

ENSAIO DE CISALHAMENTO SIMPLES (DSS) CÍCLICO NA ARGILA MOLE DE SARAPUÍ II

Marcela Rocha Tortureli de Sá
COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, marcelatortureli@coc.ufrj.br

Fernando Artur Brasil Danziger
COPPE e Escola Politécnica da UFRJ, Rio de Janeiro, Brasil, danziger@coc.ufrj.br

Graziella Maria Faquim Jannuzzi
Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, jannuzzi@coc.ufrj.br

RESUMO: Ensaios de cisalhamento simples (DSS) cíclicos, de velocidade de deformação controlada, foram realizados na argila muito mole do depósito de Sarapuí II, tendo em vista o estudo do efeito da ciclagem na argila desse local, onde vêm sendo realizados ensaios de campo e laboratório estado-da-arte. Duas profundidades foram ensaiadas, 3 m e 6 m. A distorção angular limite adotada nos ensaios foi de 3%, e os ensaios foram do tipo “two-way”, tendo sido adensados para as tensões de campo. Trezentos ciclos (com velocidade de 1 ciclo/minuto) foram aplicados, divididos em 20 etapas, em função de limitação do equipamento utilizado. Todos os ensaios realizados apresentaram degradação da resistência mobilizada com o processo de ciclagem. A despeito da realização de 300 ciclos de distorção angular de até 3%, nenhum dos corpos de prova atingiu a ruptura, tendo o processo se estabilizado, o que foi atribuído à elevada plasticidade da argila muito mole de Sarapuí II. Ensaios monótonos realizados após a ciclagem, nos mesmos corpos de prova, forneceram valores de S_u iguais ou mesmo ligeiramente maiores que os realizados em corpos de prova sem ciclagem prévia, de modo distinto do que se esperava. Esse comportamento foi atribuído à incapacidade dos 300 ciclos realizados, com distorção angular de 3%, de desestruturarem os corpos de prova a ponto de reduzirem sua resistência ao cisalhamento. De modo distinto da resistência não drenada, a rigidez dos ensaios monótonos realizados após a ciclagem foi menor do que os realizados sem ciclagem, o que ocorreu em função da degradação da estrutura no processo de ciclagem.

PALAVRAS-CHAVE: Ensaio de DSS Cíclico, Velocidade de Deformação Controlada, Comportamento Cíclico, Argila Mole.

1 INTRODUÇÃO

Efeitos de carregamento cíclico têm sido muito estudados nas últimas décadas, associados ao projeto de fundações de estruturas offshore, tradicionalmente para a produção de óleo e gás, e mais recentemente também para estruturas eólicas offshore. Os efeitos cíclicos podem também ser importantes para o projeto de fundações de estruturas ao longo da costa e em terra, como portos, quebra-mares, barreiras contra tempestades, estruturas eólicas e para

vibrações de obras de infraestrutura e industriais. Terremotos, por exemplo, podem criar tensões cíclicas no solo e influenciar a estabilidade de taludes e o comportamento de construções e de outras estruturas, tanto em terra como offshore (Andersen, 2015).

A análise do comportamento de solos sob solicitações cíclicas é feita em laboratório principalmente através do ensaio de cisalhamento simples (DSS - Direct Simple Shear) cíclico. De fato, segundo Seed e Idriss (1982), o procedimento de ensaio de laboratório

mais adequado para simular os efeitos que um terremoto causa em uma amostra de solo é o ensaio de cisalhamento simples com carregamento cíclico ou, ainda, o ensaio de cisalhamento torcional. Esse procedimento proporciona condições razoavelmente próximas das tensões induzidas em um elemento de solo pela movimentação do terremoto, no campo.

Da mesma forma, o ensaio de DSS cíclico é um ensaio fundamental na análise de fundações diversas de estruturas offshore (Andersen, 1976; Andersen *et al.*, 1976), conforme pode ser visto na figura 1.

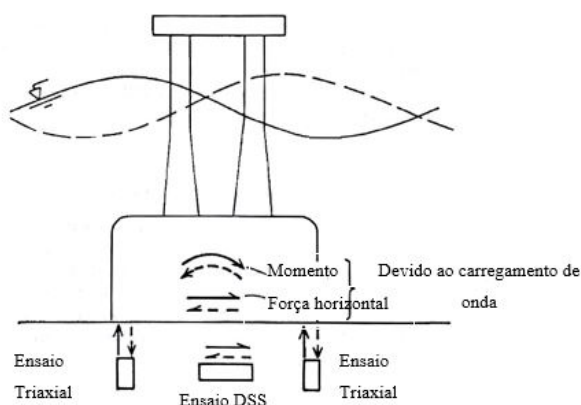


Figura 1 – Representação simplificada das solicitações atuantes nas fundações de uma plataforma gravidade por ação das ondas na estrutura (adaptada de Andersen *et al.*, 1976).

