

Solução de Escoramento Provisório de Escavação em Solo Mole para Implantação de Subsolo, em Empreendimento Destinado a Sede de Imprensa (COB), na Zona Oeste do RJ

André Pereira Lima

Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda., Rio de Janeiro, Brasil, e-mail: andre@geoinfra.com.br

Sílio Carlos Pereira Lima Filho

Geoinfra Engenharia e Consultoria Ltda., Rio de Janeiro, Brasil, e-mail: silio@geoinfra.com.br

RESUMO: A Região da Zona Oeste do município do RJ, tem grande oferta, no momento, de empreendimentos imobiliários que no ano de 2016 serão destinados às atividades associadas as Olimpíadas. Boa parte destas construções, requerem a execução de um ou dois subsolos, para uso como estacionamento de veículos e área técnica-administrativa. Neste contexto, surge o desafio geotécnico de realização de escavações para implantação dos subsolos, na presença de solos moles altamente compressíveis e de baixa resistência ao cisalhamento, nível d'água elevado (profundidade de 1,0m), presença de edificações vizinhas em fundação direta e ainda, com prazo e recurso limitados pela proximidade das Olimpíadas 2016. O presente artigo apresenta um caso de obra neste cenário. Será discutido e detalhado o sistema de escoramento provisório para a realização de escavação em “solo mole” necessária à implantação de 2 subsolos de empreendimento destinado a sede de imprensa (COB) e, posteriormente, como uso residencial. O escoramento provisório foi projetado com estacas tipo hélice-contínua, justapostas, com diâmetro de 60cm e comprimento de fuste (L=20m). Durante a execução da escavação, foi realizado o monitoramento geotécnico da obra, para verificação do desempenho do escoramento, certificação das premissas de projeto e segurança da obra e do contorno. Foram instalados, no perímetro da escavação e adjacências, 4 Inclínômetros e 4 Piezômetros Elétricos de Corda Vibrante. Foram realizadas cerca de 30 leituras dos instrumentos durante pelo menos 6 meses de monitoramento. O desempenho da obra de escoramento provisório foi satisfatório, permitindo a implantação do subsolo em terreno de argila mole a muito mole compressível e de baixa resistência, em prazo aceitável e com segurança.

PALAVRAS-CHAVE: Escavação, Escoramento, Solos Moles, Monitoramento Geotécnico

1 INTRODUÇÃO

A Região da Zona Oeste do município do Rio de Janeiro, tipicamente os Bairros da Barra da Tijuca, Recreio dos Bandeirantes, Vargem Grande, Vargem Pequena e Jacarepaguá, tem grande oferta, no momento, de empreendimentos imobiliários que no ano de 2016 serão destinados às atividades associadas as Olimpíadas. Estes lançamentos imobiliários, fazem parte das obras da “Família Olímpica” e após as Olimpíadas serão utilizados para

ocupação residencial e/ou comercial.

Durante o período das competições serão utilizados para dormitório de atletas, imprensa, equipes de apoio, etc. A maioria destes empreendimentos localizam-se na região da Baixada de Jacarepaguá, com predominância de Formações Quaternárias (depósitos aluvionares, marinhos e/ou eólicos) e constituída essencialmente por dois tipos de sedimentos: areias marinhas e lagunares associadas às argilas orgânicas com turfa. Boa parte destas construções, requerem a execução de um ou

dois subsolos, para uso como estacionamento de veículos e área técnica-administrativa. Neste contexto, surge o desafio geotécnico de realização de escavações para implantação dos subsolos, na presença de solos moles altamente compressíveis e de baixa resistência ao cisalhamento, nível d'água elevado (profundidade de 1,0m), presença de edificações vizinhas em fundação direta e ainda, com prazo e recurso limitados pela proximidade das Olimpíadas 2016.

O presente artigo detalha um caso de obra neste cenário. Será discutido e detalhado o sistema de escoramento provisório para a realização de escavação em “solo mole”, com cerca de 4m de profundidade, para implantação de 2 subsolos de garagem de 5 torres residenciais com 5 pavimentos. Estas edificações serão utilizadas, durante os jogos olímpicos, para acomodação e sede de imprensa (COB) em 2016.

