

DOI: 10.47094/COBRAMSEG2024/639

## Influência de desvios do grau de compactação sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de arenito

Marcelo Heidemann

Professor adjunto, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Joinville, Brasil, CONSTRUCT-GEO, Universidade do Porto (FEUP), marcelo.heidemann@ufsc.br

Eduardo Guerreiro Kuzer

Bolsista de Iniciação Científica, Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC), Joinville, Brasil, eduardosmek@gmail.com

Richardison Oliveira

Grupo Sanson, Tatuí, SP, Brasil, richardison.oliveira@gruposanson.com.br

**RESUMO:** Este trabalho apresenta os resultados obtidos em ensaios de cisalhamento direto executados em um solo residual de arenito, compactado em energia intermediária de compactação (referente ao ensaio Proctor), com graus de compactação variáveis de 95 a 100%. O solo é composto por cerca de 30% e 42% de areias grossa e fina, respectivamente. Os ensaios foram executados em corpos de prova submersos, sob tensões normais da ordem de 50, 100, 200 e 400 kPa. Os ensaios demonstraram que o aumento do grau de compactação de 98 para 99% provoca um aumento significativo nas tensões cisalhantes máximas mobilizadas. Já as tensões cisalhantes em pós-pico, conforme esperado, permanecem constantes sob todos os graus de compactação, exceto para GC=100% em que um leve aumento é observado. O comportamento é inicialmente contrativo, passando à dilatação, para todos os graus de compactação testados. Os ângulos de atrito medidos em pico variam de 36° a 43°. Em pós-pico tem-se  $\phi'$  da ordem de 35° para todos os graus de compactação, exceto 100%, em que atinge cerca de 37°. Os resultados evidenciam a importância do controle de compactação na construção de aterros, e da sensibilidade do ângulo de atrito ao GC.

**PALAVRAS-CHAVE:** Resistência ao cisalhamento, solos compactados, solo residual, arenito, grau de compactação.

**ABSTRACT:** This work presents the results of direct shear tests carried out on a compacted residual sandstone soil. The soil is composed of around 30% and 42% coarse and fine sand, respectively. Compaction curve was determined for intermediate energy (referring to the Proctor test). After that, specimens were compacted with degrees of compaction (GC) of 95, 98, 99 and 100% and subjected to direct shear tests. These tests were carried out in soaked condition, under normal stresses of 50, 100, 200 and 400 kPa. The tests demonstrated that rising the degree of compaction from 98 to 99% causes a significant increase in the maximum mobilized shear stresses. Post-peak shear stresses, as expected, remain constant under all degrees of compaction, except 100% where a slight increase is observed. The behavior is initially contractive, changing to dilatative for all degrees of compaction tested. Effective friction angles measured at peak range from 36° to 43°. In post-peak, it reaches 35° for all degrees of compaction, except when GC=100%, when it reaches around 37°. The results highlight the importance of compaction control in the construction of landfills, and the sensitivity of the friction angle to the degree of compaction.

**KEYWORDS:** Shear strength, compacted soils, residual soil, sandstone, degree of compaction.

## 1 INTRODUÇÃO

Solos residuais diferem de solos sedimentares ao se formarem no local como resposta às condições relativas ao material de origem, clima, topografia e drenagem, podendo reter elementos estruturais da rocha de origem (Mitchell e Soga, 2005). No Brasil os solos residuais são amplamente explorados como material de empréstimo em obras de compactação. Embora o processo de escavação e compactação remova os elementos estruturais destes solos, suas características texturais, mineralógicas e de plasticidade seguem governando seu comportamento, as quais são também herdadas da rocha de origem e condições de intemperismo.

Por conta disso, o comportamento destes solos quando compactados é também muito diverso, e seus parâmetros de compactação podem variar em um amplo espectro de valores. Daí advém a necessidade de adequada caracterização geotécnicas de materiais de empréstimo. O impacto de desvios do teor de umidade (com relação à umidade ótima) durante a compactação sobre o comportamento do material dependem intimamente das características texturais do material. Assim, estabelecer limites aceitáveis para estes desvios (na medida em que em campo tais desvios estão sempre presentes) passa pela caracterização de cada jazida a ser explorada. Naturalmente que tal caracterização somente se faz diante da existência de uma demanda por certo material. Por outro lado, a existência de referenciais é útil para o julgamento da qualidade dos ensaios, para julgamento do quanto a experiência já acumulada pode ser empregada ao se lidar com dado material, e como parâmetros de avaliação em etapas preliminares de projeto.