Segundo Bjerrum (1973), estudos detalhados das condições de solo do Mar do Norte verificaram a possibilidade de se instalarem plataformas de concreto e tanques diretamente no solo, ou seja, sem o uso de estacas, como havia sido feito no Lago Maracaibo, na Venezuela, e no Golfo do México. Tais estruturas poderiam ser pré-fabricadas e pré-montadas em terra ou em águas protegidas e, em condições de bom tempo, serem transportadas flutuando e instaladas no leito marinho. Possuíam assim a vantagem – muito importante no caso de águas sujeitas a grandes ondas, como no Mar do Norte – de eliminar a montagem e construção no local, como ocorre no caso de estruturas tipo jaquetas, estaqueadas. A primeira dessas estruturas foi instalada em 1973, no campo de Ekofisk, o tanque projetado pela empresa francesa C.G. Doris. Desde então, diferentes tipos de estruturas de concreto armado foram desenvolvidas por diversas

empresas em diferentes países.

2 ENSAIO DE DSS

O ensaio de cisalhamento simples (direct simple shear – DSS) ainda não representa uma prática usual no Brasil. Devido à falta de difusão deste ensaio no Brasil um pequeno resumo deste ensaio será apresentado, para maiores informações ver Jannuzzi (2013).

Os primeiros equipamentos de DSS foram desenvolvidos por Kjellman (1951) e por Roscoe (1953). Vale ressaltar que nesta ocasião Kjellman e Roscoe não tinham se dado conta que se tratava de um ensaio diferente, imaginavam que estavam realizando um ensaio de cisalhamento direto melhorado.

Em 1961 o Instituto Norueguês de Geotecnia (NGI) começou um estudo detalhado das propriedades fundamentais tensão-deformação-resistência de argilas normalmente adensadas de alta sensibilidade. O estudo foi iniciado por resultados obtidos de investigações do deslizamento ocorrido em Furre (Hutchinson, 1961). A proposta deste estudo foi obter melhor entendimento dos fatores que influenciam a resistência ao cisalhamento de campo para este tipo de argila e desenvolver métodos que permitissem avaliar a estabilidade de taludes naturais.

Uma descrição detalhada do DSS foi realizada no trabalho clássico de Bjerrum e Landva (1966).

No ensaio de cisalhamento simples, as condições de deformação cisalhante simples são impostas ao corpo de prova após o adensamento, para as tensões de campo.

Pode-se dizer que existem dois tipos de contenção lateral no equipamento de ensaio de DSS: com anéis justapostos e membrana reforçada.

3 ENSAIO DE DSS – CÍCLICO

3.1 Generalidades

Pode-se considerar que o significativo desenvolvimento do ensaio de DSS cíclico teve, em princípio, dois grandes problemas de engenharia como principais motivações. O

primeiro relacionado à análise de terremotos e, o segundo, ao problema de fundações de plataformas de exploração de petróleo no Mar do Norte. No primeiro caso, a questão principal consistia na análise de problemas de liquefação de materiais granulares. Pode-se afirmar que o professor H. Bolton Seed e seus colaboradores (especialmente I. M. Idriss) desenvolveram, a partir da década de 1960, as principais pesquisas acerca desse tema. No segundo caso, o comportamento de fundações diretas de grandes estruturas de gravidade – assentes tanto em areias compactas como em argilas rijas – sujeitas a solicitações devidas a carregamentos gerados por ondas, consistia no problema a resolver.

3.2 Tipos de ensaio de DSS cíclico

Existem dois tipos de ensaio de DSS cíclico: os ensaios de velocidade de deformação controlada e os de tensão controlada. No primeiro caso a deformação cisalhante (no presente trabalho designado distorção angular) máxima é fixada, permanecendo constante ao longo do ensaio, enquanto a tensão cisalhante geralmente diminui, como pode ser visto na figura 2. No segundo caso, ensaio de tensão controlada, a tensão cisalhante máxima é fixada, permanecendo constante ao longo do ensaio, enquanto as deformações cisalhantes crescem (acumulam-se a cada ciclo), assim como as poro-pressões, conforme apresentando na figura 3.

