

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/612

Comportamento de Solos Colapsíveis: parque eólico na região Nordeste do Brasil

Sophia Kallena Borba Claro

Engenheira Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, sopclaro@gmail.com

Naloan Coutinho Sampa

Professor, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, naloan.sampa@ufsc.br

Katharyna do Carmo Macedo

Graduanda em Engenharia Civil, Univ. Fed. de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, katharynadc@gmail.com

Heitor Venâncio Conceição de Lima Batista

Graduando em Engenharia Civil, Univ. Fed. de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, hevenancio@gmail.com

RESUMO: A região Nordeste do Brasil é propícia para a implantação de parques eólicos, porém a presença de extensas áreas de solo colapsíveis, traz desafios para investigações geotécnicas e projetos de fundações devido as suas características específicas. Este estudo busca caracterizar e analisar o comportamento geotécnico desses solos por meio da interpretação de resultados de ensaios de campo e laboratório. Foram analisados ensaios como granulometria, limites de Atterberg, oedométrico simples com inundação, triaxial, de placa e SPT. Os resultados apresentam e discutem a classificação qualitativa e quantitativa dos solos quanto à colapsibilidade, parâmetros dos solos colapsíveis, influência do grau de saturação e a dificuldade de aplicação do SPT na análise da colapsibilidade. As conclusões fornecem insights valiosos para futuras investigações geotécnicas e considerações preliminares de projeto, contribuindo para uma compreensão mais profunda dos solos colapsíveis na região.

PALAVRAS-CHAVE: Solos Colapsíveis, Parâmetros Geotécnicos, Ensaios de Campo, Ensaios de Laboratório.

ABSTRACT: The Northeastern region of Brazil has a large area with collapsible soils. Although these soils are suitable for wind farms, they present challenges for geotechnical investigations and foundation designs due to their specific characteristics. The purpose of this study is to characterize and analyze the geotechnical behavior of these soils by interpreting field and laboratory test results. The analysis included tests such as grain size analysis, Atterberg limits, simple oedometer with flooding, triaxial, seismic, plate load, and SPT. The results discuss the qualitative and quantitative classification of soils in terms of collapsibility, parameters of collapsible soils, the influence of the degree of saturation, and the difficulty of applying the SPT in the analysis of collapsibility. The conclusions offer valuable insights for future geotechnical investigations and preliminary design considerations, contributing to a deeper understanding of collapsible soils in the region.

KEYWORDS: Collapsible Soils, Geotechnical Parameters, Field Tests, Laboratory Tests.

1 INTRODUÇÃO E CONTEXTUALIZAÇÃO TEÓRICA

A energia eólica produzida no Nordeste brasileiro representa mais de 11,5% da matriz elétrica nacional, com a região abrigando cerca de 75% das usinas renováveis (MME, 2021). Muitas áreas no Nordeste onde são implantados os parques eólicos, de clima semiárido, apresentam solos colapsíveis e expansivos, exigindo investigação geotécnica detalhada para projetar fundações de torres eólicas (Souza Neto, 2013).

Esses solos, geralmente não saturados, possuem estrutura porosa metaestável e propriedades como baixa densidade inicial, baixo teor de umidade, baixa plasticidade e alta rigidez e resistência no estado seco (Clemence; Finbarr, 1981; Mitchell; Soga, 2005; Howayek *et al.*, 2011). Apresentam mais de 60% de finos, porosidade entre 50% e 60%, limite de liquidez em torno de 25% e limite de plasticidade entre 0 e 10% (Howayek *et al.*, 2011).

O aumento de grau de saturação e/ou a redução da sucção, com ou sem aplicação de carregamento externo, pode provocar a diminuição significativa de volume e resistência dos solos colapsíveis (Clemence; Finbarr, 1981; Militisky *et al.*, 2013; Militisky, 2019; Ferreira, 2011). Os solos verdadeiramente colapsíveis não suportam o seu próprio peso quando inundados, enquanto os solos condicionados a esse fenômeno colapsam após a aplicação de um certo nível de tensão (Reginatto; Ferrero, 1973). A ocorrência do colapso provoca a ruptura localizada, porém sem o cisalhamento geral (Maswoswe, 1985).

A maioria dos solos colapsíveis é encontrado em depósitos eólicos, aluviais, coluviais, residuais e turfas vulcânicas (Howayek *et al.*, 2011). No entanto, tais solos podem originar-se de qualquer tipo de solo, desde que o solo seja não saturado e de baixa densidade. A formação dos solos colapsíveis depende tanto do ambiente geológico quanto de fatores climáticos, sendo sua ocorrência frequentemente associada a climas quente, áridos e semiáridos ou regiões com baixa precipitação pluviométrica (Souza Neto, 2004). Militisky (2019) destaca a presença de solos colapsíveis em várias as regiões do país, relacionando os locais de ocorrência com a origem dos solos.

