

Análise Numérica de Aterro Teste com Colunas de Brita em Solos Muito Moles.

Bruno Teixeira Lima

UFF - Universidade Federal Fluminense, Rio de Janeiro, Brasil, brunolima@id.uff.br

Márcio de Souza Soares de Almeida

COPPE/UFRJ - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, Brasil, almeida@coc.ufrj.br

Holger Jud

SmoltczykPartner, Stuttgart, Alemanha, jud@smoltczykpartner.de

Felipe Costa Roza

Companhia VALE, Rio de Janeiro, Brasil, felipe.roza@vale.com

RESUMO: Este trabalho apresenta um estudo de caso de uma área teste realizada em um conjunto de 16 colunas de brita carregadas com trilhos de ferro aplicadas durante aproximadamente um mês. 28 instrumentos foram instalados durante o teste. Análises de duas e três dimensões com elementos finitos foram realizadas e os resultados das medições de campo e cálculos numéricos foram comparados. Em geral, os cálculos numéricos de deslocamentos verticais e horizontais reproduziram as medições de campo com uma precisão satisfatória, até a condição do estado limite. Resultados do excesso de poropressão e tensões totais horizontais tiveram acordos menos satisfatórios, e alguns motivos são fornecidos para isso.

PALAVRAS-CHAVE: Colunas de Brita, Argila Mole, Análise Numérica, Colunas Granulares

1 INTRODUÇÃO

As colunas de brita são uma das mais versáteis e frequente técnicas utilizadas para a melhoria de solos utilizadas mundialmente, devido a sua capacidade reduzir e acelerar os recalques, aumento da capacidade de carga e melhoria da estabilidade global.

Possivelmente, as colunas de brita foram utilizadas pela primeira vez por engenheiros militares franceses para suporte de pesadas fundações de fundições de ferro em depósitos moles estuarinos em 1830 (Hu, 1995). Em 1983 o FHWA (1983) publicou um relatório apresentando princípios básicos desta técnica, tipos de colunas, equipamentos e outros detalhes construtivos e de qualidade. Mais informações sobre a metodologia de construção

são apresentadas por Hu (1995), Raju *et al.* (2004), Domingues (2005) e Yee e Raju (2007).

Com o intuito de uma melhor compreensão do comportamento do seu Pátio de Estocagem sobre solos moles, a ThyssenKrupp Company (TKCSA), localizada em Itaguaí, Rio de Janeiro – RJ, decidiu realizar uma área teste. A técnica de melhoramento de solos escolhida foram colunas de brita, com vibrosubstituição, e o estudo combinado de testes de campo e análises com elementos finitos 2D e 3D.

Para isto, uma área teste foi construída no local do Pátio de Estocagem, após a instalação das colunas de brita. O teste tinha como objetivo alcançar níveis de tensões de mesma magnitude da que seria aplicada durante a operação do Pátio de Estocagem, com carregamentos de aproximadamente 340 kN/m²

de pilhas de minérios.

2 PERFIL GEOTÉCNICO E PROPRIEDADES DOS SOLOS

O perfil geotécnico da área é apresentado na Figura 1. Uma camada superior de argila mole (Camada 1), com 6,5 m a 7,5 m de espessura, caracteriza este perfil. Uma camada de areia (1,0 m a 3,0 m de espessura) é encontrada abaixo, seguida por uma outra camada de solo mole (Camada 2), cuja espessura varia de 3,0 m a 5,0 m. O perfil do solo restante consiste principalmente de camadas de areia, muitas vezes sem continuidade, onde são observadas novas camadas de solos moles (Camada 3).

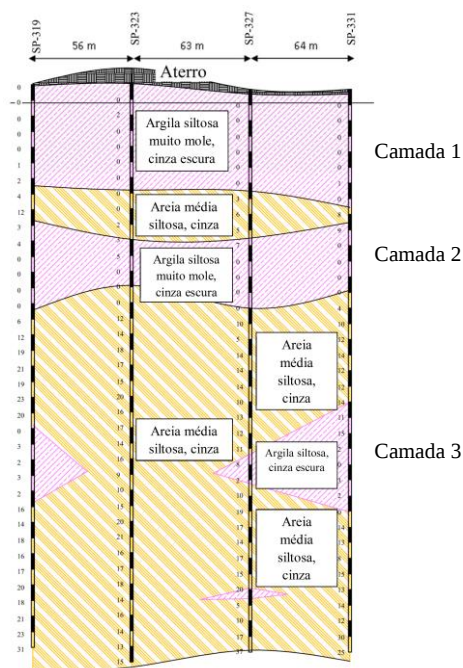


Figura 1. Perfil geotécnico típico da área teste (Lima, 2012).