No que concerne aos tipos de solicitação, ambos os ensaios, de velocidade de deformação controlada e tensão controlada, podem ser de dois tipos: os ensaios “two-way” e os ensaios “one-way”. No primeiro caso, deformações cisalhantes e tensões cisalhantes assumem valores positivos e negativos, enquanto no segundo caso apenas um sinal. Um desenho ilustrativo que mostra os dois tipos de carregamento pode ser visto na Figura 4.

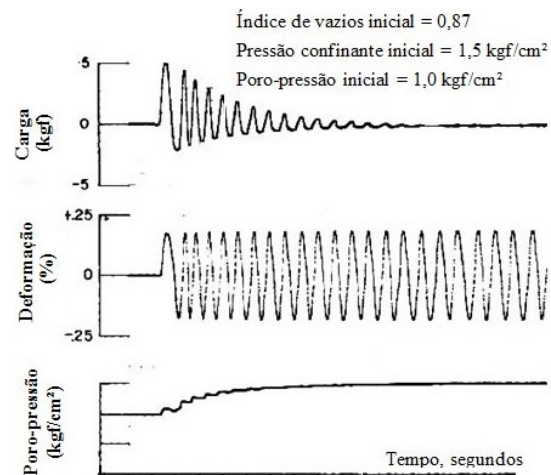


Figura 2. Ensaio cíclico de velocidade de deformação controlada na areia fofa do rio Sacramento (adaptada de Seed, 1966).

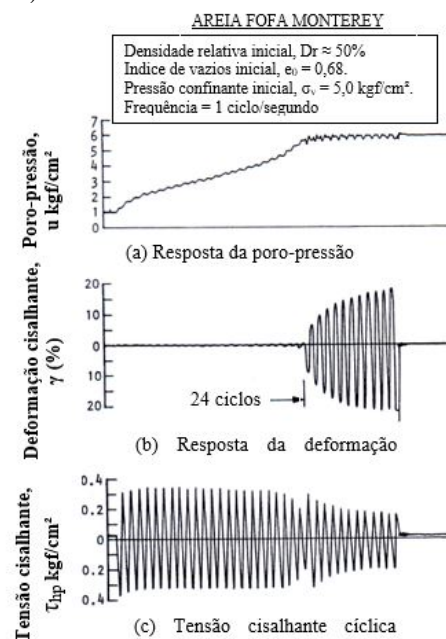


Figura 3. Resultado de ensaio típico de DSS de tensão controlada em areia fofa – caso da areia de Monterey (adaptada de Seed e Idriss, 1982).

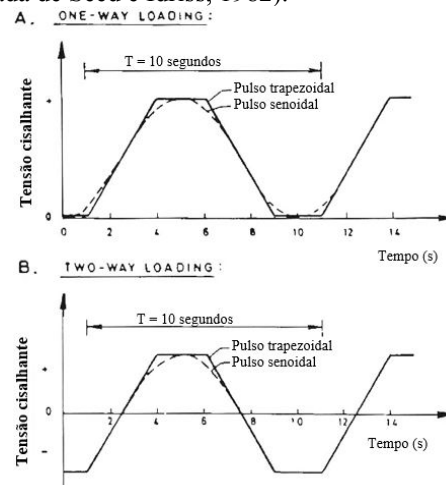


Figura 4. Ensaio “one-way” e “two-way” com solicitações senoidais e trapezoidais, com período ilustrado de 10 s (adaptada de ANDERSEN *et al.*, 1978).

4 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICO-GEOTÉCNICA DO SOLO MUITO MOLE DE SARAPUÍ II

O campo experimental de Sarapuí II, está situado em uma área junto à Baía de Guanabara, na margem esquerda do rio Sarapuí, cerca de 7 km da cidade do Rio de Janeiro. A figura 5 ilustra algumas características deste solo, onde foram coletadas as amostras, com o novo amostrador da COPPE/UFRJ, empregadas na presente pesquisa. Para maiores informações ver Jannuzzi (2013) e Jannuzzi *et al.* (2015).

No que diz respeito à razão de sobreadensamento, OCR, pode-se dizer que até em torno de 3 m de profundidade o solo se encontra sobreadensado. Após essa profundidade, levemente sobreadensado, com OCR em torno de 2, para a camada de argila mole, conforme pode-se verificar na figura 6.

