

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/632

Influência da compactação nos parâmetros de resistência de um solo saprolítico gabroide

Paula de Moura Estevão Peroba

Geóloga, Me. em Engenharia Civil e Ambiental, UFRN, Natal/RN, Brasil, paula.peroba@ufrn.br

Olavo Francisco dos Santos Junio

Prof. Titular, Depto de Engenharia Civil/UFRN, Natal/RN, Brasil, olavo.santos@ufrn.br

Maria del Pilar Durante Ingunza

Prof. Titular, Depto de Engenharia Civil/UFRN Natal/RN, Brasil, maria.ingunza@ufrn.br

Valteson da Silva Santos

Professor, IFPB, Patos/PB, Brasil, valtesomdasilva3@gmail.com

Oswaldo de Freitas Neto

Professor, Depto de Engenharia Civil/UFRN Natal/RN, Brasil, osvaldo.neto@ufrn.br

RESUMO: A história de tensões sofridas pelo solo tem significativa influência no seu comportamento de tensão-deformação. Neste trabalho, investigou-se a influência da compactação no comportamento de tensão-deformação de um solo saprolítico, originado de rochas gabroides do semiárido do nordeste brasileiro. O solo foi compactado na umidade ótima, obtida do ensaio Proctor Normal e posteriormente, submetido a teste edométrico e uma série de ensaios triaxiais não drenados. Os resultados indicaram que a tensão de escoamento imposta pela compactação gerou um comportamento semelhante ao de solo sobreadensado, com um incremento da resistência ocasionado pela geração de poropressão negativa. A tendência dilatante tendeu a diminuir com o aumento da tensão confinante efetiva. Sob tensões de confinamento maiores, entretanto, o comportamento passou a ser contrativo e o atingimento da resistência máxima foi seguido de uma significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva. Entretanto, a análise da LEC mostrou que o solo compactado em questão apresenta boa estabilidade, sem susceptibilidade à liquefação estática. Assim, considerando os parâmetros de resistência obtidos, concluiu-se que o solo possui propriedades geotécnicas compatíveis com a sua utilização em obras, no contexto da sua área de ocorrência.

PALAVRAS-CHAVE: solo saprolítico, caracterização geotécnica, resistência ao cisalhamento, ensaios triaxiais, dilatância.

ABSTRACT: The stress history of soil significantly shapes its stress-strain behavior. This study investigated the influence of compaction on the stress-strain behavior of saprolitic soil, sourced from gabbroic rocks in the semi-arid northeast region of Brazil. Compacted at optimum moisture content determined by the Standard Proctor test, the soil underwent oedometer and a series of undrained triaxial compression tests. Mechanical analyses uncovered that the yield stress induced by compaction resulted in soil behavior resembling that of overconsolidated soil, triggering negative pore pressures that bolstered soil strength. Dilatant behavior decreased with escalating effective confining stress. However, under heightened confining stresses, the behavior shifted towards contractive, witnessing peak strength followed by a significant decline due to escalating positive pore pressure. However, the CSL analysis showed that the compacted soil in question has good stability, without susceptibility to static liquefaction. Thus, considering the obtained strength parameters, it was concluded that the soil has geotechnical properties compatible with its use in construction projects, within the context of its occurrence area.

KEYWORDS: saprolitic soil, geotechnical characterization, shear strength, triaxial tests, dilatancy.

1. INTRODUÇÃO

O fato de que a história de tensões sofridas pelo solo tem significativa influência no seu comportamento de tensão-deformação já é um conhecimento bastante consolidado no campo de estudos da mecânica dos solos experimental. No caso do solo residual saprolítico, a despeito das suas propriedades físicas e mecânicas serem significativamente controladas pela rocha que o originou (Frazier e Graham 2000; Scarciglia et al. 2005; Blight e Leong, 2012), particularmente no caso do solo indeformado (Elkamhawy, Zhou e Wang, 2020), a alta anisotropia de tais propriedades – que tendem a variar localmente de acordo com as condições ambientais, rocha parental, e grau de intemperismo – e as dificuldades inerentes à coleta de amostras indeformadas, em solos deste tipo, tornam os ensaios mecânicos em amostras deformadas referências mais robustas na investigação do comportamento geotécnico destes materiais naturais (Yan e Li, 2012) em diferentes contextos.

Testes triaxiais drenados realizados em amostras perturbadas e saturadas de solos saprolíticos graníticos mostraram comportamentos de endurecimento para todos os ensaios, e com dilatância atrelada à razão de sobreadensamento (RSA) do espécime: os normalmente adensados a levemente sobreadensados apresentaram resposta contrativa, enquanto os intensamente sobreadensados mostraram resposta dilatante (Ng e Chiu, 2003; Ng et al., 2004; Yan e Li, 2012; Liu et al., 2015).