Os processos de colapso do solo estão ligados à sua estrutura, composição granulométrica e mineralógica, bem como à organização dos elementos. Lawton *et al.*, 1992 identificaram fatores desencadeadores do colapso, enquanto Medero *et al.* (2005) relacionaram a velocidade do colapso a diferentes tipos de ligações estruturais. Por outro lado, Howayek *et al.* (2011) e Militisky *et al.* (2013) enumeram várias causas de inundação ou saturação dos solos colapsíveis que podem desencadear colapso. Cintra (1998), Houston *et al.* (2002) e Guimarães Neto (1997) apresentaram um histórico de problemas com esses solos registrados na literatura brasileira e internacional. Dependendo do grau de colapsibilidade, as consequências incluem ruína de estruturas, problemas em fundações, recalque diferenciais em aterros, patologias em pilares, alvenarias, acabamentos, esquadrias, etc. (Lollo, 2008). Souza Neto (2004) destacou os altos custos associados aos danos decorrentes de solos colapsíveis, justificando investimentos em pesquisa geotécnica para identificação, obtenção de parâmetros de projeto e desenvolvimento de métodos de previsão de recalques por colapso.

Segundo Howayek *et al.* (2011), a prevenção dos problemas em solos colapsíveis envolve quatro questões-chave: 1) identificação e caracterização de solos colapsíveis, 2) avaliação do recalque e do potencial de colapso; 3) estimativa do grau de saturação; e 4) análise de alternativas de projeto e estratégias de mitigação.

A complexidade dos solos colapsíveis motivou vários estudos para estabelecer critérios e métodos de ensaio que permitem avaliar comportamento de solos colapsíveis. No entanto, as particularidades desses solos podem limitar a utilização desses critérios em muitas regiões (Nuñez, 1975). A identificação de solos colapsíveis pode ser feita por métodos diretos e indiretos. Os métodos indiretos, segundo Howayek *et al.* (2011), incluem critérios baseados em parâmetros como índice de vazios, peso específico, grau de saturação e limites de Atterberg, bem como microscopia eletrônica. Os principais critérios desses métodos podem ser consultados em Ferreira (2011).

Os métodos diretos, tanto de campo quanto de laboratório, visam identificar solos colapsíveis através da medição direta da variação de volume ou de resistência após a inundação, com ou sem aplicação de carga externa. Lawton *et al.* (1992) explica que os ensaios oedométricos simples e duplos, e ensaios triaxiais são comumente utilizados por possibilitarem o controle e a medição dos três fatores que influenciam o potencial de colapso: grau de saturação, densidade seca e a sobrecarga. Resultados de ensaios oedométricos permitem calcular o potencial de colapso e classificar a gravidade do problema utilizando equações propostas por Jennings e Knight (1975) e Vargas (1978).

Reznik (1989) apresentou uma equação do código de obras da U.R.S.S. (1977) para analisar a colapsibilidade por meio de ensaios CPT. Décourt e Quaresma Filho (1994) propuseram uma equação baseada nos valores de torque máximo ($T_{máx}$) medidos durante o ensaio SPT com medição de torque para prever solos com potencial de colapso. Ferreira *et al.* (2002) desenvolveram equações relacionadas ao ensaio expansocolapsômetro, similar a um ensaio de placa em miniatura, para estimar o potencial de colapso em campo e laboratório.

Com o objetivo de estudar o comportamento dos solos colapsíveis, este artigo analisou um conjunto de resultados de laboratório e campo para caracterizar geotecnicamente o subsolo de um parque eólico e avaliar a susceptibilidade ao colapso.

2 METODOLOGIA

O Complexo Eólico, situado no estado do Rio Grande do Norte, compreende 4 parques - PEO I, PEO II, PEO III e PEO IV - projetados para gerar aproximadamente 90,09 MW de potência. A área de implantação do complexo é caracterizada por um clima semiárido, com dias quentes, altas temperaturas, baixa variação térmica anual, baixa umidade relativa do ar e longos períodos de estiagem. Essa região está localizada na Serra dos Martins, abrangendo unidades geológicas do Pré-Cambriano e Coberturas Continentais Cenozóicas.

A caracterização geotécnica envolveu a coleta de amostras indeformadas, ensaios de caracterização física, ensaio SPT, 6 ensaios oedométricos simples com inundação, ensaios de placa e ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado). Claro (2021) fornece detalhes adicionais sobre as normas e procedimentos adotados durante a execução dos ensaios de campo e laboratório. É importante destacar que 6 amostras indeformadas do tipo bloco foram coletadas para realização de ensaios em laboratório.