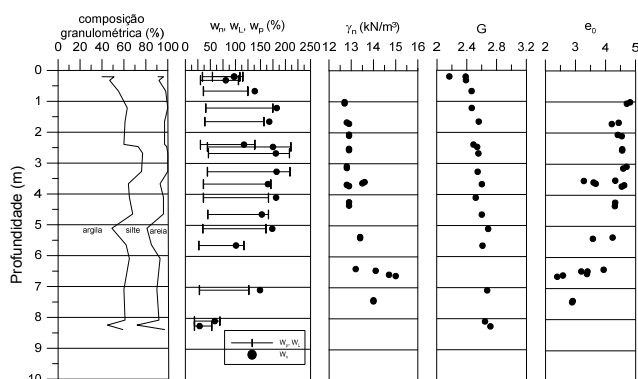


Figura 5. Características de granulometria, limites de Atterberg, peso específico natural, densidade real dos grãos e índice de vazios inicial (adaptada de Jannuzzi *et al.*, 2014; Jannuzzi *et al.*, 2015).

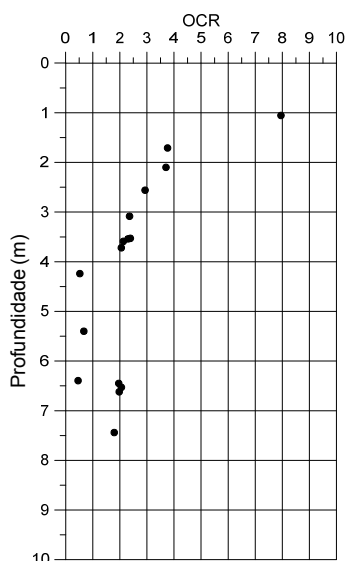


Figura 6. OCR versus profundidade (Jannuzzi, 2013).

5 ENSAIOS REALIZADOS

Ensaio de DSS cíclicos, de velocidade de deformação controlada, foram realizados no equipamento ShearTrac-II-DSS da Geocomp, que emprega anéis empilhados como contenção dos corpos de prova. Os corpos de prova foram moldados com amostras de excelente qualidade, da argila muito mole do depósito de Sarapuí II. Duas profundidades foram ensaiadas, 3 m e 6 m. Uma vez que os ensaios de DSS realizados por Jannuzzi (2013) atingiram a ruptura com distorções angulares da ordem de 6 a 7%, a distorção angular limite adotada nos ensaios foi de 3%. Os ensaios realizados foram do tipo “two-way”, ou seja, a distorção angular variou, portanto, no intervalo +3% a -3%, com 300 ciclos de distorção angular. Todos os ensaios realizados foram adensados para as tensões de campo. Os ensaios cíclicos foram realizados com período de 60 s e com velocidade de aproximadamente 1,8 mm/min. Para maiores detalhes ver Tortureli de Sá (2016). Na tabela 1 ilustra a profundidade nominal e o número de cada tipo de ensaio realizado.

Tabela 1. Ensaios de DSS realizados.

Prof. nominal (m)	Ensaios de DSS	
	Cíclico	Monótono
3	3	4
6	5	6

A moldagem dos corpos de prova, seguiram os procedimentos do laboratório de Reologia da COPPE/UFRJ, ver Jannuzzi (2013) e Tortureli de Sá (2016). As dimensões dos corpos de prova ensaiados são: diâmetro de 63,5 mm e a altura de 16 mm.

6 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

6.1 Ensaios cíclicos

No que diz respeito aos ensaios cíclicos, uma menção ao que se designou por ciclo, fase e etapa é abordada. A figura 7 ilustra o primeiro ciclo de um ensaio, o único diferente dos demais. Esse ciclo se inicia na origem, (0,0), e

termina em torno de 3% de distorção angular, sendo denominado de primeiro incremento. A fase 1 do ciclo 1 se inicia em torno de 3% de distorção angular e termina em torno de -3%. A fase 2 se inicia em torno de -3% de distorção angular e finaliza em 3%, concluindo, portanto, o ciclo 1. Os demais ciclos possuem duas fases: a fase 1, que se inicia em torno de 3% de distorção angular e finaliza em -3%, e a fase 2 que se inicia em -3% e finaliza em 3%. Foi denominado etapa cada conjunto de 15 ciclos, sendo realizado 20 etapas ao todo, totalizando 300 ciclos.

A figura 8 apresenta o gráfico de tensão cisalhante versus distorção angular para todos os 300 ciclos para a profundidade de 6,42 m. No que concerne à tensão cisalhante, observou-se uma degradação com a ciclagem. Este comportamento foi verificado para todas as demais profundidades.

No que diz respeito à tensão cisalhante e a poro-pressão, um comportamento muito interessante foi verificado. Observa-se na figura 9, a primeira etapa há uma geração de poro-pressão positiva, ocorrendo diminuição com a progressão das etapas. Na última etapa há degradação da tensão cisalhante e a variação da poro-pressão é praticamente nula indicando uma estabilização durante o processo de ciclagem.