2 DESCRIÇÃO DA OBRA

2.1 Local do Empreendimento

O local da obra é no Bairro de Vargem Pequena, Zona Oeste (RJ), em terreno com área aproximada de 10.500m². O empreendimento é composto por 5 torres residenciais com 5 pavimentos aflorados (1 pavimento de acesso / PUC / pavimento tipo “gardens” + 2 pavimentos tipo + 1 pavimento cobertura + dependência de cobertura), além de 1 pavimento semi-enterrado de garagem e PUC + 1 pavimento de garagem subsolo (Figura 01).

O terreno encontra-se em região de baixada (“terreno plano”), entre as cotas: +0,68m (“fundos”) a +2,78m (“frente”). O início da obra (movimentação de terra) ocorreu em Maio de 2014, com a execução de camada de aterro de conquista com RCC (resíduo de construção civil), com cerca de 0,60m de espessura. Após a execução da camada do “aterro de conquista”, deu-se início às investigações geológico-geotécnicas de campo, projeto e obra de fundações e de escoramento provisório. O término das obras geotécnicas ocorreu em Junho de 2015.



Figura 1. Vista esquemática do empreendimento.



Figura 2. Local da obra.

2.2 Caracterização Geotécnica da Região

A região estudada localiza-se na Baixada de Jacarepaguá, com predominância de Formações Quaternárias (depósitos aluvionares, marinhos e/ou eólicos) e constituída essencialmente por dois tipos de sedimentos: areias marinhas e lagunares associadas às argilas orgânicas com turfa (Cabral, 1979).

A caracterização geológico-geotécnica do local foi realizada por meio de 8 Sondagens por Lavagem, 5 Poços de Inspeção, 46 Sondagens à Percussão (SPT) em 5 campanhas e 2 Ilhas de Investigações de Campo (com 21 ensaios de Palheta em 3 verticais e de 4 perfis de Piezocone, com 2 ensaios de dissipação por vertical). As sondagens geotécnicas (por lavagem, a percussão e mista) foram distribuídas em toda a área de construção. Os Ensaios de Palheta e de Piezocone, foram concentrados nos Blocos 04 e 05.

Observou-se a ocorrência de camada superficial de aterro de conquista (material arenoso com entulhos), com cerca de 0,60m de espessura. Subjacente a este material, nota-se a presença de argila orgânica cinza mole a muito

mole (8,0m a 17,0 m de espessura) e abaixo desta camada, solo arenoso/silto-argiloso com N(SPT) crescente e superior a 5 golpes (solo residual).

Os Ensaio de Palheta (“Vane Test”) foram realizados com equipamentos padrão e procedimentos recomendados pela Norma NBR 10905/1989 (MB-3122), com equipamento tipo A (ensaio sem perfuração prévia). Em alguns ensaios observou-se interferências de conchas, raízes e partículas granulares (com picos de resistências intermediários em S_u - Resistência Não-Drenada do Solo Mole). Os valores de S_u , sem correção (Bjerrum, 1972), em profundidade, estão plotados na Figura 3. O valor médio da Sensibilidade (St) da argila foi de 3,4 (“sensibilidade baixa” conforme Skempton & Northey, 1952).

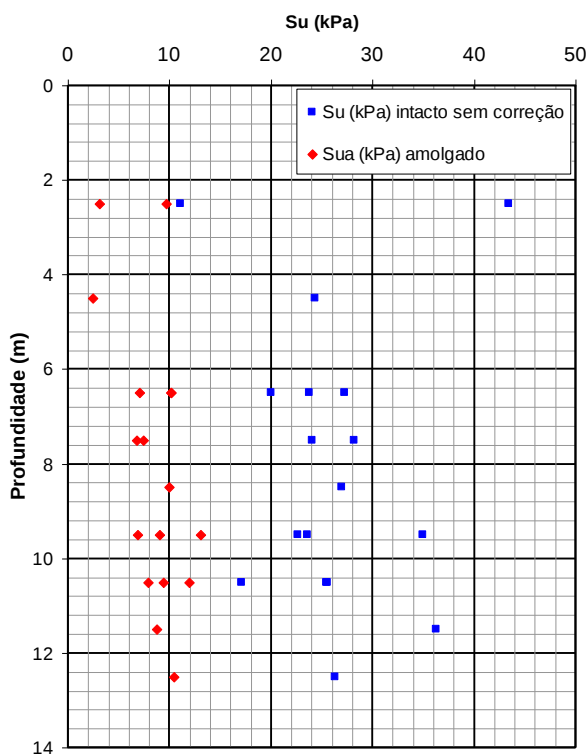


Figura 3. Perfil de S_u com a profundidade.