Semelhante estratigrafia foi observada em outras áreas costeiras do Brasil, em Santos (Massad, 1994) e na Barra da Tijuca, Rio de Janeiro (Almeida e Marques, 2011).

A campanha de investigação geotécnica compreendeu 14 sondagens de simples reconhecimento com ensaios de penetração (SPT), 20 verticais ensaios de cone (CPTu) com ensaios de dissipação de poropressão, três verticais de teste de palhetas, 6 verticais de testes dilatométricos (DMT) e retirada de 16 amostras não amolgadas extraídos com pistão

estacionário e tubos Shelby. Esta campanha foi levada a cabo numa área maior que a área teste (In situ Geotecnia, 2006).

O valor de umidade natural encontrado variou entre 32,6 a 142,9 %, e Índice de Plasticidade de 30 a 120 %. Campos (2006) encontrou teores de matéria orgânica igual a 3,6% em uma área próxima, justificando o baixo valor do G_s , 2,50 a 2,62, obtido nestes depósitos.

A resistência da argila foi obtida a partir de ensaios de palheta, ensaios triaxiais UU e CIU, e testes de piezocone (correlacionados com ensaios de palheta). O perfil combinado, ensaios CPTu e de palheta, de S_u de projeto é mostrado na Figura 2. Os valores elevados de S_u apresentados na estão associados com lentes de areia. O aumento do S_u com a profundidade, um comportamento bem conhecido, é observado na Figura 2. Os valores de N_{kt} foram calculados para cada profundidade na qual os ensaios de palheta foram realizados, com valor médio de N_{kt} obtido igual a 10,7. O fator de correção Bjerrum (1973) usado foi $\mu = 0,65$, correspondendo a $IP = 97\%$.

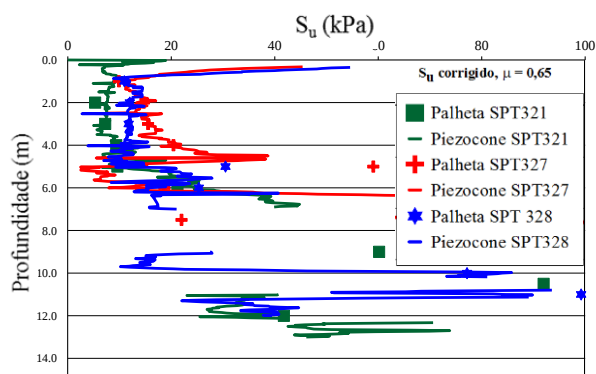


Figura 2. Perfis de resistência não drenada corrigida S_u : ensaios de palheta e piezocone (Lima, 2012).

A qualidade das amostras foi verificada utilizando os critérios propostos por Coutinho (2007), adaptado a partir de Lunne *et al.* (1997) para argilas brasileiras. Em geral, as amostras testadas apresentaram boa qualidade.

A construção da plataforma de trabalho (camada de areia dragada) e o período que se seguiu resultou no adensamento das camadas de argila. Assim, cálculos baseados na teoria de Terzaghi e em análises numéricas foram efetuados para atualizar os valores de índice de vazios e peso específico. Os demais parâmetros

(como por exemplo C_r , C_k , ϕ' e c') foram mantidos iguais.

A Camada 1 de argila, camada atravessada pelas colunas de brita, foi considerada perturbada/amolgada durante a instalação das colunas; isto é, os coeficientes de permeabilidade (calculados com base nos valores de c_v obtidos a partir de ensaios edométricos) foram reduzidos. A relação geométrica entre a zona de amolgamento e a coluna de brita foi considerada igual a 2,0 (Weber, 2008).

Assumiu-se que a perda de rigidez e resistência da argila devido ao amolgamento (Ladd, 1973; Lacerda e Martins, 1994) é contrabalanceada pelo aumento destes gerado pelo adensamento da camada de argila. Este adensamento da argila é induzido pela cravação do vibrador e construção da coluna, que aplica um carregamento horizontal na argila. Este conceito está implícito em diversos estudos (Weber, 2008; Egan *et al.*, 2008; Choobbasti *et al.*, 2011). Guetif *et al.* (2007) observaram um aumento no módulo pressiométrico da argila após a instalação das colunas. A obtenção de parâmetros geotécnicos após a instalação das colunas não é uma prática comum na engenharia geotécnica, com poucos casos na literatura.

Inicialmente, uma análise paramétrica foi realizada de modo que três parâmetros com algum grau de incerteza pudessem ser avaliados: ângulo de atrito da brita da coluna ϕ' , o coeficiente de empuxo após a instalação da coluna (K^*) e os coeficientes de permeabilidade verticais e horizontal das camadas de argila após a instalação da coluna.

Esta verificação foi realizada devido à variação destes valores na literatura e da falta de ensaios para a comprovação destes.