Nesse sentido, o presente trabalho tem por objetivo investigar os efeitos que variações do grau de compactação impõe sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual de arenito, oriundo do estado de São Paulo. A extensa ocorrência de solos residuais de arenito no contexto da Bacia do Paraná justifica o interesse sobre estes materiais, bem como as propriedades geotécnicas tipicamente interessantes.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

### 2.1 Material ensaiado

O solo estudado consiste em um material residual de arenitos pertencentes ao grupo Itararé. O mesmo tem coloração amarelo claro a ocre e textura arenosa, com presença de alguns pedregulhos (friáveis). A amostragem foi realizada em local com coordenadas aproximadas 24S e 49W. Por questões de sigilo não podem ser fornecidos maiores detalhes sobre a procedência e a aplicação específica deste solo. O aspecto do material é mostrado na Figura 1.



Figura 1. Aspecto do solo estudado

Este solo foi considerado como potencial material de empréstimo para execução de um aterro estruturado destinado a uma obra viária no estado de São Paulo. Embora já houvesse conhecimento da relação entre o grau de compactação e a massa específica aparente seca máxima, bem como sobre o CBR, eram desconhecidos os efeitos de eventuais desvios de umidade sobre a resistência ao cisalhamento. O projeto de aterros estruturados tem o ângulo de atrito como parâmetro chave no dimensionamento (vide DGTI, 1979), de forma que a compreensão dos desvios deste parâmetro com eventuais flexibilizações do grau de compactação é importante para garantia do adequado desempenho e segurança das estruturas.

## 2.2 Metodologia

### 2.2.1 Ensaios de caracterização

As amostras utilizadas nos ensaios foram previamente secas ao ar e destorroadas. As amostras utilizadas nos ensaios de determinação da densidade real das partículas sólidas foram tomadas da fração passante na peneira 2,0 mm já que o ensaio foi executado conforme norma DNER ME093-1994. A mesma peneira foi usada para segregar a fração a ser usada nos ensaios de sedimentação. Nos ensaios de compactação, índices de vazios máximos e mínimos e cisalhamento direto empregou-se apenas a fração passante na peneira de 4,8 mm.

Os ensaios para definição dos índices de vazios máximo e mínimo foram executados conforme método A da ASTM D4254/2016 e método 1A da ASTM D4253/2016. Os ensaios foram executados em amostras passantes na peneira 4,8 mm e secas em estufa.

O ensaio de granulometria foi executado conforme recomendações da norma ABNT NBR 7181 (2017), com uso de solução defloculante. A classificação das frações constituintes das amostras foi feita de acordo com a ABNT NBR 6502 (1995).

Os ensaios de compactação Proctor foram executados conforme recomendações da norma ABNT NBR 7182 (2016), em amostras não trabalhadas, tendo em vista a natureza friável de parte das partículas. Empregou-se energia intermediária de compactação ( $1250 \text{ kJ/m}^3$ ), utilizando-se cilindro pequeno e soquete grande.

### 2.2.2 Ensaios de cisalhamento direto

Os corpos de prova utilizados nos ensaios de cisalhamento direto foram extraídos de um corpo de prova maior, compactado no cilindro Proctor, de forma a atingir GC da ordem de 95%, 98%, 99% e 100% considerando o ensaio de compactação previamente descrito.

Destas foram extraídos quatro corpos de prova, destinados a ensaios de cisalhamento direto sob diferentes tensões normais. Como na extração o solo sofre desconfinamento, há uma expansão da amostra que acaba por não manter a densidade compactada. Com a adição de mais solo e compressão dos corpos de prova corrigiu-se as densidades para que atingissem os valores alvo. A moldagem foi feita em um anel quadrado de dimensões  $B=60 \text{ mm}$ ,  $L=60 \text{ mm}$  e  $H=20 \text{ mm}$ , com auxílio de ferramentas de corte.

Os ensaios foram executados conforme norma técnica ASTM D3080 (2011), sob tensões normais efetivas de 50, 100, 200 e 400 kPa, utilizando-se um corpo de prova para cada tensão normal efetiva. Os ensaios foram executados em corpos de prova submersos.

A fase de consolidação teve duração mínima de 60 minutos, e perdurou até que as deformações cessassem, indicando ocorrência de completa dissipação dos excessos de poropressão decorrentes da aplicação da tensão normal.

