes)	Solo
Carvalho e Souza (1990)	Ilha Solteira - SP	até 10m	3 a 6	SC
Ferreira et al. (1990)	São Paulo	até 5m	< 5	SC
Conciani (1997)	Rondonópolis - MT	até 4m	< 5	SC
Conciani (1997)	Campo Novo - MT	até 10m	1 a 5	CL
Camapum de Carvalho et al. (2001)	Brasília - DF	até 4m	2 a 6	Argiloso
Barbosa e Conciani (2000)	Pravevera Leste - MT	até 12m	1 a 8	SM

Fonte: SOUZA NETO (2004)

Para analisar o efeito de inundação nos resultados de SPT, Ferreira (1995) realizou dois tipos de sondagens de SPT, um no estado natural do solo e outro com o solo na condição inundada. Os resultados mostraram uma redução de 30% no valor de  $N_{SPT}$  das camadas superficiais e uma redução de 70% nas camadas profundas devido à inundação do solo. Na mesma linha, Souza Neto et al. (2004) realizaram ensaios SPT nas mesmas condições de Ferreira (1995) e observaram que valores de  $N_{SPT}$  variam entre 10 e 56 golpes nas sondagens realizadas a seco, enquanto que os valores de  $N_{SPT}$  variam entre 7 e 19 golpes nas sondagens realizadas com circulação d'água.

O método proposto por Décourt e Quaresma Filho (1994) vem sendo utilizado em para prever solos com potencial de colapso. O método consiste em analisar a colapsibilidade com base na medição de torque durante a realização do ensaio SPT-T. Valores de  $N_{SPT}$  são relacionados com torques necessários para girar o amostrador no solo de modo a determinar um índice de torque que permite identificar solos susceptíveis ao colapso, como mostra a (Equação 4).

$$TR = T_{m\acute{a}x}/N_{SPT} \quad (\text{Equação 4})$$

onde  $TR$  é o índice de torque e  $T_{máx}$  é o torque máximo.

Com base no índice de torque, o solo é considerado colapsível se o valor estiver entre 2 e 3.

- Ensaio de Placa e Expansocolapsômetro

As provas de carga sobre placas são frequentemente realizadas próximo a superfície para determinar a capacidade de carga e o recalque de fundações diretas. As principais vantagens desse ensaio são o menor distúrbio na amostra do solo e o grande volume do solo ensaiado na sua condição natural.

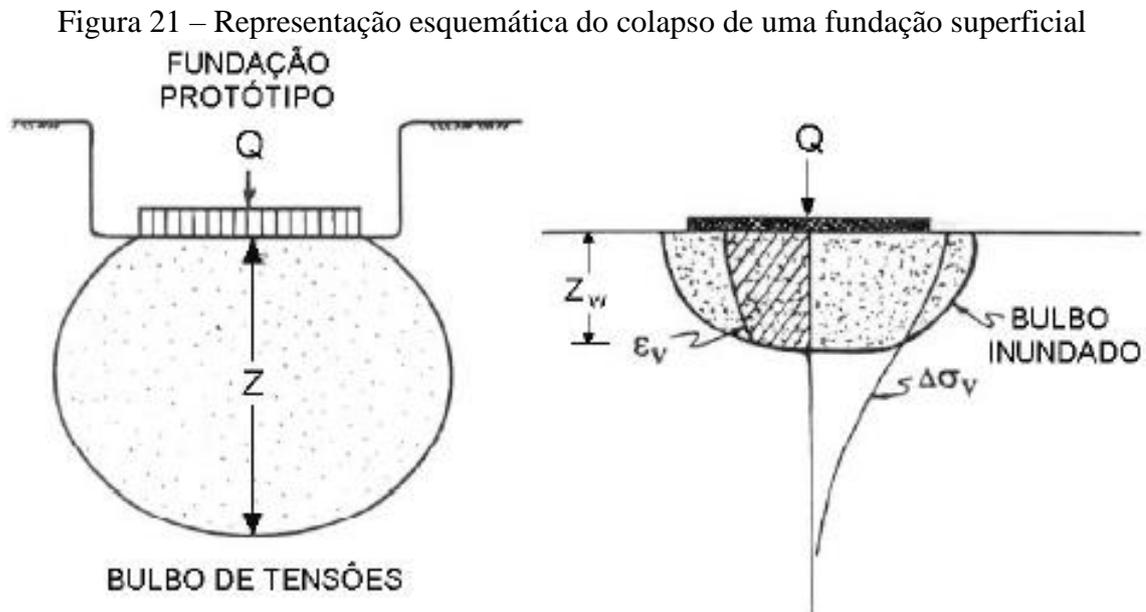
No entanto, Conciani (1997) afirma que a metodologia de execução de ensaios de placa para a previsão de recalques por colapso não é ainda padronizada. Há estudos onde realizam-se dois ensaios, um com o solo no estado natural e outro com o solo inundado. Outros realizam um único ensaio, sendo que o solo é inundado após a carga aplicada atingir um certo valor pré-estabelecido.

Em solos colapsíveis, ensaios de placa são realizados geralmente com placas circulares de 0,5 m<sup>2</sup> de área para verificar a ocorrência de colapso ou prever o colapso. Após a montagem do equipamento, com o posicionamento da placa no centro do furo previamente aberto, aplica-se incrementos de cargas até que a carga pré estabelecida para inundação seja atingida. Com a carga constante, o solo fica na condição inundada por um período de tempo que varia entre 2 e 24h. Em seguida, adiciona-se incrementos de cargas até atingir a carga máxima pré-estabelecida para depois, prosseguir com o descarregamento. Durante todo o processo, são medidas as cargas aplicadas e o deslocamento vertical de solo (recalque). Após a conclusão dos ensaios de placa, amostras de solo indeformadas são coletadas para a determinação do grau de saturação.

Devido à inundação do solo durante a realização do ensaio de placa, os recalques de solos colapsíveis medidos no ensaio resultam da soma dos recalques decorrente do carregamento com os recalques por colapso devido à inundação.

De acordo com Souza Neto (2004), a previsão de recalques por colapso precisa da definição da espessura do solo, sob a placa, que contribuirá com o processo do colapso. Ou seja, é preciso conhecer a distribuição de tensões decorrente da carga aplicada e a extensão e o grau de saturação do solo devido a inundação. A complexidade de distribuição de tensões fez com que vários autores propusessem intervalos diferentes para a espessura da zona afetada, contudo a faixa de variação é de 1D a 2,5D em função da carga aplicada antes da inundação e do grau

de saturação, sendo  $D$  o diâmetro da placa. A Figura 21 ilustra a influência de inundação do solo no bulbo de tensões.



Fonte: MAHMOUD ET AL. (1995, *apud* SOUZA NETO, 2004).

Carvalho e Souza (1990) e Reznik (1993) realizaram ensaios de placa em solos colapsíveis no estado natural e na condição inundada. No estudo de Carvalho e Souza (1990), o solo foi inundado após a carga aplicada atingir 1/3 da carga de ruptura obtida na prova de carga no estado natural. Com base nos resultados de Reznik (1993), um método foi proposto para estimar o potencial de colapso por meio de comparação entre os módulos de deformação das duas provas de carga – estado natural e condição inundada.

Várias versões do ensaio expansocolapsômetro foram propostos por Ferreira (1984), Ferreira e Lacerda (1993), Ferreira et al. (2002) e todas comportam-se de forma similar a um ensaio de placa em miniatura (reduzido). O ensaio expansocolapsômetro é utilizado em campo para estimar o potencial de colapso de solos em diferentes profundidades do perfil geotécnico. Para a realização do ensaio, utiliza-se um aparelho simples (Figura 22) capaz de medir a deformação em campo devida à aplicação de carga e/ou inundação.

Figura 22 – Ensaio com equipamento expansocolapsômetro.



Fonte: Louro et al. (2016)

O aparelho conta com pesos capazes de provocar tensões na base da placa localizada na superfície do solo e deflectômetros para medir os recalques. O ensaio pode ser repetido em várias profundidades, seguindo procedimentos similares aos ensaios de placa. O potencial de colapso é calculado através da (Equação 5).

$$PC = \Delta H / Z_w \cdot 100\% \quad (\text{Equação 5})$$

onde:  $\Delta H$  é a variação de altura (recalque) devido à inundação,  $Z_w$  é a espessura inicial da camada comprometida com o processo do colapso antes da inundação.

A profundidade  $Z_w$  pode ser determinada pela variação da umidade do solo alterado com a inundação ou pela profundidade de bulbo de tensão abaixo da placa. Há recomendação de considerar um valor de aproximadamente  $2,5D$ , onde  $D$  é o diâmetro da placa.

Os valores do potencial de colapso calculados através do ensaio expansocolapsômetro devem ser convertidos para os do laboratório a fim de utilizar os critérios estabelecidos com base nestes últimos para identificar solos colapsíveis, utilizando a Equação 6.

$$PC_{lab} = 1,131PC_{campo} r^2 \quad (\text{Equação 6})$$

Embora não amplamente divulgada e utilizada, a proposta de Kratz de Oliveira et al. (1999) permite identificar solos colapsíveis a partir de resultados de ensaios pressiométricos duplos, realizados nas condições de umidade natural e inundada. Souza Neto (2004) pontua alguns pontos da proposta que merecem atenção: a) as condições de tensões impostas no ensaio pressiométrico não são as mesmas transmitidas ao solo por uma fundação superficial, o que dificulta estabelecer correlações com ensaios edométricos; b) o potencial de colapso varia com a tensão, porém a proposta avalia a colapsibilidade apenas para a tensão de plastificação; c) falta um critério de classificação.

### **2.2.6 Consequência do Processo de Colapso e Técnicas para a Estabilização de Solos Colapsíveis**

A tendência dos solos colapsíveis apresentarem uma grande mudança de volume e de resistência ao serem inundados, com ou sem carga extra, representa um desafio para a garantia de segurança e o bom dimensionamento de obras de engenharia. Esses desafios iniciam com o planejamento da investigação geotécnica, ocorrem nas fases de projeto e de construção e permanecem durante toda a vida útil da obra devido à presença das possíveis causas motivadoras do colapso. Como as principais causas de inundação ou saturação dos solos colapsíveis, Howayek et al. (2011) e Militisky et al. (2013) enumeram água adicional da chuva, irrigação, vazamentos em redes de água ou de esgoto, piscinas, reservatórios, ou de coberturas de grandes áreas, aumento de umidade devido à capilaridade ou “bombeamento” como resultado da carga do tráfego, elevação do lençol freático, etc.

Vários relatos de casos relativos aos problemas causados por solos colapsíveis são apresentados na literatura. Cintra (1998) apresenta um histórico de vários casos de problemas com solos colapsíveis registrados na literatura brasileira e internacional.

Houston et al. (2002) afirmaram que, além dos problemas encontrados nos edifícios e aterros, desafios relacionados principalmente ao recalque diferencial também são encontrados

na construção de estradas sobre solos colapsíveis. Guimarães Neto (1997) acrescenta que o fenômeno do colapso tem-se mostrado como causa de vários danos em canais, aterros, obras de construção civil (fundações), cortes rodoviários e túneis.

Pode-se dizer que as consequências decorrentes do colapso de solos são variadas, dependendo do tipo da obra, da espessura e do grau de colapsibilidade do solo. De acordo com Souza Neto (2004), dentre as obras de engenharia mais susceptíveis ao colapso, as edificações de pequeno e médio porte são as mais afetadas devido, provavelmente, às baixas tensões transmitidas às fundações, que são facilmente suportadas pelo solo no seu estado natural (não saturado). O aumento no grau de saturação do solo contribui para um substancial aumento na deformabilidade do mesmo, resultando em recalques adicionais não previstos nas edificações.

Os danos causados pelo colapso do solo podem variar de algumas rachaduras nas edificações a recalques de grandes proporções, que podem comprometer a estabilidade da superestrutura (SOUZA NETO, 2004). Em função disso, há um entendimento que, dependendo do grau de colapsibilidade, as consequências nas obras de engenharia podem ser ruínas de estruturas, problemas em fundações, recalque diferenciais em aterros, patologias em pilares, alvenarias, acabamentos, esquadrias, etc., como foi mencionado por Lollo (2008).

Howayek *et al.* (2011) afirmaram que a prevenção dos problemas induzidos por solos colapsíveis requer a consideração das quatro questões importantes: 1) identificação e caracterização de solos colapsíveis, 2) avaliação do potencial de colapso e recalque; 3) estimativa da distribuição e do grau de umedecimento no depósito; e 4) avaliação de alternativas de projeto e estratégias de mitigação.

Ferreira (2010) cita algumas técnicas que podem ser utilizadas para estabilizar ou melhorar o comportamento dos solos colapsíveis, dentre essas destacam-se o melhoramento a partir de compactação estática ou dinâmica, pré-carregamento, adição de argila e adição de lodo de esgoto tratado misturado ao solo antes de ser compactado. Outras técnicas possíveis são a substituição do solo quando é viável técnica-econômica e sustentavelmente, controle de umidade e estabilização química. A escolha do método apropriado vai depender do volume do solo colapsível e da profundidade onde o mesmo se encontra, do tipo de estrutura a ser construída, do custo e praticidade do método.

Por fim, Souza Neto (2004) reitera que os custos totais decorrentes dos danos em solos colapsíveis podem ser elevados, o que justifica o investimento em investigação geotécnica, sobretudo na identificação de solos colapsíveis, na obtenção de parâmetros de projeto e no desenvolvimento de métodos de análises destinados à previsão dos recalques por colapso.

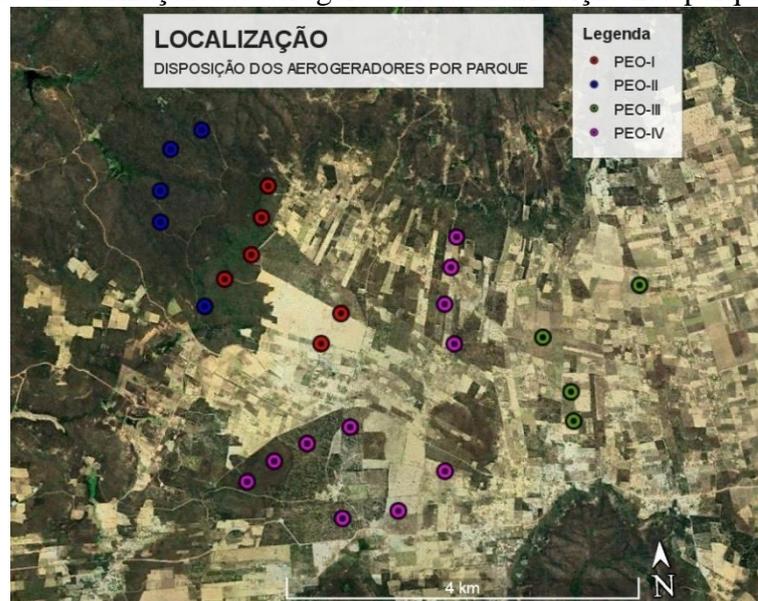
### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Tendo em conta o objetivo geral do presente trabalho, este capítulo apresenta os materiais e métodos utilizados para a realização dos ensaios utilizados para caracterizar o comportamento do solo. Cabe ressaltar que os ensaios foram fornecidos e realizados por empresas terceiras, porém os procedimentos executivos de ensaio também serão descritos neste capítulo.

#### 3.1 CONTEXTUALIZAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O Complexo Eólico objeto deste estudo está localizado no estado do Rio Grande do Norte. O complexo é projetado para gerar uma potência total de 90,09 MW por meio de 26 aerogeradores distribuídos entre quatro parques denominados PEO I, PEO II, PEO III e PEO IV (Figura 23). Cada aerogerador possui a potência nominal de 4200 kW, rotores de 147 m de diâmetro (distância da ponta externa de uma pá a outra) e 16972 m<sup>2</sup> de área varrida. As torres dos aerogeradores são de concreto, possuem altura de 125 m e forma tubular cônica.

Figura 23 – Localização dos aerogeradores e distribuição nos parques eólicos.



Fonte: Elaboração Própria

Para facilitar a identificação dos aerogeradores, os mesmos foram numerados da seguinte forma: PEO I – 01 corresponde ao primeiro aerogerador do parque eólico PEO I, PEO I – 02 é o segundo aerogerador do mesmo parque, e assim por diante.

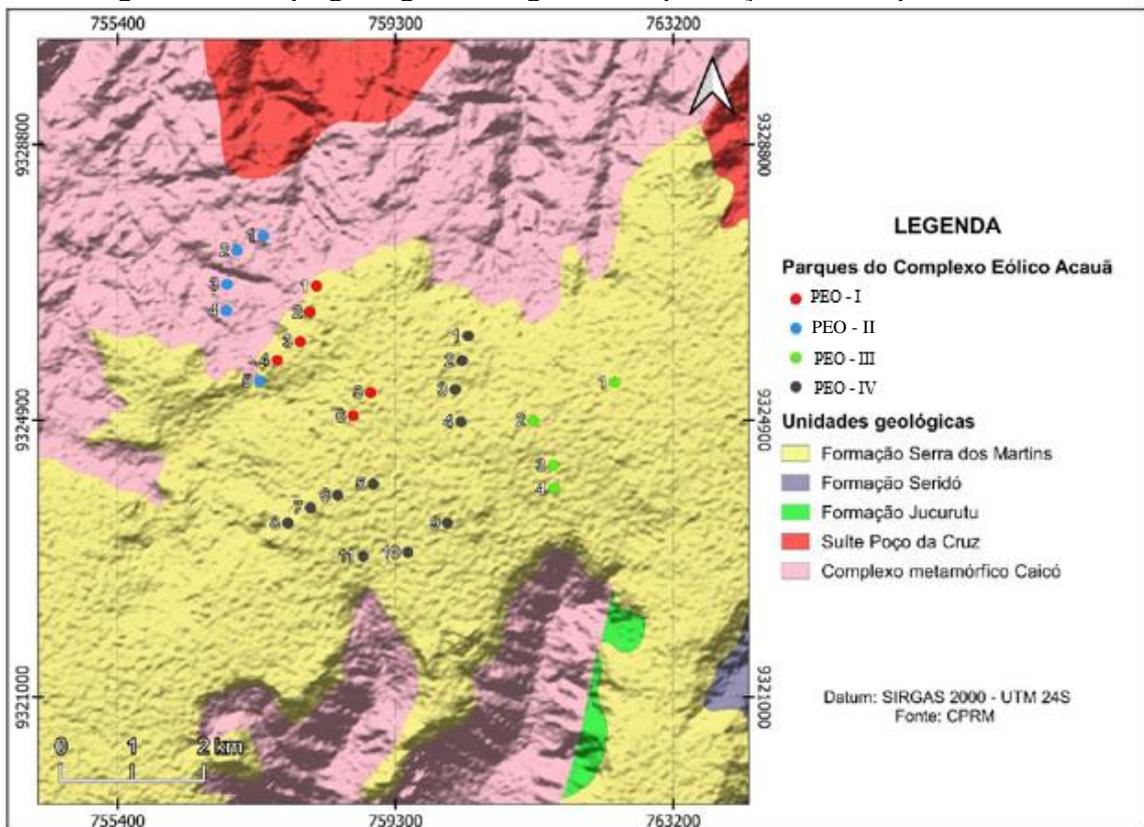
A região de implantação dos parques é caracterizada por clima semiárido com dias quentes, altas temperaturas (média mensal maior que 18°C), baixa amplitude térmica anual, baixa umidade relativa do ar e longos períodos de estiagem (aproximadamente 7 a 8 meses por ano), segundo o IBGE (2009).

### 3.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA

O estado do Rio Grande do Norte possui a extensão geográfica de 52.811,110 km<sup>2</sup> (sexto menor do Brasil) e grande diversidade em seu relevo, planícies, planaltos e depressões. A geologia do estado pode ser generalizada a partir de três grandes grupos de rochas. O primeiro, e o mais antigo, é representado por unidades pré-cambrianas (3,45 bilhões de anos até 542 milhões de anos), o segundo constitui unidades do Cretáceo (145 a 65 milhões de anos), representadas pelas rochas sedimentares da Bacia Potiguar e vulcânicas associadas, enquanto que o terceiro, de idade mais jovem, é constituído pelas coberturas sedimentares cenozóicas (65 milhões de anos até o recente) (CPRM, 2006).

O empreendimento está localizado em duas unidades geológicas provindas de unidades Pré-Cambrianas e Coberturas Continentais Cenozóicas (Figura 24). A região apresentada no mapa como Serra dos Martins tem origem na era Cenozóica, no período Palógeno-neógeno (entre 23 e 65 milhões de anos).

Figura 24 – Mapa geológico da região de implantação do Complexo Eólico



Fonte: Adaptado de CPRM (2006)

A unidade Serra dos Martins é formada por arenitos médios a conglomeráticos, arenitos argilosos, crosta laterítica com seixos de quartzo. Já a região denominada Complexo de Caicó tem origem na era Paleoproterozoica, no período Riacino (entre 2050 e 2300 milhões de anos) (CPRM, 2006).

### 3.3 CARACTERIZAÇÃO GEOTÉCNICA

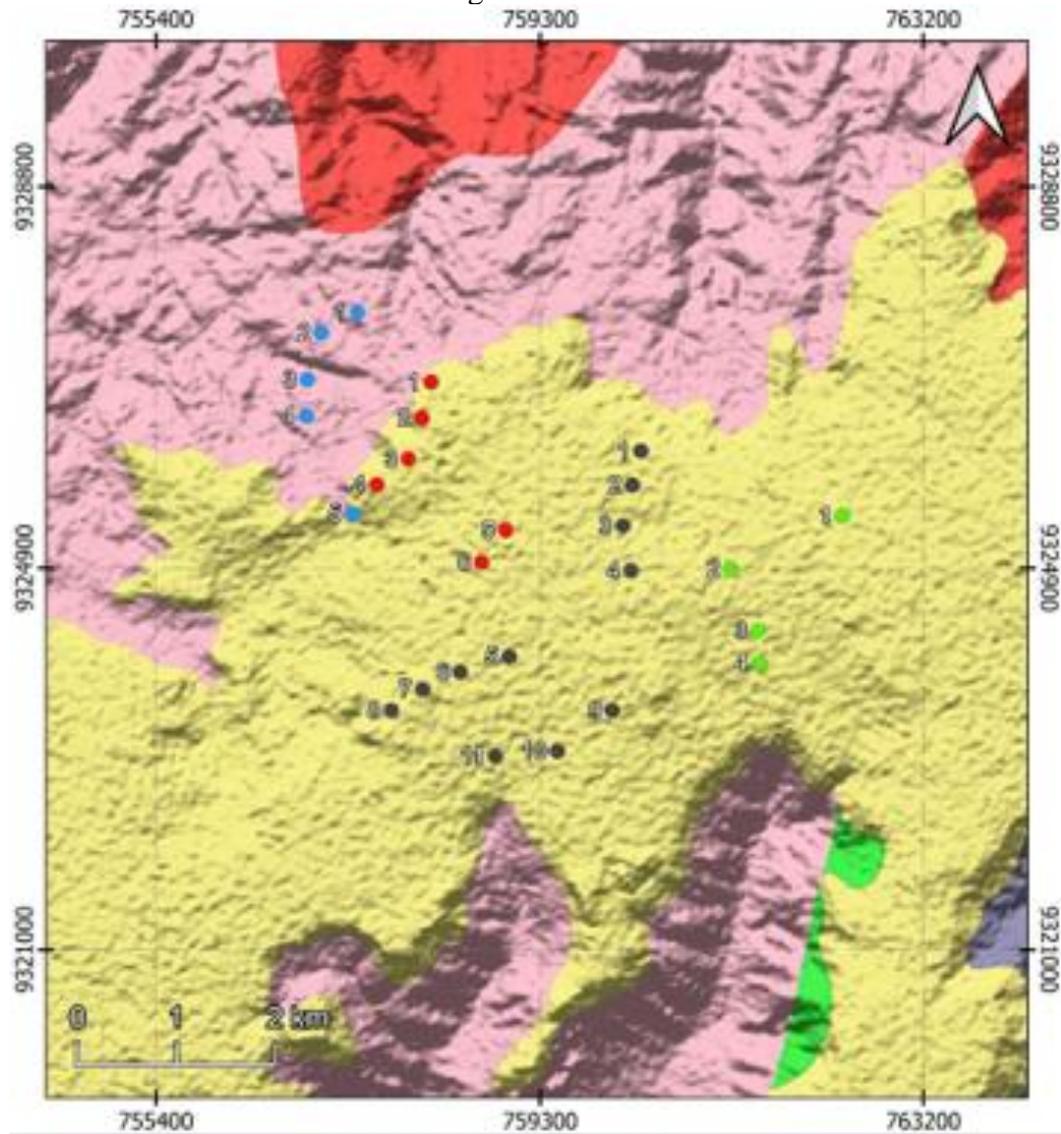
Este item apresenta os procedimentos adotados para o planejamento e a realização dos ensaios de campo e de laboratório com o objetivo de caracterizar o comportamento geotécnico dos solos das áreas que compõem o Complexo Eólico.

#### 3.3.1 Ensaios Geofísicos

Como método indireto de investigação do subsolo, os ensaios geofísicos foram realizados para obter a variabilidade espacial do subsolo por meio de imagens qualitativas, que quando associadas aos resultados de outros ensaios geotécnicos, permitem obter uma melhor caracterização do comportamento do solo. Para além disso, os ensaios geofísicos permitiram determinar as propriedades físicas do subsolo e mapear camadas e suas espessuras, tipos e resistências de solo ou rocha, presença de água, etc. através da correlação da resistividade elétrica e velocidades sísmicas com a geologia.

Esses ensaios foram realizados em todos os aerogeradores dos quatro parques eólicos. Ao todo, foram realizados 26 ensaios, sendo 6 ensaios no PEO I, 5 ensaios no PEO II, 4 ensaios no PEO III e 11 ensaios no PEO B (Figura 25).