O processo de avaliação destes parâmetros consistiu na comparação entre os resultados numéricos e resultados de instrumentação de campo. O melhor ajuste fornecido pela análise paramétrica (Roza, 2012) foi um ângulo de atrito da coluna $\phi' = 40^\circ$, $K^* = 1,25$ (até a profundidade de instalação da coluna), e a relação do coeficiente de permeabilidade, antes e depois da instalação igual a 5,0.

O valor do ângulo de atrito das colunas é de

38 a 45° de acordo com a gama apresentada por FHWA (1983), Mitchell e Huber (1985), Mestat *et al.* (2006), Bouassida *et al.* (2009), e Foray *et al.* (2009).

O valor obtido de $K^* = 1,25$ é semelhante à magnitude de K^* apresentada por Guetif *et al.* (2007), Elshazly *et al.* (2008), e Choobbasti *et al.* (2011).

Estes valores foram utilizados nas análises numéricas apresentadas à frente. A Tabela 1 resume os parâmetros utilizados para as camadas de argila, após estes estudos.

Tabela 1. Parâmetros geotécnicos das camadas de argila, pós instalação das colunas de brita (Lima, 2012).

Material	Camada 1	Camada 2	Camada 3
γ (kN/m ³)	13,4	16,0	15,6
ϕ' (°)	25,0	25,0	25,0
c' (kPa)	0,0	0,0	0,0
K^* ou K_0	1,25	0,60	0,60
C_c	1,92	1,07	1,00
c_v (m ² /seg) $\times 10^{-8}$	2,50	4,45	4,45
C_s	0,29	0,13	0,12
C_α	0,04	0,04	0,04
e_0	3,05	1,68	1,85
OCR	1,08	1,08	1,08
k_x (m/dia)	$7,9 \times 10^{-5}$	$7,8 \times 10^{-5}$	$14,0 \times 10^{-5}$
k_y (m/dia)	$3,9 \times 10^{-5}$	$3,9 \times 10^{-5}$	$7,0 \times 10^{-5}$
C_k (-)	1,27	0,60	0,60

CR = $C_c/(1+e_0)$; RR = $C_s/(1+e_0)$; C_c = Índice de compressão virgem; C_s = Índice de descompressão; C_α = Coeficiente de compressão secundária; C_k = Coeficiente de variação da permeabilidade; e_0 = índice de vazios inicial; c_v = coeficiente de adensamento vertical; OCR = Razão de pré-adensamento, γ = peso específico natural; ϕ' = ângulo de atrito efetivo obtido de testes CIU.

3 ÁREA TESTE E INSTRUMENTAÇÃO

O teste foi realizado na futura área de estocagem de minérios, e o principal objetivo foi verificar o desempenho das colunas de brita instaladas. Deste modo, as colunas testadas tinham as mesmas características das demais colunas instaladas no empreendimento.

A área teste é apresentada nas Figuras 3 e 4, onde a carga imposta, composta de trilhos assentados sobre uma laje de concreto, pode ser vista. O teste de campo foi realizado em 16 colunas de brita em uma malha de 4×4 colunas, com dimensões em plano de $6,5 \text{ m} \times$

6,5 m. As colunas possuem um diâmetro de cerca de 1,0 m e são espaçadas de 1,85 m de distância, mostrado na Figura 4.

Com o objetivo de criar um intervalo entre os trilhos e a superfície do solo e impedindo o contato dos trilhos com o solo, quatro vigas de concreto (6,50 m × 0,40 m × 0,40 m) foram colocados por cima da laje de concreto (Figuras 4 e 5).



Figura 3. Área teste com carregamento com trilhos. (TKCSA, 2007).