Os Ensaio de Piezocone foram realizados com equipamentos padrão e procedimentos recomendados pela Norma Brasileira de Ensaio de Cone (MB-3406/1991). A Figura 4 ilustra os resultados típicos de um Ensaio de Piezocone realizado no terreno. Os valores do fator de capacidade de carga (N_{kt}), obtidos da correlação entre os Ensaio de Piezocone e de

Palheta variou entre 5 e 18, com valor médio em torno de 10.

Uma discussão mais extensa sobre os resultados dos ensaios geotécnicos de campo não faz parte do objetivo deste artigo.

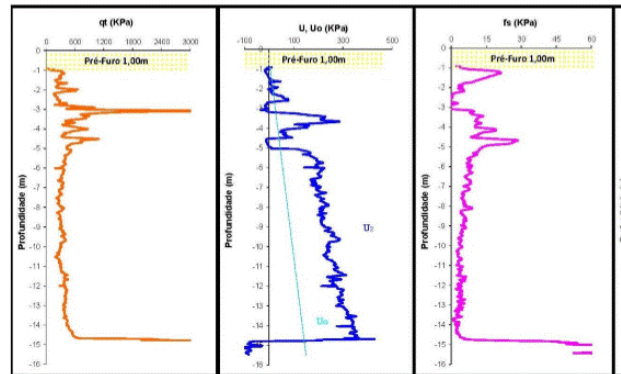


Figura 5. Resultados típicos de um ensaio de piezocone realizado no local da obra.

2.3 Solução de Escoramento Provisório

A execução da escavação e o desconfinamento lateral do solo, acarretam em movimentações da massa de solo na proximidade do escoramento ou do sistema de contenção executado. A sequência construtiva, o sistema de travamento e a natureza do maciço de fundação escavado, representam variáveis importantes no tipo e magnitude dos deslocamentos juntos às escavações (Peck, 1969; Clough & O'Rourke, 1990; St John et al., 1992; CIRIA, 2003; Milititsky, 2012; Fernandes, 2015).

A solução adotada para o escoramento provisório das escavações considerou os aspectos técnicos, de segurança, construtivos, econômicos e ambientais, tais como:

- Escavação vertical de cerca de $H_{escav} \cong 4$ m para implantação de Subsolo, em Argila Muito Mole Cinza Orgânica (8 a 15m);
- NA a 1,0m de profundidade;
- Presença de Vizinhos (com Fundações Diretas);
- Prazo de obra limitado e custos reduzidos;
- Cronograma associado ao COB (“Obra Olímpica”).

Em razão das áreas onde se situavam cada edificação prevista e a localização do subsolo (Figura 6), e ainda, levando em consideração a rigidez do escoramento, e os fatores citados anteriormente, optou-se pela execução de escoramento provisório com estacas tipo hélice-

contínua, justapostas, com diâmetro nominal de 60cm. O comprimento de fuste ($L=20\text{m}$) e armadura foram dimensionados e compatibilizados com às características do solo de fundação, efeito de Tschebotarioff e atrito-negativo, inerentes ao terreno local e metodologia construtiva.

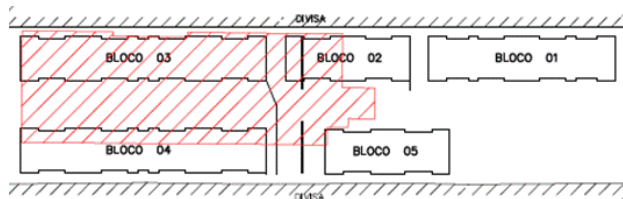


Figura 6. Região “hachurada” do local da escavação.

O perímetro da escavação foi de aproximadamente 225m. No total foram executadas cerca de 380 estacas tipo hélice contínua. Após a execução das estacas de escoramento provisório e viga de coroamento, deu-se início a escavação dos subsolos. A Figura 7 ilustra a obra de escoramento provisório em andamento (30/07/2015).



Figura 7. Vista geral da obra de escoramento provisório.

Finalizada a etapa de escavação, foi executado o sistema de contenção definitivo, com a construção de parede estrutural em concreto armado, incorporada à escavação e com 2 linhas de travamento (laje do 2º subsolo e laje do 1º subsolo), conforme ilustra o esquema da Figura 8.

