

Resistência ao Cisalhamento de uma Areia Fina Uniforme sob Condições Planas de Deformação Através de Ensaio Simple Shear

Marina Bellaver Corte

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, marinabellaver@gmail.com

Lucas Festugato

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, lucas@ufrgs.br

Nilo Cesar Consoli

Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Brasil, consoli@ufrgs.br

RESUMO: Ensaio de laboratório são realizados de forma que simulem, da melhor forma possível, as condições observadas em campo. Essas condições auxiliam a escolha do ensaio a ser realizado para a determinação dos parâmetros geotécnicos relevantes. Dentre os ensaios empregados na Engenharia Geotécnica, destaca-se o *simple shear*. Este ensaio é conhecido e utilizado para medir a resistência ao cisalhamento e a rigidez de solos. Ainda, ele é o único ensaio de laboratório capaz de submeter uma amostra a condições de deformações planas sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições são frequentemente representativas em diversas situações em campo, como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca ou sob plataformas offshore com base gravitacional. Neste contexto, um equipamento *simple shear* foi desenvolvido com o intuito de analisar o comportamento de materiais sob tais condições de carregamento. O estudo foi conduzido em uma areia fina e de granulometria uniforme. A areia estudada apresentou comportamento típico de areias medianamente compactas com uma envoltória de ruptura com o ângulo de 35° . Os resultados apresentaram pico de resistência ao cisalhamento, τ , seguido da redução da resistência. Ainda, os resultados dos ensaios *simple shear* indicaram que o equipamento apresenta resultados de qualidade adequada. A análise dos resultados mostra que, quando comparado com outros ensaios de laboratório, o *simple shear* apresentou valores compatíveis com os da literatura. O parâmetro de resistência ao cisalhamento, ϕ' , obtido em ensaios triaxiais e cisalhamento direto, apresentou pequenas variações quando comparados com o valor encontrado no *simple shear*.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio *Simple Shear*; Carregamentos Monotônicos, Resistência ao Cisalhamento de Solos.

1 INTRODUÇÃO

Ensaio de laboratório são realizados de forma que simule, da melhor forma possível, as condições observadas em campo. Essas condições, auxiliam a escolha do ensaio a ser realizado para a determinação dos parâmetros geotécnicos relevantes a cada situação observada em campo.

O ensaio *simple shear* é conhecido e

empregado mundialmente para medir a resistência e a rigidez de solos. Ele é o único ensaio capaz de submeter amostras de solos a condições planas de deformação sob volume constante e permitir a rotação das tensões principais. Tais condições são frequentemente representativas em diversas situações em campo, como, por exemplo, o modo de cisalhamento adjacente ao fuste de uma estaca (Randolph e Wroth, 1981) ou sob plataformas

offshore com base gravitacional (Andersen *et al.*, 1979).

O *simple shear* também permite o carregamento cíclico nas amostras de solo (Festugato, 2011). Os ensaios em solos sob carregamentos cíclicos tiveram seu interesse renovado nos últimos anos em virtude da presença mas frequente de solicitações cíclicas nas estruturas de engenharia e do aprimoramento da análise de seus projetos.

Nesse contexto, um equipamento *simple shear* foi desenvolvido, possibilitando a realização de ensaios sob condições de deformação plana em amostras de areia.

2 SOBRE O SIMPLE SHEAR

No ensaio *simple shear*, o corpo de prova é submetido a condições planas de deformação enquanto o volume da amostra é mantido constante. A Figura 1 elucida as definições básicas do ensaio no equipamento proposto. Na figura, tem-se: σ_y = tensão vertical; σ_x = tensão horizontal; ϵ_x = deformação horizontal; ϵ_y = deformação vertical, γ_{xy} = deformação de cisalhamento.

Para estabelecer condições planas de deformação, a altura da amostra é mantida fixa, o que, juntamente com as condições de volume constante impostas, evita qualquer mudança na área de corte transversal (Doherty e Fahey, 2011).