A partir do comportamento exibido na fase de consolidação estipulou-se a velocidade de cisalhamento necessária para permitir que a ruptura se desse de forma drenada como sendo da ordem de  $0,1 \text{ mm/min}$ . Para tal empregou-se a proposta de Gibson e Henkel (1954). Cada corpo de prova foi cisalhado até que se atingisse um deslocamento de 6 mm, requerendo cerca de 60 minutos para conclusão da fase de cisalhamento.

### 3 RESULTADOS

#### 2.1 Caracterização física e compactação

Os resultados obtidos nos ensaios de picnômetro, referentes à densidade real das partículas de solo, apontam para um valor de  $G=2,690$ . A curva granulométrica obtida por peneiramento e sedimentação para a amostra ensaiada é apresentada a seguir (Figura 2). Um resumo das frações granulométricas que compõem a amostra é apresentado na Tabela 1. Estas frações têm dimensões definidas conforme ABNT NBR 6502 (1995).

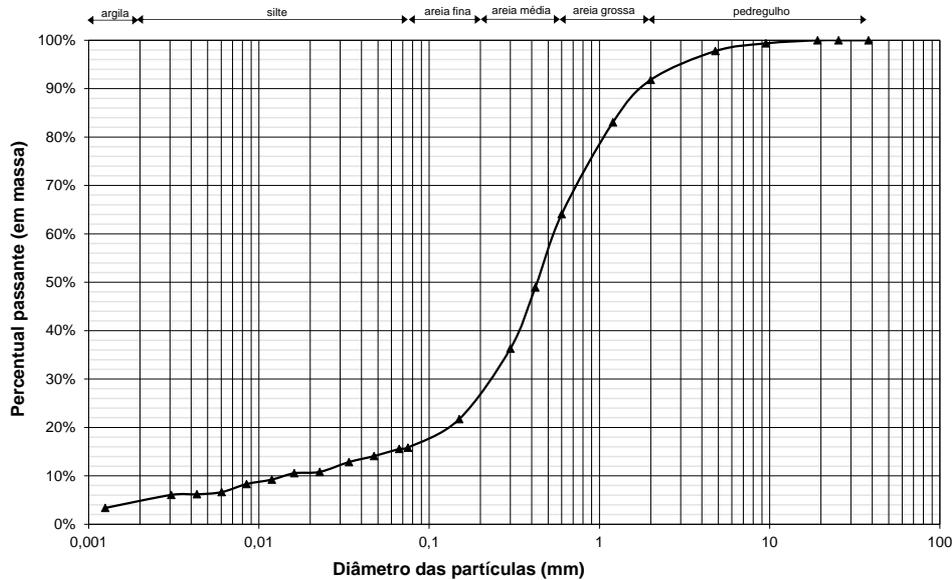


Figura 2. Curva granulométrica do solo estudado

Na Figura 3 é mostrada a curva de compactação do solo estudado, da qual se obtém massa específica aparente seca máxima ( $\gamma_{d,max}$ ) da ordem de  $1,99\text{ g/cm}^3$  e umidade ótima da ordem de  $10,4\%$ . A Tabela 1, mostra os valores de massa específica aparente seca a serem atingidos para diferentes graus de compactação.