Os ensaios oedométricos foram conduzidos de acordo com a norma NBR 16853/2020, aplicando tensões verticais de 10, 25, 50, 100, 250, 500 e 1000 kPa durante a fase de carregamento, e 500, 100, 50 e 25 kPa durante a fase de descarregamento. As amostras foram inundadas a uma tensão vertical efetiva de 250 kPa para avaliar a colapsibilidade do solo.

Os ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado) foram realizados em corpos-de-prova com 100 mm de altura e 50 mm de diâmetro, seguindo a norma ASTM D2850-15/2016. O parâmetro B de Skempton foi superior a 0,95 na saturação por contrapressão, sendo as tensões confinantes iguais a 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa, e taxa de cisalhamento igual a 0,2 mm/min.

A realização do ensaio SPT baseou-se nas normas NBR 6484:2001 e DNER-PRO 102:1997, respectivamente. Foram realizadas 31 sondagens mistas na etapa preliminar, 25 na etapa executiva e 4 sondagens mistas adicionais (2 com solo na umidade natural e 2 com solo na condição inundada).

Os ensaios de placa do tipo SML (Slow Maintained Load) seguiram a norma NBR 6489:2019. Utilizou-se uma placa circular de aço com 25 mm de espessura e 0,45 m de diâmetro. A carga foi aplicada em 10 estágios sucessivos por meio de um cilindro hidráulico de 500 kN. Após o quinto estágio, o solo ao redor da placa foi inundado e a carga foi mantida constante por 12 horas para analisar o recalque por colapso. A tensão máxima aplicada foi o dobro da tensão admissível (5,760 kgf/cm²). A descarga foi realizada em 5 estágios de 20% da carga máxima, com intervalos de 15 minutos entre eles. Os recalques foram medidos em intervalos estabelecidos, e os critérios de aplicação da carga foram a estabilização dos recalques ou um tempo de aplicação superior a 30 minutos.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Figura 1 exhibe as curvas granulométricas, enquanto a Tabela 1 apresenta as propriedades físicas do solo. Os solos são classificados predominantemente como areia argilosa (SC – Sistema Unificado de Classificação dos Solos) de baixa a média plasticidade, com fração de areia variando entre 47 e 76%, fração de silte entre 1 e 9%, fração de argila entre 21 e 44%, e índice de plasticidade (IP) entre 7 e 12%. Comportamentos similares aos esperados em solos colapsíveis.

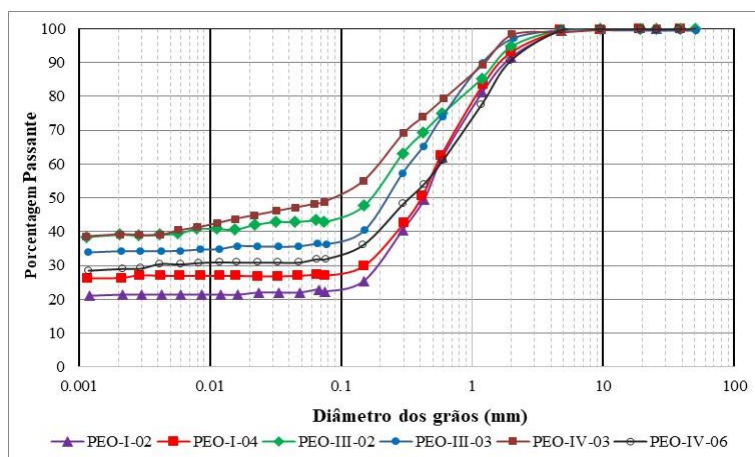


Tabela 1. Propriedades físicas.

| Local da amostra | % areia % areia média | % areia fina | % silte 4 | % argila 5 | LL | LP | IP | γ (kN/m ³), | e_0 | w_0 (%) | γ_d (kN/m ³) | n | S_0 (%) |
|------------------|-----------------------------|-----------------|-----------|------------|------|------|------|--------------------------------|-------|-----------|---------------------------------|------|-----------|
| PEO-I-02 | 6,00 | 29,0 | 41,0 | 3,0 | 21,0 | 14,0 | 7,0 | 15,0 | 0,82 | 3,40 | 14,51 | 0,45 | 0,45 |
| PEO-I-04 | 4,0 | 30,0 | 38,0 | 1,0 | 27,0 | 14,0 | 11,0 | 15,2 | 0,79 | 3,90 | 14,63 | 0,44 | 0,44 |
| PEO-III-02 | 3,0 | 20,0 | 31,0 | 6,0 | 40,0 | 18,0 | 12,0 | 16,2 | 0,76 | 8,20 | 14,97 | 0,43 | 0,43 |
| PEO-III-03 | 1,0 | 22,0 | 38,0 | 4,0 | 35,0 | 16,0 | 11,0 | 15,8 | 0,79 | 7,80 | 14,66 | 0,44 | 0,44 |
| PEO-IV-03 | 1,0 | 17,0 | 29,0 | 9,0 | 44,0 | 18,0 | 12,0 | 16,0 | 0,75 | 7,30 | 14,91 | 0,43 | 0,43 |
| PEO-IV-06 | 5,0 | 31,0 | 30,0 | 4,0 | 30,0 | 17,0 | 10,0 | 15,1 | 0,84 | 5,40 | 14,33 | 0,46 | 0,46 |