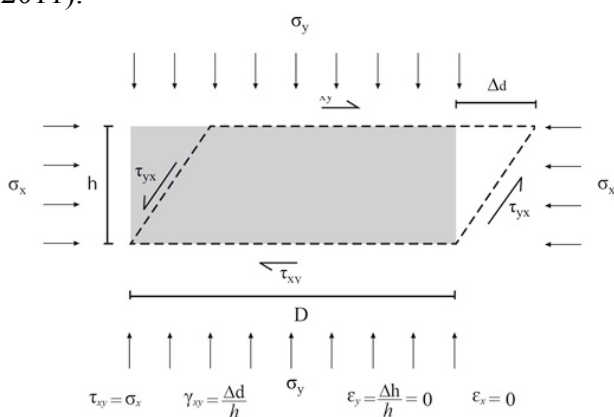


Figura 1. Definições básicas da análise do *simple shear*.

2.1 Histórico do Equipamento

O primeiro equipamento *Simple Shear* foi desenvolvido por Kjellman em 1951, no *Royal*

Swedish Geotechnical Institute (NGI) com o intuito de analisar o comportamento de *quick clays*. O equipamento de Kjellmann sofreu diversas contestações, mas como a ideia do equipamento, de sujeitar um corpo de prova ao cisalhamento puro, foi bastante atraente, nos anos 50, na Universidade de Cambridge, Roscoe desenvolveu seu equipamento para ensaios *simple shear*.

Bjerrum e Landva (1966) introduziram ao equipamento a modalidade de deformação controlada, diminuíram a razão altura/diâmetro do corpo de prova e trocaram os anéis de metal de reforço por um fio de metal na forma espiral, o qual era incorporado a uma membrana de borracha. A consolidação era realizada de forma a manter-se o volume constante.

A partir do equipamento de Bjerrum e Landva, outros autores realizaram alterações no equipamento buscando diferentes condições. O equipamento comercialmente consolidado no mercado é semelhante ao desenvolvido pelos autores, todavia, devido aos avanços tecnológicos, os equipamentos contam com automatização do ensaio, utilização de células de carga e o emprego de réguas resistivas para as medidas de deslocamento. Autores como Airey *et al.* (1985), Ansell e Brown (1978), Peacock e Seed (1968), DeAlba *et al.* (1976), Franke *et al.* (1979) e Mao e Fahey (2003).

A maioria dos equipamentos permite o ensaio sob carregamentos monotônicos ou cíclicos. Os carregamentos cíclicos podem ainda ser conduzidos sob tensão controlada ou deformação controlada.

2.2 Condições Planas de Deformação

Trabalhos experimentais sobre o carregamento de solos submetidos a carregamentos monotônicos e cíclicos podem ser realizados em equipamentos triaxiais. Todavia, o carregamento imposto ao solo não é reproduzido com precisão pelo ensaio triaxial, principalmente quando há a rotação da direção das tensões principais que sobrepõe à variação da grandeza das mesmas tensões, uma vez que o ensaio triaxial somente permite a troca da tensão principal maior com a menor. Já os equipamentos *simple shear*, por permitirem uma rotação contínua da direção das tensões

principais, podem simular estas condições facilmente (Lanzo *et al.*, 1997).

A importância de um ensaio permitir a rotação das tensões principais também foi discutida por Arthur *et al.* (1980). Segundo os autores, para solos isotrópicos, a desconsideração das rotações da direção das tensões principais não ocasiona maiores problemas; entretanto, para solos anisotrópicos (maioria dos solos), pode ser desastrosa.

A Figura 2 (a) e (b) ilustra uma das inúmeras situações onde há uma rotação contínua da direção da tensão principal maior efetiva σ_1' (que forma um ângulo α com a direção vertical). Em (c) e (d), é representada a condição observada em plataformas offshore onde tais estruturas são submetidas a carregamentos cíclicos causados pelas ondas (Franke *et al.*, 1980).