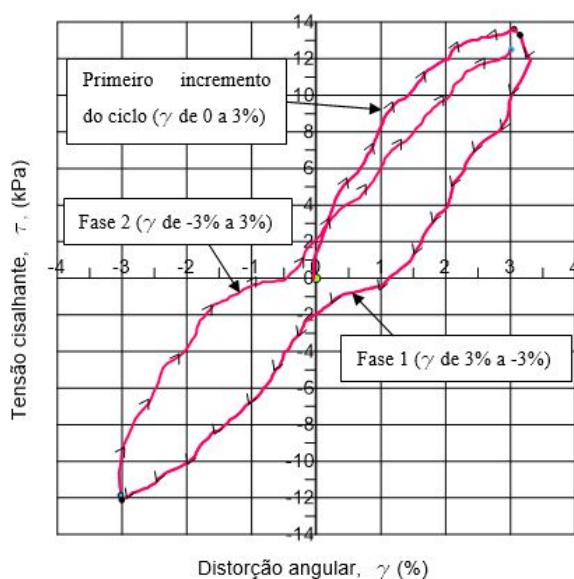


Figura 7. Primeiro incremento, fases 1 e 2 do ciclo 1, completo.

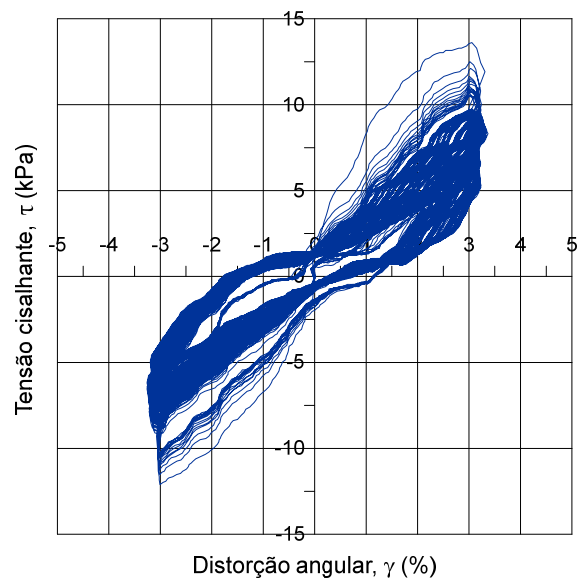


Figura 8. Tensão cisalhante versus distorção angular do ensaio de DSS cíclico, profundidade 6,42 m, todos os 300 ciclos.

As figuras 10 e 11 apresentam os gráficos tensão cisalhante versus tensão normal vertical efetiva, em que as curvas em verde representam os ciclos 1, as curvas em azul claro os ciclos de número 150, as curvas em vermelho os ciclos 300 e todos os ciclos, de 1 a 300, seguem nas curvas azul escuro. Para os gráficos de tensão cisalhante versus tensão normal vertical efetiva, também foram observados dois comportamentos distintos. Um comportamento foi o término do último ciclo em relação ao primeiro em uma posição mais instável, ou seja, mais próximo da envoltória de ruptura, devido à geração de poro-pressão positiva e, conseqüentemente, à diminuição da tensão normal vertical efetiva, o que pode ser observado para a profundidade de 3,07 m, figura 10. Entretanto, outro tipo de comportamento apresentado foi o de maior estabilidade, em virtude da geração de poro-pressão negativa durante o cisalhamento. Assim pode-se verificar na profundidade de 3,37 m, figura 11, que o último ciclo está localizado à direita do primeiro, ou seja, mais afastado da envoltória de ruptura, apresentando tensão normal efetiva vertical maior do que a inicial.