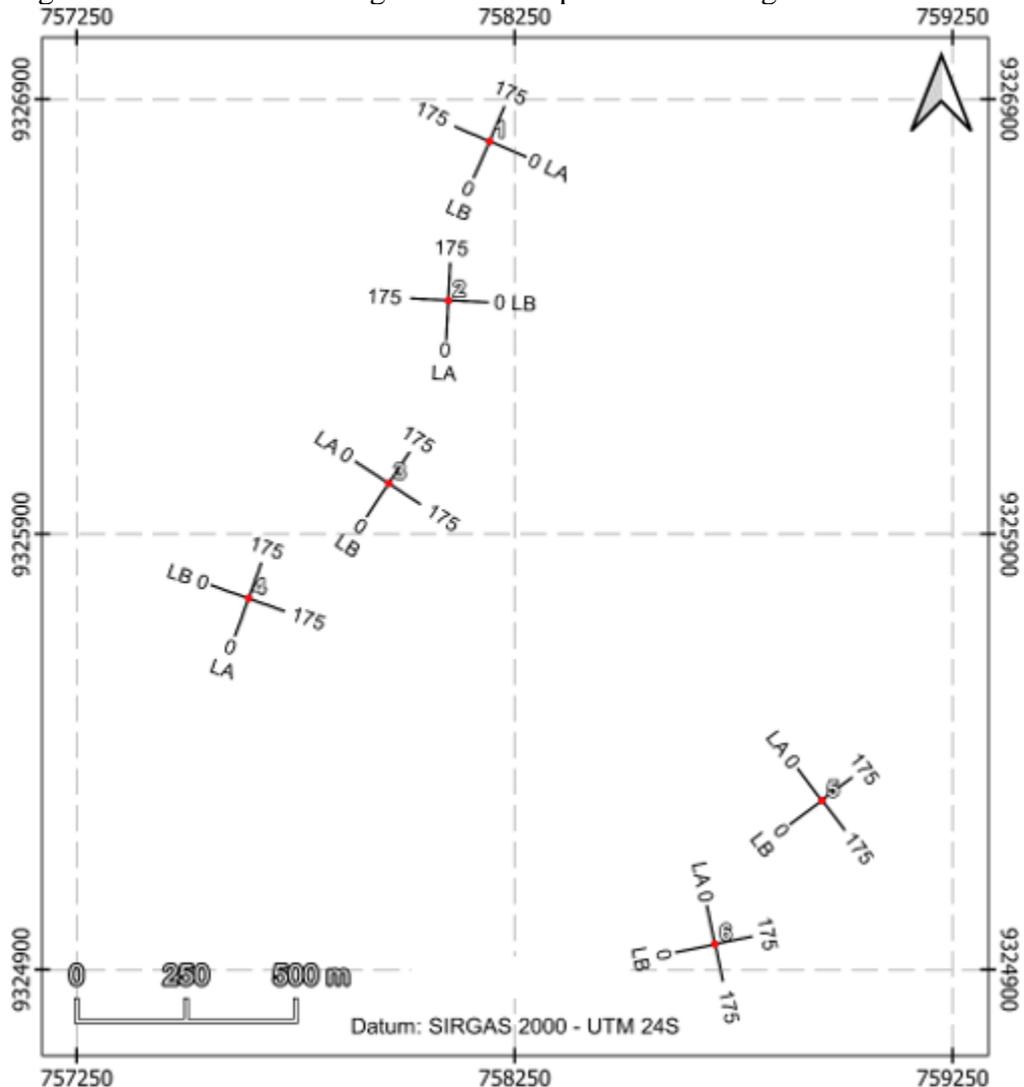
Figura 25 – Representação dos pontos de aerogeradores onde foram realizados ensaios geofísicos.



Fonte: Adaptado de CPRM (2006)

Cada ponto de aerogerador foi investigado com duas linhas de Caminhamento Elétrico (CE) dispostas ortogonalmente entre si (quando possível). Em uma das linhas, foram realizados os ensaios sísmicos de refração e MASW (*Multichannel Analysis of Surface Waves*) 2D e a Sondagem Elétrica Vertical (SEV), conforme a norma ABNT NBR 7117/2012. A Figura 26 ilustra as linhas geofísicas nos pontos dos aerogeradores do parque PEO I.

Figura 26 – PEO I - Linhas geofísicas nos pontos dos aerogeradores 01 a 06.



Fonte: GEODECOM (2020)

Com base no procedimento fornecido pela empresa executora, a sísmica de refração consistiu em medir o tempo de percurso da onda longitudinal P desde que ela é gerada até a sua chegada aos detectores (geofones). O equipamento do ensaio consiste basicamente em um arranjo de geofones, uma fonte de geração de ondas sísmicas e do sismógrafo para registrar os sismogramas. Com base na medida dos tempos de chegada da onda P nos sismogramas, plotam-se gráficos do tempo pela distância (abreviados por TxD ou simplesmente TD), a partir dos quais são identificadas camadas de velocidades contrastantes.

O método MASW foi realizado para determinar a estrutura 2D da velocidade sísmica  $V_s$  (velocidade da Onda S) através de um arranjo de 48 geofones espaçados de 1 m. Vários tiros (golpes de marreta sobre chapa metálica) são dados dentro do arranjo de geofones, para dar maior robustez estatística aos processos de inversão tanto para MASW como para a refração.

Os ensaios foram realizados com Geofones de frequência de 14 Hz, satisfazendo a profundidade e a resolução esperadas com a técnica MASW.

Por meio do ensaio MASW foi obtida a distribuição de velocidade da onda S ( $V_s$ ) abaixo da linha ensaiada, ao passo que a sísmica de refração forneceu a distribuição da velocidade da onda P ( $V_p$ ). As relações entre as velocidades sísmicas,  $V_s$  e  $V_p$ , apresentadas em tabelas foram utilizadas para estimar os módulos elásticos de interesse: módulo de rigidez ( $G_{max}$ ) e módulo de incompressibilidade (ou *Bulk Modulus* -  $K$ ).

Para a realização dos ensaios SEV, dois tipos de arranjos de eletrodos foram utilizados no Caminhamento Elétrico (CE): Dipolo-Dipolo (DpDp) e Wenner. A utilização do arranjo Wenner deve-se a algumas características da região – cobertura sedimentar muito seca e presença de uma camada muito condutora em profundidade - que dificultaram a medição da resistividade somente com o arranjo DpDp. Embora o arranjo Wenner seja menos sensível às variações espaciais em comparação ao DpDp, a modelagem numérica conjunta dos dois arranjos permitiu obter seções modelo (seções “reais”) mais confiáveis.

Os ensaios SEV forneceram um conjunto de informações para o ponto de cada aerogerador. Por exemplo, no PEO I – 01, a Tabela 5 apresenta os dados do espaçamento entre eletrodos ( $a$ ), das posições dos eletrodos de corrente A-B e de potencial M-N, valores lidos da diferença de potencial entre M-N (coluna VMN em mV) para a corrente  $I$  transmitida (coluna IAB em mA), além do valor da resistividade calculado pelo resistivímetro Syscal PRO e da Resistência ou Impedância (coluna  $R=V/I$  dada em Ohm). Exceto os dados da coluna de  $R$ , os dados das restantes colunas iguais aos valores medidos no campo.

Tabela 5 – Dados da SEV Wenner PEO I – 01 – Linha B.

$a$ (m)	$x_A$ (m)	$x_B$ (m)	$x_M$ (m)	$x_N$ (m)	Rho (Ohm m)	VMN (mV)	IAB (mA)	$R = V/I$ ( $\Omega$ )
1	-1,5	1,5	-0,5	0,5	2794,900	3198,594	7,191	444,805
2	-3	3	-1	1	2771,520	2723,754	12,350	220,547
4	-6	6	-2	2	1898,590	1825,023	24,159	75,542
8	-12	12	-4	4	728,330	281,903	19,455	14,490
16	-24	24	-8	8	196,700	138,741	70,908	1,957
32	-48	48	-16	16	75,860	19,387	51,387	0,337

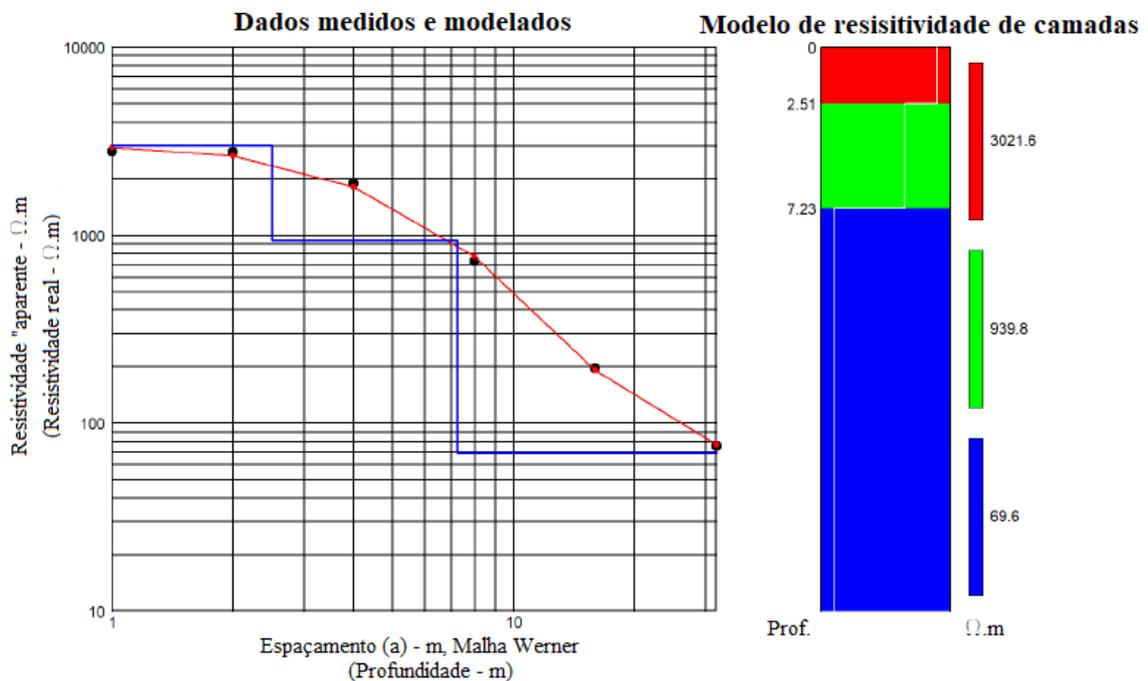
Fonte: Adaptado de GEODECOM, 2020

Para além dos dados apresentados na Tabela 5, outros fatores ou características das condições de campo na execução da SEV são também levantados, como por exemplo: data e

hora, tipo de solo, condição de solo, temperatura ambiente, temperatura do solo e umidade do ar.

Na posse dos valores da resistividade, a modelagem numérica 1D (modelo de camadas plano-horizontais ou inversão 1D) foi feita no *software* EarthImager 1D para gerar o modelo de camadas (Figura 27) com as suas respectivas profundidade e resistividade.

Figura 27 – SEV Wenner executada no ponto PEO I – 01: Resultado obtido na inversão 1D da curva de resistividade aparente, com medidas no espaçamento “a” de 1, 2, 4, 8, 16 e 32 metros.



Fonte: GEODECOM, 2020

Na Figura 27, a linha azul representa o modelo de camadas, ao passo que a curva com o traço vermelho e os círculos pretos correspondem aos dados calculados e medidos no campo, respectivamente. Os valores de resistividade das camadas foram relacionados com a geologia para determinar os materiais constituintes das respectivas camadas.

Para reproduzir uma situação que traduz praticamente o perfil do subsolo, o *software* Geosoft foi utilizado para fazer a modelagem numérica através da inversão 2D, considerando a sobreposição de vários modelos 1D. No modelo, a escala de cores foi invertida, com as cores quentes (vermelho-magenta) na menor resistividade (maior condutividade). Por fim, as modelagens numéricas da inversão 2D foram associadas de modo a obter imagens 3D das seções do ponto de cada aerogerador, permitindo assim a verificação da continuidade das feições estratigráficas.

### 3.3.2 Ensaios de Caracterização Física, Oedométrico Simples e Triaxial

Para determinar os índices físicos, a textura, os parâmetros de compressibilidade e de resistência, bem como o potencial de colapsibilidade do solo, foram coletadas seis amostras indeformadas, do tipo blocos, na área do complexo eólico, como mostra a Figura 28.

Figura 28 – Coleta de amostra indeformada do tipo bloco.

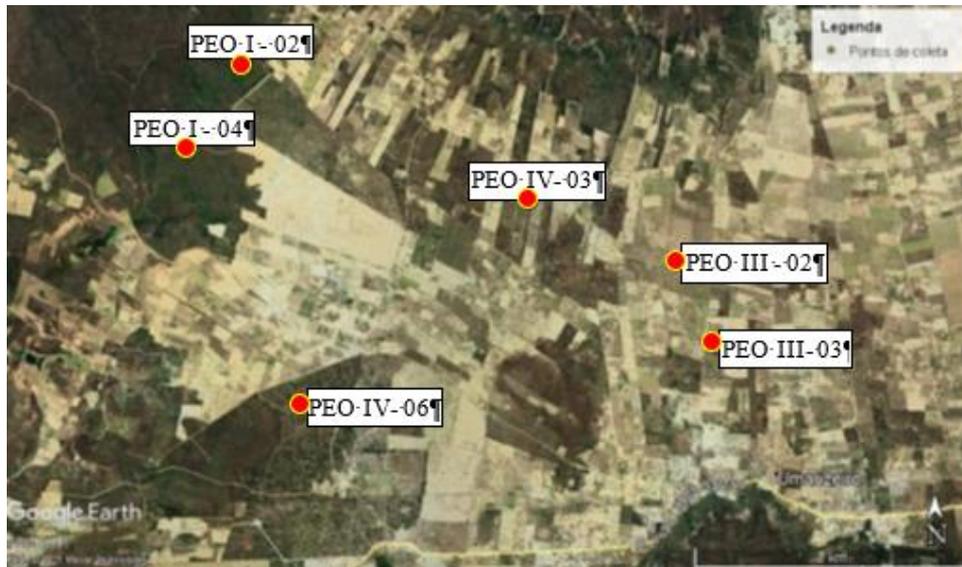


Fonte: Arquivo do autor (2021).

Cada uma das amostras foi coletada na base de um aerogerador com a localização ilustradas na Figura 29.

No laboratório, as amostras indeformadas foram devidamente condicionadas antes da realização dos ensaios de caracterização física que seguiram os procedimentos recomendados pelas normas: NBR 6457/2016 – preparação das amostras e determinação dos teores de umidade; NBR 6459/2016 – ensaios de limite de liquidez (LL); NBR 7180/2016 – ensaios de limite de plasticidade (LP); NBR 7181/2016 – análise granulométrica; NBR 6508/1984 – massa específica real dos grãos. Na posse dos limites de Atterberg, foi utilizada a norma ASTM D2487 (2006) para enquadrar o solo dentro dos grupos de classificação definidos por *Unified Soil Classification System*, USCS.

Figura 29 – Mapa de Localização dos aerogeradores e dos pontos de coleta das amostras indeformadas.



Fonte: TRIGEO Ambiental (2020)

Com os materiais dos mesmos blocos, foram realizados 6 ensaios oedométricos, tomando como referência a norma NBR 16853/2020. Em todos os ensaios, as tensões verticais aplicadas na fase de carregamento foram 10, 25, 50, 100, 250, 500 e 1000 kPa, enquanto que na fase de descarregamento as tensões foram 500, 100, 50 e 25 kPa antes da remoção de toda a carga. Para analisar o grau de colapsibilidade do solo, as amostras foram inundadas na tensão vertical efetiva de 250 kPa. A Figura 30 ilustra as prensas de adensamento utilizadas para a realização dos ensaios.

Os ensaios de resistência à compressão triaxial do tipo CU (consolidado não drenado) com medida de poropressão foram realizados em duas amostras indeformadas, seguindo a norma ASTM D2850–15/2016. Em cada uma das amostras, foram moldados 3 (três) corpos-de-prova com dimensões aproximadas de 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro. Tais corpos-de-prova foram saturados por contrapressão, considerando que o parâmetro B de Skempton é maior que 0,95 em todos os ensaios. Após a saturação, os 3 corpos-de-prova de cada amostra foram submetidos às tensões confinantes de 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, respectivamente. Uma vez adensados os corpos-de-prova, os mesmos foram cisalhados a uma velocidade constante de 0,2 mm/min. Paralelamente a aplicação desta tensão, as deformações axiais e a poropressão foram registradas por LVDT's e um Transdutor de poropressão, respectivamente.

Figura 30 – Prensa de adensamento utilizada para a realização dos ensaios.



Fonte: TRIGEO (2021)

### 3.3.3 Sondagens Mistas – Ensaio SPT e Rotativa

Considerando a necessidade de investigar o subsolo até grandes profundidades, sondagens mistas foram realizadas em várias fases da obra por diferentes empresas, por isso, alguns ensaios são enquadrados na fase primitiva e outros na fase executiva. Uma vez que a sondagem mista conjuga a sondagem a percussão SPT (Standard Penetration Test) para o trecho em solo e a sondagem rotativa para o trecho em rocha, breves procedimentos sobre esses ensaios são explicados a seguir.

O ensaio SPT é um dos meios de investigação geotécnica de campo mais popular no Brasil para amostrar subsolo e medir a resistência do solo ao longo da profundidade. Por meio dele, é possível determinar as espessuras e os materiais das camadas do subsolo, coletar amostras deformadas a cada metro, medir a resistência ( $N_{SPT}$ ) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão a cada metro, determinar a posição do nível d'água, quando encontrada durante a perfuração, etc.

Basicamente, todos os ensaios SPT foram realizados com base nos procedimentos estabelecidos pelas normas NBR 6484:2001 – Solo de simples reconhecimento com SPT –

Método de ensaio, DNER-PRO 102:1997 – Sondagem de Reconhecimento pelo Método Rotativo – Procedimento, e NBR 13441:1995 – Rochas e solos – Simbologia.

Resumidamente, a sondagem é iniciada com a locação do furo e a montagem do tripé com o conjunto de roldanas e corda de sisal no local especificado. Em seguida, inicia-se a perfuração com o auxílio de um trado cavadeira até atingir 1 metro de profundidade.

Dentro do furo, é introduzido um conjunto de hastes de 1” com amostrador padrão acoplado na extremidade da primeira haste. Quando o amostrador é posicionado no fundo do furo, o martelo de 65 kg é erguido com auxílio da corda e roldanas citadas, até uma altura de 75 cm acima do topo da composição de hastes e deixado cair sobre esta, em queda livre. Este procedimento foi repetido até a penetração de 45 cm do amostrador padrão no solo. Contou-se o número de quedas do martelo necessário para a cravação de cada segmento de 15 cm do total de 45cm. A soma do número de golpes necessários à penetração dos últimos 30 cm do amostrador é designado por  $N_{SPT}$ .

Após a retirada do amostrador, o solo coletado é recolhido, analisado e acondicionado, para depois prosseguir com a perfuração de mais 55 cm antes de iniciar novamente a cravação do amostrador. Os procedimentos supracitados foram repetidos até atingir certas profundidades, para prosseguir depois a perfuração com o auxílio de circulação de água, com o auxílio de uma motobomba, uma caixa d’água com divisória para decantação e o trépano.

Quando a perfuração atinge a camada rochosa, dá-se o início a sondagem rotativa, com as operações de retirada das amostras do barrilete e de seu acondicionamento nas caixas de forma cuidadosa, de maneira a serem mantidas as posições relativas dos testemunhos coletados. A percentagem de recuperação de testemunhos (ou RQD - *Rock Quality Designation*) é calculada pela relação percentual entre o comprimento dos testemunhos obtidos resultantes da manobra pelo comprimento da própria manobra e multiplicando-se o resultado por 100. A profundidade de sondagem foi definida com base na NBR 6484/2020 ou através dos critérios pré-estabelecidos.

Ao todo, foram realizadas 31 sondagens mistas no pré-projeto, sendo uma na base de cada aerogerador. Um resumo dessas sondagens é apresentado na Tabela 6.

Tabela 6 – Dados sondagens realizadas.

Sondagem	Profundidade (m)	Coordenada y	Coordenada x	Cota (m)	N.A.(m)
SPT 01	24,03	9.326.438	758.034	678,609	SECO
SPT 02	24,05	9.326.804	758.193	680,501	SECO
SPT 03	28,15	9.326.017	757.963	692,393	SECO
SPT 04	25,09	9.323.661	758.109	*	SECO
SPT 05	25,00	9.322.976	758.846	688,172	SECO
SPT 06	25,28	9.325.754	757.643	684,379	SECO
SPT 07	21,00	9.323.838	758.490	701,700	SECO
SPT 08	28,30	9.324.959	758.708	696,666	SECO
SPT 09	25,00	9.323.445	760.032	696,362	SECO
SPT 10	19,60	9.327.306	757.077	603,745	SECO
SPT 11	20,00	9.326.857	756.955	585,885	SECO
SPT 12	20,00	9.326.458	756.926	623,405	SECO
SPT 13	21,50	9.323.028	759.480	691,282	SECO
SPT 14	25,00	9.323.997	758.988	698,517	SECO
SPT 15	25,08	9.325.290	758.952	698,486	SECO
SPT 16	25,27	9.325.483	757.336	657,296	SECO
SPT 17	24,00	9.323.445	757.791	700,727	SECO
SPT 18	20,25	9.327.513	757.448	601,004	SECO
SPT 19	29,00	9.324.897	761.236	695,860	SECO
SPT 20	25,00	9.324.876	760.223	696,444	SECO
SPT 21	25,00	9.325.752	760.238	687,386	SECO
SPT 22	25,00	9.326.099	760.325	675,392	SECO
SPT 23	25,15	9.324.262	761.517	687,549	SECO
SPT 24	25,00	9.323.931	761.526	680,829	SECO
SPT 25	25,08	9.325.435	762.381	685,116	SECO
SPT 26	20,00	9.325.335	760.141	687,940	SECO
SPT 27	24,00	9.325.691	758.424	683,443	SECO
SPT 28	25,00	9.324.333	760.604	689,453	SECO
SPT 29	28,65	9.325.234	759.511	700,297	SECO
SPT 30	19,00	9.323.987	760.370	**	SECO
SPT 31	11,00	9.324.028	760.386	**	SECO

Fonte: Fundap (2019)

Com relação às sondagens mistas realizadas na fase executiva, a Tabela 7 resume as informações básicas dos 15 ensaios realizados em 2019, enquanto que as informações das sondagens de 2021 estão resumidas na Tabela 8.

Tabela 7 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021 – PEC.

Parque eólico	Aerogerador (furo)	Cota (m)	Coordenada y	Coordenada x	Profundidade Nível d'água (m)
PEO I	02	691,29	9.326.438	758.099	Seco
PEO I	03	697,43	9.326.017	757.963	Seco
PEO I	05	703,59	9.325.290	758.952	Seco
PEO II	03	606,09	9.324.262	761.517	Seco
PEO II	05	675,55	9.325.456	757.399	Seco
PEO III	02	701,03	9.324.896	761.236	Seco
PEO III	03	692,68	9.324.261	761.517	Seco
PEO III	04	685,38	9.323.931	761.526	Seco
PEO B	02	692,42	9.325.752	760.238	Seco
PEO B	03	693,31	9.325.335	693.306	Seco
PEO B	04	701,91	9.324.876	760.223	Seco
PEO B	05	703,69	9.323.967	758.988	Seco
PEO B	06	706,83	9.323.838	758.490	Seco
PEO B	09	701,47	9.323.44	760.032	Seco
PEO B	11	693,25	9.322.976	758.846	Seco

Fonte: PEC (2021)

Tabela 8 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021 – SO.

Parque eólico	Aerogerador (furo)	Cota (m)	Coordenada y	Coordenada x	Profundidade Nível d'água (m)
PEO I	01	685,3	9.326.803	758.194	Seco
PEO I	04	691,2	9.325.753	757.642	Seco
PEO I	06	701,7	9.324.958	758.707	Seco
PEO III	01	690,1	9.325.434	762.381	Seco
PEO B	01	680,5	9.326.098	760.324	Seco
PEO B	07	718,1	9.323.661	758.109	Seco
PEO B	08	705,8	9.323.445	757.791	Seco
PEO B	10	696,4	9.323.028	759.480	Seco
SET	102	705,4	9.324.070	760.350	Seco
SET	103	705,6	9.324.039	760.360	Seco
SET	104	705,6	9.324.007	760.414	Seco
SET	106	705,7	9.324.010	760.302	Seco
SET	107	705,7	9.323.947	760.395	Seco

Fonte: Sonda Oeste (2021)

Por fim, 4 sondagens mistas adicionais foram realizadas em furos com solo na umidade natural e na condição inundada com o intuito de investigar de forma mais detalhada o efeito de inundação no colapso do solo. A Tabela 9 apresenta as sondagens mistas realizadas.

Tabela 9 – Sondagens mistas realizadas na fase executiva em 2021.

Parque eólico	Aerogerador (furo)	Cota (m)	Coordenada y	Coordenada x	Profundidade Nível d'água (m)	Data
PEO III	02A	-	9.324.897	761.236	Seco	26-27/07/2021
PEO III	02B (inundado)	-	9.324.897	761.236	Seco	26-27/07/2021
PEO III	04A	-	9.323.931	761.526	Seco	28/07/2021
PEO III	04B (inundado)	-	9.323.931	761.526	Seco	30/07/2021

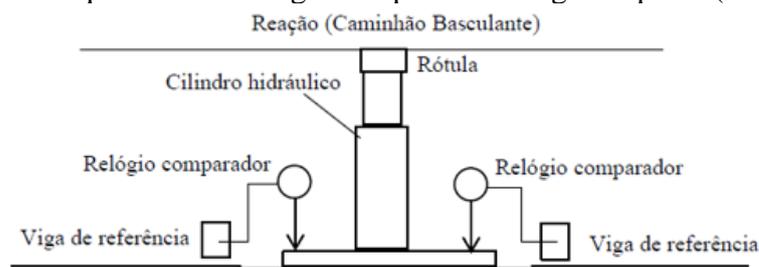
Fonte: Sonda Oeste (2021)

### 3.3.4 Prova de Carga Estática em Placa (Ensaio de Placa)

Os ensaios de placa fornecidos pela empresa foram realizados dentro das cavas, nas cotas onde serão apoiadas as bases dos aerogeradores. Os procedimentos da norma NBR 6489:2019 foram adotados em todos os ensaios. A placa de aço utilizada é circular, rígida e possui 25 mm de espessura e 0,45 m de diâmetro. As cargas foram aplicadas com o auxílio de um cilindro hidráulico de 500 kN de capacidade, alimentado por uma bomba manual, e medidas por meio de manômetro. Todos os equipamentos utilizados foram previamente aferidos.

Para a montagem dos ensaios, a placa foi posicionada no meio da cava, com a superfície previamente nivelada. Em seguida, o cilindro hidráulico e uma rótula foram posicionados no centro da placa para conservar a normalidade dos carregamentos, como ilustra a Figura 31.

Figura 31 – Esquema de montagem da prova de carga em placa (sem escala).



Fonte: Geoquality (2021)

Os recalques na placa foram medidos através de quatro relógios comparadores mecânicos com resolução de 0,01 mm e curso de 50 mm, instalados diametralmente opostos nas extremidades da placa com o auxílio de bases magnéticas articuláveis fixadas em vigas metálicas de referência rígidas, de 3 m de comprimento, dispostas transversalmente.

A Figura 32 mostra a imagem do sistema de reação aos carregamentos, constituído por caminhão basculante, carregado com solo, de maneira que fornecesse ao menos 10 toneladas de carga útil para o ensaio.

Figura 32 – Prova de carga estática em placa em execução.



Fonte: Geoquality (2021)

As provas de carga foram do tipo lento – SML (*slow maintained load*). A carga foi aplicada na placa em estágios sucessivos correspondentes a 20% da tensão admissível do solo, ou seja, o carregamento foi feito em 10 estágios de  $0,576 \text{ kgf/cm}^2$ . Em cada estágio de carga, os recalques foram lidos em intervalos de tempos estabelecidos (0, 2, 4, 8, 15 minutos, etc.). A aplicação da carga seguinte depende do cumprimento de um dos critérios: estabilização dos recalques (com tolerância máxima de 5% do recalque total neste estágio, entre leituras sucessivas) ou tempo de aplicação da carga superior a 30 minutos.

A Tabela 10 apresenta o plano de cargas idealizado para realização dos ensaios de placa.

Tabela 10 – Plano de cargas.