Os testes não drenados em amostras do mesmo tipo, entretanto, mostraram trajetórias de tensões mais complexas. Em espécimes normalmente consolidados a levemente sobreadensados observou-se um comportamento de amolecimento com resposta contrativa; enquanto aqueles intensamente sobreadensados tiveram comportamento de endurecimento, com mais de uma transformação de fase – tendência dilatante, contrativa e novamente dilatante até atingir o estado crítico, nesta ordem – se assemelhando ao comportamento observado em solos arenosos compactos (Yan e Li, 2012). Ng e Chiu (2003) também reportou o comportamento de amolecimento, sendo com resposta contrativa no caso dos corpos de prova moldados no estado fofo, e com resposta dilatante no caso dos espécimes moldados no estado compacto.

Este trabalho teve por objetivo a investigação da influência da compactação no comportamento de tensão-deformação de um solo saprolítico, originado de rochas gabroídes aflorantes em uma área de 31 km² (CPRM, 2014) entre os municípios de Lajes e Jardim de Angicos, do Estado do Rio Grande do Norte. A escolha do objeto de estudo deveu-se à sua relevância para região, sendo utilizado em aplicações construtivas pelos habitantes locais, como estradas vicinais. Com os estudos aqui propostos, pretende-se fomentar a discussão sobre o comportamento de tensão-deformação de um tipo de solo residual compactado pouco abordado em pesquisas geotécnicas, em relação àqueles derivados de rochas graníticas, gnáissicas ou basálticas.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

2.1 Caracterização geológica e geotécnica do solo

O solo estudado foi originado de rochas gabronoríticas, de massa específica dos sólidos (ρ_s) 2,929 g/cm³, cujo valor elevado é devido à predominância de minerais ferro-magnesianos em sua composição. A Figura 1 mostra a sua curva granulométrica segundo a classificação do Massachusetts Institute of Technology – M.I.T (Lambe e Whitman, 1969). Quanto aos limites de Atterberg, o solo tem comportamento não plástico, o que é indicativo do seu baixo grau de intemperismo químico, tendo em vista a mineralogia da rocha matriz, cuja propensão de alteração inclui a neoformação de argilominerais (Buol e Weed, 1991; Santos et. al, 2016; Tsozué e Ndjigui, 2017a; Tsozué, Nzeukou e Azinwi, 2017b; Santos et. al, 2021). A classificação SUCS do solo é SW-SM (areia siltosa bem graduada).

2.2 Programa e procedimentos experimentais

O programa experimental realizado consistiu em um ensaio edométrico e testes triaxiais não drenados em amostras compactadas na umidade ótima. Os corpos de prova dos ensaios triaxiais foram moldados em molde tripartido cilíndrico de diâmetro e altura de 50,06 e 99,97 mm, respectivamente. O corpo de prova do ensaio de adensamento foi moldado diretamente no anel da célula edométrica, com diâmetro e altura de 50,03 e 19,4 mm, respectivamente.

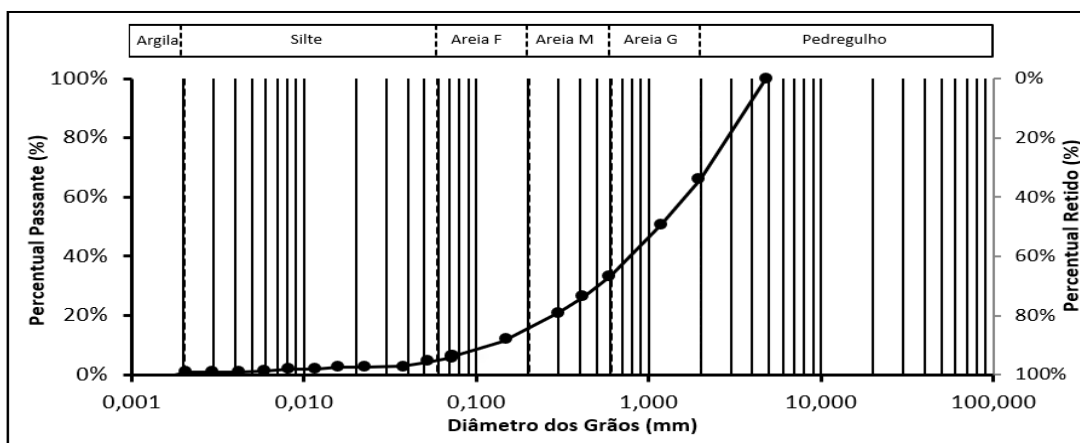


Figura 1. Curva granulométrica do solo natural.