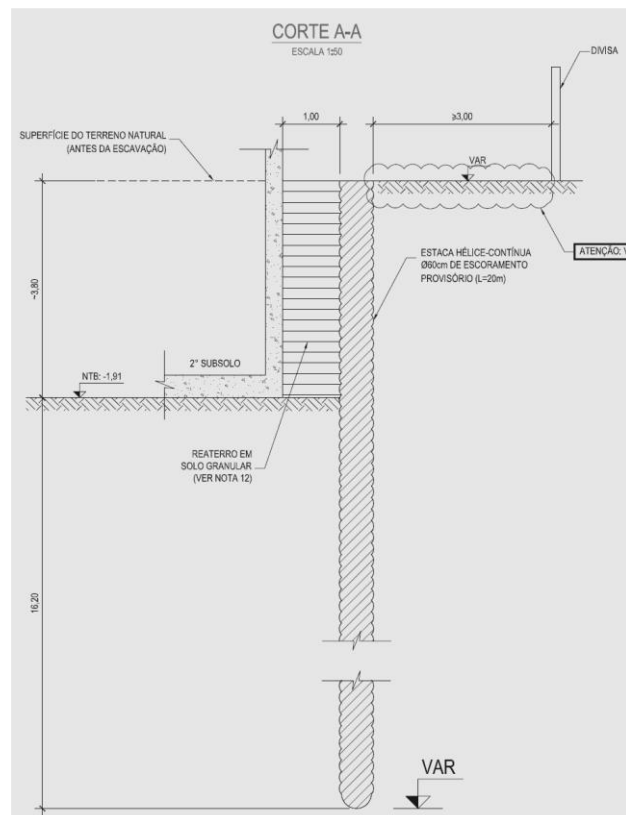


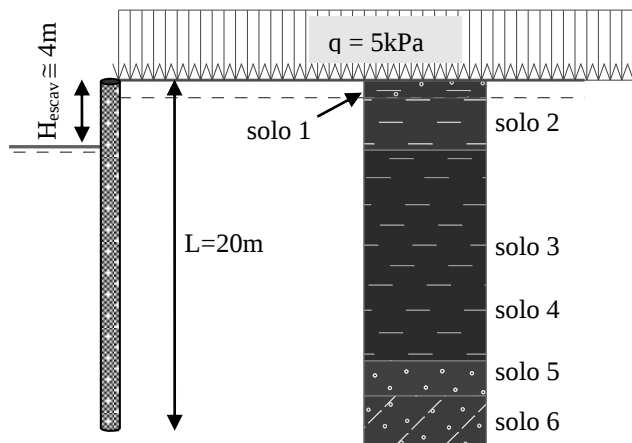
Figura 8. Solução de escoramento – Seção típica.

O dimensionamento geotécnico foi realizado com auxílio do Software Geofine, módulo “Sheeting Check” (Geofine, 2004), em análise não linear elastoplástica, ou seja, a magnitude das pressões que atuam sobre a estrutura dependerá da sua deformação. O programa permite uma modelagem precisa do comportamento estrutural durante o processo de construção, a determinação do campo de deslocamentos, as forças internas na estrutura e no pós-tensionamento das ancoragens (quando existirem). Por consequência, é possível uma redução de custo da obra de escoramento.

A suposição básica do método de análise do programa computacional é que o solo ou a rocha na vizinhança do sistema de escoramento se comporte como material elasto-plástico ideal. Este comportamento é determinado pelo módulo de reação lateral do solo k_h (kN/m^2), o que caracteriza a deformação na região elástica, limitando as deformações. Quando estas deformações são ultrapassadas, o solo passa a se comportar como um material plástico (Geofine, 2004).

A análise numérica considerou uma seção de escavação de cerca de 4,0 m de profundidade com avanço da escavação feita em único

estágio e a presença do nível da água a cerca de 0,50m abaixo do fundo da escavação. Na fase crítica, não foi considerado nenhum tipo de travamento no escoramento provisório, com as estacas tipo hélice contínua justapostas trabalhando em cantilever. Para efeito de cálculo foi adotada uma sobrecarga na crista do talude de $q = 5\text{kPa}$, equivalente a trânsito de veículos leves (Figura 9).