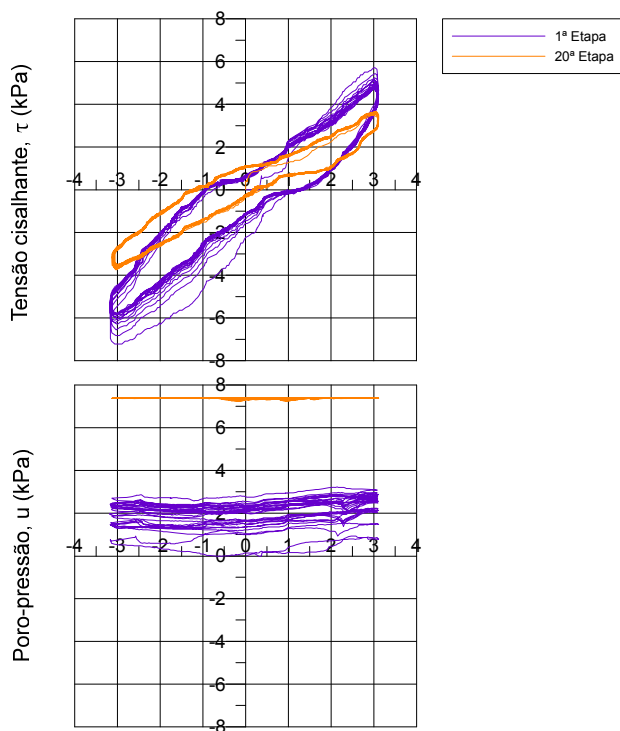


Figura 9. Tensão cisalhante versus distorção angular e poro-pressão versus distorção angular, 1ª etapa e 20ª etapa, profundidade 3,35 m.

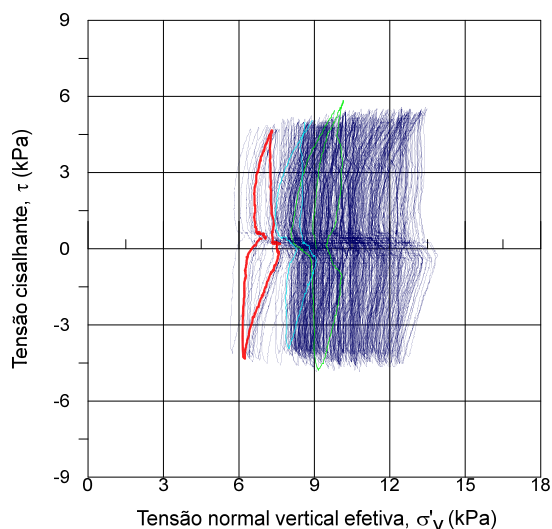


Figura 10. Tensão cisalhante versus tensão normal vertical efetiva, todos os 300 ciclos do ensaio a 3,07 m de profundidade.

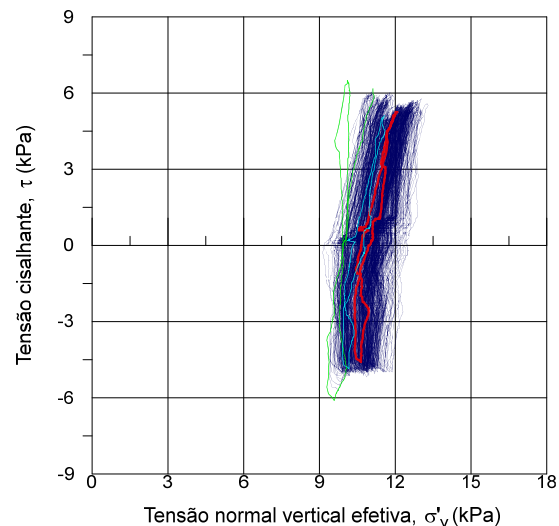


Figura 11. Tensão cisalhante versus tensão normal vertical efetiva, todos os 300 ciclos do ensaio a 3,37 m de profundidade.

6.2 Ensaio monótono

No que diz respeito aos ensaios monótonos, foram realizados ensaios de DSS monótonos em que a ciclagem não foi efetuada previamente e ensaios monótonos feitos após a realização dos ensaios cíclicos. Os valores de resistência não drenada foram semelhantes, para cada profundidade ensaiada, até ligeiramente maiores no caso dos ensaios realizados após a ciclagem prévia, o que foi supreendente. As figuras 12 e 13 mostram os gráficos de tensão cisalhante versus distorção angular para todos os ensaios monótonos, realizados na presente pesquisa, para as profundidades nominais de 3 m e 6 m respectivamente.

Pode-se observar que para ambas as profundidades ensaiadas os valores de I_r são menores, logo no início da curva tensão cisalhante versus distorção angular, no caso dos ensaios realizados após a ciclagem do que no caso sem ciclagem.

Sendo o índice de rigidez (I_r) definido como a razão entre o módulo cisalhante (G) e a resistência não drenada indeformada (s_u), equação 1.

$$I_r = \frac{G}{s_u} \quad (1)$$

A tabela 2 mostra os valores das profundidades reais para cada ensaio, se o

ensaio foi realizado com ciclagem prévia ou não e os valores de Ir.

Tabela 2. Profundidades reais e Ir de ensaios cíclicos e monótonos.