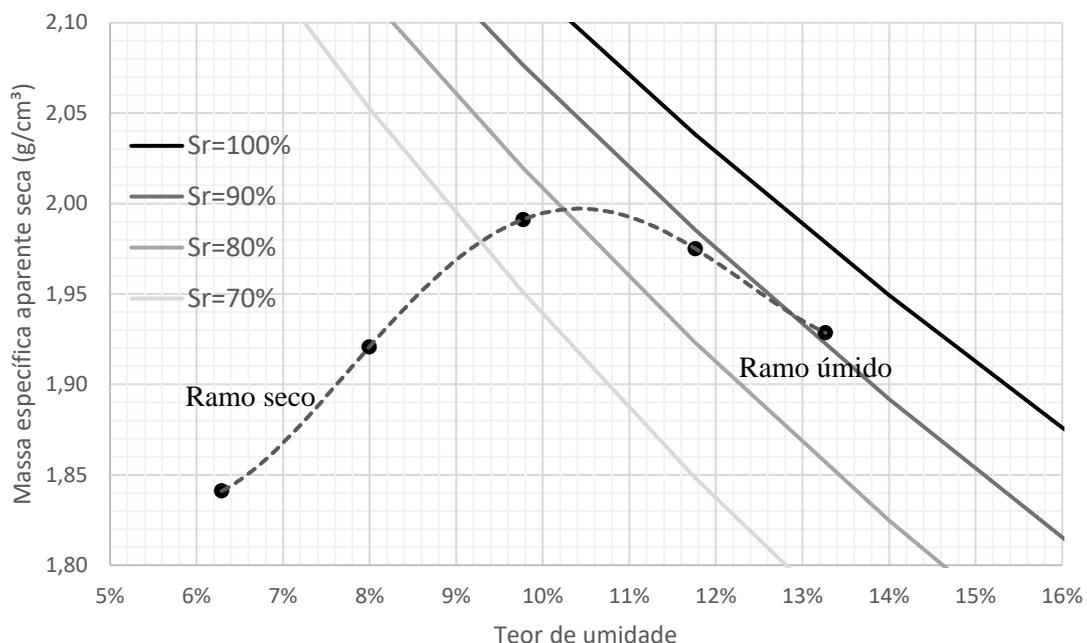


Figura 3. Curva de compactação (Proctor intermediário).

Tabela 1. Graus de compactação e respectivos valores de  $\gamma_d$ .

GC	95%	98%	99%	100%
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,895	1,955	1,975	1,995

Dada a predominância de areias, fez-se a determinação dos índices de vazios máximos e conforme mostrado na Tabela 2. Os mesmos foram definidos por meio de ensaios que são tipicamente empregados para materiais francamente granulares, nos quais a imposição de vibração associados a um carregamento axial é mais impactante no processo de compactação do que a variação de umidade. Para o solo em questão o teor de finos é relativamente elevado, de forma que os resultados associados ao índice de vazios mínimos não são consistentes, já que é possível atingir um índice de vazios muito mais baixo por meio de compactação. Uma correção destas medidas poderia ser feita, por exemplo, a partir da proposta de Ishihara et al (2016), mas este é um tópico que se encontra fora do escopo do presente trabalho. Considerando o  $\gamma_{d,max}$  obtido no ensaio de compactação Proctor como sendo de 1,995 g/cm<sup>3</sup>, este resulta em um índice de vazios da ordem de 0,348, inferior portanto ao referido índice de vazios mínimo.

Tabela 2. Resultados dos ensaios de índice de vazios máximo e mínimo

Fofo		Denso	
e máximo	0,961	e mínimo	0,600
$\eta$	0,490	$\eta$	0,375
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,372	$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,681

## 2.2 Resistência ao cisalhamento

Os índices físicos atingidos pelos corpos de prova preparados para os ensaios de cisalhamento direto são sumarizados na Tabela 3. As curvas tensão-deformação são mostradas na Figura 4.

Tabela 3. Índices físicos dos corpos de prova ensaiados em cisalhamento direto

GC	$w_{nat}$ (%)	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	$S_r$
95%	9,7%	20,40	18,60	0,42	62,4%
98%	9,7%	20,96	19,11	0,38	68,6%
99%	10,3%	21,29	19,30	0,37	75,6%
100%	10,6%	21,62	19,50	0,35	82,6%

Conforme resultados apresentados, o aumento do GC produz corpos de prova mais rígidos e aumenta a fragilidade, dada a influência da dilatância. Para os GC=95% e 98% o solo apresenta comportamento marcado por picos de resistência ausentes ou bastante suaves. A partir de um GC=99% o solo passa a exibir picos claros de resistência. As curvas de deslocamento horizontal *versus* variação de altura do corpo de prova caracterizam-se por descrever uma fase inicial de contração dos corpos de prova (curta), seguido por um processo dilatante, em todos os GC e tensões normais efetivas empregadas.

Verifica-se assim que a passagem de um GC=98% para 99% marca uma mudança mais clara de comportamento do que a transição de 95% para 98%.

Os parâmetros de resistência ao cisalhamento medidos são resumidos na Tabela 4. Para os parâmetros de pico manteve-se como resultado o melhor ajuste da envoltória, o que acaba por produzir interceptos coesivos (fruto do ajuste matemático, basicamente. As envoltórias de pós-pico são associadas a  $c'=0$ , na medida em que sob tais níveis de deslocamento já se espera uma desestruturação generalizada do arranjo entre partículas formado pela compactação.

A tendência de variação do ângulo de atrito de pico e pós pico com o GC é mostrado na Figura 5, onde fica visível a mudança de comportamento após GC=98%, mencionada previamente. Há ainda um leve incremento do ângulo de atrito de pós-pico ao atingir GC=100%, que provavelmente não apareceria se os ensaios fossem conduzidos até deslocamento superiores a 6mm (vide curvas na Figura 4d).