Área da placa 1.589,625 cm <sup>2</sup>	Estágio	Condição de ensaio	Tensão na placa (kgf/cm <sup>2</sup> )	Carga (kgf)
CARREGAMENTO	1	Não saturado	0,576	915,62
	2	Não saturado	1,152	1831,25
	3	Não saturado	1,728	2746,87
	4	Não saturado	2,304	3662,50
	5	Não saturado	2,880	4578,12
	6	Saturado	3,456	5493,74
	7	Saturado	4,032	6409,37
	8	Saturado	4,608	7324,99
	9	Saturado	5,184	8240,62
	10	Saturado	5,760	9156,24
DESCARREGAMENTO	11	Saturado	4,608	7324,99
	12	Saturado	3,456	5493,74
	13	Saturado	2,304	3662,50
	14	Saturado	1,152	1831,25
	15	Saturado	0,000	0,00

Fonte: Geoquality (2021)

Conforme mostra a Tabela 10, após o quinto estágio, o solo foi inundado para analisar o recalque por colapso. Os ensaios foram levados até atingir o dobro da tensão admissível (5,760 kgf/cm<sup>2</sup>), que é mantida pelo período de 12 horas, para então ser descarregada em 5 estágios, sendo cada um correspondente a 20% da carga máxima atingida. Todos os estágios de descarregamento foram mantidos por um período mínimo de 15 minutos, até atingir-se o descarregamento total.

## **4 RESULTADOS**

O presente capítulo apresenta, analisa e discute os principais resultados obtidos neste trabalho por meio de análise dos ensaios de laboratório e de campo, visando a caracterização geotécnica e análise de comportamento de solos susceptíveis ao colapso. Os resultados são divididos e apresentados por ensaios realizados em cada parque.

### **4.1 ENSAIOS**

#### **4.1.1 Geofísicos**

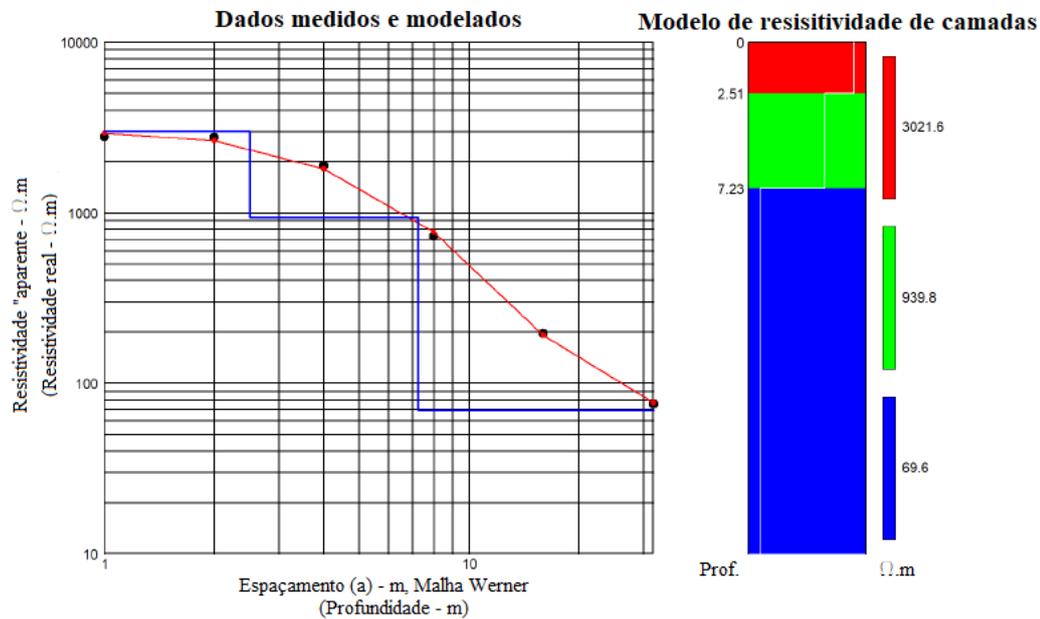
Os resultados dos ensaios geofísicos foram fornecidos pela empresa executora e são apresentados neste trabalho como material auxiliar para a caracterização do solo local e para uma possível correlação com a geologia. Devido ao grande volume de resultados disponíveis com as informações similares ou repetidas, este capítulo apresenta somente os resultados de um ensaio realizado no Aerogerador 01 do Parque Eólico I (PEO I - 01), sendo que os resultados dos restantes ensaios são apresentados no ANEXO.

#### **Parque Eólico I (PEO-I)**

Como explicado no capítulo de metodologia, cada ponto de aerogerador foi investigado com duas linhas de Caminhamento Elétrico (CE) dispostas ortogonalmente entre si (quando possível). Em uma das linhas, foram realizados os ensaios sísmicos de refração e MASW (Multichannel Analysis of Surface Waves) 2D e a Sondagem Elétrica Vertical (SEV).

Considerando os resultados da SEV realizada no PEO I - 01, a Figura 33 ilustra o modelo de resistividade de camadas (modelagem numérica 1D) que relaciona os valores de resistividade medidos nos ensaios com a espessura das camadas ao longo da profundidade. Os resultados mostram a resistividade média de 3021,6  $\Omega\text{m}$  na primeira camada de espessura 2,51 m, a resistividade média de 939,8  $\Omega\text{m}$  na segunda camada de espessura 4,71 m, e a resistividade média de 69,6  $\Omega\text{m}$  na última camada.

Figura 33 – SEV Wenner executada no ponto PEO I – 01: Resultado obtido na inversão 1D da curva de resistividade aparente, com medidas no espaçamento “a” de 1, 2, 4, 8, 16 e 32 metros.



Fonte: GEODECON (2020)

Os valores de resistividade das camadas foram relacionados com a geologia para determinar os materiais constituintes das respectivas camadas. Assim, a interpretação das 3 camadas pode ser descrita da seguinte forma:

Camada 1 (eletricamente muito resistiva): é resposta de cobertura sedimentar seca/aerada, predominantemente arenosa, que não retém água;

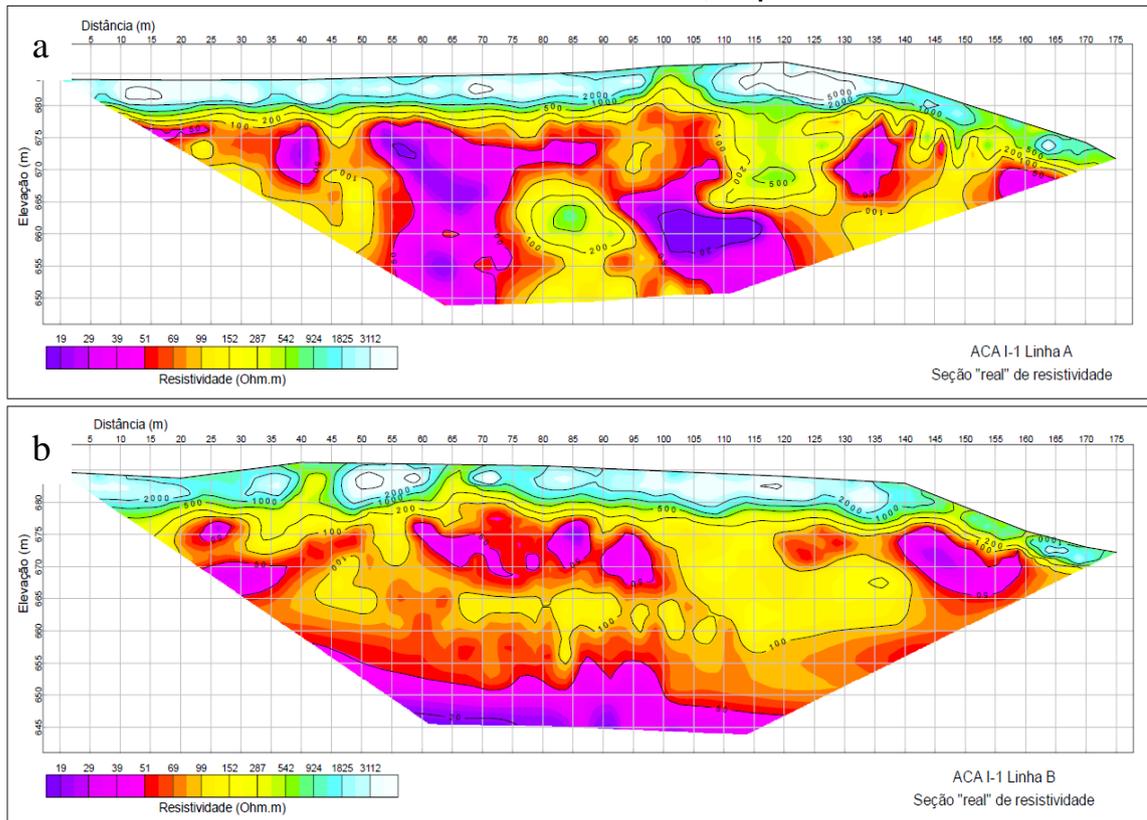
Camada 2 (eletricamente resistiva): associa-se a sedimentos secos, porém, com mais umidade quando comparada com a camada acima;

Camada 3: (condutora): é resposta dos sedimentos finos (silte, argila, areia fina siltosa) saturados que compõe a matriz do arenito grosso.

As Figura 34a e b ilustram as seções “reais” de resistividade com as curvas de isovalores das linhas A e B do PEO I -01, respectivamente. A Figura 35 mostra os topos das camadas sísmicas de  $V_p$  e curvas de contorno de  $V_s$  sobrepostos da linha B. Curvas de isovalores de  $V_s$  (linhas tracejadas) correspondem a 0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.65 e 0.7 km/s. As camadas sísmicas de  $V_p$  (linhas contínuas) correspondem a  $C1=0.4$  (praticamente inexistente no local),  $C2=0.6$ ,  $C3=0.8$ ,  $C4=1.0$  e  $C5=1.5$  km/s.

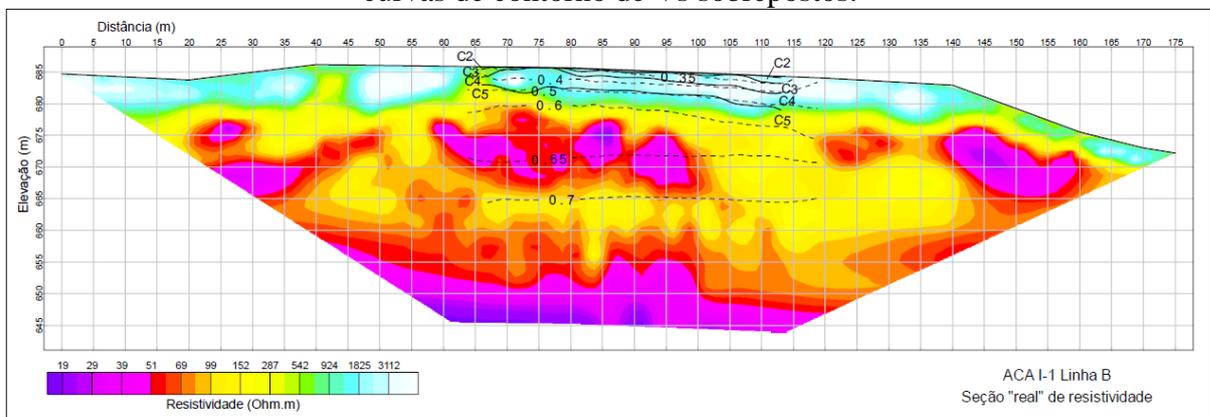
A palavra real aparece entre aspas, porque o problema inverso (deduzir o modelo a partir dos dados) não tem uma única solução e assim, o resultado da modelagem numérica através da inversão 2D deve ser considerado o mais próximo do real.

Figura 34 – Seções reais de resistividade do PEO I-01 – a e b) seções de resistividade com curvas de isovalores das linhas A e B, respectivamente.



Fonte: GEODECON (2020)

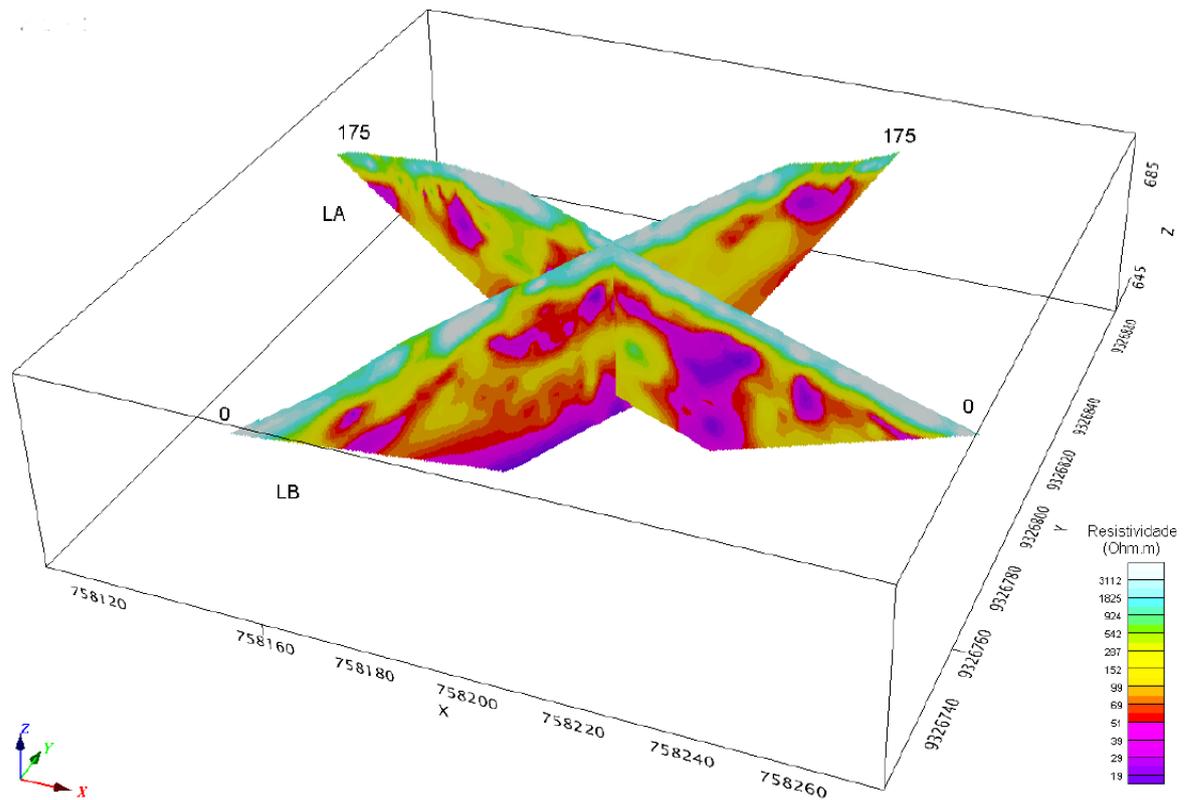
Figura 35 – Seção de resistividade da linha B com os topos das camadas sísmicas de  $V_p$  e curvas de contorno de  $V_s$  sobrepostos.



Fonte: GEODECON (2020)

Para verificar a continuidade das feições estratigráficas, as seções “reais” de resistividade das linhas A e B foram combinadas de modo a ter a vista 3D de resistividade do PEO I -01, como mostra a Figura 36.

Figura 36 – Vista 3D das seções.



Fonte: GEODECON (2020)

Nas seções apresentadas acima, é possível observar que os valores da resistividade variam com a profundidade, sendo os maiores encontrados nas camadas superficiais. Por outro lado, nota-se a heterogeneidade dos materiais do subsolo pela dispersão das cores ao longo da profundidade e da distância analisadas.

Para a melhor correlação dos valores da resistividade com a geologia, a Tabela 11 disponibilizada pode auxiliar na distinção dos prováveis materiais existentes no subsolo.

Tabela 11 – Correlação da resistividade com a geologia.

Resistividade (Ohm.m)	Provável correlação com a geologia com base na descrição de furos de sondagem
4381	
3112	
2361	<p>A faixa de resistividade acima de 500 Ohm.m, quando ocorre em profundidade, é associada à rocha sedimentar (arenito grosso a conglomerático) ou, em alguns locais, à rocha cristalina, tão menos fraturada, quanto maior a resistividade. É associada à cobertura (solo, sedimentos arenosos) seca, quando ocorre na porção superficial das seções. Em vários locais ocorre resistividade muito alta (milhares de Ohm.m) no topo das seções, indicando cobertura extremamente seca, que deve ser formada por sedimentos grossos (areia, pedregulho e a mistura de ambos), que não retém umidade alguma.</p>
1825	
1295	
924	
708	
542	<p>A faixa intermediária de resistividades, entre 200 <math>\Omega</math>m e 500 <math>\Omega</math>m, tanto pode ser correlacionada à cobertura com umidade, como à rocha com certo grau de umidade e fraturamento. Em profundidade, quanto menor a resistividade, maior o conteúdo de finos na matriz e/ou maior o grau de fraturamento/alteração e ainda, maior o grau de umidade ou conteúdo de água.</p>
409	
287	
202	
152	
121	<p>Abaixo de 200 <math>\Omega</math>m pode-se considerar que o meio é saturado.</p>
99	
82	
69	<p>Abaixo de 60 <math>\Omega</math>m devem ocorrer sedimentos ou produtos de alteração finos (argila, silte) saturados; rochas sedimentares e metassedimentares finas, quando abaixo do nível d'água (NA), também podem apresentar resistividades desta ordem; contudo, o NA pode não se caracterizar, dada a baixa permeabilidade.</p>
59	
51	
44	
39	
34	<p>Abaixo de 40 <math>\Omega</math>m o meio pode ser considerado saturado e argiloso ou ao menos siltoso; maior conteúdo de finos quanto menor a resistividade. O nível mais condutor, que chega abaixo de 20 Ohm.m deve ser resposta da matriz argilosa ou siltosa do arenito grosso a conglomerático.</p>
29	
24	
19	

Fonte: GEODECON (2020)

Analisando as seções “reais” de resistividade dos ensaios realizados no PEO I, observa-se valores muito alto de resistividade na primeira camada com espessura de cerca de 5 m. Abaixo dessa camada, encontra-se uma camada de resistividade intermediária de cerca de

10 m de espessura. Por fim, encontra-se a terceira camada mais condutora. Os prováveis solos dessas camadas são encontrados na Tabela 12.

Como mostrada na Figura 35, as camadas sísmicas de  $V_p$  (linhas contínuas) correspondem a  $C1=0.4$  (praticamente inexistente no local),  $C2=0.6$ ,  $C3=0.8$ ,  $C4=1.0$  e  $C5=1.5$  km/s. Correlacionando esses valores com a geologia, de acordo com a Tabela 12, pode-se concluir que os prováveis solos são aqueles que enquadram na faixa de  $V_p$  entre 0,6 e 1,5 km/s – solo muito compacto à rocha alterada mole. Essa descrição varia com a seção analisada, considerando a variabilidade espacial do subsolo dos quatro parques analisados.

Tabela 12 – Provável correlação de  $V_p$  com a geologia.

<b>VP (km/s)</b>	<b>Provável correlação com a geologia</b>
0,3	Solo fofo e seco, desagregado; geralmente com certo conteúdo de matéria orgânica. Não é observado na região do presente estudo.
0,4 a 1,0	Solo pouco a muito compacto, podendo englobar saprolito; VP de 0,8 km/s é correlata com SPT de dureza intermediária, conforme furos de referência.
1,2 a 1,6	Rocha alterada mole (RAM); maior a velocidade sísmica, quanto maior a compacidade e dureza.
1,7 a 2,6	Rocha Alterada Dura (RAD); quanto mais dura, maior a velocidade.
2,7 a 5,5	Rocha Sã; tão mais sã, quanto maior a velocidade.

Fonte: GEODECON (2020)

Por fim, a combinação dos valores de  $V_p$  e  $V_s$  permite determinar os módulos de rigidez e de incompressibilidade de todas as camadas. Considerando as curvas de isovalores de  $V_s$  0.35, 0.4, 0.5, 0.6, 0.65 e 0.7 km/s e as camadas sísmicas de  $V_p$   $C1=0.4$  (praticamente inexistente no local),  $C2=0.6$ ,  $C3=0.8$ ,  $C4=1.0$  e  $C5=1.5$  km/s apresentadas na Figura 35, a Tabela 13 fornece o módulo de rigidez ( $G_{max}$ ), enquanto que a Tabela 14 permite determinar o módulo de incompressibilidade.

Tabela 13 – Módulo de Rigidez Gmax dado em GigaPascal (GPa) em função das velocidades sísmicas Vp e Vs, ambas em m/s.

Vs Vp	180	200	220	250	280	300	350	400	450	500	550	600	650	700	800	900	1000	1100	1200	1500	2000
300	0.042	0.052	0.062	0.081	0.101	0.116	0.158	0.206	0.261	0.323	0.390	0.464	0.545	0.632	0.826	1.045	1.290	1.561	1.858	2.903	5.161
400	0.045	0.055	0.067	0.087	0.109	0.125	0.170	0.222	0.281	0.347	0.419	0.499	0.586	0.679	0.887	1.123	1.386	1.677	1.996	3.119	5.545
500	0.047	0.059	0.071	0.092	0.115	0.132	0.180	0.235	0.297	0.366	0.443	0.528	0.619	0.718	0.938	1.187	1.466	1.774	2.111	3.298	5.864
600	0.050	0.061	0.074	0.096	0.120	0.138	0.188	0.245	0.311	0.384	0.464	0.552	0.648	0.752	0.982	1.243	1.534	1.856	2.209	3.452	6.137
700	0.052	0.064	0.077	0.100	0.125	0.144	0.195	0.255	0.323	0.399	0.482	0.574	0.674	0.781	1.021	1.292	1.595	1.929	2.296	3.588	6.378
800	0.053	0.066	0.080	0.103	0.129	0.148	0.202	0.264	0.334	0.412	0.499	0.594	0.697	0.808	1.055	1.335	1.649	1.995	2.374	3.710	6.595
900	0.055	0.068	0.082	0.106	0.133	0.153	0.208	0.272	0.344	0.424	0.514	0.611	0.717	0.832	1.087	1.375	1.698	2.055	2.445	3.820	6.792
1000	0.056	0.070	0.084	0.109	0.137	0.157	0.214	0.279	0.353	0.436	0.527	0.628	0.737	0.854	1.116	1.412	1.743	2.109	2.510	3.922	6.973
1500	0.063	0.077	0.093	0.121	0.151	0.174	0.236	0.309	0.391	0.482	0.584	0.695	0.815	0.945	1.235	1.563	1.929	2.334	2.778	4.341	7.717
2000	0.067	0.083	0.100	0.130	0.163	0.187	0.254	0.332	0.420	0.518	0.627	0.746	0.876	1.016	1.327	1.679	2.073	2.508	2.985	4.664	8.292
2500	0.071	0.088	0.106	0.137	0.172	0.197	0.269	0.351	0.444	0.548	0.663	0.789	0.926	1.074	1.403	1.776	2.192	2.652	3.157	4.932	8.768
3000	0.074	0.092	0.111	0.143	0.180	0.206	0.281	0.367	0.465	0.574	0.694	0.826	0.969	1.124	1.468	1.858	2.294	2.776	3.304	5.162	9.177
3500	0.077	0.095	0.115	0.149	0.187	0.215	0.292	0.382	0.483	0.596	0.721	0.858	1.007	1.168	1.526	1.931	2.384	2.885	3.434	5.365	9.538
4000	0.080	0.099	0.119	0.154	0.193	0.222	0.302	0.394	0.499	0.616	0.746	0.888	1.042	1.208	1.578	1.997	2.465	2.983	3.550	5.547	9.861

Fonte: GEODECON (2020)

Tabela 14 – Módulo de Incompressibilidade (Módulo de Bulk-K), dado em GigaPascal (GPa) em função das velocidades sísmicas Vp e Vs, ambas em m/s.

Vs Vp	180	200	220	250	280	300	350	400	450	500	550	600	650	700	800	900	1000	1100	1200	1500	2000	
300	0.06	0.05	0.03	0.01	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
400	0.16	0.15	0.13	0.11	0.08	0.06	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
500	0.30	0.29	0.27	0.24	0.21	0.19	0.13	0.05	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
600	0.49	0.47	0.45	0.42	0.39	0.37	0.30	0.23	0.14	0.04	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
700	0.71	0.70	0.68	0.65	0.61	0.59	0.52	0.44	0.35	0.25	0.14	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
800	0.98	0.97	0.95	0.92	0.88	0.86	0.79	0.70	0.61	0.51	0.39	0.26	*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
900	1.30	1.28	1.27	1.23	1.20	1.17	1.10	1.01	0.92	0.81	0.69	0.56	0.42	0.27	*	*	*	*	*	*	*	*
1000	1.67	1.65	1.63	1.60	1.56	1.53	1.46	1.37	1.27	1.16	1.04	0.91	0.76	0.60	0.26	*	*	*	*	*	*	*
1500	4.26	4.24	4.22	4.18	4.14	4.11	4.03	3.93	3.82	3.70	3.56	3.41	3.25	3.08	2.69	2.26	1.77	*	*	*	*	*
2000	8.20	8.18	8.16	8.12	8.08	8.04	7.95	7.85	7.73	7.60	7.46	7.30	7.12	6.94	6.52	6.05	5.53	4.95	*	*	*	*
2500	13.61	13.58	13.56	13.52	13.47	13.44	13.34	13.23	13.11	12.97	12.82	12.65	12.47	12.27	11.83	11.33	10.78	10.16	9.49	*	*	*
3000	20.55	20.53	20.50	20.46	20.41	20.37	20.27	20.16	20.03	19.88	19.72	19.55	19.36	19.15	18.69	18.17	17.59	16.95	16.24	13.77	*	*
3500	29.11	29.08	29.05	29.01	28.96	28.92	28.82	28.70	28.57	28.41	28.25	28.06	27.87	27.65	27.17	26.63	26.03	25.36	24.63	22.06	16.49	*
4000	39.34	39.31	39.29	39.24	39.19	39.15	39.04	38.92	38.78	38.62	38.45	38.26	38.06	37.83	37.34	36.78	36.16	35.47	34.71	32.05	26.30	*

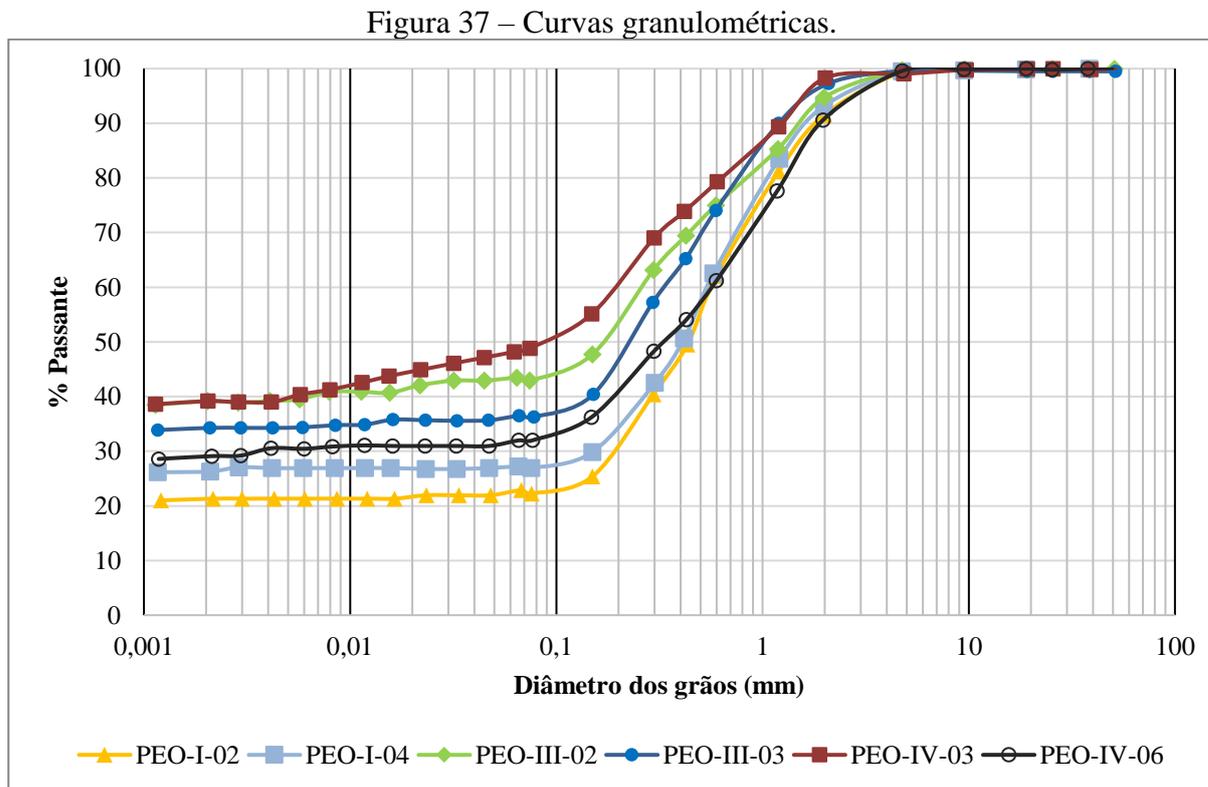
Fonte: GEODECON (2020)

A combinação dos valores de velocidades mostra que os valores dos módulos variam com a profundidade e com a distância analisada, requerendo assim uma representação das seções 2D da variação dos módulos.