2.2.1 Ensaio de compactação

Para o ensaio de compactação, as amostras deformadas do solo foram preparadas em sua umidade natural, com destorroamento e posterior homogeneização do material. Tendo em vista a norma ASTM D7181-20 (2020) – referente aos ensaios triaxiais, segundo a qual a maior partícula do material ensaiado não deve ter diâmetro maior que 1/6 do diâmetro do corpo de prova – utilizou-se apenas a fração do material passante na peneira #4. O ensaio de compactação Proctor Normal foi executado conforme a norma ASTM D0698-12 (2021), sem reuso de amostra, devido à constatação prévia da ocorrência de modificações texturais relevantes no solo quando submetido à compactação com reuso.

2.2.2 Ensaio edométrico

O ensaio de adensamento foi realizado na condição saturada, conforme a norma ASTM D2435/D2435M-11 (2020), com a aplicação de tensões graduais de 12,5, 25, 50, 100, 200, 400, 800 e 1600 kPa, em que cada estágio de carregamento durou 24h.

2.2.3 Ensaios triaxiais

Os ensaios triaxiais de resistência ao cisalhamento não drenada foram em condições saturadas, conforme a norma ASTM D4767-11(2020b). Utilizou-se as tensões confinantes efetivas (σ_c') de 25, 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios CIU de 200 kPa e CID de 25 e 100 kPa foram executados duas vezes para verificar a repetibilidade dos resultados.

As etapas de saturação e adensamento duraram, em média 4h e 30min, respectivamente, apesar da estabilização da variação volumétrica de todos os espécimes ter ocorrido em até 8 min. Os corpos de prova foram saturados por contrapressão e adensados isotropicamente quando o parâmetro B de Skempton atingiu o valor mínimo de 95%. As variações volumétricas durante a etapa de adensamento foram medidas por um medidor digital de volume do tipo britânico. Na etapa de cisalhamento, a velocidade de ensaio utilizada foi de 0,17. A tensão desviadora foi medida através de uma célula de carga externa; as deformações axiais foram medidas por um transdutor de deslocamento variável linear (LVDT); e as variações de poropressão foram medidas através de um transdutor de poropressão.

3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

3.1 Curva de Compactação

Os valores de $\rho_{dm\acute{a}x}$ e $w_{\acute{o}t}$ obtidos da curva de compactação foram de 2,061 g/cm³ e 7,38% (Figura 2).

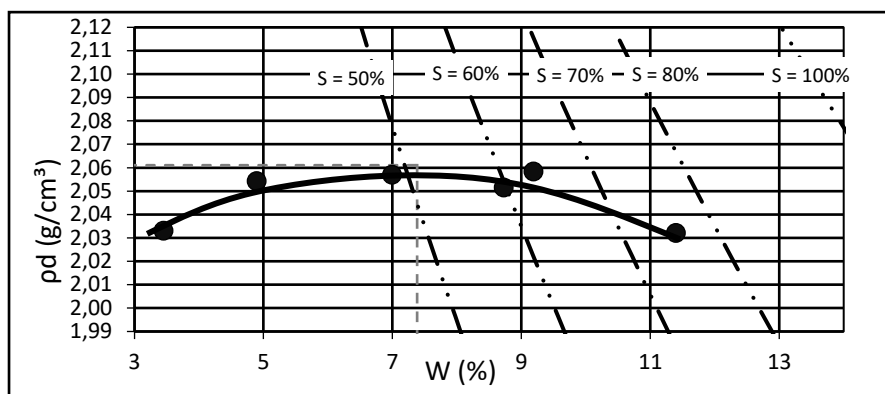


Figura 2. Curvas de compactação obtidas do ensaio Proctor Normal.

3.2 Compressibilidade

Os resultados obtidos nos ensaios edométricos são mostrados na Figura 3, e os índices físicos iniciais e finais do corpo de prova são mostrados na Tabela 1. Os índices de recompressão, compressão, e descarregamento foram de $C_r = 0,02$, $C_c = 0,1$, e $C_s = 0,02$. Tendo em vista os resultados obtidos e a classificação SUCS do solo, considerou-se este como sendo pouco compressível. Observou-se, também, que a compactação conferiu ao solo uma tensão de escoamento de 141,0 kPa e 156,0 kPa, pelos métodos Pacheco Silva e Casagrande, respectivamente, tornando o seu comportamento similar ao de um solo sobreadensado.

Tabela 1. Índices físicos iniciais e finais do corpo de prova do ensaio edométrico.