A Tabela 2 mostra a análise qualitativa de susceptibilidade ao colapso com base em diferentes critérios, utilizando as propriedades físicas apresentadas na Tabela 1. Com exceção dos critérios 6 e 8, os demais indicam que os solos são colapsíveis (C), altamente colapsíveis (AC) ou com probabilidade de colapso (PdC). As equações e condições dos critérios utilizados estão detalhados em Claro (2022).

Tabela 2.1 Análise qualitativa de susceptibilidade ao colapso.

| Amostra | 1 | 2 | 3 | 4 | 5 | 6 | 7 | 8 | 9 |
|------------|------------|----------|------------|-----------|----------|---------------------|---------------------------|-------------|---------|
| 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) | Recalque pequeno | 50% PdC LC LC LC | Não colapso | Colapso |
| 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) | | | | |

1 – Kd PRIKLONSKIJ (1952), 2 – Kl FEDA (1966), 3 - Kassif e Henkin (1967), 4- South Africa Criteria Aeolian Sand (Brink 1958), 5 - South Africa Criteria Mixed Origin (Brink 1958), 6 – Clevenger (1958), 7 – Handy (1973), 8 - Klukanova e Frankovaska (1994) (Silte > 60%; Argila < 15%), 9 - Klukanova e Frankovaska (1994) (S < 60% e LL < 32; n > 40%; Wn < 40%)

A Figura 2 ilustra as curvas do ensaio de adensamento simples com inundação. Antes da inundação, observa-se uma leve e linear redução no índice de vazios conforme aumenta a tensão. Após a inundação do solo mantendo a carga constante por 12h, ocorre uma redução significativa do índice de vazios, caracterizando o colapso do solo. O aumento da tensão após a inundação também resulta em uma redução adicional do índice de vazios, o qual aumenta levemente com a remoção da tensão aplicada.

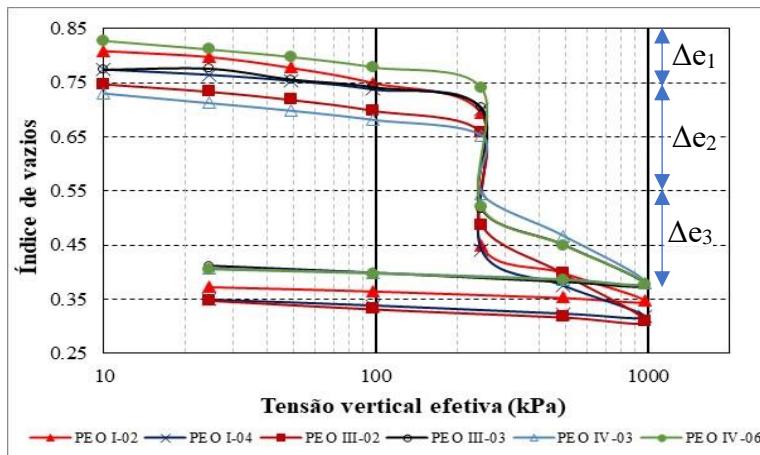


Figura 2. Curvas do ensaio de adensamento com a inundação do solo.

A Tabela 3 apresenta os valores das umidades inicial (w_i) e final (w_f), índices de compressão (C_c) e de recompressão (C_r), índice de vazios inicial (e_0), índice de vazios antes da inundação (e_i) e a variação do índice de vazios (Δe_2) após a inundação com a tensão constante.

Os valores de e_0 e Δe_2 variam entre 0,75 e 0,82 e entre 0,11 e 0,26, respectivamente. Observa-se que as maiores influências de inundação ocorrem nos solos com maiores valores de Δe_2 , indicando maiores recalques por colapso. Quanto aos valores de C_c e C_r , estes variam entre 0,15 e 0,27 e entre 0,015 e 0,03, respectivamente.