Como supracitado, os ensaios geofísicos foram utilizados para melhor compreensão da área em estudo e a correlação com a geologia através da resistividade.

#### 4.1.2 Caracterização Física

A Figura 37 apresenta as curvas granulométricas das seis amostras indeformadas coletadas nas bases de 6 aerogeradores dos parques PEO I, PEO III e PEO IV do Complexo Eólico em estudo.



Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

A Tabela 15 mostra as frações de areia, silte e argila encontradas em cada uma das curvas granulométrica. Os solos podem ser considerados predominantemente granular, por apresentarem a fração de areia entre 47 e 76%, de silte entre 1 e 9%, e de argila entre 21 e 44%.

Tabela 15 – Resultados dos ensaios de granulometria.

Local da amostra	Areia Grossa (%)	Areia Média (%)	Areia Fina (%)	Silte (%)	Argila (%)
PEO-I-02	6,0	29,0	41,0	3,0	21,0
PEO-I-04	4,0	30,0	38,0	1,0	27,0
PEO-III-02	3,0	20,0	31,0	6,0	40,0
PEO-III-03	1,0	22,0	38,0	4,0	35,0
PEO-IV-03	1,0	17,0	29,0	9,0	44,0
PEO-IV-06	5,0	31,0	30,0	4,0	30,0

Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

Os valores dos limites de Atterberg e de IP das 6 amostras estão resumidos na Tabela 16. A partir dos valores de IP, que variam entre 7 a 12%, os solos podem ser considerados de baixa a média plasticidade. Por outro lado, utilizando os resultados dos ensaios de granulometria e dos limites de Atterberg, os mesmos solos são classificados como SC (areia argilosa) de acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos Classificação - SUCS (ASTM, D2487, 2006).

Tabela 16 – Valores dos limites de Atterberg e de IP.

Local da amostra	LL	LP	IP
PEO-I-02	21,0	14,0	7,0
PEO-I-04	25,0	14,0	11,0
PEO-III-02	30,0	18,0	12,0
PEO-III-03	27,0	16,0	11,0
PEO-IV-03	30,0	18,0	12,0
PEO-IV-06	27,0	17,0	10,0

Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

A Tabela 17 apresenta os valores dos índices físicos - peso específico natural, índice de vazios e umidade natural – das 6 amostras indeformadas. A partir desses índices físicos, foram calculados os valores do peso específico seco, porosidade e grau de saturação utilizados em vários métodos qualitativos para análise de solos susceptíveis ao colapso.

Tabela 17 – Índices Físicos.

Local da Amostra	Peso específico Natural - $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Índice de vazios inicial - $e_0$	Umidade Natural $w_0$ (%)	Peso específico Seco - $\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Porosidade - n	Grau de Saturação Inicial - $S_0$ (%)
PEO-I-02	15,00	0,82	3,40	14,51	0,45	11,08
PEO-I-04	15,20	0,79	3,90	14,63	0,44	13,18
PEO-III-02	16,20	0,76	8,20	14,97	0,43	28,77
PEO-III-03	15,80	0,79	7,80	14,66	0,44	26,46
PEO-IV-03	16,00	0,75	7,30	14,91	0,43	25,85
PEO-IV-06	15,10	0,84	5,40	14,33	0,46	17,08

Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

Os índices físicos apresentados acima foram utilizados para classificar os solos quanto à susceptibilidade ao colapso através dos critérios qualitativos encontrados na literatura e apresentados no Item 2.2.5.1. A Tabela 18 mostra que os solos das 6 amostras são susceptíveis ao colapso de acordo com os métodos apresentados na tabela.

Tabela 18 – Análise de susceptibilidade ao colapso das 6 amostras indeformadas.

Amostra	Kd PRIKLONSKIJ (1952)	KI FEDA (1966)	Kassif e Henkin (1967)	South Africa Criteria Aeolian Sand (Brink 1958)	South Africa Criteria Mixed Origin (Brink 1958)
PEO-I-02	-1,51 (AC)	2,38 (C)	49,32 (C)	10,06 (C)	7,37 (C)
PEO-I-04	-0,92 (AC)	1,42 (C)	57,05 (C)	9,50 (C)	6,72 (C)
PEO-III-02	-0,82 (AC)	0,88 (C)	122,77 (C)	7,94 (C)	4,91 (C)
PEO-III-03	-0,75 (AC)	1,23 (C)	114,32 (C)	9,38 (C)	6,58 (C)
PEO-IV-03	-0,89 (AC)	0,85 (C)	108,85 (C)	8,22 (C)	5,23 (C)
PEO-IV-06	-1,16 (AC)	1,46 (C)	77,36 (C)	10,88 (C)	8,33 (C)

Fonte: Elaboração própria (2022)

(AC) altamente colapsível (c) Colpasível

A Tabela 19 apresenta a análise de susceptibilidade ao colapso com base nos métodos propostos por Clevenger (1958), Handy (1973) e Klukanova e Frankovaska (1994), que levam em consideração o peso específico seco e a granulometria da amostra.

Tabela 19 – Análise de susceptibilidade ao colapso das 6 amostras indeformadas.

Amostra	Clevenger (1958)	Handy (1973)	Klukanova e Frankovaska (1994) Silte > 60%	Klukanova e Frankovaska (1994) Argila < 15%	Klukanova e Frankovaska (1994) S < 60% e LL < 32	Klukanova e Frankovaska (1994) n > 40%	Klukanova e Frankovaska (1994) W <sub>n</sub> < 40%
PEO-I-02	Pequeno Recalque	Probabilidade de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
PEO-I-04	Pequeno Recalque	50% de probabilidade de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
PEO-III-02	Pequeno Recalque	Livre de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
PEO-III-03	Pequeno Recalque	Livre de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
PEO-IV-03	Pequeno Recalque	Livre de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso
PEO-IV-06	Pequeno Recalque	50% de probabilidade de Colapso	Não Colapso	Não Colapso	Colapso	Colapso	Colapso

Fonte: Elaboração própria (2022)

O método proposto por Clevenger (1958) relaciona a magnitude de recalque com o peso específico seco, considerando que solos com valores do peso específico seco menores que 12,6 kN/m<sup>3</sup> tendem a apresentar grande recalque, comportamento esperado para solos colapsáveis com ou sem inundação e carregamento externo. Por outro lado, solos com valores do peso específico seco maiores que 14 kN/m<sup>3</sup> tendem a apresentar pequeno recalque. Com base nesse critério, é possível afirmar que as 6 amostras analisadas tendem a apresentar pequeno recalque, visto que os valores do peso específico são superiores a 14,50 kN/m<sup>3</sup>.

A análise feita com base no critério de Handy (1973) leva em conta a porcentagem de argila presente no solo. Com base nesse critério, as amostras dos parques PEO IV - 03, PEO III - 03 e PEO III- 02 não são susceptíveis ao colapso, ao passo que as amostras dos parques PEO IV - 06 e PEO I - 04 possuem 50% de probabilidade de colapso e do PEO I - 02 é susceptível ao colapso. Vale frisar que esse critério foi desenvolvido em solos eólicos da região de Iowa, nos Estados Unidos de América.

O método proposto por Klukanova e Frankovaska (1994) baseia-se em seis condições críticas para analisar solos susceptíveis ao colapso. Dentre essas condições, as amostras não são susceptíveis ao colapso com base nas condições do teor de silte superior a 60% e teor de argila inferior a 15%. Por outro lado, as amostras são susceptíveis ao colapso, por atenderem as

condições do grau de saturação inferior a 60%, limite de liquidez abaixo 32%, porosidade superior a 40% e umidade natural inferior a 13%.

### 4.1.3 Adensamento

Os ensaios de adensamento são realizados geralmente para determinar os parâmetros de compressibilidade, estimar o tempo e a magnitude de recalques e analisar a história de tensões dos solos. Neste trabalho, o principal objetivo da realização dos ensaios de adensamentos consiste em analisar o potencial de colapso das 6 amostras indeformadas.

A Figura 38 apresentam as 6 curvas de adensamento simples com inundação, que relacionam a variação do índice de vazios com a tensão vertical efetiva (pressão). Em todos os ensaios, a tensão de inundação foi de 250 kPa.

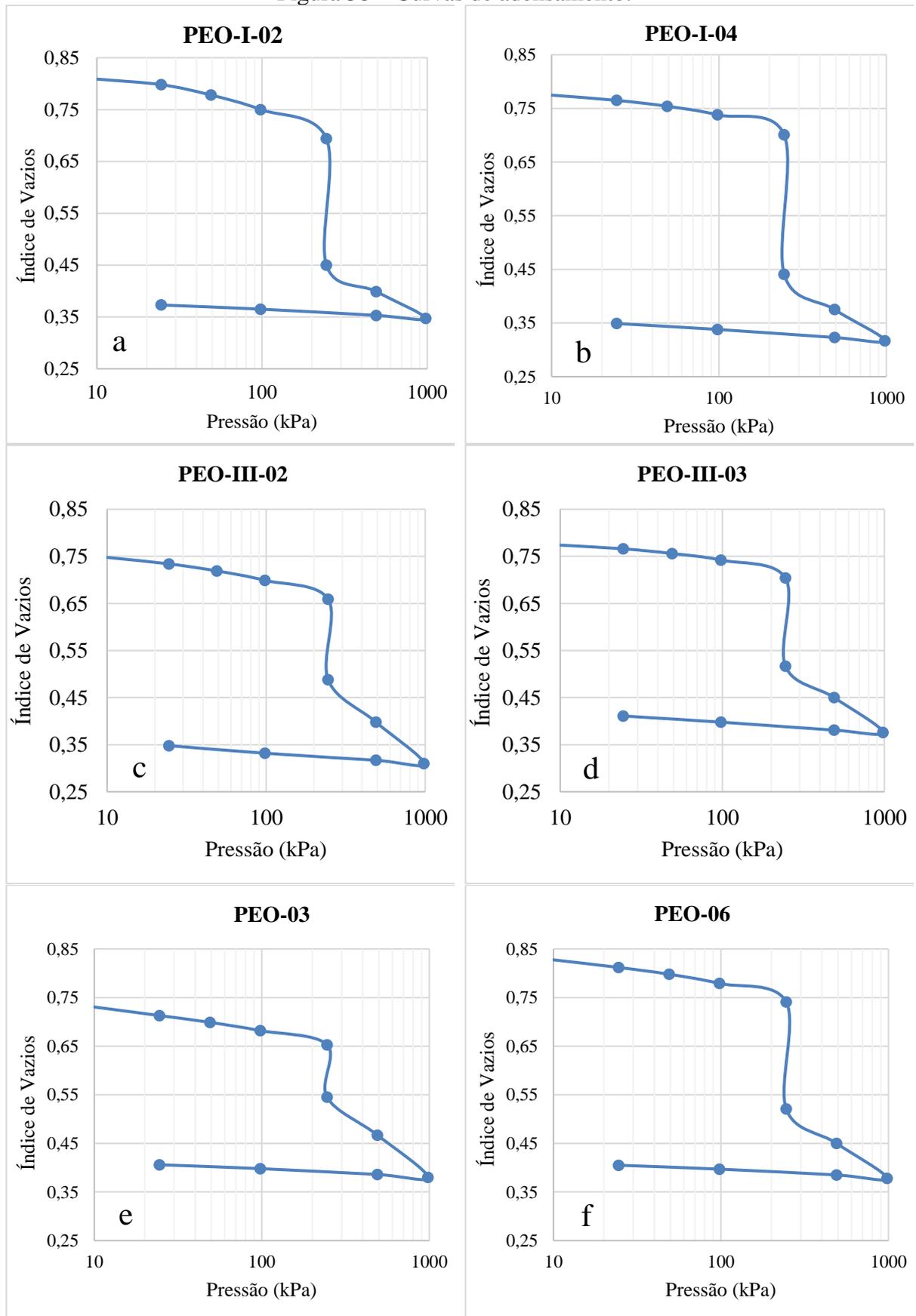
A Tabela 20 apresenta os valores das umidades inicial e final, bem como dos índices extraídos nas curvas de adensamento. Os valores do índice de vazio inicial variam entre 0,75 e 0,82, enquanto que os valores dos índices de compressão e recompressão variam entre 0,15 e 0,27 e entre 0,015 e 0,03, respectivamente.

Tabela 20 – Resultados do ensaio de adensamento simples com inundação.

Amostra	$W_i$ (%)	$W_f$ (%)	Índice de vazios inicial - $e_0$	Índice de compressão - $C_c$	Índice de recompressão - $C_r$	$\Delta e$ na Inundação
PEO-I-02	3,4	13,5	0,82	0,15	0,015	0,244
PEO-I-04	3,9	12,5	0,79	0,17	0,02	0,260
PEO-III-02	8,2	15,0	0,76	0,27	0,025	0,171
PEO-III-03	7,8	13,5	0,79	0,23	0,03	0,187
PEO-IV-03	7,3	16,3	0,75	0,27	0,02	0,108
PEO-IV-06	5,4	13,6	0,84	0,22	0,02	0,220

Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

Figura 38 – Curvas de adensamento.



Fonte: Adaptado de TRIGEO (2021)

A variação do índice de vazios durante a inundação ( $\Delta e$ ) foi utilizada para analisar o grau de problema e o grau de susceptibilidade ao colapso, de acordo com os métodos de Jennings e Knight (1975) e de Lutenegger e Saber (1988), respectivamente. A (Equação 2 apresentada do Item 2.2.5.2 foi utilizada para calcular o potencial de colapso (PC) mostrado na Tabela 21.

Tabela 21 – Classificação do grau de problema e susceptibilidade ao colapso conforme o coeficiente de colapsividade.

Amostra	Índice de vazios antes da inundação ( $e_i$ )	$\Delta e$ na Inundação	PC=I	Grau de Problema (Jennings e Knight, 1975)	Grau de susceptibilidade ao Colapso (Lutenegger e Saber, 1988)
PEO-I-02	0,69	0,24	14,20	Muito problemático	Elevado
PEO-I-04	0,70	0,26	15,29	Muito problemático	Elevado
PEO-III-02	0,66	0,17	10,24	Muito Problemático	Elevado
PEO-III-03	0,704	0,19	11,15	Muito problemático	Elevado
PEO-IV-03	0,66	0,11	6,63	Problemático	Moderado
PEO-IV-06	0,74	0,22	12,64	Muito problemático	Elevado

Fonte: Elaboração Própria (2022)

Conforme mostrado na Tabela 21, o método de Jennings e Knight (1975) classifica os solos como muito problemáticos por apresentarem  $PC > 10\%$ , exceto a amostra PEO IV – 03 que é classificada como problemática. Quando se analisa a classificação proposta por Lutenegger e Saber (1988), nota-se que o grau de susceptibilidade ao colapso dos solos é elevado em todas as amostras, exceto a amostra PEO IV - 03 que apresenta grau de susceptibilidade moderado. Essas conclusões corroboram as obtidas através da maioria dos critérios qualitativos apresentados no Item 4.1.2.

Para analisar a influência da inundação no comportamento das curvas de adensamento, comparou-se a inclinação (declividade) dos trechos da curva antes e após a inundação, durante o estágio de carregamento. Sabe-se que essas inclinações possuem o mesmo significado dos índices de compressão, de modo que, quanto maior for a inclinação da curva, maior será a compressibilidade do solo. Assim,  $C_{c-AI}$  e  $C_{c-DI}$  representam os índices de compressão antes e após a inundação, respectivamente, sendo que os seus respectivos valores e a razão  $C_{c-DI}/C_{c-AI}$  estão apresentados na Tabela 22.

Tabela 22 – Valores de CC encontrados através do ensaio de adensamento.

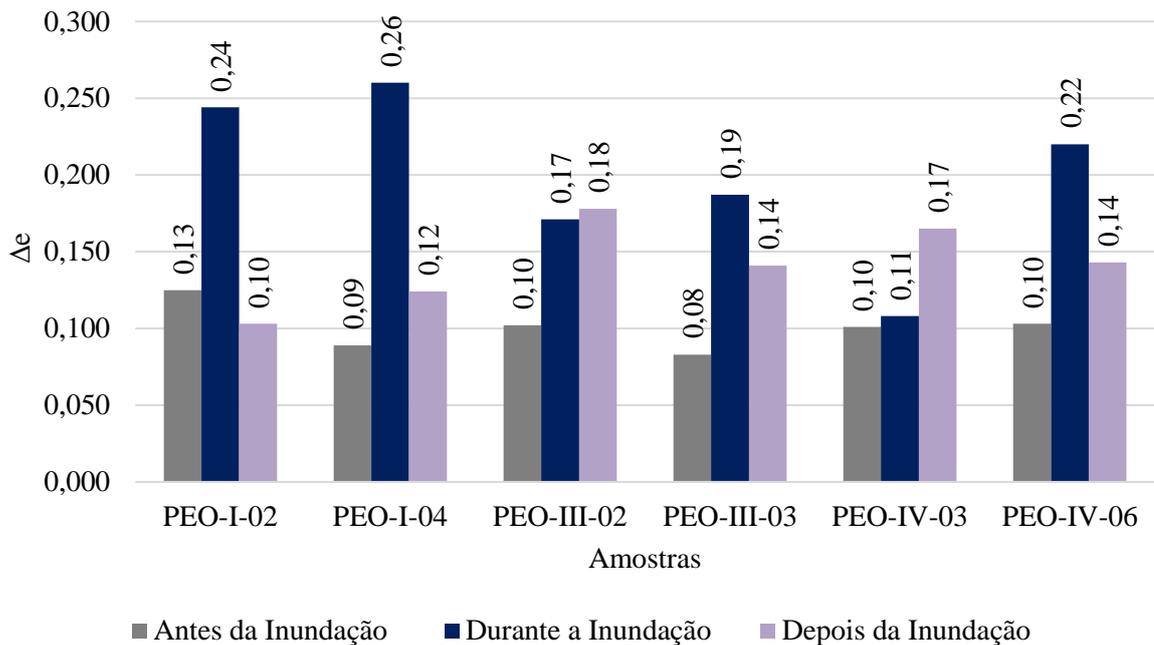
Amostra	$C_{c-AI}$	$C_{c-DI}$	$C_{c-DI}/C_{c-AI}$
PEO-I-02	0,05	0,17	3,40
PEO-I-04	0,04	0,21	5,25
PEO-III-02	0,04	0,30	7,50
PEO-III-03	0,03	0,23	7,67
PEO-IV-03	0,04	0,27	6,75
PEO-IV-06	0,04	0,24	6,00

Fonte: Elaboração Própria (2022)

Através da Tabela 22 é possível observar que o índice de compressão (inclinação da reta) aumenta com a inundação do solo, variando a razão entre os índices dos dois trechos na faixa entre 3,40 e 7,67. Desse modo, pode-se concluir que há um significativo aumento de compressibilidade do solo após a inundação, mesmo após a brusca redução do índice de vazios no momento de colapso.

Em termos absoluto, a Figura 39 compara as variações do índice de vazios ( $\Delta e$ ) antes, durante e após a inundação das amostras no ensaio de adensamento simples. Nesta figura, pode-se verificar que quatro das seis amostras analisadas possuem a variação do índice de vazios maior durante a inundação para um mesmo valor de carga. Nas demais amostras, as maiores variações do índice de vazios foram observadas após a inundação. Com a exceção da amostra PEO I – 02, os menores valores da variação ocorrem antes da inundação das amostras.

Figura 39 – Variação do índice de vazios antes, durante e após a inundação.



Fonte: Elaboração Própria (2022)

Por fim, foi calculada a razão entre a variação do índice de vazios durante a inundação e antes da inundação –  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{antes}$ , bem como a razão entre a variação do índice de vazios durante a inundação e depois da inundação –  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{depois}$ , como mostra a Tabela 24. O comportamento colapsível dos solos analisados pode ser observado nos elevados valores de  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{antes}$  e  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{depois}$ . Nota-se que  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{antes}$  varia entre 1,10 e 2,89, ao passo que  $\Delta e_{durante}/\Delta e_{depois}$  varia entre 0,65 e 2,40.

Tabela 23 – Comparativo entre os valores dos índices de vazios antes e após a inundação.

Amostras	$\Delta e_{durante}/\Delta e_{antes}$	$\Delta e_{durante}/\Delta e_{depois}$
PEO-I-02	1,85	2,40
PEO-I-04	2,89	2,17
PEO-III-02	1,70	0,94
PEO-III-03	2,38	1,36
PEO-IV-03	1,10	0,65
PEO-IV-06	2,20	1,57

Fonte: Elaboração Própria (2022)

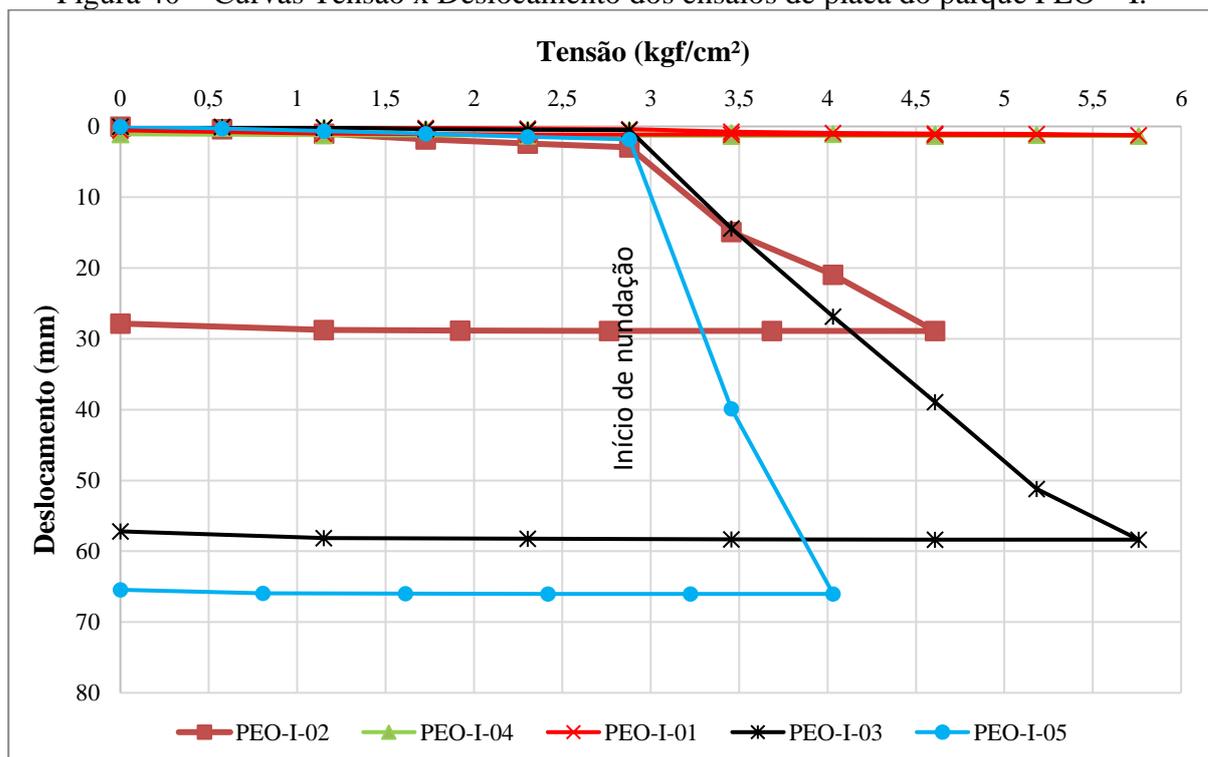
As amostras possuem um menor valor na variação do índice de vazios quando em seu estado natural de umidade.

#### 4.1.4 Ensaio de Placa

Este item apresenta os resultados dos 17 ensaios de placa realizados nos quatro parques do Complexo Eólico em estudo com o intuito de analisar recalques por inundação e a maior pressão aplicada ao solo sem que ele atinja a ruptura ou sofra recalques excessivos. Vale ressaltar novamente que, os ensaios foram iniciados sobre o solo na condição de umidade natural e ao ser atingida a tensão admissível (3,456 kgf/cm<sup>2</sup>), foi realizada a inundação da área com o intuito de aferir os deslocamentos verticais da placa sobre o solo na condição inundada.

Para a melhor compreensão deste item, os resultados dos ensaios de placa foram agrupados e apresentados de acordo com os seus respectivos parques. A Figura 40 ilustra as 5 curvas de variação de tensão com deslocamento vertical, correspondentes aos ensaios realizados no parque PEO I.

Figura 40 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – I.



Fonte: Adaptado de GEOQUALITY (2021)

A partir da Figura 40, pode-se observar a grande influência da inundação do solo no comportamento das curvas PEO I-02, PEO I-03 e PEO I-05. Antes da inundação, os recalques medidos em todas as curvas apresentam valores menores que 3 mm na tensão de 2,880 kgf/cm<sup>2</sup>.

Após a inundação, o colapso na estrutura do solo provocou maiores valores de recalques, como mostra a Tabela 24.

Tabela 24 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque I.