Condição	ρ_s (g/cm ³)	ρ (g/cm ³)	ρ_a (g/cm ³)	S (%)	w (%)	h (mm)
Inicial	2,929	2,185	2,035	49,18	7,38	19,44
Final		2,324	2,114	82,22	9,92	18,28

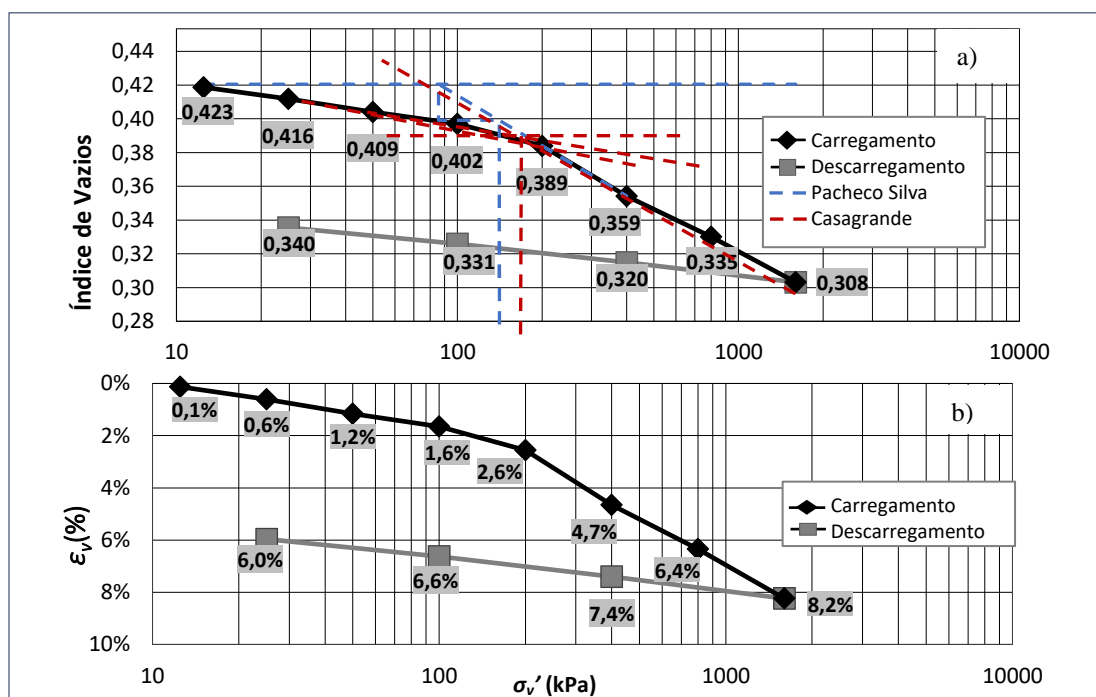


Figura 3. Variação, em função da tensão vertical efetiva: a) do índice de vazios; b) da deformação específica.

3.3 Resistência ao Cisalhamento e Estados Críticos

A Tabela 2 apresenta as condições iniciais e finais dos corpos de prova utilizados, incluindo os principais

índices físicos. A Figura 4 mostra o comportamento não drenado de tensão-deformação do solo, em termos de tensão desviadora (σ_d) e tensão normalizada (σ_1'/σ_3') em função dos acréscimos de deformação axial específica (ε_a); e de variações de poropressão (Δu) em função da ε_a .

Tabela 2. Índices físicos dos corpos de prova (CPs) dos ensaios de compressão triaxial, em cada etapa.

CPs	Etapa	ρ (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	e	n (%)	S (%)	w (%)
CIU-25	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,42	7,38
	pós-cisalhamento	2,196	2,045	0,432	30,18	100,00	14,76
CIU-50	moldagem	2,18	2,038	0,438	30,44	49,39	7,38
	pós-cisalhamento	2,202	2,051	0,428	29,98	100,00	14,62
CIU-100	moldagem	2,182	2,032	0,442	30,63	48,96	7,38
	pós-cisalhamento	2,212	2,060	0,422	29,66	100,00	14,40
CIU-200a	moldagem	2,188	2,038	0,437	30,43	49,43	7,38
	pós-cisalhamento	2,238	2,085	0,405	28,84	100,00	13,83
CIU-200b	moldagem	2,184	2,034	0,440	30,57	49,11	7,38
	pós-cisalhamento	2,234	2,080	0,408	28,98	100,00	13,93
CIU-400	moldagem	2,191	2,040	0,436	30,36	49,59	7,38
	pós-cisalhamento	2,254	2,099	0,396	28,36	100,00	13,51