Tabela 3. – Resultados dos ensaios de adensamento simples com inundação.

| Amostra | W_i (%) | W_f (%) | e_0 | C_c | C_r | e_i | Δe_2 |
|------------|-----------|-----------|-------|-------|-------|-------|--------------|
| PEO-I-02 | 3,4 | 13,5 | 0,82 | 0,15 | 0,015 | 0,69 | 0,24 |
| PEO-I-04 | 3,9 | 12,5 | 0,79 | 0,17 | 0,02 | 0,70 | 0,26 |
| PEO-III-02 | 8,2 | 15,0 | 0,76 | 0,27 | 0,025 | 0,66 | 0,17 |
| PEO-III-03 | 7,8 | 13,5 | 0,79 | 0,23 | 0,03 | 0,704 | 0,19 |
| PEO-IV-03 | 7,3 | 16,3 | 0,75 | 0,27 | 0,02 | 0,66 | 0,11 |
| PEO-IV-06 | 5,4 | 13,6 | 0,84 | 0,22 | 0,02 | 0,74 | 0,22 |

A Tabela 4 apresenta o potencial de colapso (PC) na faixa entre 6,63% e 15,29%, além das classificações dos solos conforme os métodos de Jennings e Knight (1975) e Lutenegger e Saber (1988). Também são fornecidos os índices de compressão do trecho da curva antes da inundação (C_{c-AI}) e do trecho da curva após a inundação (C_{c-DI}), assim como a razão entre eles C_{c-DI}/C_{c-AI} .

O método de Jennings e Knight (1975) classifica a maioria dos solos como muito problemáticos devido ao $PC > 10\%$, enquanto a proposta de Lutenegger e Saber (1988) indica um elevado grau de susceptibilidade ao colapso na maioria das amostras. Essas conclusões estão alinhadas com os resultados da maioria dos critérios qualitativos apresentados na Tabela 2.

A razão entre os índices (C_{c-DI}/C_{c-AI}) varia entre 3,40 e 7,67, indicando um aumento da taxa de compressibilidade do solo após a inundação, mesmo após a brusca redução do índice de vazios com a carga constante. Observa-se ainda que a razão $\Delta e_2/\Delta e_1$ varia entre 1,10 e 2,89, e $\Delta e_2/\Delta e_3$ varia entre 0,65 e 2,40.

Tabela 4. Potencial de colapso, grau de problema e susceptibilidade ao colapso.

| Amostra | PC (%) | Grau de Problema (Jennings e Knight, 1975) | Grau de susceptibilidade ao Colapso (Lutenegger e Saber, 1988) | | | |
|------------|--------|--|--|------------|---------------------|--|
| | | | C_{c-AI} | C_{c-DI} | C_{c-DI}/C_{c-AI} | |
| PEO-I-02 | 14,20 | Muito problemático | 0,05 | 0,17 | 3,40 | |
| PEO-I-04 | 15,29 | Muito problemático | 0,04 | 0,21 | 5,25 | |
| PEO-III-02 | 10,24 | Muito Problemático | 0,04 | 0,30 | 7,50 | |
| PEO-III-03 | 11,15 | Muito problemático | 0,03 | 0,23 | 7,67 | |
| PEO-IV-03 | 6,63 | Problemático | 0,04 | 0,27 | 6,75 | |
| PEO-IV-06 | 12,64 | Muito problemático | 0,04 | 0,24 | 6,00 | |

A Figura 3 exibe os resultados dos ensaios de placa para análise dos recalques por inundação e a pressão que leva à ruptura devido ao excesso de recalque. Observa-se deslocamentos verticais (recalques) de diferentes magnitudes devido ao colapso do solo após a inundação, com deslocamentos menores nas áreas dos parques 1 e 2 devido à presença de uma camada rochosa. No entanto, deslocamentos mais significativos foram observados nas áreas dos parques 3 e 4. É importante notar que os deslocamentos apresentados na área do parque 3 estão subestimados devido ao limite dos relógios comparadores utilizados.

Antes da inundação, observa-se pouca variação nos deslocamentos verticais com as tensões aplicadas. No entanto, com a inundação do solo, ocorre um aumento nos valores da variação dos deslocamentos verticais devido à quebra das estruturas do solo. Geralmente, a maior variação de deslocamento ocorre na tensão correspondente ao primeiro carregamento na condição inundada. Embora não haja uma tendência clara na variação do deslocamento para diferentes tensões aplicadas, em muitas curvas há uma tendência de redução na variação do deslocamento com o aumento da tensão aplicada.

Essas observações levam à conclusão de que o recalque por colapso é mais influenciado pela variação da umidade do solo do que pela variação de certos níveis de tensão aplicada. Isso ocorre porque a água pode facilmente destruir a estrutura do solo, enquanto a magnitude da carga deve ser suficientemente grande para superar as tensões internas no solo e provocar o colapso.