Local	Recalque antes da inundação (mm)	Recalque total (mm)	Tensão máxima (kgf/cm <sup>2</sup> )	Recuperação elástica (mm)
PEO I - 01	0,38	1,24	5,760	0,68
PEO I - 02	2,95	28,89	4,608	1,05
PEO I – 03	0,53	58,36	5,760	1,17
PEO I – 04	0,49	1,33	5,760	0,50
PEO I - 05	1,80	66,03	4,032	0,54

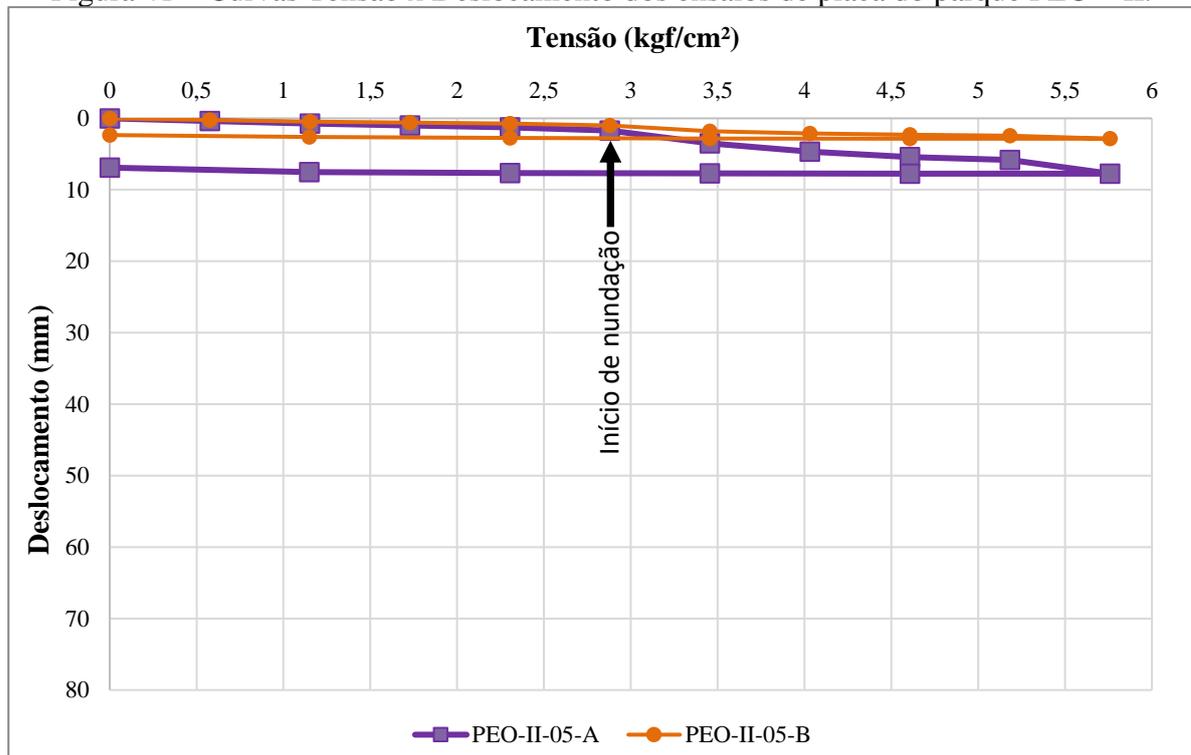
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Devido ao expressivo valor de recalque, os ensaios de placa realizados no PEO I -02 e PEO I -05 não atingiram a carga pré-definida de 5,760 kgf/cm<sup>2</sup>, sendo o carregamento interrompido no oitavo estágio de carga e iniciado imediatamente o processo de descarregamento.

As maiores diferenças entre o recalque máximo e o recalque antes da inundação foram observadas nos PEO I – 02 (25,94 mm), PEO I – 03 (57,83 mm) e PEO I – 05 (64,23 mm). Esses elevados valores de deslocamento são relacionados aos recalques por colapso devido à quebra da estrutura do solo após a inundação.

Seguindo o mesmo procedimento feito nos resultados do PEO I, a Figura 41 ilustra as 2 curvas de variação de tensão com deslocamento vertical, correspondentes aos ensaios realizados no parque PEO II. Os 2 ensaios foram realizados no mesmo local, sendo que a base da placa do primeiro situa-se a 1m de altura acima da cota onde o aerogerador será apoiado e a base da placa do segundo ensaio foi posicionada na cota da base do aerogerador. O parque eólico II está localizado em uma região predominantemente rochosa, conforme as sondagens realizadas no local.

Figura 41 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – II.



Fonte: Adaptado de GEOQUALITY (2021)

Na Figura 41, observa-se que antes da inundação, os recalques medidos nas duas curvas apresentam valores menores que 2 mm na tensão de 2,880 kgf/cm<sup>2</sup>. Após a inundação, o aumento dos valores de recalque não foi tão significativo, situando-se entre 2,85 e 7,74 mm, como mostra a Tabela 25.

Tabela 25 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque II.

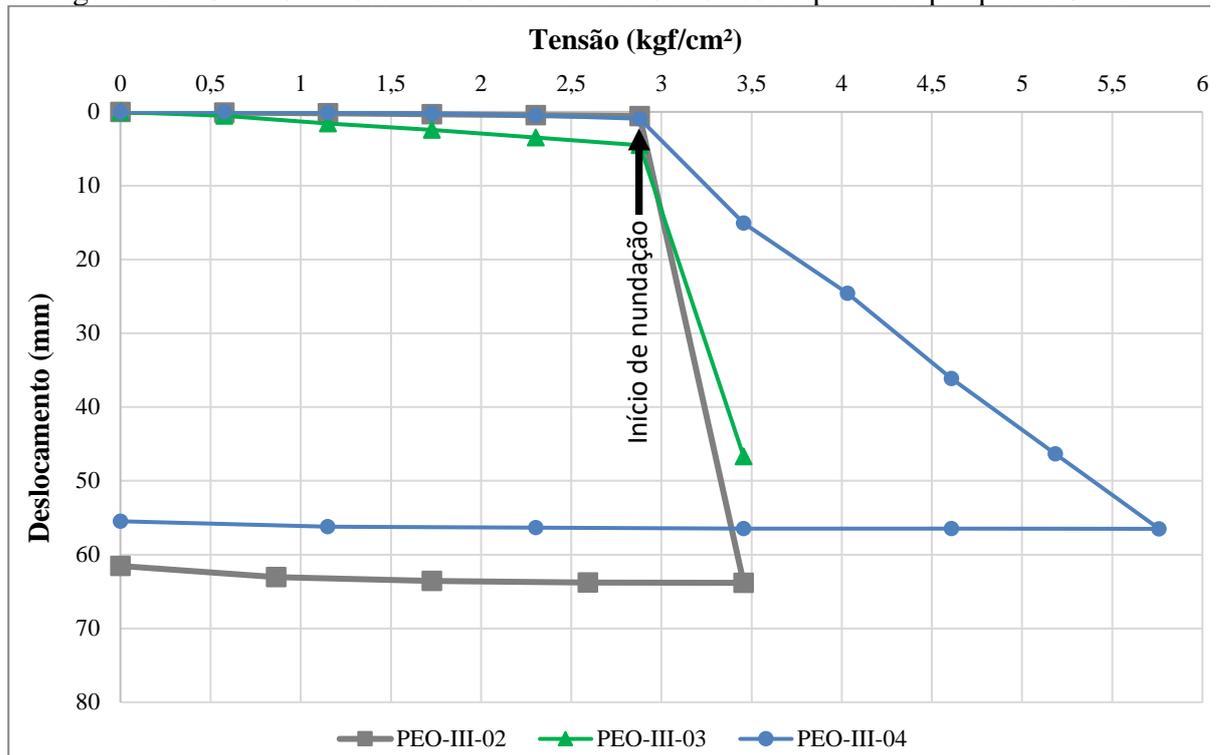
Local	Recalque antes da inundação (mm)	Recalque total (mm)	Tensão máxima (kgf/cm <sup>2</sup> )	Recuperação elástica (mm)
PEO II – 05 A	1,70	7,74	5,760	0,85
PEO II – 05 B	0,98	2,85	5,760	0,50

Fonte: Elaboração Própria (2022)

Tendo em conta a presença da rocha na região, os valores de recalque observados após a inundação podem ser contribuição da parcela da rocha e da reduzida camada de solo

A Figura 42 mostra as 3 curvas de variação de tensão com deslocamento vertical, correspondentes aos ensaios realizados no parque PEO III.

Figura 42 – Curvas Tensão x Deslocamento dos ensaios de placa do parque PEO – III.



Fonte: Adaptado de GEOQUALITY (2021)

A significativa influência da inundação do solo no comportamento das curvas PEO III-02, PEO III-03 e PEO III-04 é mostrada na Figura 42. Antes da inundação, os recalques medidos em todas as curvas apresentam valores menores que 5 mm na tensão de 2,880 kgf/cm<sup>2</sup>. Após a inundação, o colapso na estrutura do solo provocou maiores valores de recalques, como mostra a Tabela 26.

Tabela 26 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque III

Local	Recalque antes da inundação (mm)	Recalque total (mm)	Tensão máxima (kgf/cm <sup>2</sup> )	Recuperação elástica (mm)
PEO III – 02	0,60	63,82	3,456	2,28
PEO III – 03	0,91	46,70	3,456	-
PEO III – 04	4,53	56,50	5,760	1,08

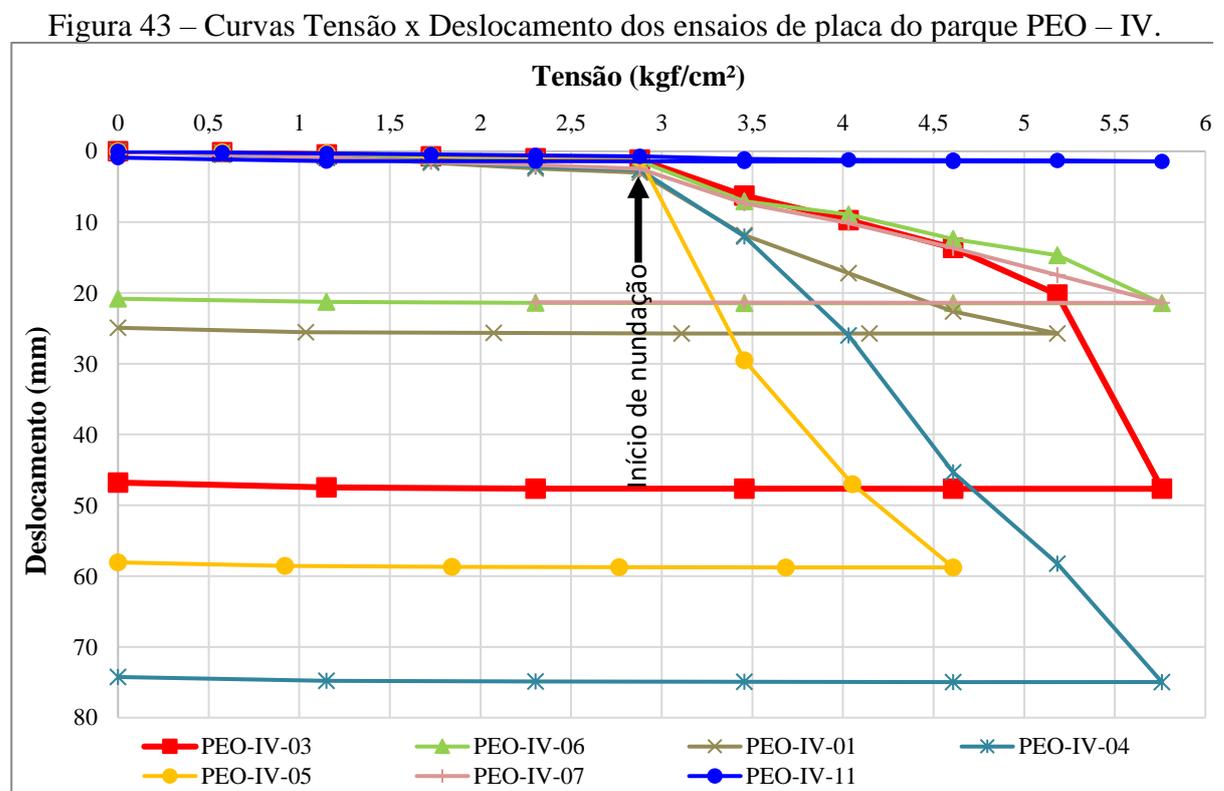
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Devido aos valores expressivos de recalque, os ensaios de placa realizados no PEO III-02 e PEO III-03 não atingiram a carga pré-definida de 5,760 kgf/cm<sup>2</sup>, sendo o carregamento interrompido no sexto estágio de carga. O processo de descarregamento não foi realizado no

PEO III-03, uma vez que o sexto estágio foi interrompido em função do limite do curso dos relógios comparadores, antes da estabilização dos deslocamentos, o que implicou no alívio da carga na placa, a continuidade dos deslocamentos de recalque, ao invés da recuperação elástica.

As diferenças entre o recalque máximo e o recalque antes da inundação foram de 63,22 mm no PEO III – 02, 45,79 mm no PEO III – 03 e 51,97 mm no PEO III – 04. Como explicado anteriormente, os elevados valores de deslocamento são relacionados aos recalques por colapso devido à quebra da estrutura do solo após a inundação.

A Figura 43 ilustra as 7 curvas de variação de tensão com deslocamento vertical, correspondentes aos ensaios realizados no parque PEO IV.



Fonte: Adaptado de GEOQUALITY (2021)

A partir da Figura 43, pode-se observar a grande influência da inundação do solo no comportamento das curvas PEO IV-01, PEO IV-03, PEO IV-04, PEO IV-05, PEO IV-05 e PEO I-07. Antes da inundação, os recalques medidos em todas as curvas apresentam valores menores que 3 mm na tensão de 2,880 kgf/cm². Após a inundação, o colapso na estrutura do solo provocou maiores valores de recalques, como mostra a Tabela 27.

Tabela 27 – Valores de recalque através do ensaio de placa para o Parque IV

Local	Recalque antes da inundação (mm)	Recalque total (mm)	Tensão máxima (kgf/cm <sup>2</sup> )	Recuperação elástica (mm)
PEO IV - 01	3,03	25,74	5,184	0,80
PEO IV - 03	1,15	47,67	5,760	0,87
PEO IV - 04	2,6	74,97	5,760	0,73
PEO IV - 05	1,05	58,78	4,608	0,71
PEO IV - 06	1,38	21,40	5,760	0,64
PEO IV - 07	2,48	20,40	5,760	0,75
PEO IV - 11	0,71	1,43	5,760	0,52

Fonte: Elaboração Própria (2022)

Com relação ao ensaio no PEO IV -03, vale ressaltar que, durante o período de 12 horas no qual a tensão máxima de 5,76 kgf/cm<sup>2</sup> foi mantida constante, os relógios comparadores chegaram ao máximo do seu curso, portanto os recalques reais são maiores que aqueles aferidos durante a execução do ensaio, não sendo possível precisar o quanto.

As maiores diferenças entre o recalque máximo e o recalque antes da inundação foram observadas nos PEO IV - 01 (22,71 mm), PEO IV - 03 (46,52 mm), PEO IV - 05 (72,37 mm), PEO IV - 06 (20,02 mm) e PEO IV - 07 (17,92 mm). Esses elevados valores de deslocamento são relacionados aos recalques por colapso devido à quebra da estrutura do solo após a inundação.

A Tabela 28 apresenta um resumo dos valores do recalque total medido na máxima carga aplicada e do recalque total medido após a inundação do solo. Valores normalizados de recalque foram calculados, dividindo os valores dos recalques totais pelo diâmetro da placa (450mm).

Tabela 28 – Resumo do recalque total e recalque normalizado.

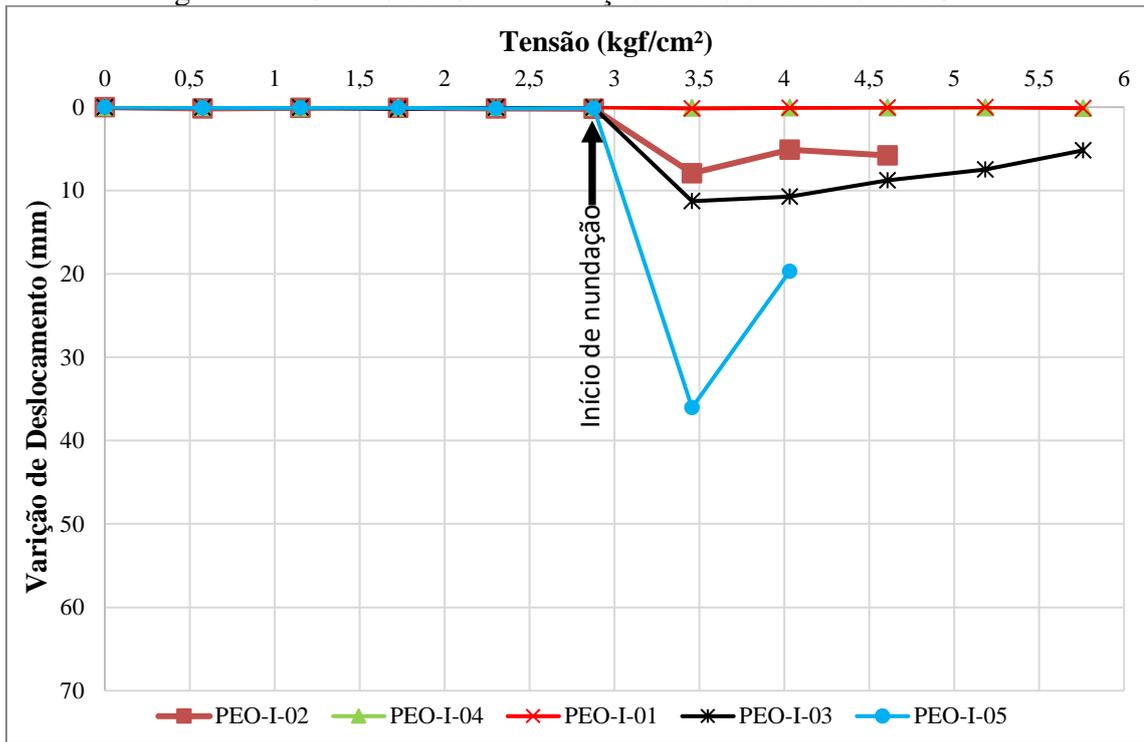
Amostra	Recalque total (recalque total no trecho inundado) (mm)	Recalque total normalizado (recalque no trecho inundado normalizado) (%)
PEO-I-01	1,24 (0,86)	0,28 (0,19)
PEO-I-02	28,89 (25,94)	6,42 (5,76)
PEO-I-03	58,36 (57,83)	12,97 (12,85)
PEO-I-04	1,33 (0,84)	0,30 (0,19)
PEO-I-05	66,03 (64,23)	14,67 (14,27)
PEO-III-02	7,74 (6,04)	1,72 (1,34)
PEO-III-03	2,85 (1,87)	0,63 (0,42)
PEO-III-04	63,82 (63,22)	14,18 (14,05)
PEO-II-05-A	46,7 (45,79)	10,38 (10,18)
PEO-II-05-B	56,5 (51,97)	12,56 (11,55)
PEO-IV-01	25,74 (22,71)	5,72 (5,05)
PEO-IV-03	47,67 (46,52)	10,59 (10,34)
PEO-IV-04	74,97 (72,37)	16,66 (16,08)
PEO-IV-05	58,78 (57,73)	13,06 (12,83)
PEO-IV-06	21,4 (20,02)	4,76 (4,45)
PEO-IV-07	20,4 (17,92)	4,53 (3,98)
PEO-IV-11	1,43 (0,72)	0,32 (0,16)

Fonte: Elaboração Própria (2022)

É importante frisar que, em projetos de fundações de aerogeradores, os recalques totais são limitados pelas condições especificadas pelos fabricantes dos equipamentos. Para estruturas comuns de aço ou concreto, Burland et al. (1977) consideram aceitáveis como valores limites de recalques totais os seguintes: 40 mm e 65 mm para sapatas isoladas em areias e argilas, respectivamente; 40 a 65 mm e 65 a 100 mm para radiers em areias e argilas, respectivamente.

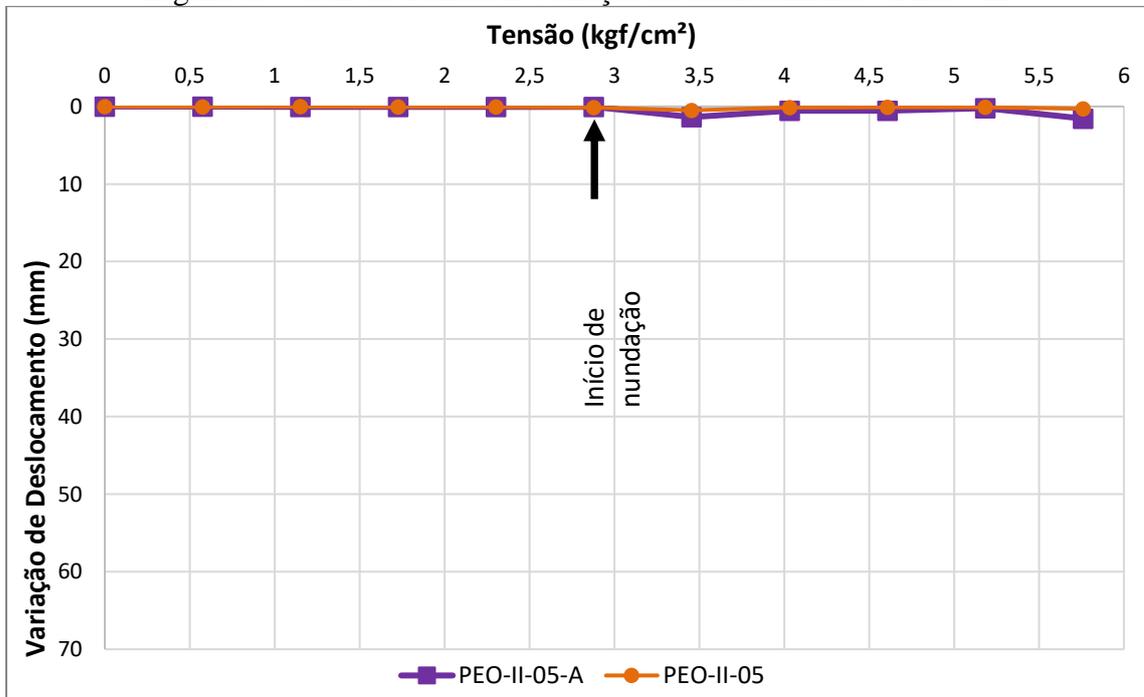
Considerando que as cargas são mantidas constantes durante um tempo pré-estabelecido ou até a estabilização de deslocamento vertical, é importante analisar a variação de recalque em cada uma dessas cargas, tanto na condição de umidade natural como na condição inundada. As Figuras 44 – 47 ilustram as curvas Tensão *versus* variação de deslocamento vertical (recalque) dos ensaios de placa realizados nos PEO I, PEO II, PEO III e PEO IV, respectivamente.

Figura 44 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – I.



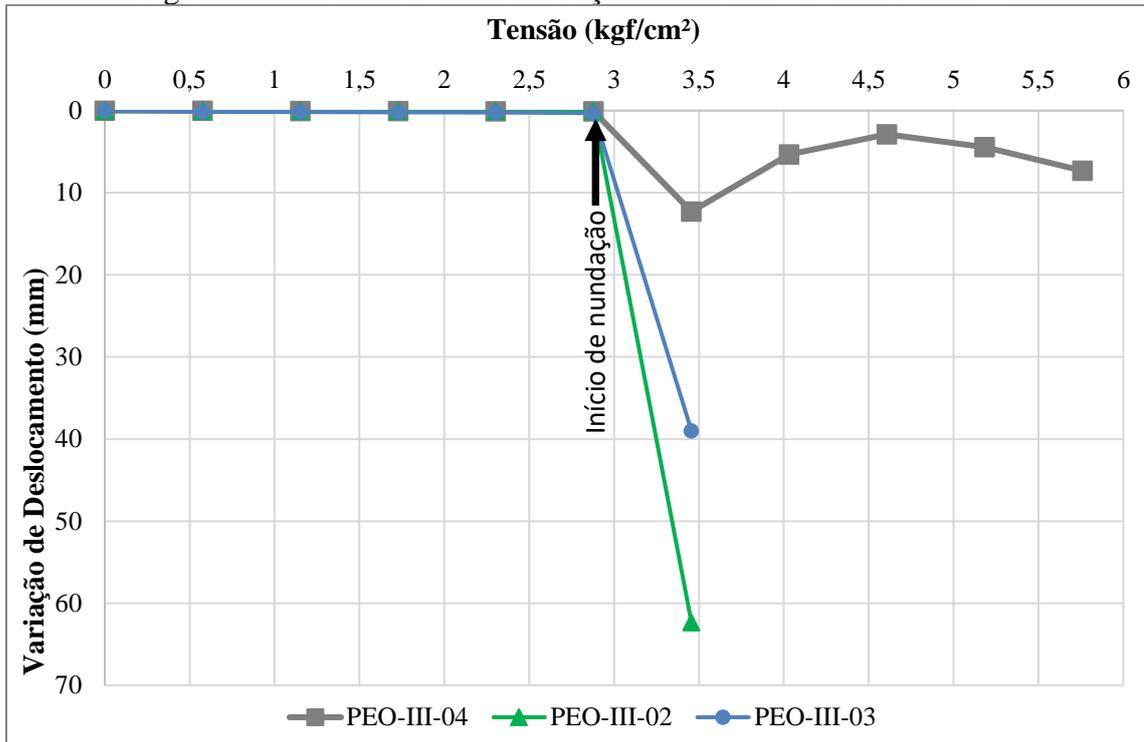
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 45 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – II



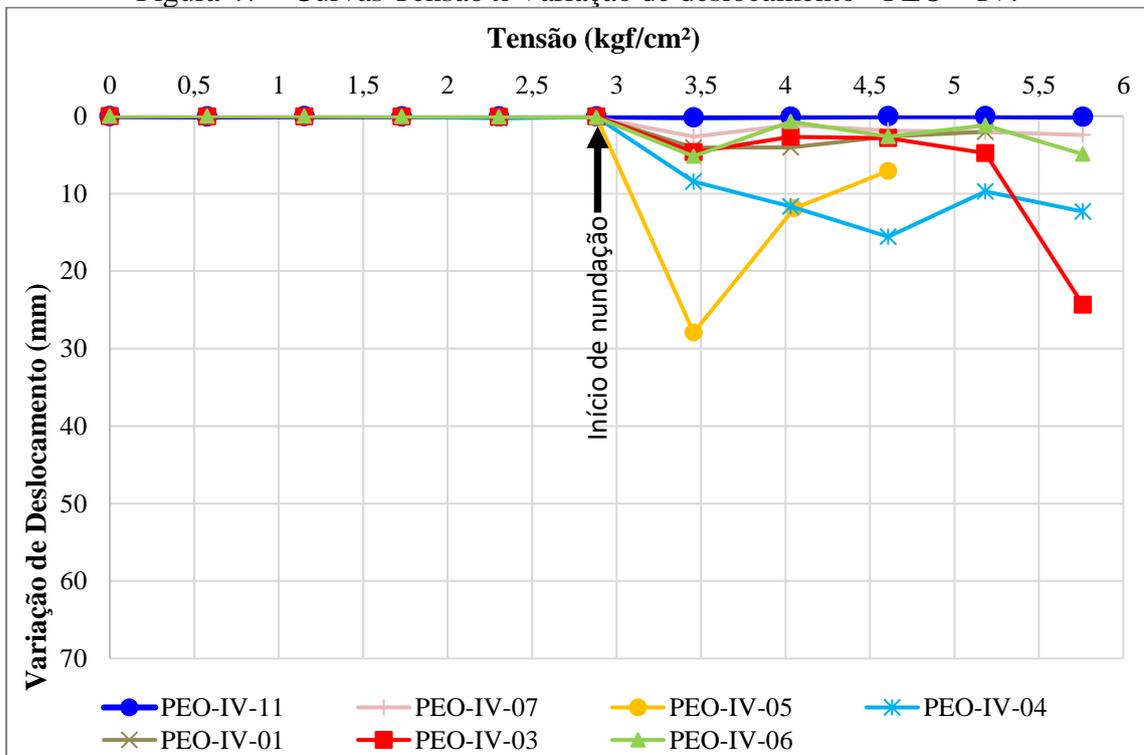
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 46 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – III.



Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 47 – Curvas Tensão x Variação de deslocamento - PEO – IV.