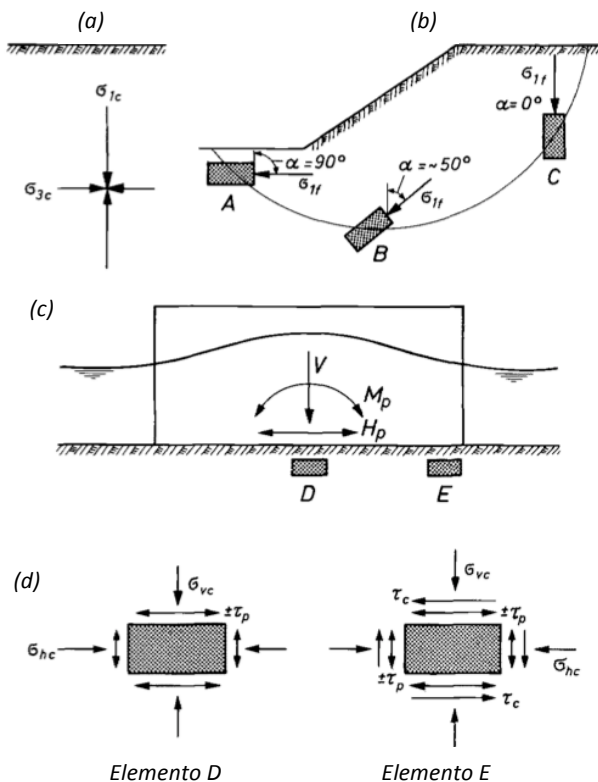


Figura 2. Elementos característicos do solo em condições típicas de carregamento: (a) e (b) direção das tensões principais durante a consolidação e ruptura; (c) e (d) condições de carregamento sob uma plataforma gravitacional offshore (adaptado de FRANKE *et al.*, 1980).

3 PROGRAMA EXPERIMENTAL

3.1 Materiais

O material empregado neste estudo foi a areia proveniente do município de Osório-RS. Isso por ser um material amplamente estudado e possuir características conhecidas, porém nunca analisado sob condições planas de deformação. Autores como Casagrande (2003), Festugato (2008) e Marcon (2005) realizaram ensaios triaxiais e cisalhamento direto para este mesmo material.

A areia caracteriza-se por ser uma areia fina (NBR 6502 – 1005; ASTM D 2487, 1993), limpa e de granulometria uniforme. O quartzo corresponde a 99% da sua composição mineralógica (Spinelli, 1999), sendo o restante composto por glauconita, ilmenita, turmalina e magnetita. Na Figura 2 é apresentada a curva granulométrica da areia em questão. Já na Tabela 1, são apresentados os índices físicos do material.

A água destilada foi utilizada na preparação das amostras e em todas as etapas dos ensaios.

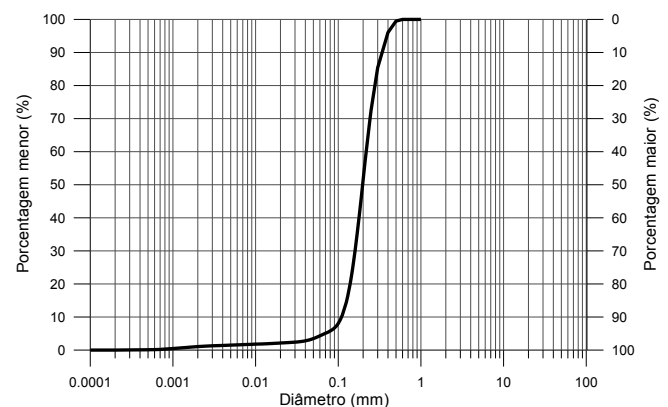


Figura 3. Curva granulométrica da areia (Festugato, 2009).

Tabela 1. Índices físicos da areia (Festugato, 2009).