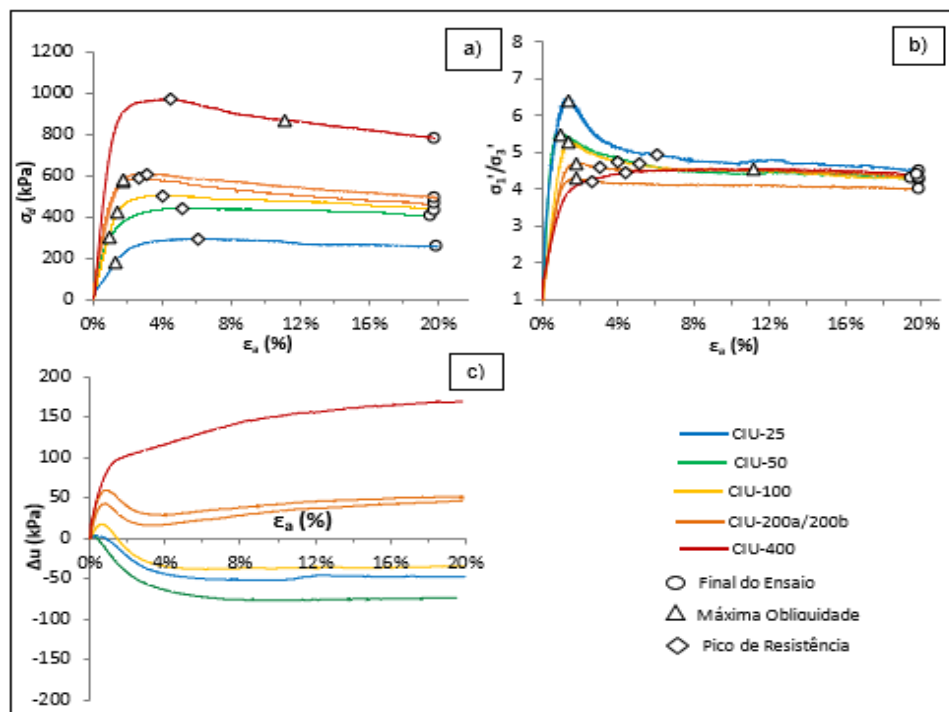


Figura 4. Comportamento de tensão-deformação não drenado do solo, em termos de deformação axial versus: a) tensão desviadora; b) tensão normalizada; e c) variação de poropressão.

O comportamento de resistência do solo foi de amolecimento, com a $\sigma_{dmáx}$ sendo atingida sem formar picos identificáveis, em estágios de deformação baixos a moderados ($\varepsilon_a \leq 6,1\%$). Sob $\sigma_c' \leq 200$ kPa, o ponto de escoamento do solo ocorreu sob baixas deformações ($\varepsilon_a < 1,8\%$), coincidindo com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$; e os acréscimos de ε_a em $\sigma_{dmáx}$ mostraram uma tendência decrescente com o aumento de σ_c' . Sob $\sigma_c' = 400$ kPa, entretanto, a ε_a em $\sigma_{dmáx}$ tornou a aumentar, indicando a inversão desta tendência em algum momento; e a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ só foi atingida com deformações maiores ($\varepsilon_a = 11,2\%$), tendendo posteriormente a um valor constante. Observou-se, também, a tendência de aumento da razão $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ com a diminuição da tensão confinante efetiva.

Em relação à variação de poropressão, sob $\sigma_c' \leq 100$ kPa, após a geração inicial de poropressões positivas de baixa magnitude (ou seja, tendência contrativa), Δu passou a crescer negativamente, ocasionando uma tendência dilatante no solo e um acréscimo na sua resistência mesmo após $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ ser atingida. No ensaio de $\sigma_c' = 200$ kPa, a poropressão se manteve no campo positivo em todo o ensaio, e continuamente crescente

após $\sigma_{dm\acute{a}x}$ ser atingido; porém, a queda abrupta no instante de $\epsilon_a \approx 1\%$ pode denotar um comportamento intermediário. Finalmente, no ensaio de $\sigma_c' = 400$ kPa, ocorreu apenas a tendência contrativa, com a geração de poropressão positiva e crescente por todo o ensaio, o que ocasionou uma significativa diminuição gradual da resistência com o aumento da deformação.

O comportamento observado do solo foi ao encontro dos achados de Yan e Li (2012) e Ng e Chiu (2003) para solos residuais graníticos. Os espécimes de comportamento intensamente sobreadensado ($\sigma_c' \leq 100$ kPa) demonstraram pelo menos uma transformação de fase, apresentando tendência inicialmente contrativa e, em seguida, dilatante, a qual predomina até o final do ensaio. Os espécimes de comportamento levemente sobreadensado a normalmente adensado ($\sigma_c' \geq 200$ kPa), por outro lado, demonstraram apenas tendência contrativa.

A Figura 5 mostra as trajetórias de tensões efetivas (TTE) e totais (TTT) e as envoltórias transformadas de resistência (ou linhas K_f) para grandes deformações (interpretada como a condição de estado crítico) e para os dois critérios de ruptura, $\sigma_{dm\acute{a}x}$ e $(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$. Os parâmetros a' e α' – das linhas K_f – e os parâmetros c' e Φ' – das envoltórias reais – são mostrados na Tabela 3. Pelo fato da resistência do solo tornar-se estritamente friccional em grandes deformações, o intercepto coersivo da respectiva K_f foi ajustado por função linear para zero. As envoltórias de ruptura foram essencialmente coincidentes. Atribuiu-se o intercepto coersivo ao aumento do imbricamento dos grãos, ocasionado pela compactação. Os parâmetros de resistência do solo estudado foram próximos dos encontrados para solos residuais graníticos ($\Phi' = 34^\circ$ a 37°), no estudo realizado por Cruz e Maiolino (1983), que conceberam parâmetros de resistência típicos para vários tipos de solo através de mais de mil ensaios triaxiais realizados em 90 amostras de solos compactados. Isto demonstra que o aspecto textural da rocha de origem é mais determinante no comportamento de tensão deformação do solo saprolítico do que sua mineralogia.