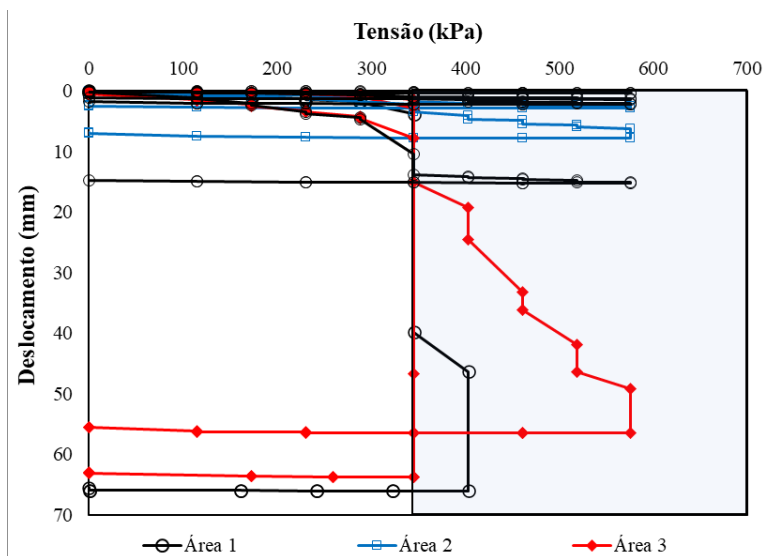


Figura 3. Curva tensão *versus* deslocamento – ensaio de placa.

Embora não apresentados aqui, os resultados de Claro (2022) demonstram um comportamento esperado: o aumento da variação de deslocamento com o tempo de aplicação de carga. Em uma escala semilogarítmica, a maioria das curvas tempo *versus* variação de deslocamento exibe um comportamento não linear, que pode ser atribuído ao efeito da inundação na quebra das estruturas do solo. Isso ocorre porque o aumento do tempo permite uma maior variação de umidade, resultando na quebra das estruturas e no rearranjo das partículas.

A Tabela 5 mostra a faixa de variação dos deslocamentos verticais e da recuperação elástica medidos nas áreas dos quatro parques.

Tabela 5 – Valores de recalque através do ensaio de placa.

| Local | Deslocamento antes da inundação (mm) | Deslocamento após a inundação (mm) | Deslocamento total (mm) | Tensão máxima (kPa) | Recuperação elástica (mm) |
|-----------|--------------------------------------|------------------------------------|-------------------------|---------------------|---------------------------|
| PEO - I | 0,38 – 2,95 | 0,84 – 64,23 | 1,24 – 66,03 | 460,8 – 576,0 | 0,50 – 1,17 |
| PEO - II | 0,98 – 1,70 | 45,79 – 51,97 | 2,85 – 7,74 | 576,0 | 0,50 – 0,85 |
| PEO - III | 0,60 – 4,53 | 1,87 – 63,22 | 46,70 – 63,82 | 345,6 – 576,0 | 1,08 – 2,28 |
| PEO - IV | 0,71 – 3,03 | 0,72 – 72,37 | 1,43 – 74,97 | 460,8 – 576,0 | 0,52 – 0,87 |

Os valores de deslocamento total em muitos pontos foram significativos e potencialmente capazes de causar instabilidade em estruturas apoiadas no solo. É crucial destacar que os recalques das fundações de aerogeradores são limitados pelos fabricantes dos equipamentos. Para estruturas comuns de aço ou concreto, Burland *et al.* (1977) consideram aceitáveis os seguintes limites de recalque total: 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.

Com relação aos resultados do ensaio SPT, eles permitiram a identificação do tipo dos materiais do subsolo, porém não permitem estabelecer padrões de comportamentos bem definidos de solos colapsíveis ou chegar a uma conclusão sólida sobre a influência da inundação do solo nos valores de N_{spt} . Alguns ensaios mostram valores mais altos de N_{spt} em certas profundidades em ensaios com solo na umidade natural, enquanto outros apresentam um comportamento oposto. O mesmo comportamento foi observado nos resultados dos ensaios SPT com medição de torque.