Índices Físicos	Areia de Osório
Massa específica real dos grãos (γ_s)	26,2kN/m ³
Coefficiente de uniformidade, C_u	2,0
Coefficiente de curvatura, C_c	1,1
Diâmetro efetivo, D_{10}	0,11mm
Diâmetro médio, D_{50}	0,20mm
Índice de vazios mínimo, $e_{\text{mínimo}}$	0,6
Índice de vazios máximo, $e_{\text{máximo}}$	0,9

3.2 Métodos

A moldagem do corpo de prova é realizado em um molde bipartido, encaixado no pedestal da

amostra. Era então encaixado uma membrana de látex que continha as marcações para a confecção de amostras de solo com duas camadas iguais. Através de uma bomba de vácuo a membrana era aderida ao molde e efetuava-se a compactação da amostra. Foram realizadas amostras com altura de 50 mm e diâmetro igual a 100 mm.

A mistura dos materiais (água e areia) era realizada até a completa homogeneização visual da mistura. O teor de umidade foi mantido constante e igual a 10%. Através das medidas da massa de mistura adicionada e da altura das camadas era obtida a densidade relativa desejada de 10%.

Ao final da preparação da amostra esta era posicionada no equipamento para o início do ensaio. Eram realizadas então as fases de percolação, saturação, consolidação isotrópica e cisalhamento monotônico ou cíclico. Os ensaios foram realizados de forma não drenada. A Figura 4 apresenta o procedimento de preparação das amostras.



Figura 4. Procedimento de preparação das amostras: (a) colocação da pedra porosa sobre o pedestal; (b) colocação do papel filtro; (c) preparação da membrana no molde tripartido; (d) inserção do molde ao pedestal com aplicação de vácuo; (e) compactação da amostra; (f) finalização da amostra e limpeza da superfície; (g) colocação do *top cap*; (h) inserção da amostra no equipamento; (i) amostra após o cisalhamento.

4 RESULTADOS

Os ensaios monotônicos foram conduzidos com

uma velocidade de deslocamento constante e igual a 0,1 mm/min, equivalente a uma taxa de deformação cisalhante constante de aproximadamente 0,2 %/min. Foram conduzidos ensaio com as tensões verticais efetivas iniciais de 50, 100 e 150 kPa.

4.1 Tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 50 kPa. Na Figura 5, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 6, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 7, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_v .

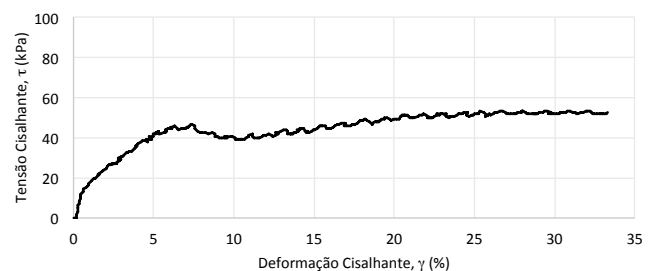


Figura 5. Tensão cisalhante, τ , pela deformação cisalhante, γ , (50kPa).

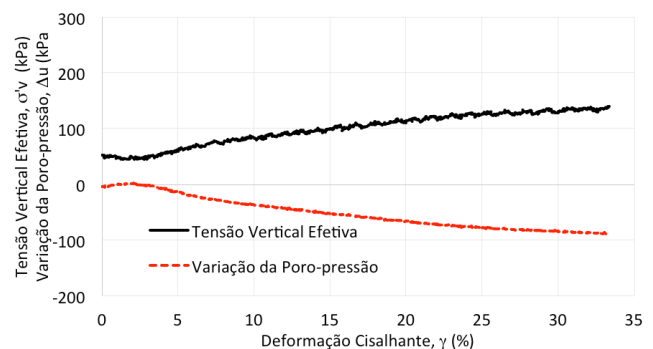


Figura 6. Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para σ'_v , (50 kPa).