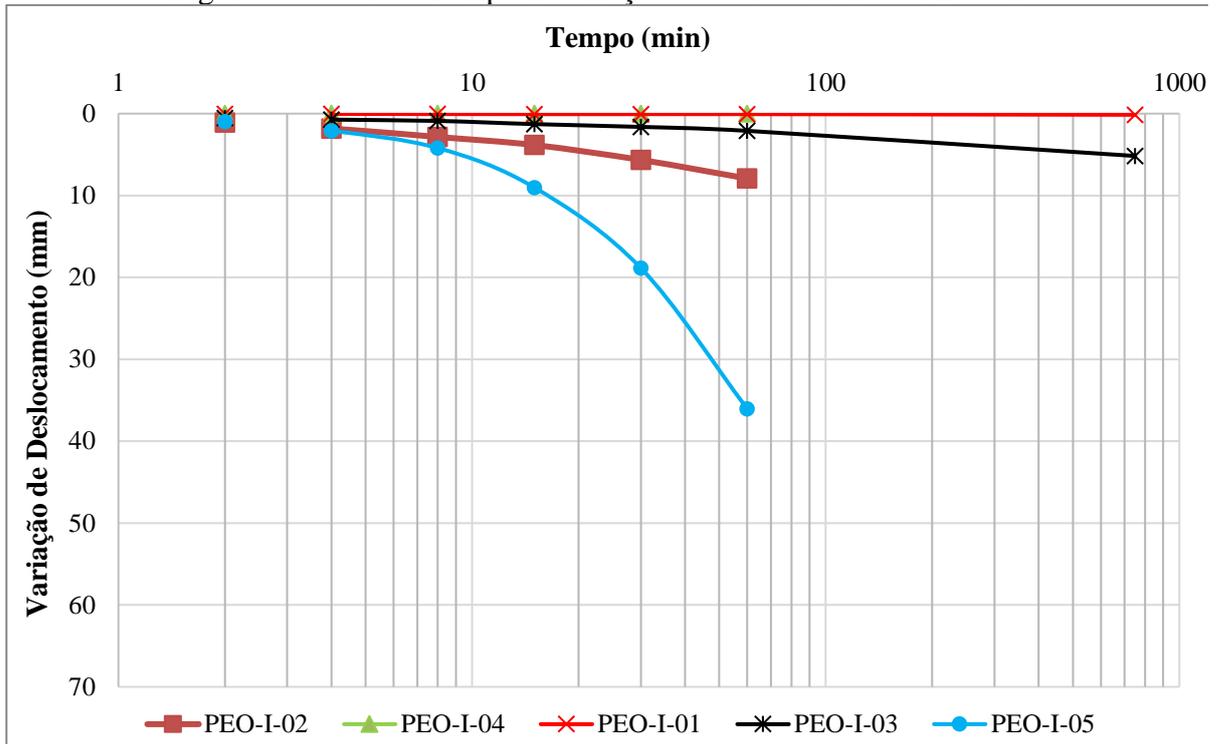
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Em todos os ensaios realizados, nota-se pouca variação de deslocamento vertical nas tensões aplicadas antes da inundação. Nesse trecho, a variação de deslocamento aumenta levemente com a tensão aplicada, apresentando valor máximo de 0,2 mm no PEO I, 0,1 mm no PEO II, e 0,3 mm nos PEO III e PEO IV.

Com a inundação do solo, os valores da variação de deslocamento vertical aumentam devido à quebra das estruturas do solo. Os valores das curvas do PEO II devem-se a presença de rocha perto da superfície do terreno. A maior variação de deslocamento ocorre geralmente na tensão de 3,456 kgf/cm<sup>2</sup>, que corresponde o primeiro carregamento na condição inundada. Não há uma tendência bem definida da variação do deslocamento com a tensão aplicada na condição úmida. Contudo, nota-se em maioria das curvas uma tendência de redução da variação do deslocamento com o aumento da tensão aplicada.

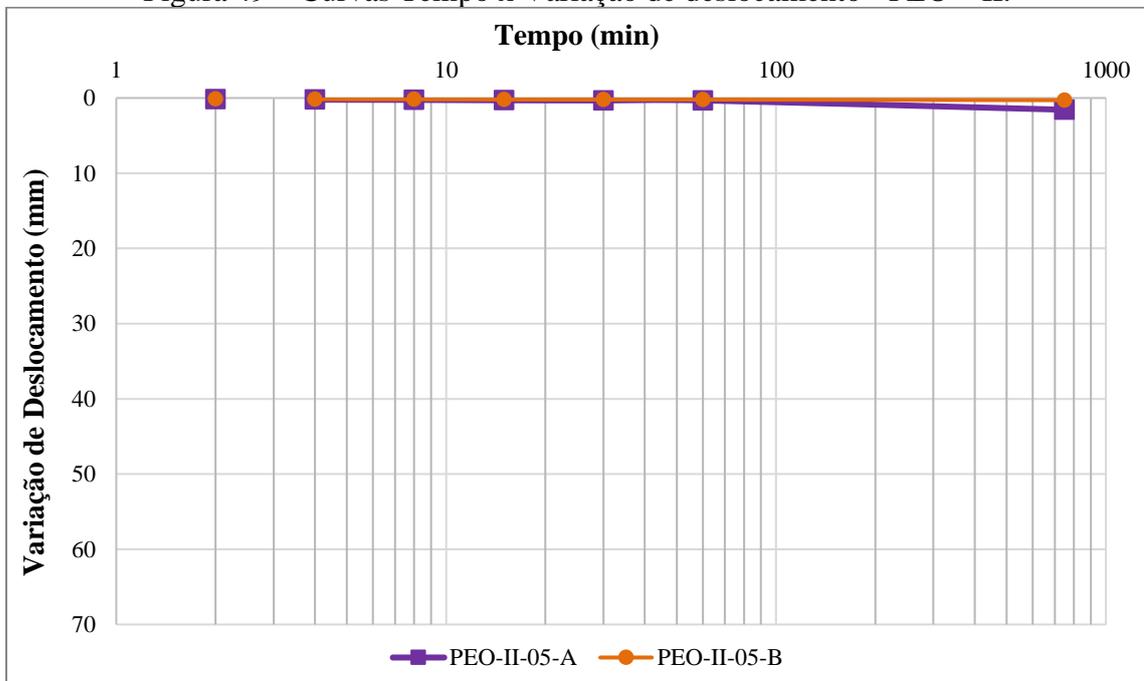
As observações acima remetem à seguinte conclusão: o recalque por colapso sofre mais influência da variação da umidade do solo do que da variação da tensão aplicada, considerando que a água destrói facilmente a estrutura do solo, enquanto que a magnitude da carga deve ser suficiente grande para vencer as tensões internas no solo e provocar o colapso. Um dos critérios considerados no ensaio de placa é que a máxima carga (5,76 kgf/cm<sup>2</sup>) deve ser aplicada por um período de 12h antes do descarregamento, enquanto é monitorada a variação do deslocamento vertical da placa. As Figuras 48 - 51 mostram as curvas tempo *versus* variação do deslocamento para os parques PEO I, PEO II, PEO III e PEO IV, respectivamente. Para a melhor representação das curvas, o eixo do tempo está na escala logarítmica.

Figura 48 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – I.



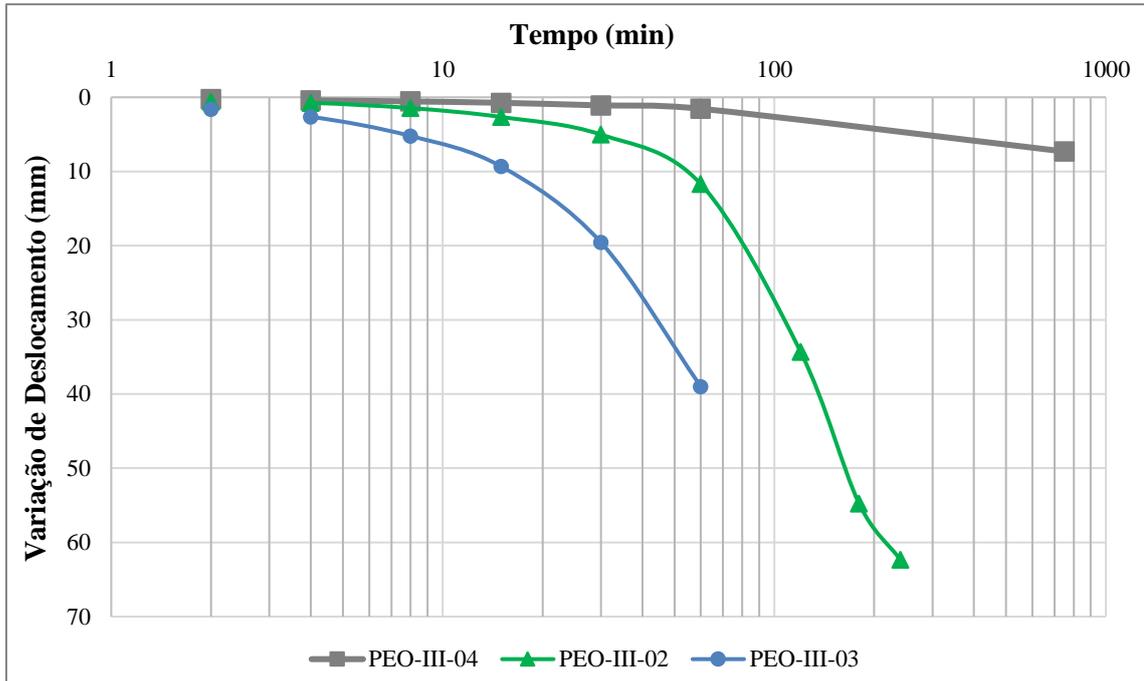
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 49 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – II.



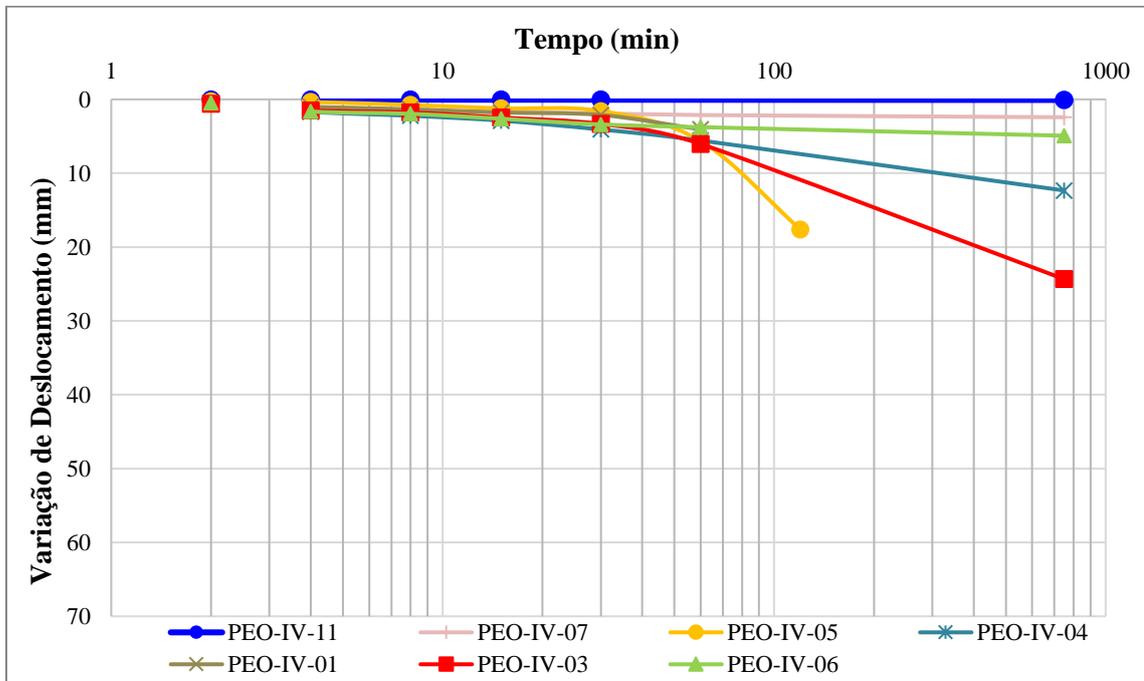
Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 50 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – III.



Fonte: Elaboração Própria (2022)

Figura 51 – Curvas Tempo x Variação de deslocamento - PEO – IV.



Fonte: Elaboração Própria (2022)

Como era esperado, a variação de deslocamento aumenta com o tempo de aplicação de carga. Na escala semi-log, nota-se que a maioria das curvas tempo *versus* variação de deslocamento apresenta um comportamento não linear. Esse comportamento pode ser relacionado ao efeito da inundação na quebra de estruturas, considerando que o aumento do tempo permite maior variação de umidade, e conseqüente quebra de estruturas e rearranjo de partículas.

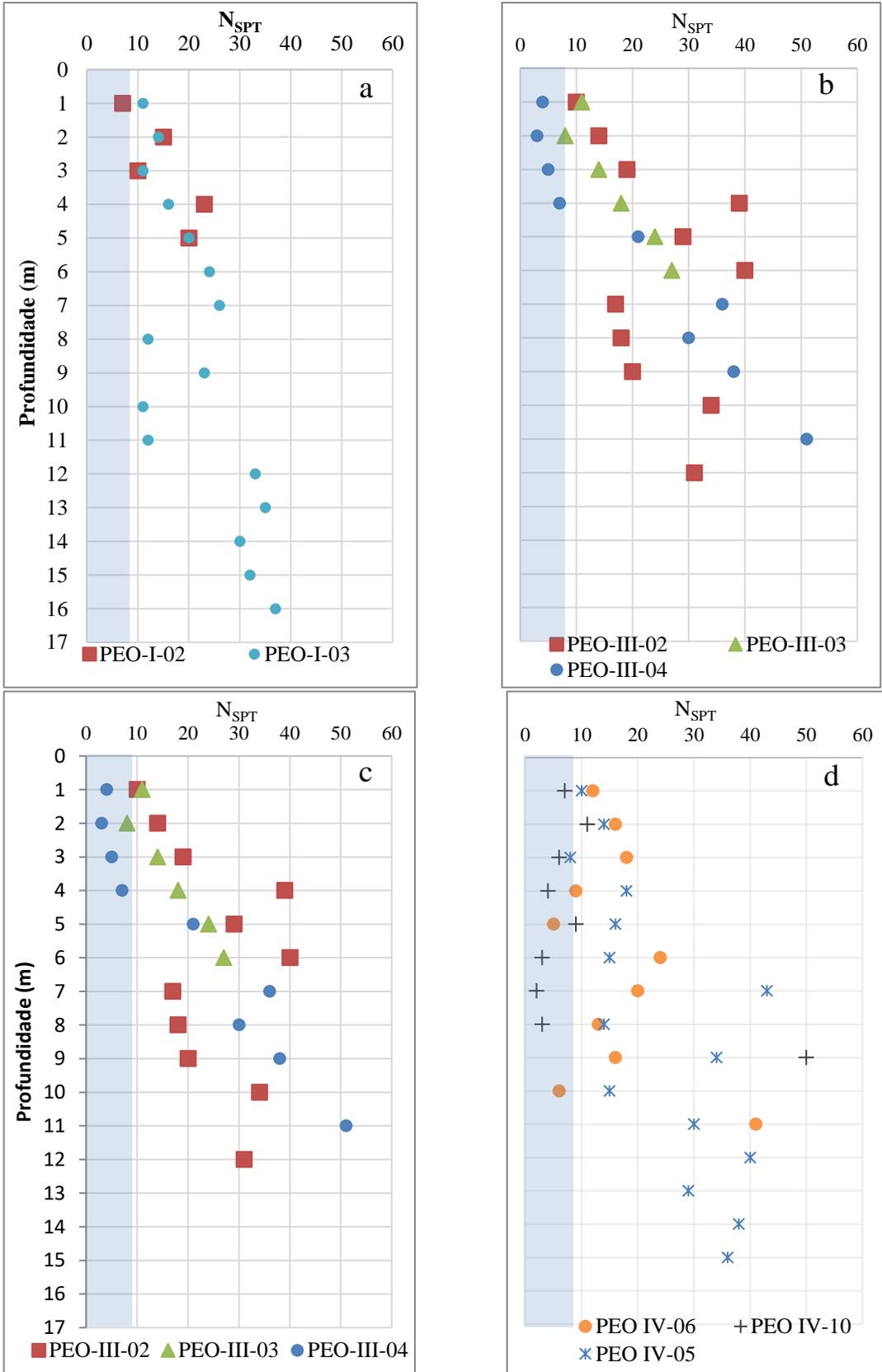
#### 4.1.5 SPT

Este item apresenta os resultados das duas campanhas dos ensaios SPT (Standard Penetration Test) realizados nos 4 parques do complexo eólico. A primeira campanha de investigação foi realizada em 2019, enquanto que a segunda foi realizada em 2021. Considerando que o comportamento colapsivo é inerente aos solos, este capítulo não apresentará os resultados dos ensaios rotativos realizados nas camadas rochosas.

Como explicado no item 2.2.5.2, não há ainda um critério aceitável e largamente utilizado na literatura, baseado nos resultados de SPT sem medição de torque, para prever a ocorrência de solos susceptíveis ao colapso. Entretanto, com base na experiência brasileira, alguns autores consideram valores baixos de  $N_{SPT}$  como possíveis indicadores para a ocorrência de solos colapsíveis. Em função disso, as figuras apresentadas a seguir visam mostrar a variação de  $N_{SPT}$  com a profundidade de modo a destacar profundidades com valores de  $N_{SPT}$  menores que 8 golpes.

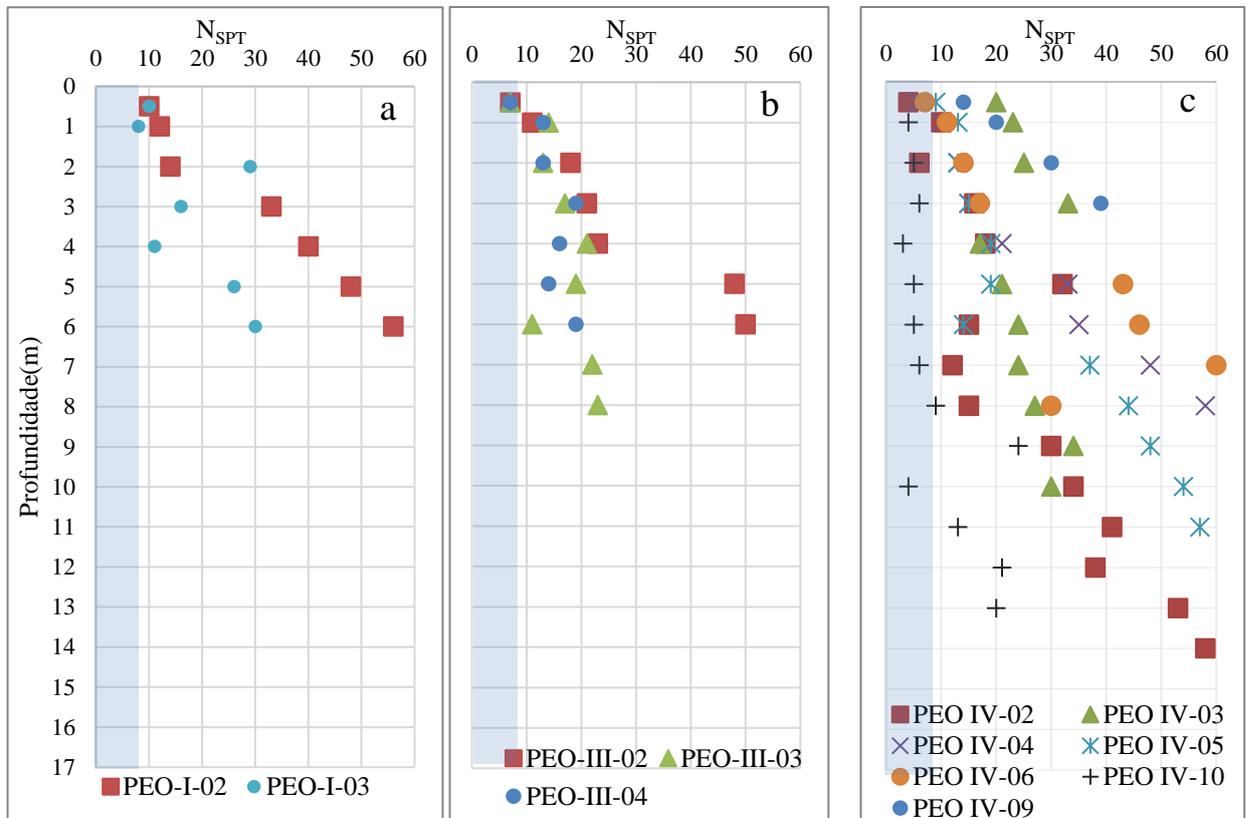
As Figuras 52 e 53 ilustram a variação do  $N_{SPT}$  ao longo da profundidade, correspondente aos ensaios realizados em 2019 e 2021, respectivamente. Ambas as figuras mostram o aumento de  $N_{SPT}$  com a profundidade. Valores de  $N_{SPT}$  menores que 8 foram encontrados praticamente nas primeiras camadas dos furos de todos os parques, tanto na campanha de 2019 como na do 2021. Os resultados de SPT do PEO-IV-10 apresentam baixos valores de  $N_{SPT}$  até 8 m de profundidade.

Figura 52 – S Resultados de SPT realizados em 2019 – a) PEO I, b) PEO II, c) PEO III e d) PEO IV.



Fonte: Adaptado de FUNDAP (2019)

Figura 53 – Resultados de SPT realizados em 2021 – a) PEO I, b) PEO III e c) PEO IV.



Fonte: Adaptado de PEC (2021) E SO (2021)

Considerando que as amostras indeformadas foram coletadas nas primeiras camadas e que os ensaios de placa foram realizados próximo à superfície do terreno, é possível afirmar que os baixos valores de  $N_{SPT}$  pode ter alguma relação com a colapsibilidade de solos, uma vez que as análises anteriores baseadas em outros ensaios mostraram essa tendência. Por outro lado, vale ressaltar que Ferreira *et al.* (1989) afirmam que valores altos de  $N_{SPT}$  em solos colapsíveis estão associados à baixa umidade ( $w < 5\%$ ) ou altas sucções, o que poderia estar ocorrendo nestes casos.

As Tabela 29 e Tabela 30 apresentam os resultados dos ensaios SPT realizados nas bases de dois aerogeradores do PEO III, nas condições de umidade natural e inundada. O objetivo desses ensaios é analisar a influência da variação de umidade do solo no valor de  $N_{SPT}$ , e conseqüentemente no potencial de colapso. Esses ensaios foram realizados com cravação do amostrador de forma contínua, a cada 45 cm, sem a necessidade de escavação de 55 cm.

Tabela 29 – Valores de  $N_{SPT}$  antes e após a inundação - PEO III - 02

Profundidade (m)	$N_{SPT}$ (sem inundação)	$N_{SPT}$ (com inundação)	Diferença percentual (%)
0,95	5	10	100,0
1,40	2	10	400,0
1,85	2	18	800,0
2,30	9	47	422,2
2,75	12	-	-
3,20	13	9	-30,8
3,65	16	7	-56,3
4,10	13	10	-23,1
4,55	13	1	-92,3
5,00	13	3	-76,9

Fonte: Elaboração Própria (2022)

Tabela 30 – Valores de  $N_{SPT}$  antes e após a inundação - PEO III - 04

Profundidade (m)	$N_{SPT}$ (sem inundação)	$N_{SPT}$ (com inundação)	Diferença percentual (%)
0,95	8	12	50,0
1,40	5	1	-80,0
1,85	2	0	-100
2,30	2	0	-100
2,75	5	35	600,0
3,20	16	39	143,8
3,65	18	35	94,4
4,10	36	31	-13,9
4,41	10	45	350,0
5,00	30	0	-100,0

Fonte: Elaboração Própria (2022)

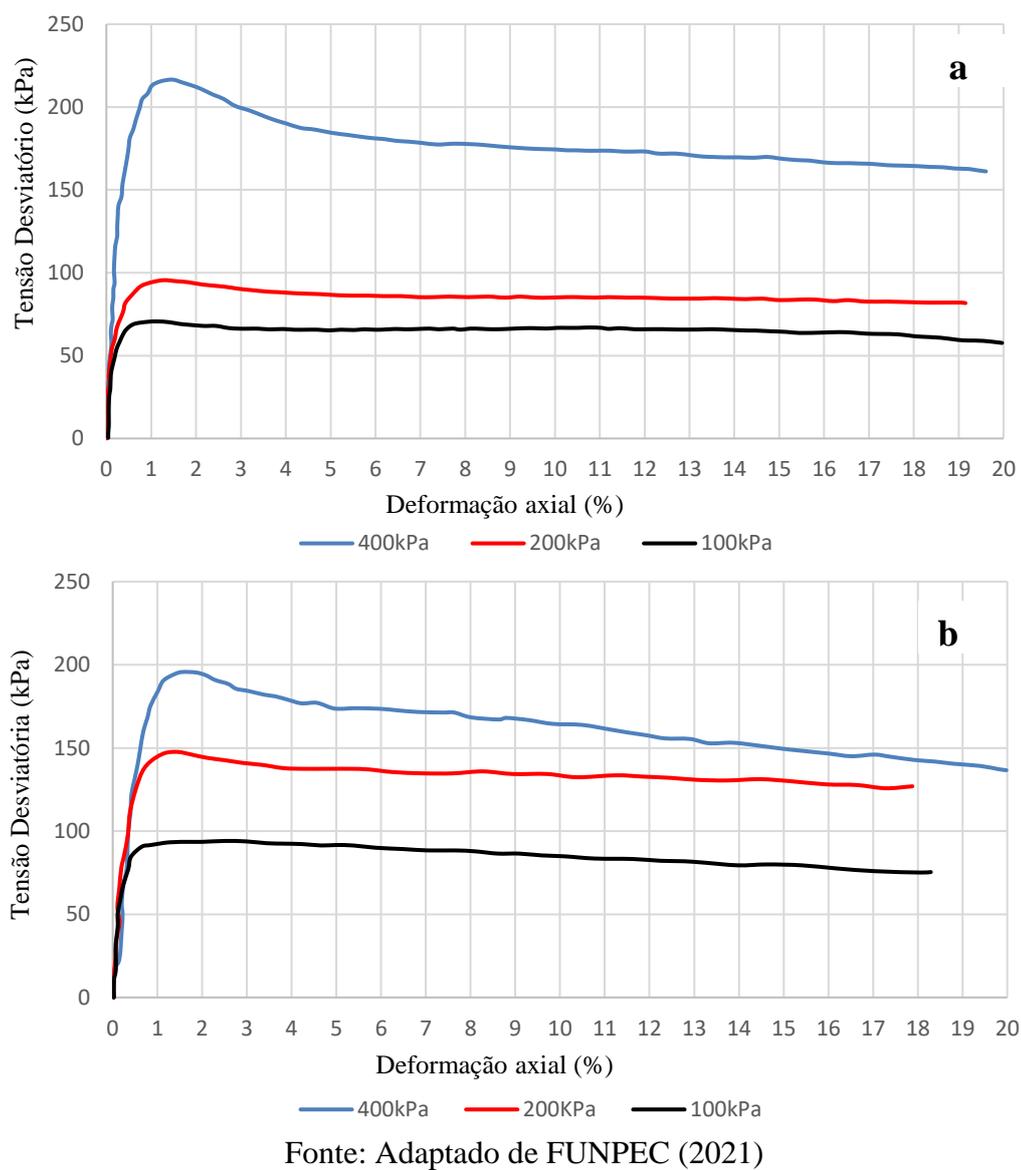
Os resultados apresentados nas Tabela 29 e Tabela 30 não permitem extrair uma única conclusão sobre a influência da inundação nos valores de  $N_{SPT}$ . Na Tabela 29, nota-se que, até 2,3 m de profundidade, os valores de  $N_{SPT}$  na condição inundada foram maiores que os da condição de umidade natural. O contrário foi observado nas profundidades maiores que 2,3 m. Os resultados apresentados na Tabela 30 mostram uma alternância de maior valor de  $N_{SPT}$  entre as condições de umidade natural e inundada, ao longo de profundidade. Vale ressaltar que se esperava menores valores de  $N_{SPT}$  na condição inundada devido à facilidade da quebra de estruturas do solo com a variação da umidade.