Legenda:

Camada	Descrição do material da camada
solo 1	Argila Arenosa (aterro)
solo 2	Argila Muito Mole Cinza ($S_u=8\text{kPa}$)
solo 3	Argila Muito Mole Cinza ($S_u=15\text{kPa}$)
solo 4	Areia Média Pouco Compacta
solo 5	Silte Argiloso ($(N(SPT))_{\text{médio}} = 6$ golpes)
solo 6	Silte Argiloso ($(N(SPT))_{\text{médio}} = 15$ golpes)

Figura 9. Geometria – Seção típica.

Os parâmetros geomecânicos das camadas de solos envolvidas nas simulações estão descritos na Tabela 1.

As Figuras 10 e 11 ilustram os deslocamentos obtidos com os dados de saída do programa computacional *Sheeting Check* para o trecho crítico estudado, bem como os esforços atuantes no escoramento. No final da escavação, antes do travamento definitivo, o deslocamento horizontal máximo ($\delta_{\text{hmáx}}$) foi de cerca de 71mm no topo das estacas. Os valores de momento e cortante máximos, nas simulações numéricas, foram respectivamente, de 231,47kN.m/m e 70,79kN/m.

Tabela 1. Parâmetros geomecânicos adotados.

Solo	γ_{nat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	c' kPa	ϕ'	δ	E MPa	ν
1	18,0	19,0	5,0	28°	18°	20,0	0,25
4	18,0	19,0	0	27°	17°	10,0	0,30
5	17,0	18,0	15,0	25°	19°	15,0	0,30
6	18,0	19,0	30,0	27°	18°	20,0	0,30
Solo	γ_{nat} kN/m ³	γ_{sat} kN/m ³	Su kPa	a kPa	E MPa	ν	
2	14	14	8	8	1,0	0,49	
3	15	15	15	15	4,0	0,49	

Legenda: γ_{nat} = peso específico natural; γ_{sat} = peso específico saturado; c' = coesão efetiva, ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo; S_u = resistência não-drenada; δ = ângulo de atrito na interface solo-estrutura; E = módulo de deformabilidade, ν = coeficiente de Poisson; a = adesão.

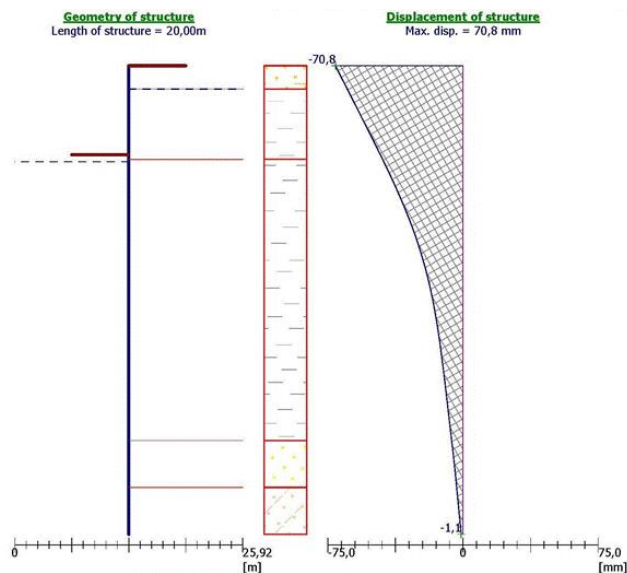


Figura 10. Diagrama de deslocamentos horizontais no escoramento fornecido pelas simulações numéricas.

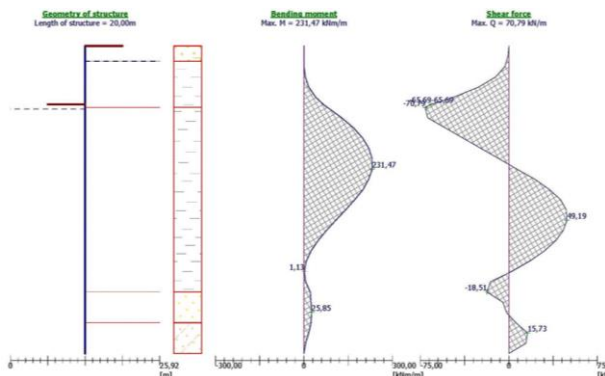


Figura 11. Diagramas de Momentos Fletores e Cortante no escoramento fornecidos pelas simulações numéricas.