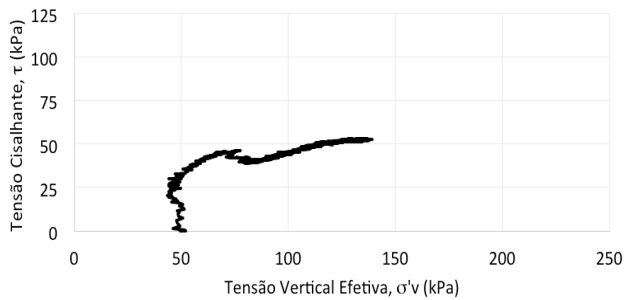


Figura 7. Tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v , (50kPa).

A matriz arenosa com índice de vazios intermediário, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante cresce até um patamar próximo a 50 kPa caindo para cerca de 40 kPa até uma deformação de 10%. Após esta queda, a amostra de areia volta a ganhar resistência concomitantemente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até próximo a 7 kPa a uma deformação de 3%. Depois disso a poro-pressão diminui até o final do ensaio, quando chega a -90 kPa. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, consequentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 50 kPa, é reduzida até 43 kPa, a uma deformação de 3%. Depois disso sofre um aumento progressivo, chegando a 130 kPa a uma deformação de 33%.

4.2 Tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa

Nas próximas figuras são apresentados os resultados do ensaio monotônico realizado em uma amostra de areia, sob tensão vertical efetiva inicial de 100 kPa. Na Figura 8, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 9, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 10, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_v .

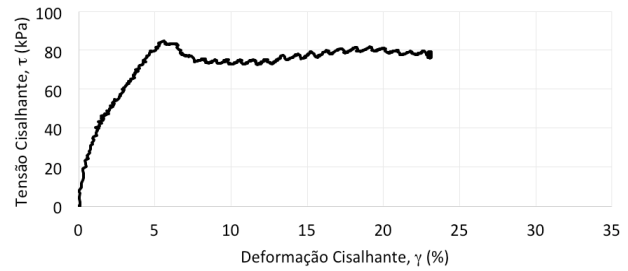


Figura 8. Tensão cisalhante, τ , pela deformação cisalhante, γ , (100kPa).

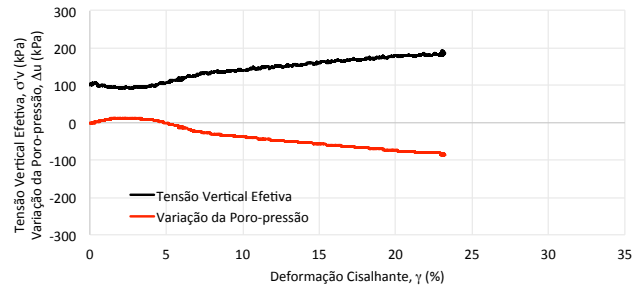


Figura 9. Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para σ'_v , (100 kPa).

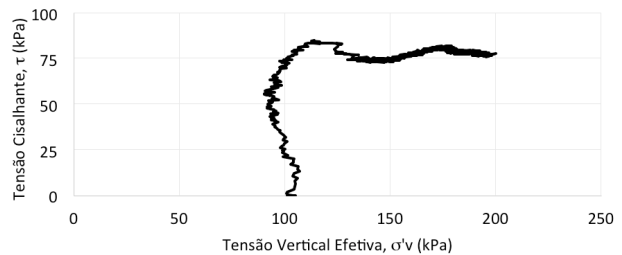


Figura 10. Tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v , (100kPa).

Semelhante ao comportamento apresentado no ensaio com 50 kPa, foi o resultado obtido com 100 kPa de tensão vertical efetiva inicial. A matriz arenosa com elevado índice de vazios, sob condições de cisalhamento simples não drenado, apresenta pico pouco pronunciado de resistência. A tensão cisalhante cresce até o patamar de 87 kPa caindo para cerca de 80 kPa até uma deformação de 22%.

Concomitantemente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até um patamar de 15 kPa, reduzindo-se a -80 kPa ao atingir a deformação de 20% e segue diminuindo até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, consequentemente, para garantia das condições de deformação plana e

volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 100 kPa, é reduzida até 90 kPa, chegando a 190 kPa a uma deformação de 20%.