É importante frisar que a energia transmitida ao solo com impacto da queda do martelo no ensaio SPT gera deslocamentos suficientes para quebrar as estruturas do solo, tanto na condição de umidade natural como na condição inundada. Esse procedimento de cravação de amostrador pode não ser adequado para avaliar a influência da variação de umidade no comportamento de solos colapsíveis. Para além do efeito da energia, a profundidade da camada inundada é um outro fator que deve merecer atenção. Não há um controle rigoroso no campo que permite afirmar que todas as camadas do solo ensaiado possuem a mesma faixa de umidade devido à inundação ou que houve aumento ou redução de sucção com a inundação. Essas e outras razões contribuíram para a recomendação de medição de torque em análises de solos colapsíveis.

#### **4.1.6 Triaxial**

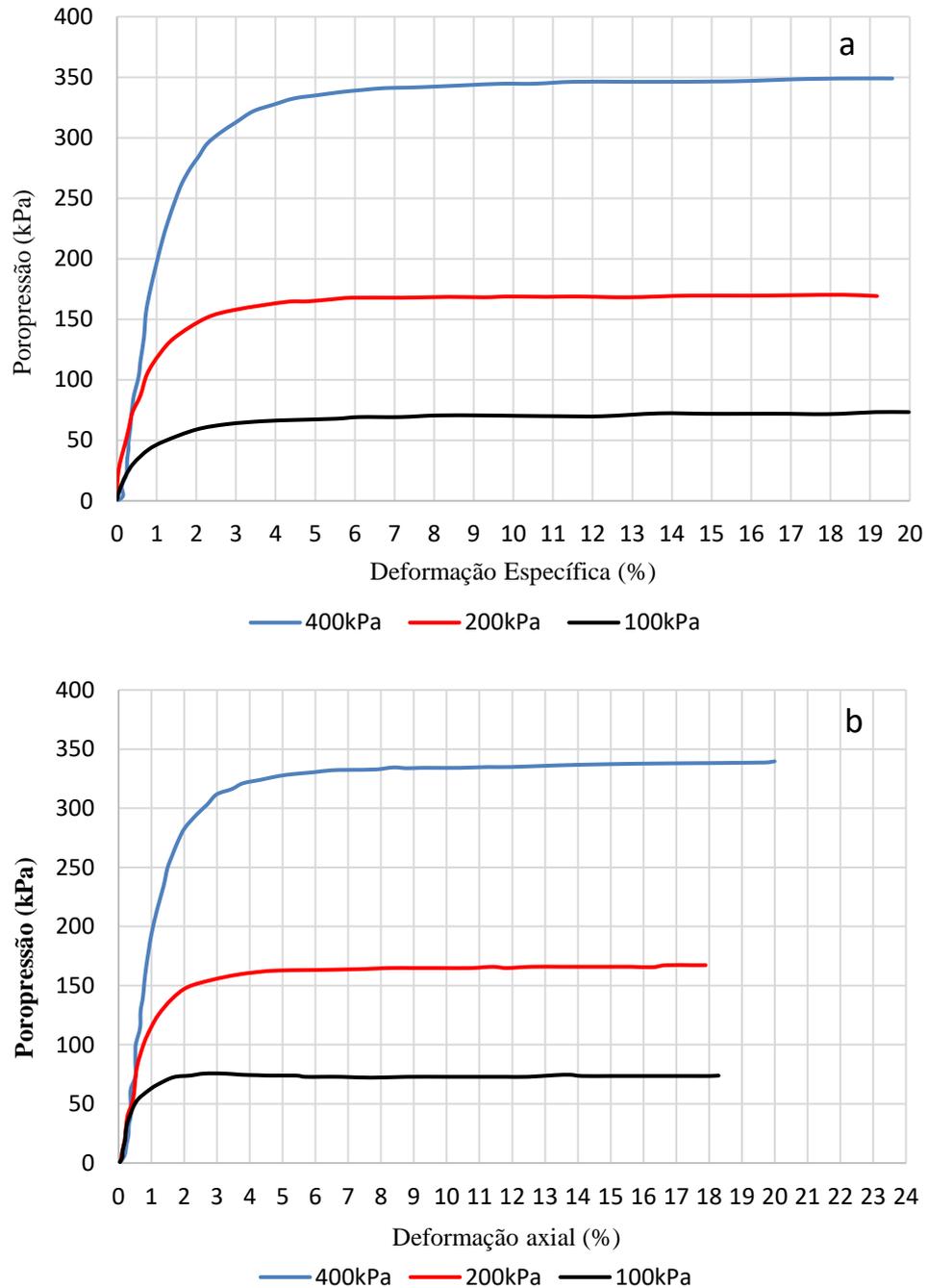
Os ensaios triaxiais foram utilizados para definição de parâmetros para esse solo e não quantificar ou qualificar quanto a colapsividade do solo. As curvas deformação axial *versus* tensão desviadora obtidas nos ensaios triaxiais realizados nas amostras PEO I -04 e PEO III-03 são ilustradas na Figura 54. Como explicado no Item 2.2.5, os ensaios triaxiais foram do tipo CU, com medições de poropressão gerada na fase de cisalhamento. As tensões confinantes adotadas nos ensaios foram de 100, 200 e 400 kPa.

Figura 54 – Curvas deformação axial x tensão desviadora – a) PEO III-03, b) PEO III – 04.



A Figura 55 mostra as curvas deformação axial *versus* poropressão referentes às amostras PEO I -04 e PEO III-03.

Figura 55 – Curvas deformação axial x poropressão – a) PEO III-03, b) PEO I - 04



Fonte: Adaptado de FUNPEC (2021)

A partir das Figuras 54 e 55, calculou-se as tensões apresentadas na Tabela 31, correspondentes a condição do pico e necessárias para o traçado da envoltória de ruptura e determinação dos parâmetros de resistência do solo – coesão e ângulo de atrito.

Tabela 31 – Resumo das tensões.

Amostra	$\sigma_3$ (kPa)	$\sigma_1$ (kPa)	$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3)$ (kPa)	$q=q' = \left(\frac{\Delta\sigma}{2}\right)$ (kPa)	$p = \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2}\right)$ (kPa)	u (kPa)	$\sigma'_3$ (kPa)	$\sigma'_1$ (kPa)	$p' = \left(\frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2}\right)$ (kPa)
PEO-III-03	100,00	194,09	94,09	47	147,05	75,79	24,21	118,30	71,26
	200,00	347,61	147,61	74	273,80	137,56	62,44	210,05	136,24
	400,00	595,67	195,67	98	497,84	260,59	139,41	335,09	237,25
PEO-I-04	100,00	170,63	70,63	35	135,32	49,08	50,92	121,56	86,24
	200,00	295,54	95,54	48	247,77	133,56	66,44	161,98	114,21
	400,00	616,56	216,56	108	508,28	261,11	138,89	355,45	247,17

Fonte: FUNPEC (2021)

As envoltórias de ruptura nos planos  $p \times q$  e  $p' \times q'$  são apresentadas nas Figuras 56 e 57.

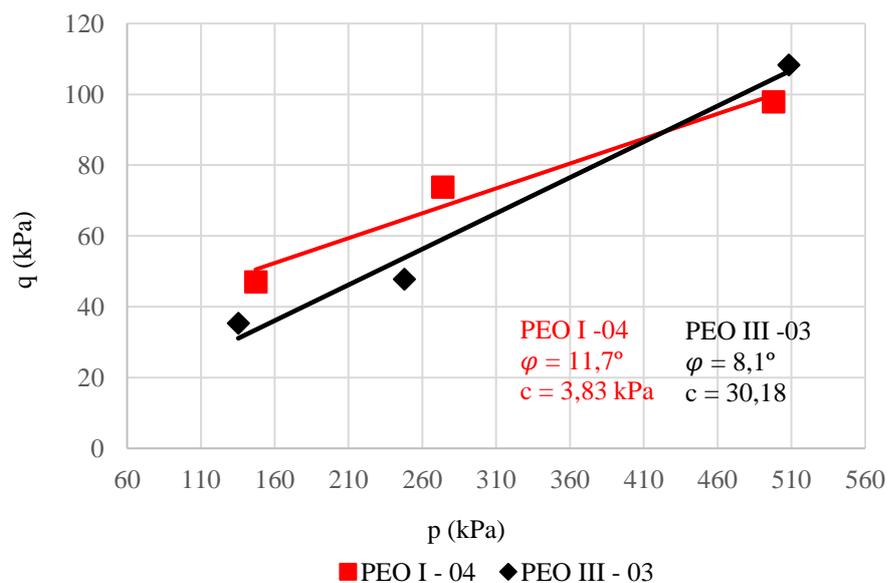
Os parâmetros de resistência totais e efetivos foram obtidos para cada uma das envoltórias e resumidos na Tabela 32.

Tabela 32 – resumo dos parâmetros de resistência das amostras PEO I – 04 e PEO III -03.

Amostra	$\phi'$ (°)	$c'$ (kPa)	$\phi$ (°)	c (kPa)
PEO-I-04	25,60	0,00	11,66	3,83
PEO-III-03	17,50	29,60	8,08	30,18

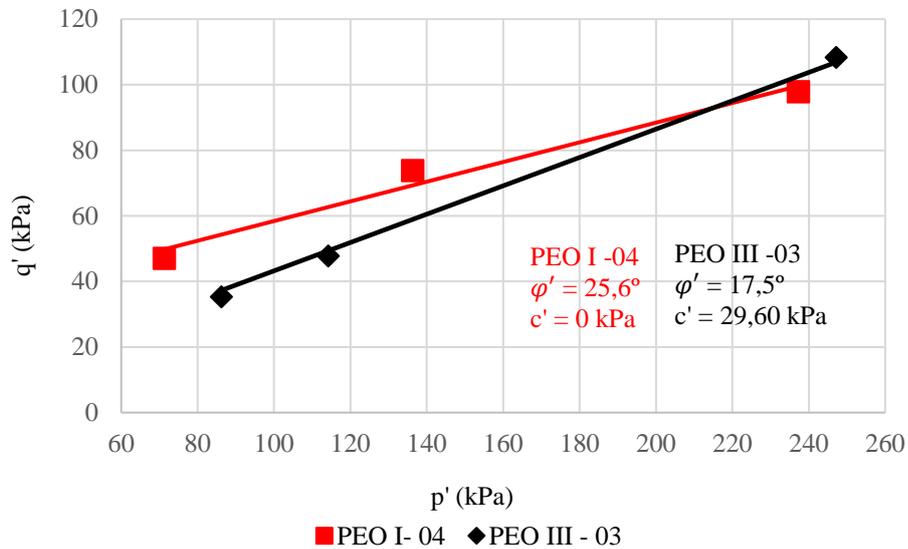
Fonte: FUNPEC (2021)

Figura 56 – Envoltórias de ruptura – tensões totais.



Fonte: Adaptado de FUNPEC (2021)

Figura 57 – Envoltórias de ruptura – tensões efetivas



Fonte: Adaptado de FUNPEC (2021)

Os valores do ângulo de atrito ( $25,6^\circ$  e  $17,5^\circ$ ) e de coesão (29,60 kPa) são representativos de areias argilosas.

Para fins de comparação, considerou-se que o solo do complexo eólico é arenoso de modo a calcular os valores do ângulo de atrito a partir dos resultados do ensaio SPT. Três métodos consolidados na prática brasileira – De Mello (1971), Meyerhof (1956) e Teixeira (1996) – foram utilizados. As expressões para o cálculo do ângulo de atrito através dos métodos de De Mello (1971), Teixeira (1996) e Meyerhof (1956) são apresentadas nas Equações 7 a 9.

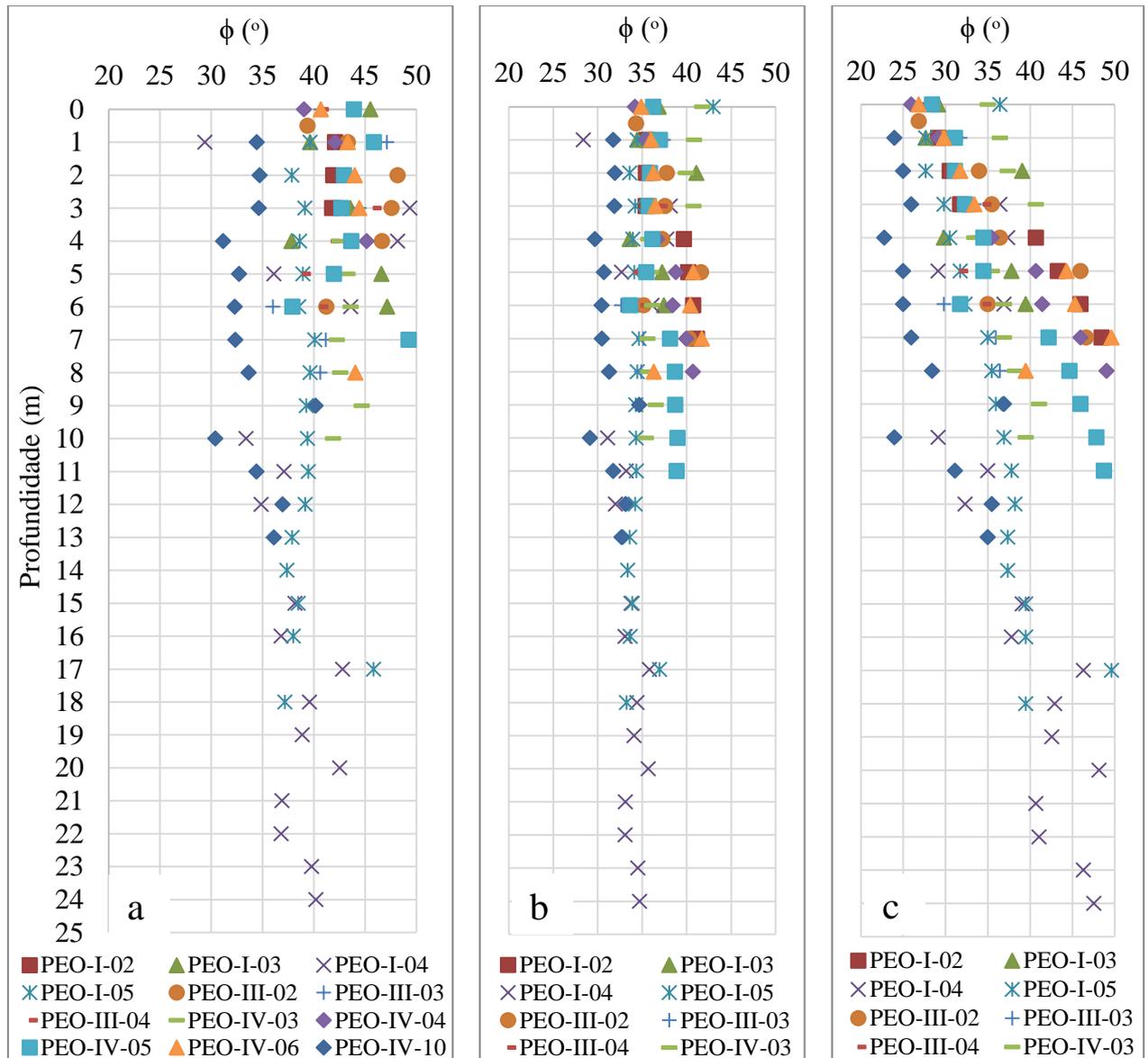
$$(1,49 - D_r) \operatorname{tg} \phi' = 0,712 \quad (\text{Equação 7})$$

$$\phi' = 15^\circ + \sqrt{24 \cdot N_{\text{SPT}}} \quad (\text{Equação 8})$$

$$\phi' = 25 + 15 \cdot D_r \quad (\text{Equação 9})$$

Os ensaios SPT realizados em 2019 e 2021 foram utilizados para calcular os valores do ângulo de atrito. A Figura 58 ilustra a variação do ângulo de atrito com a profundidade. Uma vez que esses métodos são aplicados em areias puras, é de esperar que os valores do ângulo de atrito estimados sejam maiores que os medidos no ensaio triaxial com areia argilosa.

Figura 58 – Ângulo de atrito x profundidade – a) De Mello (1971), b) Meyerhof (1956) e c) Teixeira (1996).



Fonte: Elaboração Própria (2022)

A faixa de variação do ângulo de atrito é de 30 a 50° no método de De Mello (1971), 30 a 42° no método de Meyerhof (1956) e 24 a 50° no método de Teixeira (1996). Os valores encontrados no ensaio triaxial para amostras PEO I – 04 e PEO III -03 são menores que os obtidos por meio das expressões apresentadas acima.

## 5 CONCLUSÃO E SUGESTÃO PARA TRABALHOS FUTUROS

Por meio dos resultados dos ensaios de campo e de laboratório, este trabalho apresentou e discutiu as análises feitas para caracterizar o subsolo, analisar o comportamento do solo quanto à susceptibilidade ao colapso e determinar os parâmetros geotécnicos de interesse. Assim, com base nos objetivos previamente definidos, apresenta-se em seguida as principais conclusões frutos deste trabalho:

- Apesar de ser um método não invasivo e não permitir a medição direta da resistência e observação dos materiais das camadas, os ensaios geofísicos auxiliaram no planejamento dos ensaios posteriores e no reconhecimento do subsolo – identificação dos solos e das espessuras das camadas ao longo de uma extensa área do complexo eólico. Para além disso, permitiram a estimativa dos módulos de rigidez e de incompressibilidade, parâmetros importantes para a análise de deformação da massa do solo.
- Os resultados fornecidos pela empresa executora da caracterização física mostram que os solos das amostras 6 indeformadas são predominantemente granular, por apresentarem a fração de areia entre 47 e 76%, de silte entre 1 e 9%, e de argila entre 21 e 44%. Tais solos podem ser classificados como areia argilosa (SC) de baixa a média plasticidade ( $7 < IP < 12\%$ ), não saturados ( $11,08\% < S < 28,77\%$ ) e com índices de vazios entre 0,75 e 0,84.
- 8 critérios qualitativos, baseados nos índices físicos e granulometria, foram utilizados para classificar os solos quanto à susceptibilidade ao colapso. Dentre esses critérios, 5 classificam os solos como susceptíveis ao colapso, enquanto que 3 critérios classificam algumas amostras como susceptíveis ao colapso e outras como não susceptíveis.
- Os valores dos índices de compressão e recompressão medidos nos ensaios de adensamento simples com inundação variam entre 0,15 e 0,27 e entre 0,015 e 0,03, respectivamente. Valores do índice de compressibilidade após inundação é maior que os valores medidos antes da inundação do solo. A inundação dos corpos-de-prova durante a realização dos ensaios gerou grande variação do índice de vazios, comportamento esperado em solos susceptíveis ao colapso devido à quebra e rearranjo de estruturas.
- O método de Jennings e Knight (1975) classifica 5 amostras de solo como muito problemáticas por apresentarem  $PC > 10\%$ , e 1 como problemática. Por outro lado, o

método de Lutenegeger e Saber (1988) considera que o grau de susceptibilidade ao colapso é elevado em 5 amostras, e moderado em 1 amostra. As classificações feitas com base nos resultados de adensamento corroboram as obtidas através da maioria dos critérios qualitativos.

- Não foi encontrado um método consagrado na literatura que permite estimar o valor do potencial de colapso de forma simples com base nos resultados do ensaio de placa. Contudo, os resultados desses ensaios mostram que a maioria dos solos é susceptível ao colapso devido aos elevados valores de recalque medidos após a inundação. Valores dos recalques totais e recalques após a inundação variam na faixa entre 1,24 e 74,97 mm e entre 0,72 e 72,37 mm, respectivamente. Considerando que o diâmetro da placa é igual a 450 mm, valores normalizados máximos desses recalques correspondem a 16,66% e 16,06%, respectivamente.
- As curvas da variação do deslocamento vertical com o aumento de carga externa, mostram que o recalque por colapso sofre mais influência da variação da umidade do solo do que da variação da tensão aplicada, considerando que a água destrói facilmente a estrutura do solo, enquanto que a magnitude da carga deve ser suficiente grande para vencer as tensões internas no solo e provocar o colapso.
- A maioria das curvas tempo *versus* variação de deslocamento apresenta um comportamento não linear, que pode ser relacionado ao efeito da inundação na quebra de estruturas, considerando que o aumento do tempo permite maior variação de umidade, e conseqüente quebra de estruturas e rearranjo de partículas.
- Apesar de alguns trabalhos brasileiros relacionarem solos susceptíveis ao colapso com valores de  $N_{SPT}$  menores que 8, não há ainda um critério aceitável e largamente utilizado na literatura baseado somente no  $N_{SPT}$  para prever a ocorrência de solos susceptíveis ao colapso.
- Os baixos valores de  $N_{SPT}$  medidos nas sondagens estão relacionados às primeiras camadas, nas profundidades onde foram coletadas as amostras indeformadas e realizados os ensaios de placa. Em função disso, pode-se concluir que os baixos valores de  $N_{SPT}$  pode ter alguma relação com solos susceptíveis ao colapso, uma vez que as análises anteriores baseadas em outros ensaios mostraram essa tendência.
- Corroborando as conclusões de Ferreira et al. (1989), é possível afirmar que os solos das camadas mais profundas podem apresentar comportamentos de solos colapsíveis,

por serem não saturados e por possuírem parcela significativa de argila, mesmo tendo altos valores de  $N_{SPT}$ .

- Os resultados dos ensaios SPT realizados nas condições de umidade natural e inundada não mostram uma tendência clara de comportamento. Em algumas profundidades, maiores valores de  $N_{SPT}$  foram medidos na condição de umidade natural, e noutras profundidades, o mesmo comportamento é observado em ensaios realizados na condição de solo inundado. Esse comportamento diverge do esperado, que era encontrar os menores valores de  $N_{SPT}$  na condição inundada devido à facilidade da quebra de estruturas do solo com a variação da umidade.
- Alguns fatores que podem contribuir para a dificuldade de prever solos susceptíveis ao colapso por meio do ensaio SPT sem medição de torque são a elevada energia transmitida ao solo pela cravação do amostrador, dificuldade de controlar a profundidade da zona inundada e de medir a variação de sucção com a inundação do solo.
- Os valores do ângulo de atrito medidos em duas amostras utilizadas no ensaio triaxial são 25,60  e 17,50 , enquanto que os valores de coesão são 0 kPa e 29,60 kPa são representativos de areias argilosas. Esses valores do ângulo de atrito são menores que os estimados com base nos resultados de SPT. A faixa de varia o do ângulo de atrito   de 30 a 50  no método de De Mello (1971), 30 a 42  no método de Meyerhof (1956) e 24 a 50  no método de Teixeira (1996).

Com base neste trabalho, algumas sugestões de continua o são recomendadas, tais como a análise química, análise microscópica da estrutura do solo e a realiza o de ensaios CPT e/ou SPT-T nas condi es de umidade natural e inundada.

## REFERÊNCIAS

ABEEólica. **Associação Brasileira de Energia Eólica**. 2017. Disponível em: <<http://abeeolica.org.br/>>. Acesso em 20 de jan. de 2022.

ABEEólica. **Associação Brasileira de Energia Eólica**. 2022. Disponível em: <<http://abeeolica.org.br/>>. Acesso em 20 de jan. de 2022.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Philadelphia, 1983.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2487**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). Philadelphia, 1983.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D 2850-15**: Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils. 2015.

ARMAN, A. & THORNTON, S.I. 1972. “**Identification of Collapsible Soils in Louisiana**”. Highway Research Record, n o 426, p. 14-22.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853**: Solo – ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Solo: determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Amostras de solo: preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2019

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508**: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7117**: Medição da resistividade e determinação da estratificação do solo. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo: determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo: análise granulométrica. Rio de Janeiro, 2016.

BARDEN, LI; MCGOWN, A.; COLLINS, K. **The collapse mechanism in partly saturated soil**. *Engineering Geology*, v. 7, n. 1, p. 49-60, 1973.

Burland, J.b., Broms, B.B., Mello, V.F.B. **Behaviour of foundations and structures**. In: **International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**, 9., Tóquio, Anais ..., Ico-somef: Tóquio, 1977. v. 2, p. 495 - 546.

BURTON, T.; JENKINS, N.; SHARPE, D.; BOSSANYE, E. **Wind Energy: Handbook**. 2 ed., John Wiley & Sons, Chichester, 2011.

CASAGRANDE, Arthur. **The structure of clay and its importance in foundation engineering**. *Boston Society Civil Engineers Journal*, 1932.

CHOUDRY, T., (1988), "**Prevention of Collapse in Residual Foundation Soils of Guri Embankment Dams**", *Proceedings*, Tropical's, Singapura, vol.1, pp.363-368.

CINTRA, J.C.A. (1998). "**Fundações em Solos Colapsíveis**". Escola de Engenharia de São Carlos, 106p.

Clemence, S. P., Finbarr, A. O., 1981, **Design Considerations For Collapsible Soils**, *J. Geot. Eng. Div. A.S.C.E.*, Vol. 107, N. Gt3, 305 - 307.

Clevenger, W. A. (1956). "**Experiences with loess as foundation materials.**" *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, 82, 1025–1025–26.

CONCIANI, Wilson. **Estudo do colapso do solo através de ensaios de placa monitorados com tensiômetros e tomografia computadorizada**. 1997.

CPRM. **Serviço Geológico do Brasil**. 2006. Disponível em: < [Serviço Geológico do Brasil \(cprm.gov.br\)](http://www.cprm.gov.br)>. Acesso em 21 de jan. de 2022.

CRESEB. **História da Energia Eólica e suas utilizações**. 2022. Disponível em: <[http://www.cresesb.cepel.br/index.php?section=com\\_content&lang=pt&catid=3](http://www.cresesb.cepel.br/index.php?section=com_content&lang=pt&catid=3)>. Acesso em 26 de jan. de 2022.

De Mello, V.F.B. **The standard penetration test: state-of-the-art report**. **4<sup>th</sup> Pan-American Conference Soil Mechanics Foundation Engineering**. Puerto Rico, v. 1, p. 1-86, 1971.

DE MENDONÇA, Marcos Barreto. **Comportamento de solos colapsíveis da região de Bom Jesus da Lapa-Bahia**. 1990. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.

Denisov, N. Y. 1951. **The engineering properties of loess and loess loams**, Gosstroizdat, Moscow.

DUDLEY, J.H. 1970. "**Review of Collapsing Soils**". *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 96, n° SM3, may, p.925-947.

FARIA, P. O.; NORONHA, M. **Fundações de Torres Eólicas: Estudo de Caso**. 2013. 12p. Rio Grande do Sul, 2013. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/307512613>>. Acesso em: 7 de fev. de 2022.

Feda, J. 1964. “**Colloidal activity, shrinking and swelling of some clays.**” **Proceedings Soil Mechanics Seminar**, 531–546.