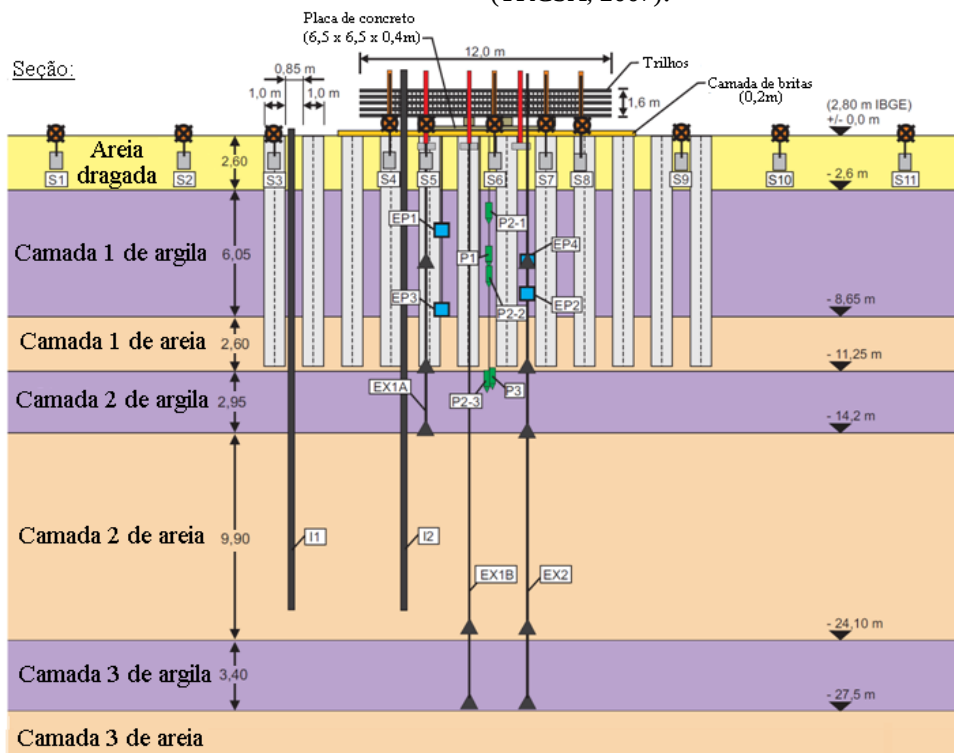


Figura 4. Perfil geotécnico, espaçamento e diâmetro das colunas, e instrumentação instalada. (TKCSA, 2007).

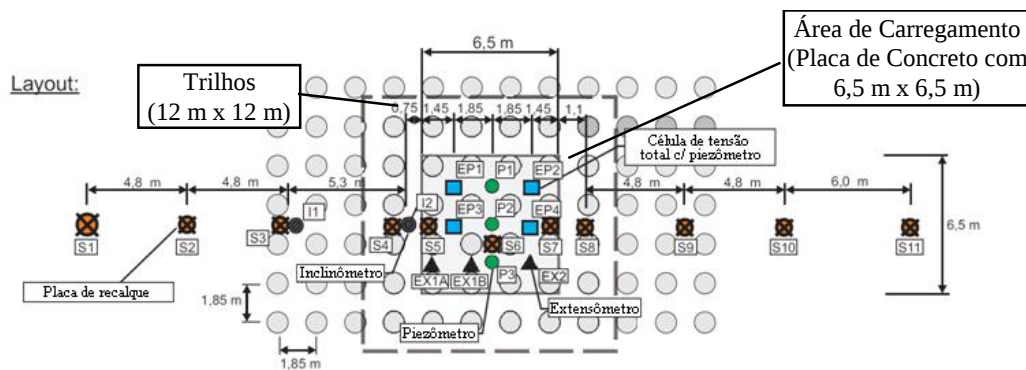


Figura 5. Disposição da Área Teste (TKCSA, 2007)

A instrumentação de campo era composta por 28 instrumentos (ver Figuras 4 e 5):

- Onze placas de recalque (S);
- Dois inclinômetros (I), com 23,0 m;
- Nove piezômetros de corda vibrante (P);
- Dois extensômetros magnéticos (EX);
- Quatro células de tensão total (EP) inseridas na vertical.

O carregamento foi aplicado em etapas, e após 27 dias foi alcançada a carga máxima de 180 kPa. Em seguida houve um descarregamento também em etapas.

A Figura 6 mostra os dias do carregamento e a tensão vertical aplicada na área de teste.

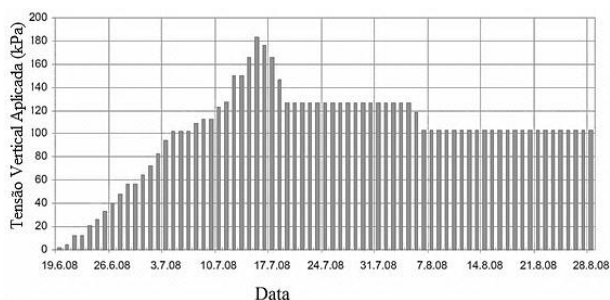


Figura 6. Sequência de carregamento na Área Teste (Adaptado de FICHTNER, 2008)

4 MODELOS NUMÉRICOS E MODELAGEM DO MATERIAL

4.1 Modelo Geomecânico da Área Teste

O perfil do solo consiste de um aterro hidráulico arenoso com 2,6 m (plataforma de transferência de carga/plataforma de trabalho), seguida por uma camada de argila de 5,65 m de espessura, uma camada de areia de 2,6 m, e uma outra camada de argila de espessura 2,95 m (Figura 4). Este perfil foi determinado por meio de ensaios CPTu (três meses antes do início do carregamento) após a instalação de colunas de brita e plataforma de trabalho (TKCSA, 2007).