Prof. nominal 3 m			Prof. nominal 6 m		
Prof. (m)	Ciclagem prévia	Ir	Prof. (m)	Ciclagem prévia	Ir
3,07	sim	17	6,24	não	56
3,11	não	36	6,29	sim	21
3,35	sim	18	6,33	sim	18
3,37	sim	16	6,42	sim	17
			6,46	sim	16
			6,50	sim	26

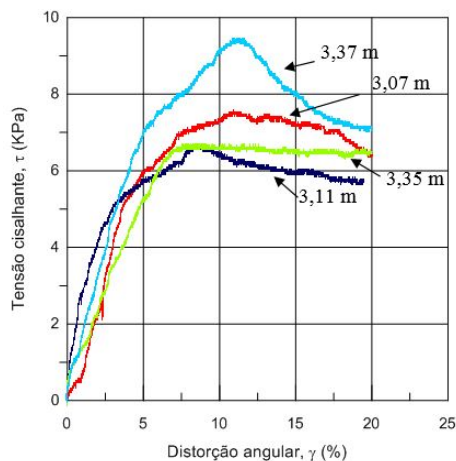


Figura 12. Tensão cisalhante versus distorção angular para as profundidades nominais de 3 m, ensaios monótonos.

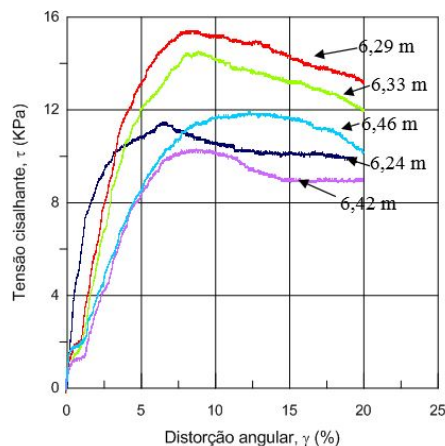


Figura 13. Tensão cisalhante versus distorção angular para as profundidades nominais de 6 m, ensaios monótonos.

Pode-se verificar nas figuras 14 e 15 que o comportamento associado à variação volumétrica foi distinto nos ensaios realizados com e sem ciclagem. Enquanto os corpos de prova após ciclagem apresentaram tendência de, ou não haver geração de poro-pressão ou haver

poro-pressão negativa (figura 14), os corpos de prova sem ciclagem apresentaram poro-pressão positiva ou não geraram poro-pressão (figura 15). Tanto para a profundidade nominal de 3 m quanto para a de 6 m o comportamento foi semelhante.

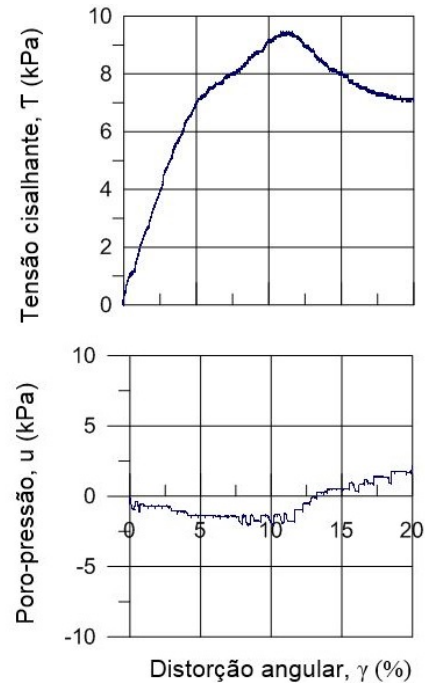


Figura 14. Poro-pressão versus distorção angular. Ensaio monótono realizado após o ensaio cíclico, profundidade 3,37 m.

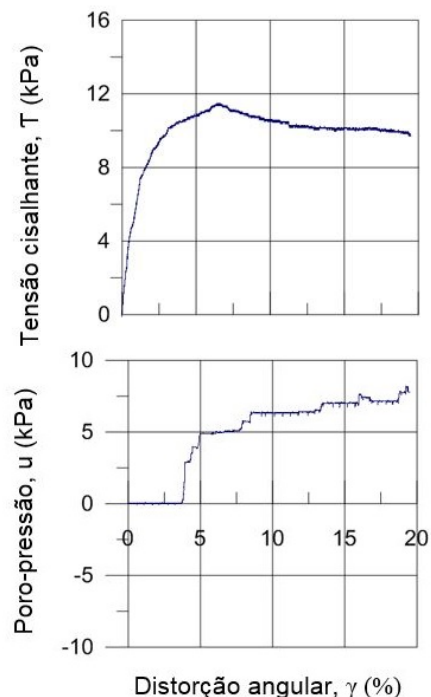


Figura 15. Poro-pressão versus distorção angular. Ensaio monótono realizado sem ciclagem prévia, profundidade 6,24 m.