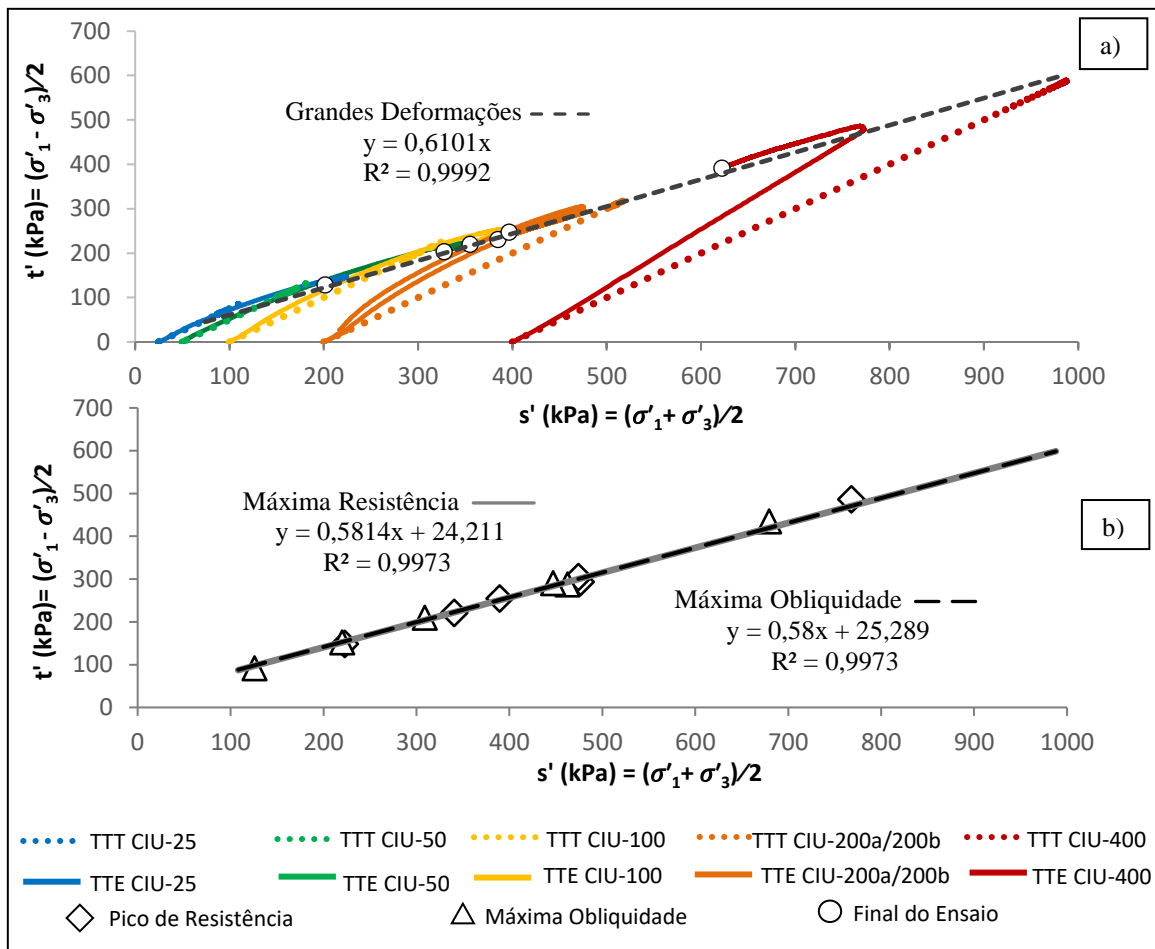


Figura 5. a) Trajetórias de tensões efetivas e totais, junto à envoltória transformada para grandes deformações. b) Envoltórias transformadas de resistência.

Tabela 3. Parâmetros das K_f e das envoltórias de resistência reais do solo saprolítico de gabronorito.

Critério	$a'(kPa)$	$\alpha(^{\circ})$	$c'(kPa)$	$\Phi'(^{\circ})$
$\sigma_{dm\acute{a}x}$	24,2	30,2	29,76	35,6
$(\sigma_1'/\sigma_3')_{m\acute{a}x}$	25,3	30,1	31,04	35,5
Grandes Deformações (Estado Crítico)	0	31,4	0	37,6

A Figura 6 mostra as condições inicial e final de cada ensaio no espaço $e:s'$. Observou-se que os pontos representantes da condição inicial de todos os espécimes se encontraram abaixo da Linha de Estado Crítico (LEC), o que indica parâmetros de estado negativos e, portanto, que o solo não é susceptível à liquefação estática.