As colunas de brita foram instaladas através da plataforma de trabalho, primeira camada de argila e areia, com um comprimento total de 11,25 m. Uma camada de brita com 0,20 m de espessura foi lançada para trabalhar como uma camada drenante. Na área de teste a cota era +2,80 m e do nível do lençol freático 2,00 m (TKCSA, 2007).

4.2 Modelos Constitutivos e Modelagem dos Materiais

As camadas de argila foram modeladas no programa de elementos finitos Plaxis com o modelo *Soft Soil Creep* (Brinkgreve, 2010), um modelo do tipo *Cam-Clay*. Os parâmetros geotécnicos utilizados para estas camadas são apresentados na Tabela 1.

O modelo linear elástico perfeitamente plástico Mohr-Coulomb foi adotado para todos os materiais granulares envolvidos na análise. A Tabela 2 apresenta os parâmetros adotados para a coluna de brita, aterro hidráulico e camadas de areia.

Tabela 2. Parâmetros para os materiais granulares – Modelo Mohr-Coulomb (Lima, 2012)

Material	γ (kN/m ³)	K_0	ϕ' (°)	E' (kPa)	ν'
Coluna de Brita	20,0	0,35	40,0	80.000	0,3
Aterro Hidráulico	18,0	1,25	30,0	2.000	0,3
Areia 01	18,0	1,25	30,0	30.000	0,3
Areia 02	18,0	0,50	30,0	30.000	0,3
Areia 03	18,0	0,50	30,0	250.000	0,3

E' = Módulo de Young; ν' = Coeficiente de Poisson

O material de laje de concreto foi definido como sendo um elemento finitos de placa elástico linear e os parâmetros adotados são apresentados na Tabela 3.

Tabela 3. Parâmetros para a placa de concreto – Modelo Elástico Linear (Lima, 2012)

Material	γ (kN/m ³)	E.A (kN/m)	E.I (kNm ² /m)	ν
Placa de concreto	25,0	$1,2 \times 10^7$	$1,6 \times 10^5$	0,2

5. ANÁLISES NUMÉRICAS

Foram realizadas análises numéricas 2D e 3D, apresentadas nas Figuras 7 e 8, respectivamente, com as malhas de elementos finitos utilizadas. Um dos objetivos desta comparação foi a avaliação da transformação geométrica adotada, conforme recomendada por Tan *et al.* (2008) – Método 2, mantendo-se os mesmos parâmetros geotécnicos das colunas de brita, porém, mudando sua geometria para trincheiras com 0,40 m de largura.

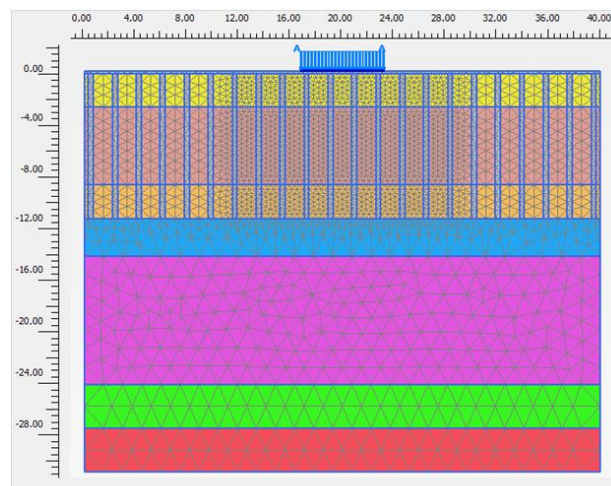


Figura 7. Malha de Elementos Finitos – Análise 2D (Roza, 2012)

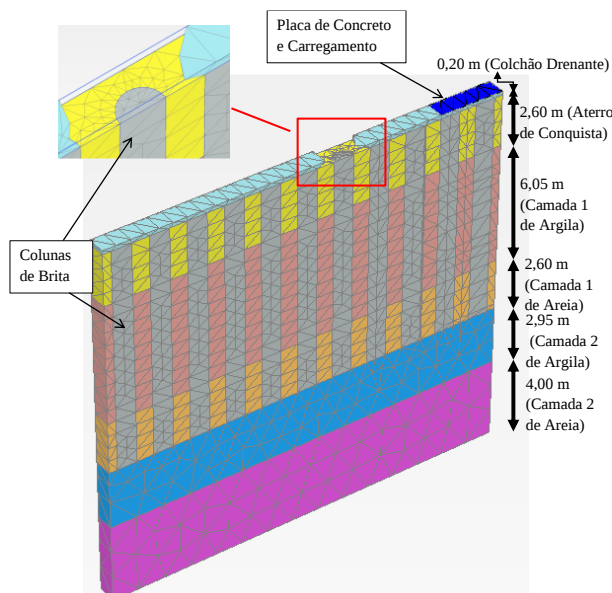


Figura 8. Malha de Elementos Finitos – Análise 3D (Lima, 2012)

Os resultados das análises 2D e 3D serão apresentados juntamente com as medições de campo de deslocamentos, poropressão e tensão horizontal.