Considerando que a energia transmitida ao solo com o impacto da queda do martelo no ensaio SPT pode gerar deslocamentos suficientes para quebrar as estruturas do solo, tanto na condição de umidade natural como na condição inundada, torna-se difícil estabelecer um procedimento plausível para quantificar o efeito da inundação. Ou seja, o procedimento de cravação dinâmica do amostrador em ensaios SPT pode não ser adequado para avaliar a influência da variação de umidade no comportamento de solos colapsíveis. Além do efeito da cravação dinâmica, a profundidade da camada inundada é outro fator que deve ser bem analisado. Geralmente, não há um controle rigoroso no campo que permita afirmar que todas as camadas do solo ensaiado possuem a mesma faixa de umidade ou grau de saturação devido à inundação, nem que houve aumento ou

redução de sucção com a inundação. Esses e outros fatores contribuíram para a recomendação de medição de torque em análises de solos colapsíveis e reforçam a necessidade de melhorar os procedimentos para investigar o comportamento de solos colapsíveis por meio do ensaio SPT.

Os ensaios triaxiais do tipo CU (consolidado não drenado) foram conduzidos para determinar os parâmetros de resistência do solo e não para quantificar ou classificar o grau de colapsibilidade do solo. A Tabela 6 apresenta os estados de tensões utilizados para traçar as envoltórias de ruptura (Figuras 4a e 4b) e determinar os parâmetros de resistência do solo - coesão e ângulo de atrito.

Tabela 6 – Resumo das tensões.

| Amostra | σ_3 (kPa) | σ_1 (kPa) | $\Delta\sigma$ (kPa) | $q = q'$ (kPa) | p (kPa) | u (kPa) | σ'_3 (kPa) | σ'_1 (kPa) | p' (kPa) |
|--------------|------------------|------------------|----------------------|----------------|-----------|-----------|-------------------|-------------------|------------|
| PEO I – 04 | 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 III - 03 | 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 |

$$\Delta\sigma = (\sigma_1 - \sigma_3) \text{ (kPa)} \mid q = q' = \frac{\Delta\sigma}{2} \text{ (kPa)} \mid p = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \text{ (kPa)} \mid p' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \text{ (kPa)}$$

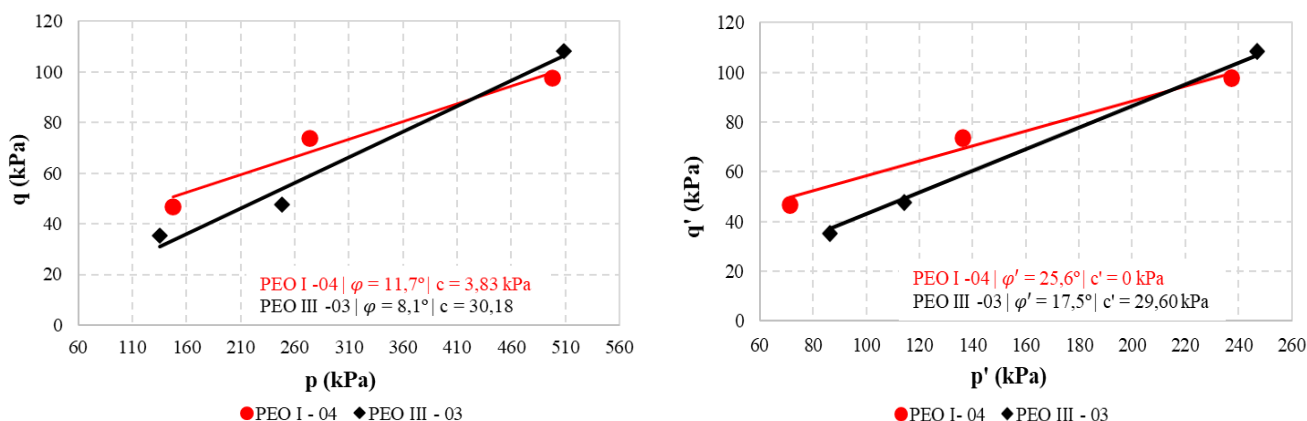


Figura 4. Envoltórias de ruptura – a) condição não drenada, b) condição drenada.

As envoltórias de ruptura nos planos $p \times q$ (condição não drenada) e $p' \times q'$ (condição drenada) permitiram obter os parâmetros de resistência totais e efetivos, respectivamente, conforme apresentado na Tabela 7. A diferença observada nos valores dos parâmetros de resistência é atribuída principalmente à heterogeneidade dos materiais do subsolo, considerando as amplas áreas ocupadas por cada parque.

Tabela 7 – resumo dos parâmetros de resistência das amostras.

| Amostra | Parâmetros efetivos | | Parâmetros totais | |
|-------------|---------------------|------------|-------------------|-----------|
| | ϕ' (°) | c' (kPa) | ϕ (°) | c (kPa) |
| PEO I – 04 | 25,60 | 0,00 | 11,66 | 3,83 |
| PEO III - 3 | 17,50 | 29,60 | 8,08 | 30,18 |

4 CONCLUSÕES

As principais conclusões deste trabalho, baseadas na análise e interpretação dos resultados de ensaios de campo e laboratório, são resumidas a seguir:

- Ensaios sísmicos não foram adequados para analisar colapsibilidade de solos e identificar a presença de estruturas metaestáveis, apesar de serem úteis para análise de outros comportamentos.
- A maioria dos critérios qualitativos utilizados tende a concordar na classificação de solos quanto à colapsibilidade. Tanto os ensaios de laboratório e de campo indicam a colapsibilidade do solo.