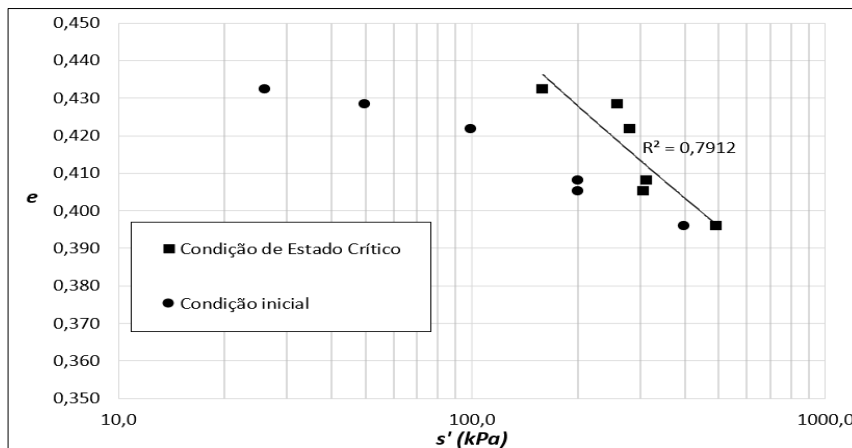


Figura 6. Linha de Estado Crítico do solo no espaço $e:s'$.

3.4 Parâmetro A de poropressão de Skempton

A Figura 7 mostra a variação do Parâmetro A de Skempton em função de ϵ_a e σ_d , respectivamente. Observou-se que a geração de poropressões positivas no início dos ensaios é relativamente rápida, com A chegando a 0,26 para $\epsilon_a \leq 0,3\%$. Sob $\sigma_c \leq 100$ kPa, A alcança valores negativos de até -0,19, tendendo a se manter constante após $\sigma_{dm\acute{a}x}$. Sob σ_c' de 200 kPa e 400 kPa, entretanto, a $\sigma_{dm\acute{a}x}$ é seguida de uma variação positiva abrupta dos valores de A (0,06 e 0,09, respectivamente), devido à diminuição da resistência e o acréscimo contínuo de poropressão positiva, uma tendência de comportamento que requer especial atenção no dimensionamento e execução de projetos geotécnicos.

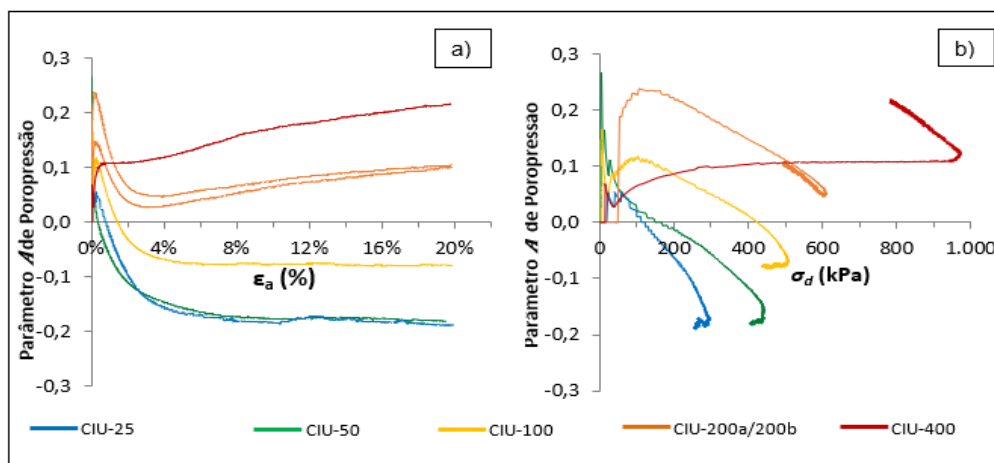


Figura 7. Variação de A em função da: a) deformação axial específica; e b) da tensão desviadora.