Condições limites (ruptura) parecem ter sido atingidas no 22º dia do carregamento, quando os deslocamentos aceleraram, observados nas análises numéricas e na instrumentação de campo. Deste modo, após este dia as análises numéricas podem ser consideradas qualitativas, pois não é possível simular no programa utilizado a descontinuidade na massa de solo causada pela ruptura.

5.1 Resultados de Deslocamentos

Os resultados de recalque em função do tempo (placas de recalque S4, S5, S7 e S8; S6 foi danificada) são comparadas com as análises numéricas 2D e 3D na Figura 9. Pode ser observado que após o dia 22, os deslocamentos verticais das placas de recalque aceleraram, indicando que foi alcançada a condição de estado limite. Foi observada uma boa concordância entre as análises numéricas (2D e 3D) e os dados medidos até o dia 22 durante a fase de carregamento.

Esta concordância também foi obtida para as demais placas de recalque e nos extensômetros magnéticos (Lima, 2012).

Os resultados numéricos de deslocamentos horizontais e as medições de campo

(Inclinômetro I2 em profundidades de 3,5 e 8,0 m) são comparadas na Figura 10. Observou-se que os resultados das análises 2D e 3D são bastante próximos. Este resultado também foi obtido na comparação dos dados do Inclinômetro 1 (Lima, 2012).

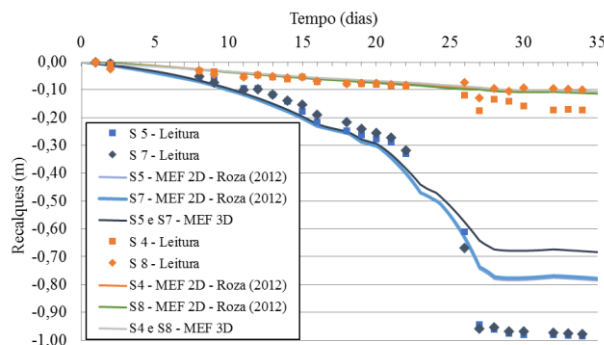


Figura 9. Deslocamentos verticais – instrumentação e Análises 2D e 3D (Lima, 2012)

Da mesma forma que os deslocamentos verticais, os deslocamentos horizontais exibem boa concordância entre os valores previstos e medidos, e no dia 22 os deslocamentos a 3,5 m de profundidade aceleram.

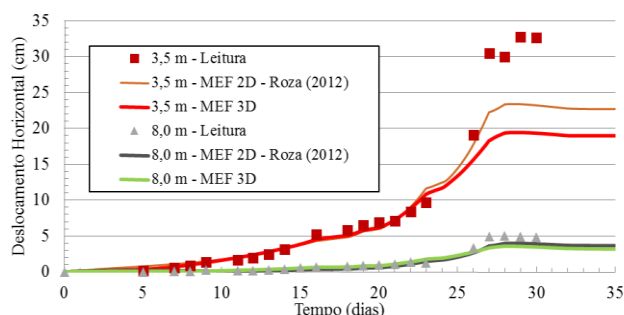


Figura 10. Deslocamentos Horizontais – Inclinômetro I2 a 3,5 e 8,0 m de prof. – Análises 2D e 3D (Lima, 2012).

5.2 Poropressões e Tensões Totais

Os excessos de poropressões medidos por piezômetros localizados em 4,0, 6,0, e 7,0 m de profundidade são comparados na Figura 11 com os valores correspondentes obtidos por análise numérica. Os valores dos resultados dos cálculos numéricos são maiores do que os medidos, mas os padrões das curvas são bastante semelhantes.

Esta diferença pode ser resultado tanto de diferente posicionamento de piezômetros em relação às colunas de brita (mais próximos das

colunas de brita do que o estimado nas análises numéricas), que podem ter diferenças de até 50 kPa (Lima, 2012), ou devido às diferenças nos valores dos coeficientes de permeabilidade utilizados nas análises numéricas em comparação com os valores reais de campo.

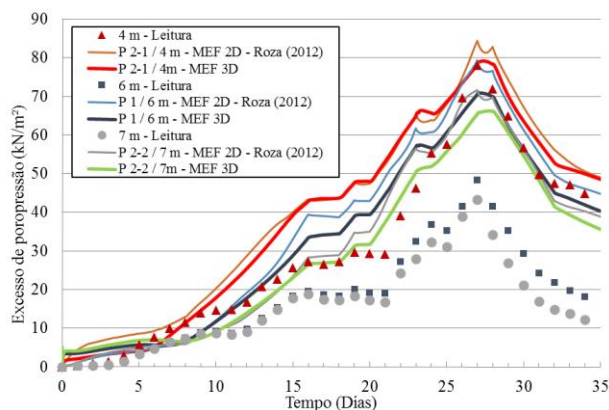


Figura 11. Excesso de poropressão P1, P2-1 e P2-2 – Análises 2D e 3D (Lima, 2012).