4.3 Tensão vertical efetiva inicial de 150 kPa

Semelhante aos resultados obtidos para as tensões de 50 e 100 kPa, os resultados com tensão vertical efetiva de 150 kPa são apresentados a seguir. Na Figura 11, a curva da tensão cisalhante, τ , em relação à deformação cisalhante, γ , é traçada. Na Figura 12, o incremento da poro-pressão, Δu , e a tensão vertical efetiva, σ'_v , em função da deformação cisalhante, γ , são apresentados. Finalmente na Figura 13, a tensão cisalhante, τ , é traçada em relação à tensão vertical efetiva σ'_v .

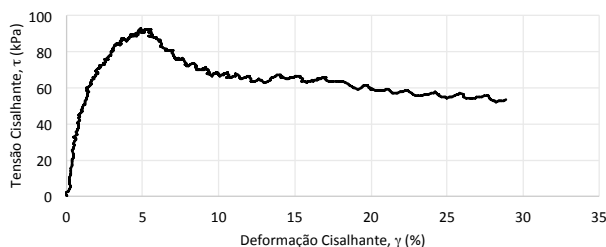


Figura 11. Tensão cisalhante, τ , pela deformação cisalhante, γ , (150kPa).

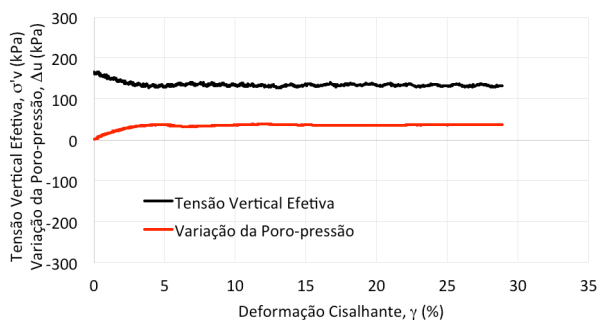


Figura 12. Incremento tensão vertical efetiva, σ'_v , e da variação poro-pressão, Δu , em relação à deformação cisalhante, γ , para σ'_v , (150 kPa).

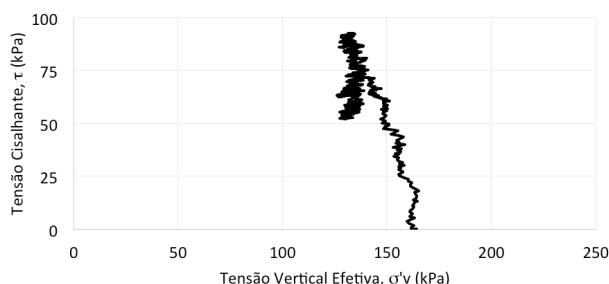


Figura 13. Tensão cisalhante, τ , pela tensão vertical efetiva, σ'_v , (150kPa).

O comportamento do ensaio realizado a uma tensão vertical efetiva inicial de 150 kPa também apresentou comportamento semelhante ao esperado. A tensão cisalhante cresce até um patamar próximo a 100 kPa caindo para cerca de 60 kPa até uma deformação de 28%. Simultaneamente ao ganho de resistência, a variação da poro-pressão aumenta até um patamar de 40 kPa, a 5% de deformação, onde permanece constante até o final do ensaio. Em resposta ao aumento da poro-pressão, para a manutenção da altura da amostra, e, conseqüentemente, para garantia das condições de deformação plana e volume constante, a tensão vertical efetiva, inicialmente de 150 kPa, é reduzida até 130 kPa, até o final do ensaio.

4.4 Comparação dos Resultados

Na Figura 14, são apresentados os resultados de tensão de cisalhamento pela deformação cisalhante. É observado, para todas as tensões iniciais que verifica-se um pico de resistência que sofre uma queda que continua para as tensões de 100 e 150 kPa, mas não para 50 kPa.

Na Figura 15, são apresentadas as curvas de tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva. Aos resultados foi aplicada uma envoltória de resistência que acarretou um ângulo de atrito interno efetivo de 35°.