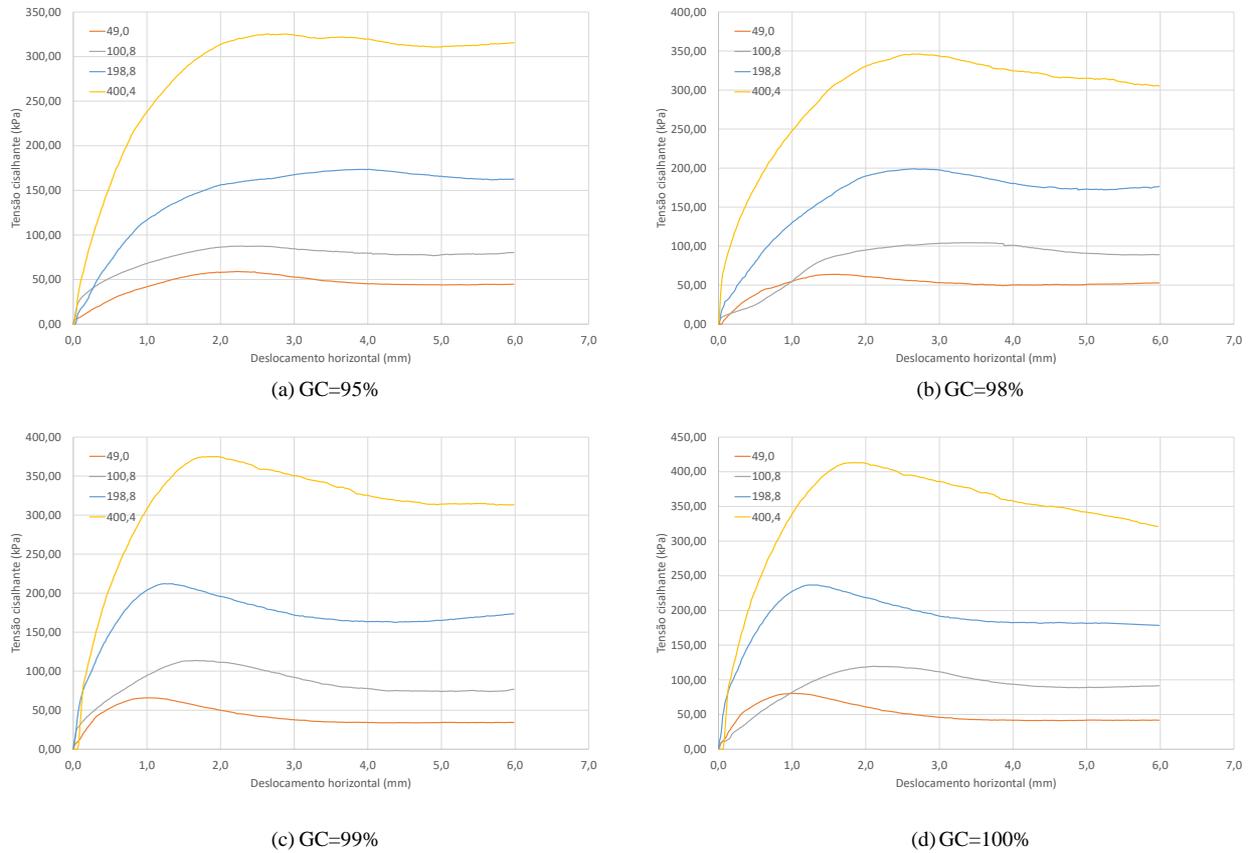


Figura 4. Curvas tensão-deformação em ensaios cisalhamento direto.