Células de tensão total foram instalados na posição vertical na primeira camada de argila para fornecer valores do aumento tensão horizontal total $\Delta\sigma_h$ durante o carregamento. A Figura 12 compara as medições e os resultados numéricos de $\Delta\sigma_h$ em 4,5/6,0/7,5 m de profundidade. Pode ser visto na Figura 12 que a análise numérica reproduz razoavelmente bem os valores medidos, em particular, a tendência de aumentar e diminuir com o tempo. A partir do 11º dia em diante, especialmente em 7,5 m de profundidade, os resultados das previsões 2D e 3D foram bastante próximos aos dados de campo. As diferenças podem estar relacionadas com o procedimento de instalação resultando na célula não exatamente na posição vertical em relação à horizontal (girada).

6 CONCLUSÕES

Este artigo descreve uma área teste em solos moles melhorados por colunas de brita carregados até 180 kPa, que incluiu análises de elementos finitos 2D e 3D.

Em termos gerais, os deslocamentos verticais e horizontais obtidos pelas previsões numéricas mostraram boa concordância com as medições

de campo até o dia 22 de carregamento, quando foi observada a condição de estado limite, próximo a ruptura, o que não pôde ser modelada nas análises numéricas.

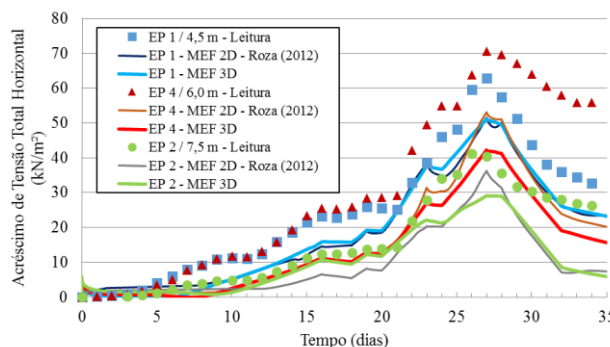


Figura 12. Acréscimo de Tensões Horizontais – Análises 2D e 3D (Lima, 2012).

As magnitudes de excesso de poropressão obtidos nas análises numéricas foram em geral maiores que os medidos. Esta diferença pode ser devido a inadequação em modelar o adensamento ou devido às incertezas na exata posição in situ dos piezômetros.

Valores de tensão horizontal medida no campo encontra-se na gama de valores fornecidos pelos cálculos numéricos. As diferenças podem estar relacionadas com a posição das células de tensão total, as quais podem não terem sido instaladas exatamente perpendicular ao eixo da área teste.

Os resultados da análise 2D, com base na transformação geométrica, foram semelhantes aos da análise 3D. Resultados semelhantes foram também obtidos por Tan *et al.* (2008).

Os efeitos da instalação da plataforma de trabalho e das colunas causam variação nas propriedades das camadas de solo e não podem ser negligenciados.

Os resultados mostraram que o modelo numérico apresenta boa calibração e pode ser utilizado em outras análises semelhantes. Os estudos mostraram que dentro de grandes projetos áreas testes de testes podem ser uma ferramenta poderosa quando os resultados são combinados com cálculos de elementos finitos. Especialmente no que diz respeito ao fato de que não há muita experiência com colunas de brita em solos moles com valores de S_u inferiores a 10 kPa

AGRADECIMENTOS

Os estudos apresentados neste trabalho foram realizados sob um acordo entre a TKCSA e a Universidade Federal do Rio de Janeiro.