As curvas de módulo de cisalhante, G , pela deformação cisalhante foram representadas na Figura 16. Observa-se que para pequenas deformações, o maior módulo é observado com 150, 100 e 50 kPa respectivamente. Para maiores deformações, os módulos cisalhantes se igualam.

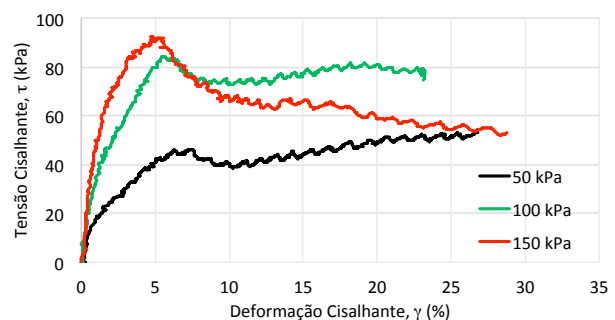


Figura 14. Tensão cisalhante pela deformação cisalhante.

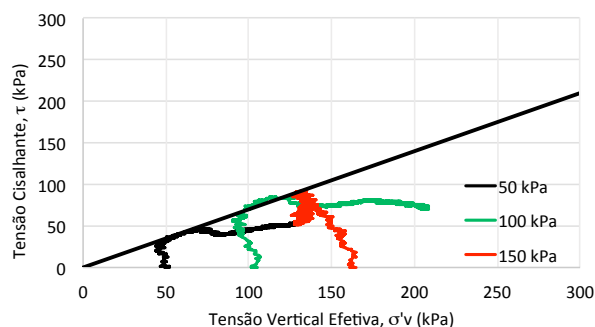


Figura 15. Tensão cisalhante pela tensão vertical efetiva.

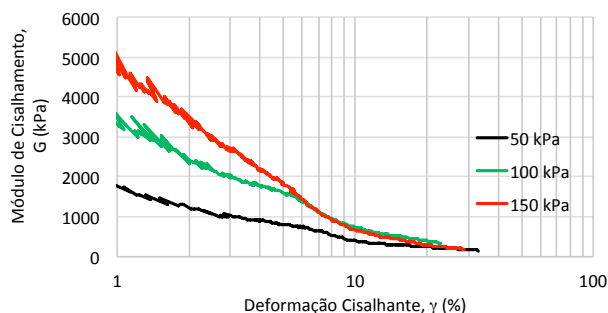


Figura 16. Módulo cisalhante pela deformação cisalhante.

Para validar os resultados obtidos e o equipamento proposto, os resultados obtidos no *simple shear* foram comparados com os resultados obtidos em outros equipamentos. Na Tabela 2, observam-se os resultados obtidos por outros autores para a areia de Osório. Os resultados foram obtidos através de ensaios triaxiais e cisalhamento direto. Todos os resultados apresentados são muito próximos aos 35° encontrados no *simple shear*.

Tabela 2. Comparação dos ensaios realizados na areia

Autor	Ensaio	e (%)	σ'_v (kPa)	ϕ' (°)
Casagrande (2005)	Triaxiais	0,75	20, 100, 200 e 400	33,5
Festugato (2008)	Triaxiais	0,75	50, 100 e 200	37,0
Marcon (2005)	Triaxiais	0,71	50, 100 e 200	35,9
Marcon (2005)	Cisalhamento Direto	0,71	50, 100 e 200	34,9
Presente Estudo	<i>Simple Shear</i>	0,75	50, 100 e 150	35,0

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os ensaios realizados nesta pesquisa empregaram a areia de Osório na análise da validação dos resultados obtidos no *simple shear*.

A análise dos resultados mostrou que a areia apresentou um comportamento de solos medianamente compactos. Observou-se um pequeno pico de resistência ao cisalhamento para todas as tensões verticais efetivas estudadas.

Ainda, os resultados dos ensaios *simple shear* indicaram que o equipamento apresenta resultados de qualidade adequada. A análise dos resultados mostra que, quando comparado com outros ensaios de laboratório, o *simple shear* apresentou valores compatíveis com os da literatura.