Tabela 4. Parâmetros de resistência ao cisalhamento

GC	Condição	Intercepto coesivo (c')	Ângulo de atrito ( $\phi^\circ$ )	Dilatância ( $\psi$ )
95%	Pico	16,0 kPa	36,3°	0,74°
	Pós pico	0	35,6°	
98%	Pico	27,1 kPa	37,6°	2,0°
	Pós pico	0	35,6°	
99%	Pico	28,8 kPa	40,4°	4,8°
	Pós pico	0	35,7°	
100%	Pico	33,0 kPa	43,0°	6,3°
	Pós pico	0	36,7°	

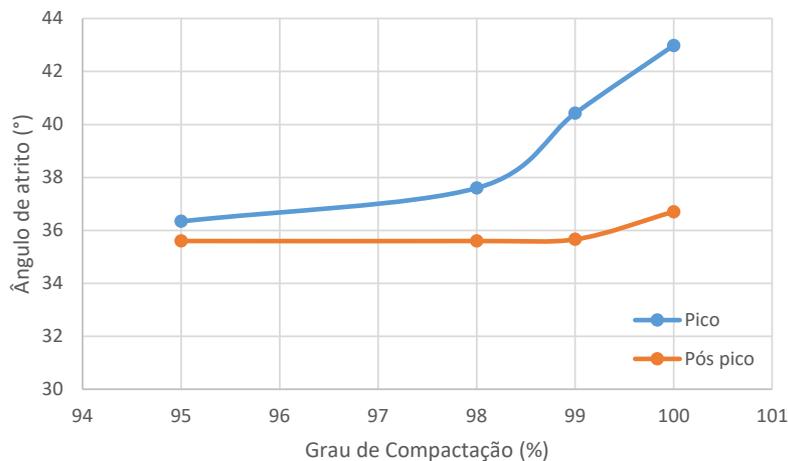


Figura 5. Variações do ângulo de atrito com o grau de compactação.

## 4 CONCLUSÕES

O material ensaiado corresponde a um solo residual de arenito, de textura predominantemente arenosa, o que reflete no teor de umidade ótima relativamente baixo, obtido no ensaio de compactação. Apesar da referida textura, os finos têm papel relevante no comportamento do solo, que é mais bem compactado sob processo dinâmico do que por vibração. Na faixa de GC entre 95% e 100% o índice de vazios varia entre 0,42 e 0,35.

O aumento do grau de compactação produz corpos de prova mais densos e conseqüentemente mais propensos ao desenvolvimento de dilatância, o que fica evidenciado no surgimento de picos de resistência nos ensaios de cisalhamento direto. Acompanhado do aparecimento de picos de resistência ocorrem interceptos coesivos tão maiores quanto maior o ângulo de atrito e o GC (em pico), os quais decorrem do ajuste de uma envoltória de resistência linear aos resultados afetados pela ocorrência de dilatância. Em pós-pico verifica-se que o ângulo de atrito pouco basicamente não, independentemente do GC do corpo de prova, o que está de acordo com a subjacência teórica associada à resistência ao cisalhamento dos solos em estado crítico. Apenas sob GC=100% têm-se ângulo de atrito mais elevado, o que pode estar associado a questões experimentais, mais especificamente a deformações possivelmente insuficientes para maior degradação da estrutura formada na compactação e conseqüente redução da resistência.

Os resultados evidenciam a importância do controle de compactação na construção de aterros, e da sensibilidade do ângulo de atrito de pico ao Grau de Compactação, da mesma forma que demonstram que em casos em que grandes deformações são admitidas, o controle da compactação poderia permitir intervalos mais amplos de densidade aparente seca.

## AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao Grupo Sanson pela cessão dos resultados para desenvolvimento deste trabalho.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1995) NBR 6502 - Rochas e Solos. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 6457 - Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2016) NBR 7182 - Solo — Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2017) NBR 7181 – Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT.
- ASTM International (2011) Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions - D 3080. ASTM International, West Conshohocken, PA, USA.
- ASTM International (2016) Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table - D4253. ASTM Int. West Conshohocken, PA.
- ASTM International (2016) Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density - D4254. ASTM Int. West Conshohocken, PA.
- Direction Generale des Transport Interieurs - DGTI (1979). Les ouvrage en terre armée: Recommandations et règles de l'art. Direction des Routes et de la circulation Routière. LCPC/SETRA. 176p.
- DNER (1994) Solos: determinação da densidade real - ME 093.
- Gibson, R.E.; Henkel, D.J. (1954) Influence of Duration of Tests at Constant Rate of Strain on Measure Drained Strength. *Géotechnique*, v. 4(1).

- Ishihara, K., Harada, K., Lee, W., Chan, C., and Safiullah, A. (2016). Post-liquefaction settlement analyses based on the volume change characteristics of undisturbed and reconstituted samples. *Soils and Foundations*, 56(3): 533-546. doi: 10.1016/J.SANDF.2016.04.019
- Mitchell, J.K.; Soga, K. (2005) *Fundamentals of soil behavior*, 3rd ed., John Wiley and Sons, New York, 592 p.