Todos os ensaios realizados apresentaram degradação da resistência mobilizada com o processo de ciclagem, sendo mais significativa nas primeiras etapas. Nas últimas etapas, o processo havia se estabilizado ou praticamente se estabilizado.

No que diz respeito ao comportamento apresentado nos gráficos de tensão cisalhante versus tensão normal vertical efetiva dos ensaios cíclicos, foram observados dois comportamentos para ambas as profundidades normais, de 3 m e 6 m. No que tange o primeiro comportamento, observou-se a geração de poro-pressões positivas, de forma que o último ciclo terminasse em uma posição mais instável, ou seja, próximo à envoltória de ruptura. Em relação ao segundo comportamento, ocorreram poro-pressões negativas e a posição final do último ciclo foi mais estável, ou seja, mais distante da envoltória de ruptura.

Ensaio monótonos realizados após a ciclagem, nos mesmos corpos de prova, forneceram valores de s_u iguais ou mesmo ligeiramente maiores que os realizados em corpos de prova sem ciclagem prévia, de modo distinto do que se esperava. Esse comportamento foi atribuído à incapacidade dos 300 ciclos realizados de desestruturarem os corpos de prova (para a distorção angular ensaiada de $\pm 3\%$) a ponto de reduzirem sua resistência ao cisalhamento.

Quanto os valores de I_r , esses foram menores no caso dos ensaios após ciclagem do que no caso sem ciclagem. Essa comparação deve ser vista com cuidado, uma vez que todas as curvas tensão cisalhante versus distorção angular apresentaram uma tendência distinta no início da curva, afetando assim o valor de I_r .

AGRADECIMENTOS

Ao CNPq pela bolsa de doutorado do primeiro autor e à CAPES/FAPERJ pela bolsa de pós-doutorado do terceiro autor.

REFERÊNCIAS

- Andersen, K. H. (1976) Behaviour of clay subjected to undrained cyclic loading. *Conference on Behaviour of Off-shore Structures*. Trondheim, Vol. 1, p. 392-403.
- Andersen, K. H.; Brown, S.F.; Foss, I.; Poul, J.H.; Rosenbrand, W.F. (1976) Effect of Cyclic Loading on Clay Behaviour. *Proc. Conf. Design and Construction of offshore structures*, Londres, p. 75-79.
- Andersen, K. H., Hansteen, O. E., Høeg, K., Prévost, J. H. (1978) *Numerical Methods in Offshore Engineering*. 1 ed. Chichester.
- Andersen, K. H. (2015) *The Third ISSMGE McClelland Lecturer Frontiers in Offshore Geotechnics III* – Meyer (Ed.) Taylor & Francis Group, London.
- Bjerrum, L., Landva, A. (1966) Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, Vol. 16, n. 1, p. 1-20.
- Bjerrum, L. (1973) Problems of soil mechanics and construction on soft clays. State of the Art Report to Session IV. In: *Proceedings of the VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, Vol.3, p. 111-159.
- Jannuzzi, G.M.F. (2013) *Inovadoras, modernas e tradicionais metodologias para a caracterização geológico-geotécnica da argila mole de Sarapuí II*, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, 415 p.
- Jannuzzi, G. M. F., Danziger, F. A. B., Martins, I. S. M. (2014) Seismic DMT in a very soft organic clay, *5th International Workshop CPTU and DMT in soft clay and organic soils*, Poznan, Polônia, p. 119-136.
- Jannuzzi, G. M. F., Danziger, F. A. B., Martins, I. S. M. (2015) Geological-geotechnical characterisation of Sarapuí II clay. *Engineering Geology*, Vol. 190, p. 77-86.
- Hutchinson, J. N. (1961) A landslide on a thin layer of quick clay at Furre, Central Norway. *Geotechnique*, (Norwegian Geotechnical Institute Publication 44), Vol.11, p. 69-94.
- Kjellman, W. (1951) Testing the shear strength of clay in Sweden. *Geotechnique* 2, n. 3, p. 225-232.
- Roscoe, K.H. (1953) "An apparatus for the application of simple shear to soil samples," In: *Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 3, Zur. Vol. 1, p.186-191.
- Seed, H.B. (1966) A Method for Earthquake Resistant Design of Earth Dams, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol. 92, No. SM1, Proc. Paper 4616, January, p.13-41.
- Seed, H.B., Idriss, I.M. (1982) Ground motions and soil liquefaction during earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute*, Berkeley, CA.
- Tortureli de Sá, M. R. (2016) *Ensaio de cisalhamento simples (DSS) cíclico na argila mole de Sarapuí II*, Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, 304 p.