FERREIRA, S. **Livro Solos Não Saturados Hydraulic conductivity and soil interaction with percolating fluid View project Behavior of saturated and unsaturated soils and their effects on the environment View project**. 2019. Disponível em: <<https://www.researchgate.net/publication/333444112>>. Acesso em: 6 de nov. de 2022.

FERREIRA, S. R. M.; TEIXEIRA, D. C. L. Collapsible soil. **A practical case in construction (Pernambuco, Brazil)**. In: Congrès international de mécanique des sols et des travaux de fondations. 12. 1989. p. 603-606.

FOCUS TECHNOLOGY. **Made-in-China**. 2022. Disponível em: < [Eixo Vertical Maglev turbina gerador de energia eólica - China Turbina Eólica, Gerador eólico \(made-in-china.com\)](#)>. Acesso em 21 de fev. de 2022.

FUNDAP. **Relatório de Sondagem**. 2019.

Futai, M.M. **Estudo teórico-experimental do comportamento de solos tropicais não saturados: Aplicação a um caso de voçorocamento**. Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2002

GEODECON. **Ensaio geofísicos**. 2020.

GEOQUALITY. **Relatório de Ensaio de Placa**. 2021.

GUIMARÃES NETO, J.S. 1997. “**Análise de Alguns Fatores que Podem Influenciar a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação**”. Dissertação de Mestrado, UFPE, Recife – PE, 105p.

GWEC. **Global Wind Energy Council**. 2020. Disponível em: <<https://gwec.net/green-recovery-data-analysis/>>. Acesso em 21 de jan. de 2022.

Handy, R. L. 1973. “**Collapsible loess in Iowa.**” **Proceedings, Soil Science Society of America**, 37, 281–284.

HOUSTON, S.L.; HOUSTON, W.N.; SPADOLA, D.J. 1988. “**Prediction of Field Collapse of Soils Due to Wetting**”. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE**, Vol. 114, nº 1, jan, p.40-58.

Howayek, A.E., Huang, P.T., Bisnett, R., Santagata, M.C. **Identification and behavior of collapsible soils**. Publication FHWA/IN/JTRP-2011/12. Joint Transportation Research Program, Indiana Department of Transportation and Purdue University, West Lafayette, Indiana, 2011.

IBGE. **Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística**. 2009. Disponível em: < [IBGE | Portal do IBGE | IBGE](#)>. Acesso em 21 de jan. de 2022.

JENNINGS, J. E. e KNIGHT, K., 1975, 11 **A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement due to 'Collapse' of Grain Structure**", Proceedings, VI Regional Conference for Africa on Soil Mech. and Found. Engineering, Durban, pp.99-105.

JENNINGS, J. E. **The additional settlement of foundations due to a collapse of structure of sandy subsoils on wetting**. In: Proc. 4th Int. Conf. on SMFE. 1957. p. 316-319.

José Ribeiro da Silva, Mário; Romero de Melo Ferreira, Silvio. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina: cartas de suscetibilidade**. 2003. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

KASSIF, G. e HENKIN, E.N., 1967, "**Engineering and Physico-Chemical Properties Affecting Piping Failure of Loess Dams in the Negev**", *Proceedings*, III Asian Regional Conf. on Soil Mech. and Found. Engineering, Haifa, vol.1, pp. 13-16.

Klukanova, A., and Frankovaska, J. "**The Slovak carpathians loess sediments, their fabric and properties.**" *Proceesings of the NATO Advanced Research Workshop on Genesis and Propertoes of Collapsible Soils*, Loughborough, U.K., 413 1994.

LAWTON, E. C.; FRAGASZY, R. J.; HETHERINGTON, M. D. **Review of wettinginduced collapse in compacted soil**. New York: ASCE - Journal of Geotechnical Engineering Division., v. 118, n. 9, p. 1137-1394, 1992.

LOLLO, José Augusto. **Solos Colapsíveis, identificação, Comportamento, impactos, riscos e soluções tecnológicas**. São Paulo: Unesp, 2008.

LOURO, Cássia Ferraz et al. **Utilização de Expansocolapsômetro na Determinação do Colapso no solo de Rondonópolis–MT**. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte. 2016.

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

MAHMOUD, H.H., HOUSTON, W.N., e HOUSTON, S.L. (1995). "**Apparatus and Procedure for an In Situ Collapse Test**". Geotechnical Testing Journal, GTJODJ, Vol. 18, no 4, dez. pp. 431-440.

MEDERO, Gabriela Maluf. **Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado**. Tese de Doutorado 2005. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Meyerhof, G.G. 1956. **Penetration tests and bearing capacity of cohesionless soils**. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, 82(SM1): 1-19.

MILITISKY, J., CONSOLI, N.C., SCHNAID, F. **Patologia das Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2013, 256p.

MILITITSKY, Jarbas. **Fundações de Torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2019.

MITCHELL, James Kenneth et al. **Fundamentals of soil behavior**. New York: John Wiley & Sons, 2005.

MME. Ministério de Minas e Energia. **Plano decenal de expansão de energia 2030. Ano base 2019**. Empresa de Pesquisa Energética. Disponível em: <[https://www.epe.gov.br/sites-pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/PublicacoesArquivos/publicacao490/PDE%202030\\_RevisaoPosCP\\_rv2.pdf](https://www.epe.gov.br/sites-pt/publicacoes-dados-abertos/publicacoes/PublicacoesArquivos/publicacao490/PDE%202030_RevisaoPosCP_rv2.pdf)>. Acesso em: 06, fev. 2022.

NEOENERGIA. **Você sabe como funciona um aerogerador**. 2022. Disponível em: <<https://www.neoenergia.com/pt-br/te-interessa/meio-ambiente/Paginas/como-funciona-um-aerogerador.aspx>>. Acesso em 28 de jan. de 2022.

NOBARI, E.S. e DUNCAN, I.M., 1972, "**Effect of Reservoir Filling on Stresses and Movements in Rockfill Dams**", Report n TE-72-II, U.S.Army, Vicksburg, Missisipi.

NUÑES, E. **Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación**. In: CONGRESO PANAMERICANO DE MECÁNICA DOS SUELOS E INGENIERÍA DE FUNDACIONES, 5, Buenos Aires, Proceedings... Buenos Aires, vol. 4, Sessão II, p. 43-73, 1975.

PEC. **Relatório de Sondagem**. 2021.

Pereira, J. H. F., and Fredlund, D. G. 2000. "**Volume change behavior of collapsible compacted gneiss soil**." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), 907–916

Priklonski, V. A. **Gruntoedenia-Vtroarid Chast**. Gosgeolzdat, Moscow. 1952.

Reginatto, A. R. & Ferrero, J. C., 1973, ***Collapse Potencial Of Soils And Soil Water Chemistry***. Proc. 8<sup>th</sup> I.C.S.M.F.E., Moscow, Vol.2.2, 177-183.

REZNIK, Y.M., (1989), "**Discussion of 'Determination of Collapse Potential of Soils' by A. J. Lutenegeger and R. T. Saber**", *Geotechnical Testing Journal*, ASTM, vol .12, o n- 3, setembro, pp.248-249.

RIANI, H.C., e BARBOSA, M.C., 1989. "**Collapsible Sand and Its Treatment by Compaction**", *Proceedings*, XII Int. Conf. on Soil Mech. and found. Engineering, Rio de Janeiro, vol.1, pp.643-646.

ROGERS, C. D. F. Types and distribution of collapsible soils. In: **Genesis and properties of collapsible soils**. Springer, Dordrecht, 1995. p. 1-17.

SONDAOESTE. **Relatório de Sondagem**. 2021.

SOUZA NETO, J.B. 2013. **Utilização de ensaios de campo na identificação de solos colapsíveis.** In: 3º Simpósio de Geotecnia do Nordeste GEONE. Anais, Fortaleza, 2013.

SOUZA NETO, João Barbosa. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (colapso).** 2004. Tese doutorado, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

Teixeira, A.H. **Projeto e execução de fundações.** Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE, São Paulo, v. 1, p. 33-50, 1996.

TORY, Richard Willian. **Análise de um solo colapsível e a sua relação com as patologias em fundações na região noroeste do Paraná.** 2017.

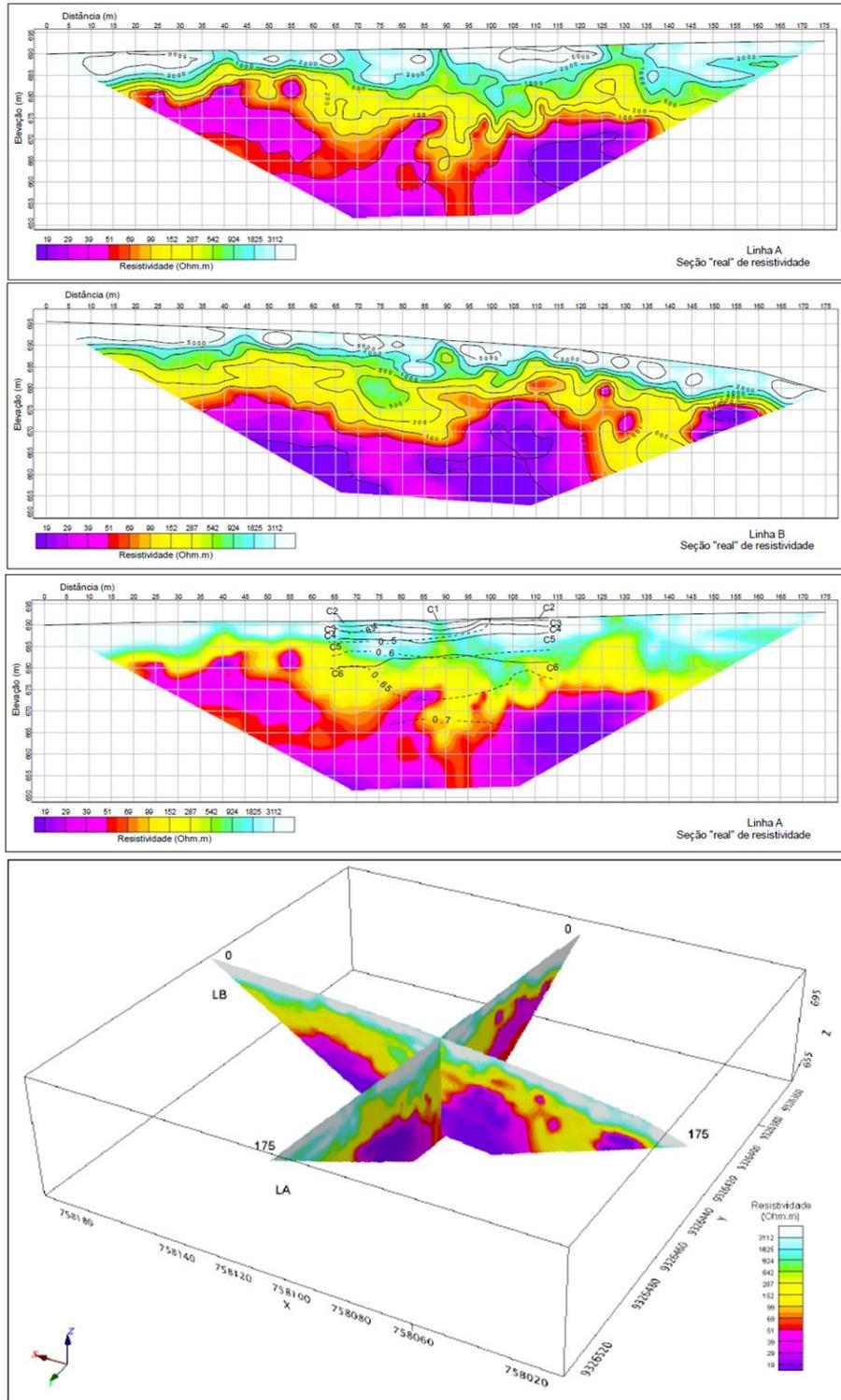
TRIGEO. **Ensaio de adensamento e caracterização.** 2021.

VELLOSO, Dirceu A.; LOPES, Francisco R. **Fundações** vol. 2. S. Oficina de Textos, 2004.

VILAR, O.M. **Estudo da compressão unidirecional do sedimento moderno (solo superficial) da cidade de São Carlos.** São Carlos, 105p. Dissertação de Mestrado em Geotecnia. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1979.

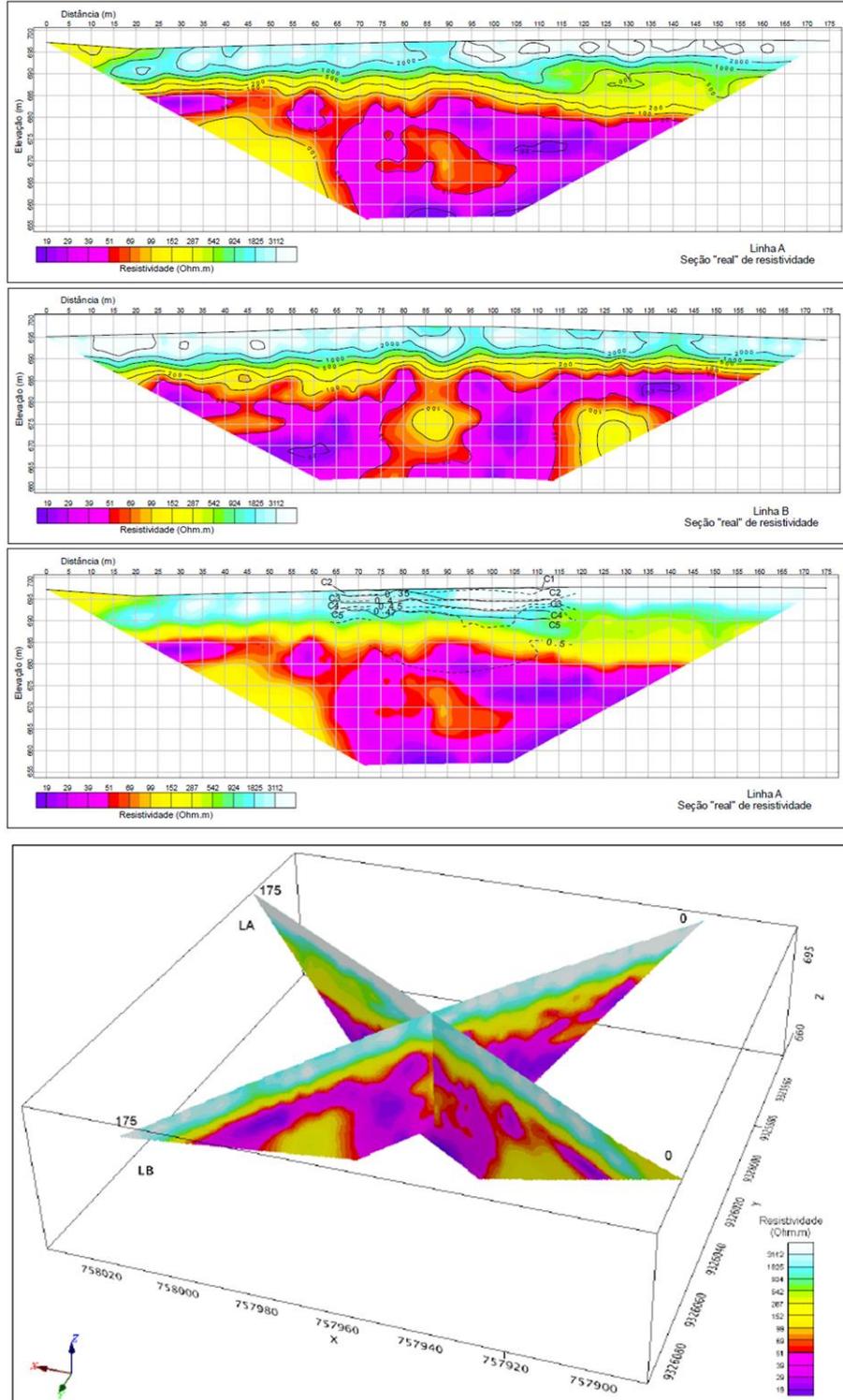
# ANEXO A - RESULTADOS DE INVESTIGAÇÃO GEOFÍSICA

Figura 59: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-I-02.



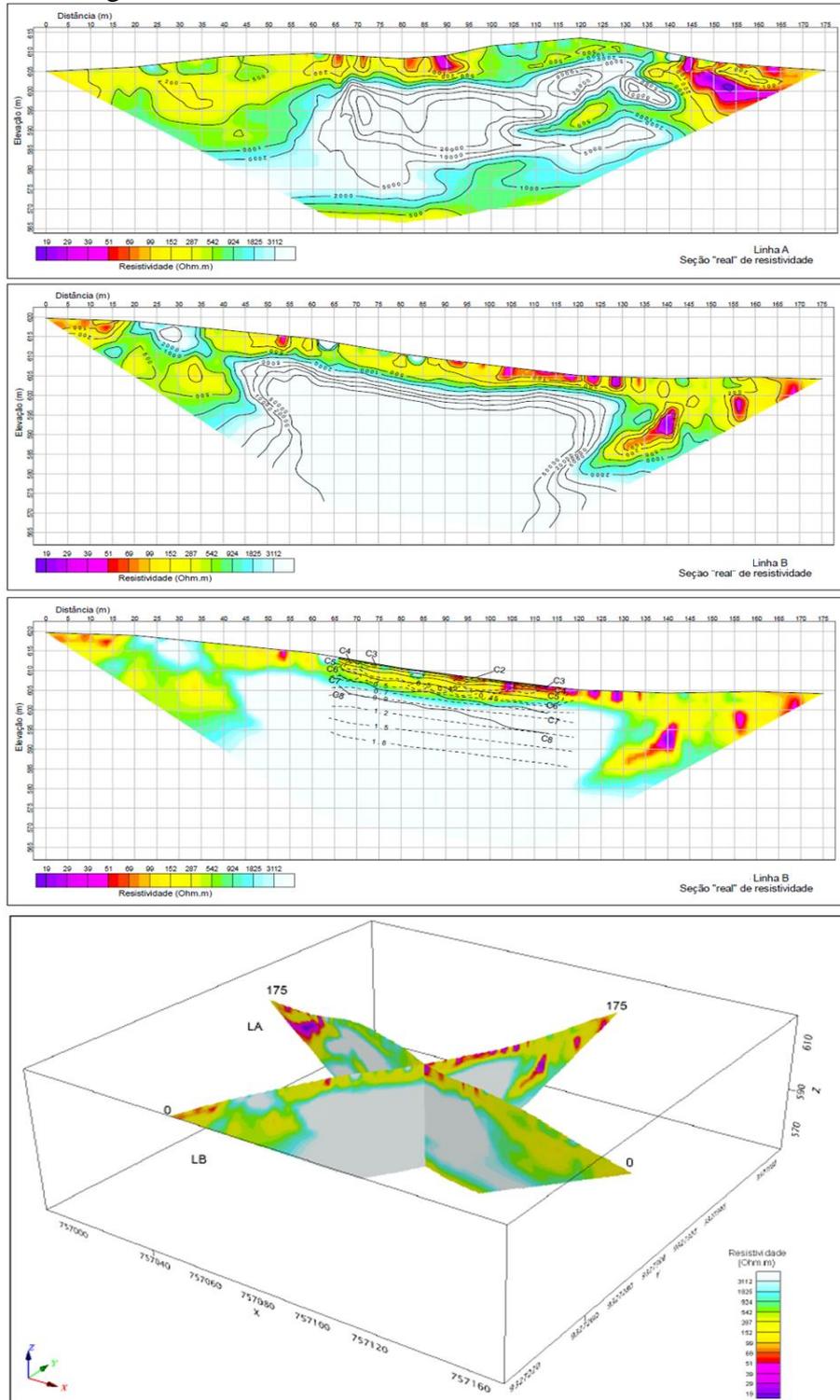
Fonte: GEODECOM (2020)

Figura 60: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-I-03.



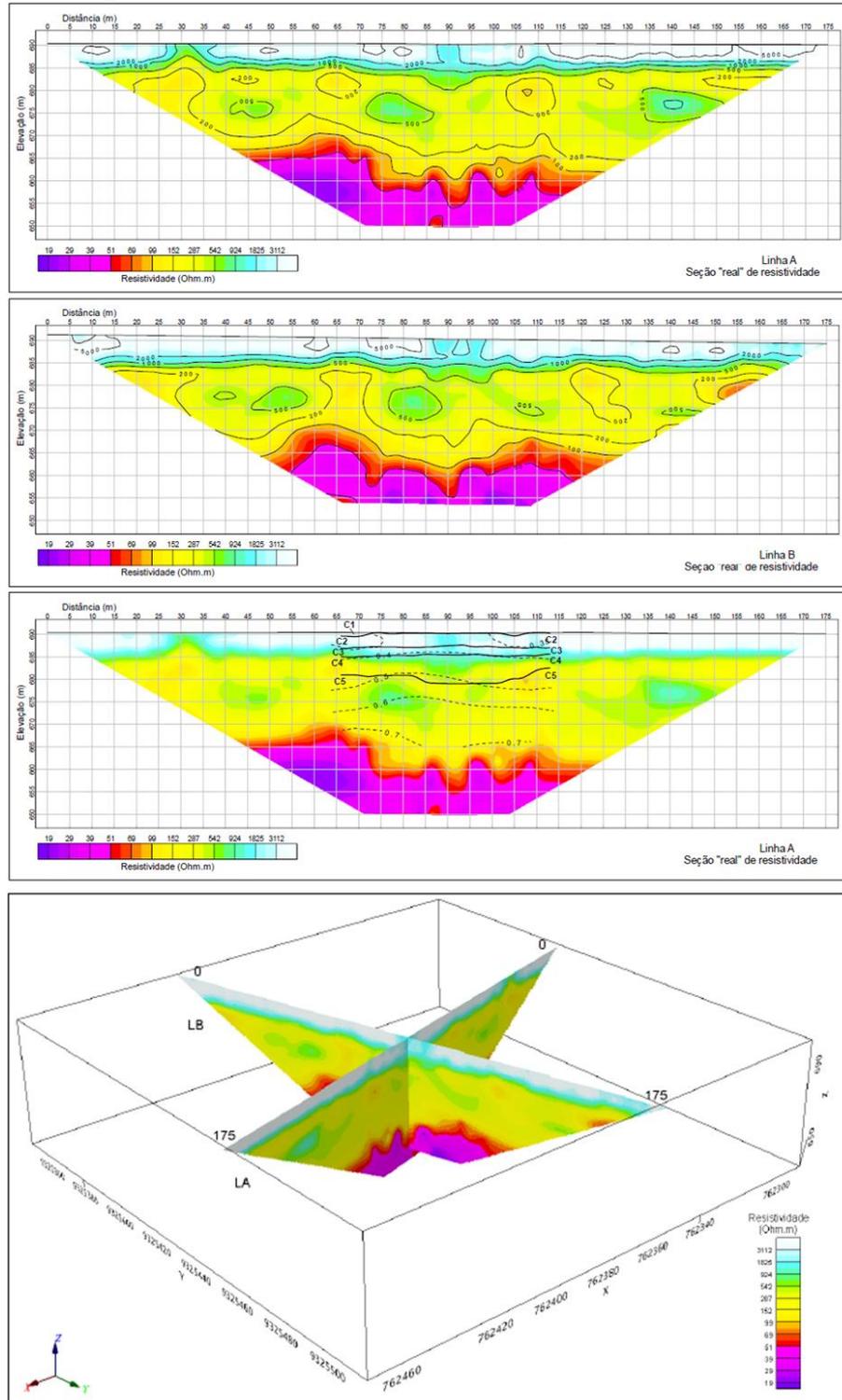
Fonte: GEODECOM (2020)

Figura 61: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-II-02.



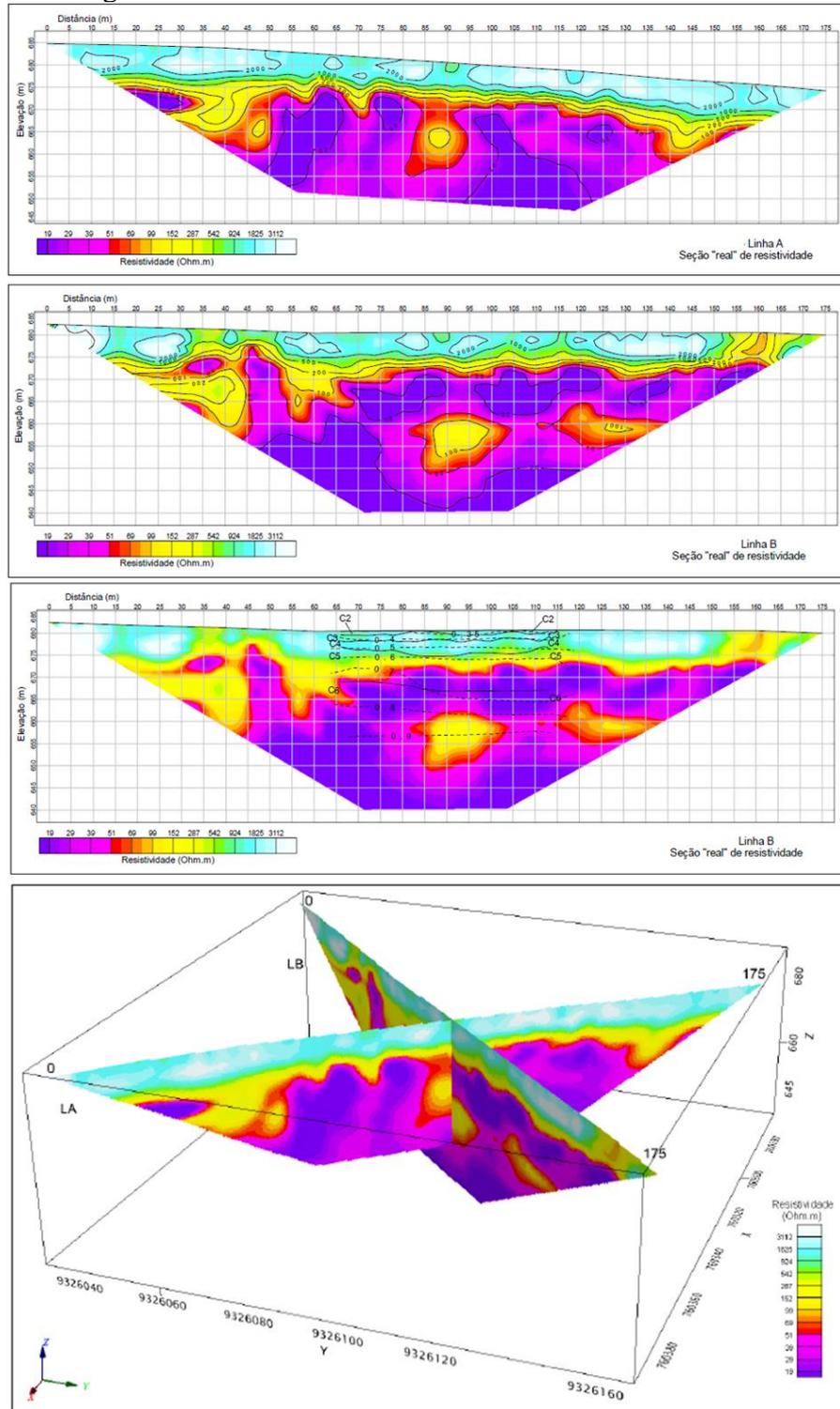
Fonte: GEODECOM (2020)

Figura 62: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-III-01.



Fonte: GEODECOM (2020)

Figura 63: Caminhamento elétrico e sísmico – PEO-IV-01.



Fonte: GEODECOM (2020)