- Não há um método consolidado na literatura para estimar o potencial de colapso com base em ensaios de placa e SPT.
- Os ensaios SPT não foram adequados para analisar o comportamento do solo devido a variáveis a influência da energia de impacto do martelo na estrutura do solo e dificuldades em controlar a profundidade da zona inundada.
- - Análises químicas e microscópicas são essenciais para entender a estrutura do solo e interpretar outros ensaios.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2020) *NBR 16853: Solo – ensaio de adensamento unidimensional*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2019) *NBR 6484: Solo de simples reconhecimento com SPT: Método de ensaio*. Rio de Janeiro.
- Burland, J.B., Broms, B.B., Mello, V.F.B. (1977) *Behaviour of foundations and structures*. In: International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering., 9., Tóquio, Anais ..., Ico-somef: Tóquio, v. 2, p. 495-546.
- Cintra, J.C.A. (1998) *Fundações em Solos Colapsíveis*. Escola de Engenharia de São Carlos, 125p.
- Claro, S.K.B. (2022) *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, Departamento de Engenharia Civil, UFSC, Florianópolis, SC, 105p.
- Clemence, S.P., Finbarr, A.O. (1981) Design Considerations for Collapsible Soils. *Journal of Geot. Eng. Div. A.S.C.E.*, v. 107 (3), p. 305-307.
- Décourt, L., Quaresma Filho, A.R. (1994) Practical applications of the standard penetration test complemented by torque measurements, spt-t; present stage and future trends. In 13th *International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Proceedings, ISSMGE. New Delhi. India, v. 1, p. 143-146.
- Ferreira, S. (2011) Hydraulic conductivity and soil interaction with percolating fluid. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, v. 35 (5).
- 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, v. 114(1), p. 40-58.
- Guimarães Neto, J.S. (1997) *Análise de Alguns Fatores que Podem Influenciar a Colapsibilidade de um Solo Compactado Devido à Inundação*. Dissertação de Mestrado, PPG em Engenharia Civil, UFPE, Recife – PE, 105p.
- Howayek, A.E., Huang, P.T., Bisnett, R., Santagata, M.C. (2011) *Identification and behavior of collapsible soils*. Publication FHWA/IN/JTRP-2011/12. Indiana Department of Transportation and Purdue University, Indiana.
- Jennings, J.E., Knight, K. (1975) *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, p. 99-105.
- Lawton, E.C., Fragaszy, R.J., Hetherington, M.D. (1992) Review of wetting induced collapse in compacted soil. *Journal of Geotechnical Engineering Division*. v. 118(9), p. 1137-1394.
- Lutenegger, A.J., Saber, R.T. (1988) Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*. v. 11(3), p. 173-178.
- Maswoswe, J. (1985) *Stress path for a compacted soil during collapse due to wetting*. London: Imperial College London.
- Medero, G.M. (2005) *Comportamento de um solo colapsível artificialmente cimentado*. Tese de Doutorado. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.
- Milititsky, Jarbas. (2019) *Fundações de Torres: aerogeradores, linhas de transmissão e telecomunicações*. São Paulo: Oficina de Textos.
- Milititsky, J., Consoli, N.C., Schnaid, F. (2013) *Patologia das Fundações*. São Paulo: Oficina de Textos, 256p.
- Mitchell, J.K., SOGA, K. (2005) *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons, Inc, 3rd Edition.
- MME. Ministério de Minas e Energia. (2021) *Plano decenal de expansão de energia 2030*. Empresa de Pesquisa Energética, Brasília: MME/EPE.
- 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.
- Nuñez, E. (1875) *Suelos especiales: colapsibles, expansivos, preconsolidados por desecación*. In: Congreso Panamericano de Mecánica dos Suelos e Ingeniería de Fundaciones, Proceedings... Buenos Aires, v. 4(II), p. 43-73.
- Reginatto, A.R., Ferrero, J.C. (1973) *Collapse Potencial Of Soils And Soil Water Chemistry*. Proc. 8th I.C.S.M.F.E., Moscow, v. (2), p. 177-183.
- Reznik, Y.M. (1989) Discussion of 'Determination of Collapse Potential of Soils. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, v.12(3), p. 248-249.