REFERÊNCIAS

- Almeida, M.S.S., Futai, M. M. Lacerda, W. A. e Marques, M. E. S. (2008). Laboratory behaviour of Rio de Janeiro soft clays. Part 1: Index and compression properties. *Soils and Rocks Journal*. v. 31, p. 69-75.
- Almeida, M.S.S. e Marques, M. E. S. (2011) Construction methods in Brazilian extremely soft soils. *14th Panamerican Conference for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Toronto.
- Bouassida, M., Ellouze, S., e Hazzar, L. (2009). Investigating Priebe's method for settlement estimation of foundation resting on soil reinforced by stone columns. *Proc. 2nd Int. Workshop on Soft Soils - Focus on Ground Improvement* (Karstunen, Leoni, eds.), Glasgow, CRC Press, 321 – 325.
- Campos, A. C. S. L. (2006). *Características de compressibilidade de uma argila mole da zona industrial de Santa Cruz, Rio de Janeiro*. Dissertação de Mestrado, PUC-RJ, Rio de Janeiro, Brasil.
- Choobbasti, A. J.; Zahmatkesh, A. e Noorzad, R. (2011) Performance of Stone Columns in Soft Clay: Numerical Evaluation. *Geotechnical and Geological Engineering*, vol. 29, 5, p. 675 – 684.
- Coutinho, R. Q. (2007) Characterization and engineering properties. *The Second International Workshop on Characterization e Engineering Properties of Natural Soils*. Editors Tan, Phoon, High & Leroueil. Singapore, p. 2049-2100.
- Domingues, T.S.S., (2005). *Fundações com Colunas de Brita em Aterros sobre Solos Moles. Análise e Dimensionamento*, Dissertação de Mestrado, FEUP, Portugal.
- Egan, D., Scott, W. e McCabe, B.A. (2008). Observed installation effects of vibro-replacement stone columns in soft Clay, *Proc. of the 2nd International Workshop on the Geotechnics of Soft Soils - Focus on Ground Improvement*, Glasgow, p. 23-29.
- Elshazly, H.A., Elkasabgy, M. e Elleboudy, A.(2008). Effect of Inter-Column Spacing on Soil Stresses due to Vibro-Installed Stone Columns: Interesting Findings. *Geotech Geol Eng* 26, p 225–236
- FHWA (1983). *Design and construction of stone columns. Vol 1. Report FHWA/RD-83/027*. Barksdale, R.D. e Bachus R.C. Federal Highway Administration.
- FICHTNER (2008). *Test Field 'Stone Columns' - Iron Ore Stock Yard - Raw Material Handling (RMH) - Measurement and Results*. Relatório Técnico
- Foray, P., Flavigny, E., Nguyen, N.T., Lambert, S. e Briançon, L. (2009) Modélisation numérique 3D de colonnes ballastées et application. *Proc. of the 17th Inter Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – ICSMGE 2009*. CD-ROM.
- Guétif, Z., Bouassida, M., Debats, J.M. (2007). Improved soft clay characteristics due to stone column installation. *Computers and Geotechnics*, Volume 34, Issue 2, Março 2007, pp. 104–111
- Hu, W. (1995). Physical modelling of group behaviour of stone column foundations, Tese de Doutorado, Universidade de Glasgow, Escócia. 312 p.
- In Situ Geotecnia (2006) CSA Soil Investigation. Data Book, vol. 04. Technical Report, Brasil, p. 698.
- Lacerda W. A. e Martins I.S.M. (1994) Sobre a relação índice de vazios – tensão vertical efetiva na compressão unidimensional. *Solos e Rochas*, volume 17, n.3, p. 157-166.
- Ladd, C.C., (1973). Estimating Settlements of Structures Supported on Cohesive Soils, *revision of a paper originally prepared for M.I.T. 1971, Special Summer Program 1.34S "Soft Ground Construction"*, Cambridge.
- Lima, B.T. (2012). Estudo do uso de colunas de brita em solos argilosos muito moles, Tese de Doutorado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 321 p.
- Massad, F. (1994). Propriedades dos Sedimentos Marinhos. *Solos do Litoral de São Paulo*, ABMS.
- Mestat, P., Magnan, J.P. e Ddhouib, A. (2006). Results of the settlement prediction exercise of an embankment founded on soil improved by stone columns. *Numerical Methods in Geotechnical Engineering—NUMGE 06*. (ed. Schweiger) Graz, Austria. Taylor & Francis Group, Londres, p 471–476.
- Mitchell, J. K. e Huber, T. R. (1985) Performance of a stone column foundation. *Journal of Geotechnical Engineering*, 3, No. 2, p 205–223.
- Raju, V.R., Hari Krishna, R. e Wegner, R. (2004). Ground Improvement using Vibro Replacement in Asia 1994 to 2004 – A 10 Years Review. *5th International Conference on Ground Improvement Techniques*, Kuala Lumpur. CD-ROM.
- Roza, F.C. (2012). *Comportamento de obras sobre solos moles com colunas de brita*. Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 156 p.
- Tan, S. A., Tjahyono, S. e Oo, K. K. (2008). Simplified plane-strain modeling of stone-column reinforced ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134, No. 2, p. 185–194.
- TKCSA (2007). *TKCSA design and quality documents for the soil improvements*.
- Weber, T.M. (2008). *Modellierung der Baugrundverbesserung mit Schotterssäulen*. Tese de Doutorado, Institutes für Geotechnik, ETH Zürich, Alemanha, 232 p. (Em Alemão).
- Yee, Y.W. e Raju, V.R. (2007). Ground Improvement Using Vibro Replacement (Vibro Stone Columns) – Historical Development, Advancements and Case Histories in Malaysia, *16th Southeast Asian Geotechnical Conference*, Kuala Lumpur, Malásia.