Análises de estabilidade global do talude de escavação e de ruptura hidráulica do fundo da escavação (“blow-in”), também foram avaliadas nas simulações numéricas.

3 INSTRUMENTAÇÃO E MONITORAMENTO GEOTÉCNICO

Com o objetivo de verificar as premissas do projeto, bem como, o de monitorar as poropressões geradas durante a construção e a sua velocidade de dissipação, acompanhar os efeitos de deslocamentos horizontais provocados pela escavação e monitorar a estabilidade da obra, foram instalados (adjacentes ao perímetro da escavação) os seguintes instrumentos geotécnicos:

- 3 Piezômetros Elétricos de Corda Vibrante (PZE);
- 3 Inclinômetros (INC);
- 1 Referência de Nível Profunda (RNP).

Conforme critério da projetista, os instrumentos foram instalados próximos aos trechos de maior espessura de argila mole e escavação para a implantação do 2º subsolo e/ou trechos de maior altura de reaterro de solo compactado (considerando-se cota do terreno natural e sobrealtura para greide de projeto) e camada de espessura significativa de argila mole.

A Figura 12 indica, esquematicamente, a posição dos Inclinômetros (INC) e Piezômetros Elétricos (PZE) instalados.

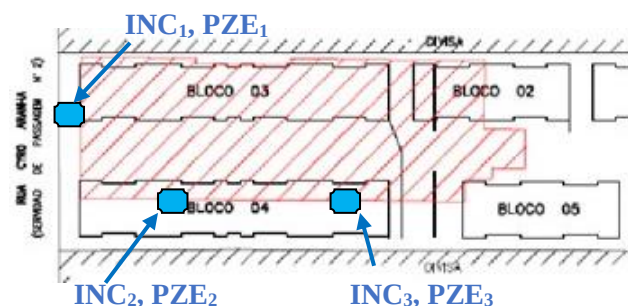


Figura 12. Localização esquemática dos instrumentos geotécnicos instalados na obra.

As tabelas 2 e 3 apresentam algumas informações dos instrumentos geotécnicos instalados.

Tabela 2. Características dos piezômetros elétricos de corda vibrante (PZE) instalados.

Identificação	Cota de Instalação Inicial	Comprimento do Instrumento (m)	Sensor	Fator de Calibração (k)	Fator de Calibração (G)	Leitura Inicial Frequência (Hz)	Leitura Inicial Temperatura (°C)
PzE-01	-17,071	18,5	1416617	-0,09218	-0,1128	2975,7	27,2
PzE-02	-12,862	15	1416584	-0,06160	-0,1261	2938,2	23,1
PzE-03	-14,295	16	1416582	-0,07029	-0,1067	2933,3	24,8

Tabela 3. Características dos inclinômetros (INC) instalados.

Inclinômetro	Profundidade (m)	Data de Instalação
INC-01	24,00	11/05/2015
INC-02	23,50	20/05/2015
INC-03	24,00	25/05/2015

A Figura 13 apresenta os valores medidos de carga piezométrica ao longo do tempo, para todos os piezômetros elétricos instalados. Os valores de carga piezométrica medidos no PZE-1 mostraram-se constantes e iguais a 140 kPa. A partir de 06/07/2015, observa-se uma redução na carga piezométrica no PEZ-2, para valores de aproximadamente 75 kPa. Para o PZE-3, observa-se um acréscimo de carga piezométrica até a data de 06/07/2015. A partir desta data os valores mantêm-se constantes em cerca de 30 kPa.

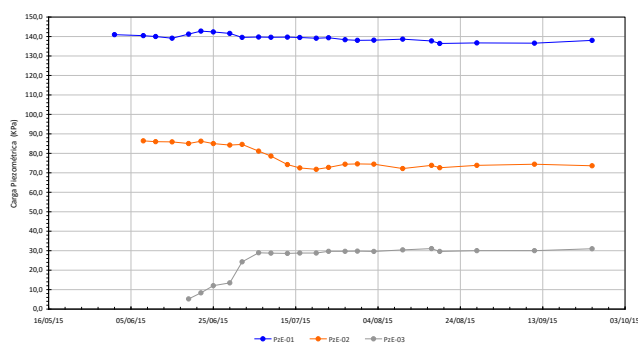


Figura 13. Carga piezométrica x tempo (PZEs).