4. CONCLUSÕES

Os resultados dos ensaios de compressão triaxial mostraram que os corpos de prova foram compactados

com um índice de vazios inferior ao do estado crítico do solo, assumindo um comportamento similar ao de um solo sobreadensado, em que tendência dilatante tende a diminuir com o aumento de σ_c' , até a inversão para o comportamento contrativo. Em todos os ensaios, o comportamento foi de amolecimento, com a $(\sigma_1'/\sigma_3')_{máx}$ ocorrendo em baixas deformações ($\epsilon_a < 1,8\%$) e antes da $\sigma_{dmáx}$, o que foi atribuído ao acréscimo de resistência conferido pela geração de poropressões negativas, para $\sigma_c' \leq 100$ kPa. Sob σ_c' maiores, entretanto, o atingimento da $\sigma_{dmáx}$ é seguido de uma gradual, porém, significativa queda da resistência, ocasionada pelo acréscimo contínuo de poropressão positiva. Entretanto, a análise da LEC mostrou que o solo compactado em questão apresenta boa estabilidade, sem susceptibilidade à liquefação estática. Assim, considerando os parâmetros de resistência obtidos, concluiu-se que o solo possui propriedades geotécnicas compatíveis com a sua utilização em obras, no contexto da sua área de ocorrência.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao revisor anônimo que, com suas criteriosas observações, contribuiu significativamente no escopo do presente trabalho.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASTM International. (2020b). ASTM D4767–11: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils*.
- ASTM International. (2021). ASTM D698–12R21: *Standard test methods for laboratory compaction characteristics of soil using standard effort [12 400 ft-lbf/ft³ (600 kN-m/m³)]*.
- Blight, G.E., Leong, E.C. (2012). *Mechanics of Residual Soils*, 2nd ed., A. A. Balkema Publishers, The Netherlands, 392 p.
- Buol SW & Weed SB. (1991). Saprolite-soil transformations in the Piedmont and Mountains of North Carolina. *Geoderma*, 51:15-28
- Cruz, PT da; Maiolino, ALG. (1983). Materiais de construção. In: Simpósio Sobre A Geotecnia Da Bacia Do Alto Paraná, São Paulo. Anais [...] ABMS/ABGE/CBMR.
- Cruz PT da. (2006). *100 Barragens brasileiras: casos históricos, materiais de construção e projeto*, Oficina de Textos, São Paulo, 648 p.
- Elkamy E, Zhou B & Wang H. (2020). Experimental investigation of both the disturbed and undisturbed granitic saprolite soil. *Environmental Earth Sciences*, 79 (276). <https://doi.org/10.1007/s12665-020-09026-y>
- Frazier C, Graham R. (2000). Pedogenic transformation of fractured granitic bedrock, southern California. *Soil Science Society of America Journal*, 64(6), p. 2057–2069.
- Lambe TW & Whitman RV. (1969). *Soil Mechanics: SI Version*. John Wiley and Sons Inc., New York, 578 p.
- Liu P, Zhou X, He Y (2015) Bond yield characteristics of undisturbed completely decomposed granite. *Adv Mater Sci Eng*, 2015 (325162), 7 p. <http://dx.doi.org/10.1155/2015/325162>
- Ng CWW, Chiu ACF (2003) Laboratory study of loose saturated and unsaturated decomposed granitic soil. *J Geotech Geoenviron Eng*, 129(6), p. 550–559. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2003\)129:6\(550\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2003)129:6(550))
- Ng CWW, Fung WT, Cheuk CY, Zhang L (2004) Influence of stress ratio and stress path on behavior of loose decomposed granite. *J Geotech Geoenviron Eng*, 130(1), p. 36–44. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2004\)130:1\(36\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(36))
- Santos A do C, Pereira MG, Dos Anjos LHC, Bernini TA & Cooper M. (2016). Genesis of Soils Formed from Mafic Igneous Rock in the Atlantic Forest Environment. *Revista Brasileira de Ciência do Solo*, 40. <https://doi.org/10.1590/18069657rbcs20150056>
- Santos A do C, Silva RC da, Silva Neto EC da, Anjos LHC dos & Pereira MG. (2021). Weathering and pedogenesis of mafic rock in the Brazilian Atlantic Forest. *Journal of South American Earth Sciences*, 111. <https://doi.org/10.1016/j.jsames.2021.103452>
- Scarciglia F, Le Pera E & Critelli S. (2005). Weathering and pedogenesis in the Sila Grande Massif (Calabria, South Italy): from field scale to micromorphology. *CATENA* 61(1), p. 1–29
- Serviço Geológico do Brasil - SGB. (2014). *Geologia e recursos minerais da folha de Lajes-SB.24-XD-VI. Escala 1:100.000*. <http://dspace.cprm.gov.br/xmlui/handle/doc/20238>. Acesso 03 de Março de 2023.
- Tsozué D & Ndjigui PD. (2017a). Geochemical Features of the Weathered Materials Developed on Gabbro in a Semi-Arid Zone, Northern Cameroon. *Geosciences*, 7(16). <https://doi:10.3390/geosciences7020016>
- Tsozué D, Nzeukou AN & Azinwi PT. (2017b). Genesis and classification of soils developed on gabbro in the high reliefs of Maroua region, North Cameroon. *Eurasian Journal of Soil Science*, 6(2), p. 168-177.
- Yan WM & Li XS. (2012). Mechanical response of a medium-fine-grained decomposed granite in Hong Kong. *Engineering Geology*, 129, p. 1–8.