O parâmetro de resistência ao cisalhamento, ϕ' , obtido em ensaios triaxiais e cisalhamento direto, apresentou pequenas variações quando comparados com o valor encontrado no *simple shear*. Entretanto, deve-se salientar que os ensaios não impõem as mesmas trajetórias de tensões ao solo.

O conhecimento das características e propriedades do solo através de ensaios *simple shear* mostrou-se bastante satisfatório. Através do equipamento desenvolvido é possível avaliar o comportamento de solos quando submetidos a carregamentos monotônicos.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem ao CNPq e à CAPES.

REFERÊNCIAS

- Airey, D. W., Budhu, M., Wood, D. M. (1985). Some aspects of the behavior of soils in simple shear. *Proceedings Symposium on Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*. P. K. Banarjee and R. Butterfield (eds.), V. 2, p. 185-213.
- American Society For Testing And Materials. Standard Classification of Soils for Engineering Purposes: *D 2487*. Philadelphia, p.11, 1993.
- Andersen, K. H., Pool, J. H., Brown, S. F., Rosenbrand, W. F. (1979). Cyclic and static laboratory tests on Drammen clay. *Journal of Geotechnical Engineering* (ASCE), v. 106, n. GT5, p. 499-529.

- Ansell, P. Brown, S. F. (1978). A cyclic simple shear apparatus for dry granular materials. *Geotechnical Testing Journal*. V. 1, n. 2, p. 82-92.
- Arthur, J. R. F., Chua, K. S., Dunstan, T., Del C, J. I. R. (1980). Principal stress rotation: a missing parameter. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, v. 106, n. GT4, p. 419-433.
- Associação Brasileira de Norma Técnicas. Rochas e solos – Terminologia: *NBR 6502*. Rio de Janeiro, 1995.
- BJERRUM, L.; LANDVA, A. (1966). Direct simple shear tests on a Norwegian quick clay. *Géotechnique*, v. 16, n. 1, p. 1-20.
- Casagrande, M. D. T. Comportamento de solos reforçados com fibras submetidos a grandes deformações. 2005, 217 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- de Alba, P., Chan, C. K., Seed, H. B. (1976). Sand liquefaction in large scale simple shear testes. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 102 GT9, p. 909-927.
- Doherty, J. P.; Fahey, M. (2011). Three-dimensional finite element analysis of the direct simple shear test. *Computer and Geomechanics*, v. 38, n. 7, p. 917-924.
- Festugato, L. Comportamento de novos compósitos geotécnicos fibrosos submetidos a carregamentos cíclicos. 2008. 110 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2008.
- Festugato, L. Comportamento mecânico de hidratação e resposta cisalhante cíclica de resíduo de mineração cimentado reforçado com fibras. 2011. 221 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2011.
- Franke, E., Kiebusch, M., Schuppener, B. (1979). A new direct simple shear device. *Geotechnical Testing Journal*. V. 2, n. 4, p. 190-199.
- Lanzo, G., Vucetic, M., Doroundian, M. (1997). Reduction of shear modulus at small strains in simple shear. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 123, n. 11, p. 1035-1042.
- Mao, X., Fahey, M. Behaviour of calcareous soils in undrained cyclic simple shear. *Géotechnique*, v. 53, n. 8, p. 715-727, 2003.
- Marcon, L. P. Estudo comparativo do comportamento mecânico de duas areias de Osório. 2005. 137 f. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.
- Peacock, W. H., Seed, H. B. (1968). Sand liquefaction under cyclic loading simple shear conditions. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Proceedings (ASTM), New York, V.94, N. SM3, P. 689-708.
- Randolph, M. F., Wroth, C. P. Application of the failure state in undrained simple shear shaft capacity of driven piles. *Géotechnique*, v. 31, n. 1, p. 143-157, 1981.
- Spinelli, L. F. Comportamento de fundações superficiais em solos cimentados. 1999. 133 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1999.