Não foi possível definir um padrão de comportamento para os piezômetros elétricos devido a dificuldade de obter-se os registros detalhados do processo de escavação na obra (incrementos de escavação, regiões escavadas, movimentação de terra, etc.).

Os resultados de inclinometria são apresentados, resumidamente, na Figura 14, a qual apresenta as distribuições dos deslocamentos horizontais com a profundidade, obtidas para o inclinômetro INC-1. No total foram realizadas 28 leituras nos inclinômetros INC-1, INC-2 e INC-3, durante 6 meses de monitoramento geotécnico da escavação.

De um modo geral, os resultados apresentados pelos inclinômetros indicaram um bom funcionamento da instrumentação e ilustram que há um aumento dos deslocamentos

horizontais, conforme o avanço da escavação e após o término da obra, com valores maiores de deslocamentos no inclinômetro INC-1 (Figura 14). Entretanto, após o final da execução do projeto de escoramento (leituras a partir de Agosto de 2015), observa-se que este acréscimo de deslocamentos é pouco acentuado na direção principal de movimentação da escavação.

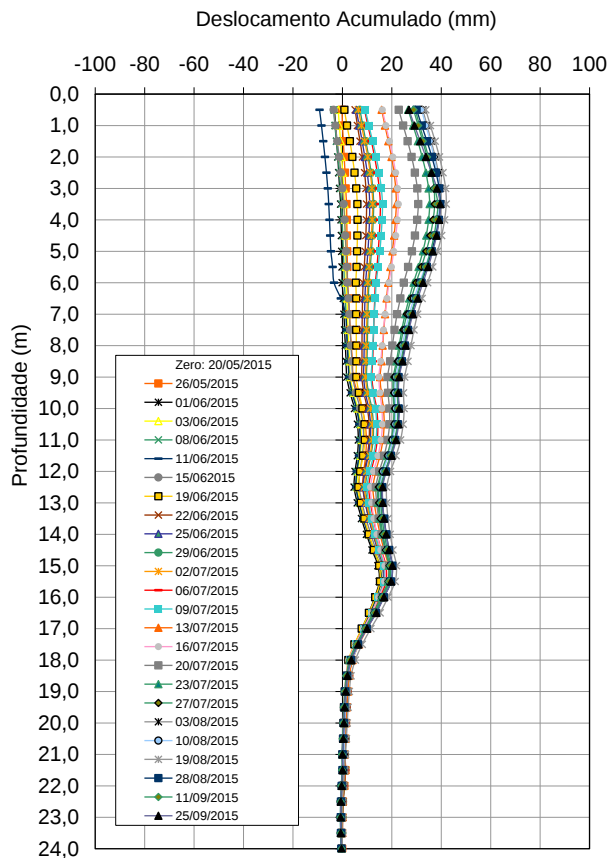


Figura 14. Deslocamentos horizontais – direção principal – Inclinômetro INCL-1.

A Tabela 4 resume os valores encontrados para os deslocamentos horizontais máximos na direção “A”, para os 3 inclinômetros instalados.

Tabela 4. Deslocamentos máximos nos inclinômetros (INC) instalados – direção principal (final da obra).

Inclinômetro	Deslocamento horizontal máx. na direção “A” (mm)
INC-1	41mm
INC-2	17mm
INC-3	16mm

A diferença nos valores obtidos, para o INC-1 em relação aos demais inclinômetros, pode estar associada a data da instalação dos instrumentos e ao processo executivo da escavação.

A movimentação do maciço pode ser acompanhada pelos históricos de deslocamentos horizontais (δ_h), obtidos a partir dos dados dos inclinômetros INC-1, na profundidade de 1,0m. A Figura 15 ilustra os deslocamentos fornecidos pelo inclinômetro na direção principal de movimento. Nota-se nesta figura que os valores máximos de deslocamento horizontal (cerca de 40mm ou 1,05%H) são inferiores aqueles previstos na modelagem numérica (cerca de 71mm). A diferença nos valores de deslocamentos horizontais máximos (cerca de 44%) pode estar associada a sequência construtiva da obra (escavação em etapas e em nichos) e a representatividade dos parâmetros de resistência e deformabilidade dos solos envolvidos no estudo (adotados valores mais conservadores, no projeto).

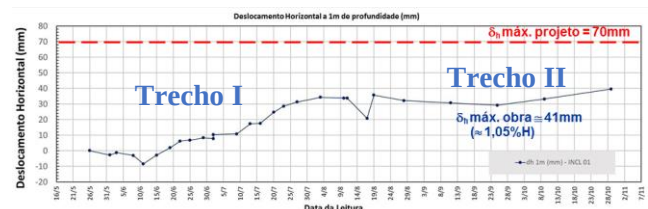


Figura 15. Deslocamentos horizontais – direção principal – Inclinômetro INCL-1 – a 1m de profundidade.

Conforme observado na Figura 15, o comportamento da escavação na direção principal de movimentação pode ser dividido em 2 fases. No trecho (I) das curvas δ_h vs. data de leitura, há um crescimento acelerado dos deslocamentos conforme o avanço da escavação e travamento definitivo até o mês de Agosto de 2015. Neste trecho a taxa de deslocamento do maciço é mais elevada. A partir do mês de Agosto de 2015, pode-se nitidamente observar uma tendência de estabilização das leituras dos deslocamentos horizontais (trecho II), com indicação de um patamar quase horizontal nas curvas δ_h vs. data de leitura.

A Figura 16 ilustra uma vista geral da obra, já com a fase de execução dos subsolos concluída. Tendo em vista o desempenho satisfatório do sistema de escoramento provisória e travamento definitivo, com a execução das paredes estruturais de concreto armado nos subsolos, o monitoramento geotécnico da obra foi finalizando em Outubro de 2015.



Figura 16. Vista geral da obra. Detalhe do subsolo já executado (21/10/2015).

4 CONCLUSÕES

O presente artigo apresentou o desempenho de um sistema de escoramento provisório para a realização de escavação em “solo mole” necessária à implantação de 2 subsolos. O escoramento provisório foi projetado com estacas tipo hélice-contínua, justapostas, com diâmetro de 60cm e comprimento de fuste ($L=20m$). Durante a execução da escavação, foi realizado o monitoramento geotécnico da obra, para verificação do desempenho do escoramento, certificação das premissas de projeto e segurança da obra e do contorno.

Os resultados do monitoramento geotécnico demonstraram que o desempenho da obra foi satisfatório, permitindo a viabilidade e implantação do subsolo em terreno de argila mole compressível e de baixa resistência, em prazo aceitável e com segurança. A adoção de estacas tipo Hélice Contínua justapostas, como sistema de escoramento provisório, foi alternativa viável a obra, ressaltando-se a necessária inspeção diária da região da escavação e monitoramento geotécnico.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a empresa Leduca Empreendimentos Imobiliários pela autorização para divulgação das informações contidas neste trabalho, bem como, por todo o apoio recebido durante as etapas de projeto e de acompanhamento técnico das obras de fundações e de escoramento.

REFERÊNCIAS

- Bjerrum, L. (1972). Embankments on soft ground, Proceedings of the ASCE Conference on Performance of Earth-Supported Structures, Purdue University, 2, pp.1-54.
- Cabral, S. (1979). Mapeamento Geológico-Geotécnico da Baixada de Jacarepaguá e Maciços Circunvizinhos. 160p. Tese Doutorado em Geologia. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- CIRIA, 2003. Embedded retaining walls: guidance for economic design. C580. London, 390p.
- Clough, G.W. & O'Rourke, T.D. (1990). Construction induced movements of in situ walls. Proc. ASCE Conf. on Design and Performance of Earth Retaining Structures, Cornell University, Ithaca, New York, pp. 439-470.
- Fernandes, M. M. (2015). New Developments in the Control and Prediction of the Movements Induced by Deep Excavations in Soft Soils. Pacheco Silva Lecture. Soils and Rocks, v.38 (3), pp.191-215.
- GEOFINE (2004). Manual do Usuário: Sheetting Check. 1221p.
- Milititsky, J. (2012). Grandes escavações em áreas urbanas. Proc. Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia SEFE 7, São Paulo.
- Peck, R.B. (1969). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. In: 7th ICSMFE, Mexico, State of the Art volume. *Proceedings...*pp.225-290.
- St. John, H. D. et al. (1992). Prediction and performance of ground response due to construction of a deep basement at 60 Victoria Embankment. In: Wroth Memorial Symposium, Predictive Soil Mechanics, Oxford, UK. *Proceeding...*pp.581-608.
- Skempton, A.W. and Northey, R.D. (1952). Sensitivity of Clays, *Geotechnique*, vol. 3, no. 1, pp. 72-78.