

Análises Numéricas de uma Prova de Carga em Fundação Profunda Assente em Solo Tropical do Distrito Federal do Brasil

R.P. Cunha, J.M. Soares e Pereira, J.H.F

Universidade de Brasília, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

Programa de Pós Graduação em Geotecnia

Brasília, Distrito Federal, Brasil, Email: rpcunha@unb.br

C.M. Silva

Embre Engenharia Ltda.

Brasília, Distrito Federal, Brasil, Email: embre@embre.com.br

SUMÁRIO: A previsão do comportamento de fundações assentes na argila residual tropical não saturada do Distrito Federal do Brasil, via análises numéricas, tem sido uma grande preocupação dos profissionais da Universidade de Brasília. Isto ocorre, em especial, para estacas ainda pouco conhecidas na região do Distrito Federal, como é o caso da fundação tipo “helice contínua” (CFA). Poucos dados de ensaios de prova de carga são disponíveis na literatura para este tipo particular de fundação assente sobre os solos do Centro Oeste Brasileiro. Este trabalho, portanto, apresenta os estudos experimentais de campo relacionados à instrumentação de uma fundação e seu posterior ensaio de carga (prova de carga do tipo lenta). A fundação foi instrumentada com deflectômetros elétricos em seis níveis diferentes ao longo da profundidade, que forneceram a curva carga-recalque do topo desta e as curvas de transferência de carga ao longo da mesma.

Foi realizada uma retroanálise numérica com um programa de elementos finitos unidimensional, que permitiu obter parâmetros geotécnicos do solo circunvizinho à fundação analisada, e fornecer, via simulações paramétricas adicionais, o comportamento de outras fundações neste mesmo material com comprimentos e diâmetros distintos.

Palavras Chaves: Fundação Profunda, Prova de Carga, Análise Numérica

INTRODUÇÃO

Tem-se observado atualmente no Distrito Federal do Brasil uma grande expansão no setor da construção civil, com a execução de várias obras de grande porte como por exemplo a terceira ponte sobre o lago Paranoá. Este crescimento tem ocorrido principalmente nas vizinhanças de Brasília. Em geral, as fundações executadas nestas obras são profundas, do tipo tubulões ou estacas escavadas mecanicamente, tendo-se em vista as características inerentes ao solo local.

Mais recentemente, tem sido empregado nos locais com presença de nível d'água fundações do tipo "hélice contínua" ou *continuous flight auger* (CFA), que possuem como principais vantagens em relação aos outros tipos de fundação os seguintes quesitos: um maior controle na execução, alta produtividade e menor tempo para conclusão da infraestrutura.

Este tipo de fundação surgiu em meados da década de 50 nos Estados Unidos, e entre as décadas de 70 a 80 na Europa como alternativa de fundação. No Brasil foi introduzida na década de 80, intensificando a sua utilização a partir da década de 90 (Albuquerque et al. (2001)).

Como a fundação tipo hélice contínua é um avanço relativamente recente na área de engenharia de fundações, torna-se

necessário compreender seu comportamento e sua interação com o solo local. Objetiva-se neste trabalho, portanto, dar continuidade ao artigo de Silva et al. (2002), apresentado-se os resultados de uma prova de carga instrumentada e a sua retroanálise numérica, que possibilitou a simulação paramétrica da mesma fundação sob distintas condições geométricas. A avaliação de metodologias empíricas de capacidade de carga via ensaios de campo, apresentada em Silva et al. (2002) não será, aqui, novamente abordada.

FUNDAÇÕES HÉLICE CONTÍNUA

Grande parte da literatura sobre fundações do tipo hélice contínua traz uma descrição dos equipamentos utilizados, apresentando o processo executivo e as informações de como funciona o sistema de monitoramento que permite avaliar as diversas etapas do processo executivo.

Penna et al. (1999) fornecem estas informações e um banco de dados de 48 provas de carga com diversos tipos de análise comparativas entre resultados de extrapolações da carga de ruptura pelos métodos de Van Deer Veen (1953) e Mazurkiewicz (1972), além da avaliação da carga de ruptura calculada pelos métodos tradicionais de cálculo que se baseiam no ensaio SPT (Aoki e Velloso (1975),

Décourt e Quaresma (1978)), ou se baseiam no CPT (vide também métodos avaliados por Mota et al. (2000)).

No entanto, poucos trabalhos apresentam a validação, via análise do tipo “classe C”, ou retroanálise numérica, de parâmetros geotécnicos de interesse ao projetista de fundação (parâmetros de resistência e deformabilidade). É claro que estes parâmetros estarão de certa forma vinculados ao programa numérico utilizado (ferramental teórico), ao solo, e às características locais e de execução da fundação analisada. Porém, servem de ponto de partida para a avaliação dos parâmetros de interesse de projeto e, principalmente, para a simulação numérica do comportamento carga-recalque de fundações similares (mesmo processo executivo) na mesma obra, sob distintas características geométricas.

Um artigo recente que aborda o uso da retroanálise para a determinação de parâmetros (de deformação) de interesse ao projeto foi apresentado por Cunha et al. (2001). Neste artigo distintas fundações profundas que sofreram provas de carga (logo fornecendo a curva experimental carga versus recalque), e assentes no solo tropical, não saturado e laterizado do Distrito Federal, foram retroanalisadas. No entanto, face à dificuldade de se obter resultados de provas de carga em estacas do tipo hélice contínua, em especial no

Distrito Federal, estas não puderam ser avaliadas por estes autores. Esta deficiência será, em parte, eliminada com a apresentação dos resultados e análises do presente artigo técnico.

LOCALIZAÇÃO E DESCRIÇÃO DA OBRA

A Figura 1 apresenta a localização da obra em que foi realizada a prova de carga. Esta obra se situa na Asa Norte do “Plano Piloto” do Distrito Federal do Brasil, ou seja, ao norte do epicentro da cidade de Brasília.

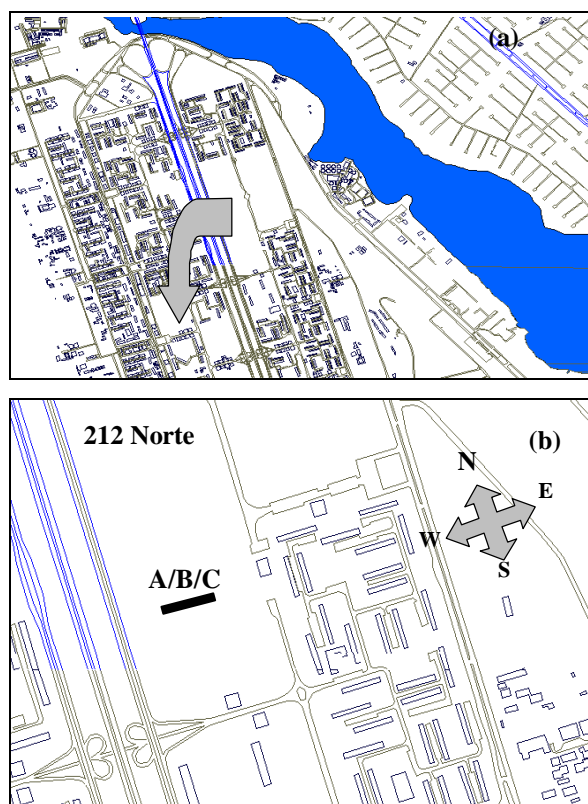


Figura 1. Localização da obra:

- (a) Visão Geral do final da Asa Norte;
- (b) Detalhe com os blocos A, B e C.

Esta obra se trata de um edifício com seis pavimentos, além de térreo e sub-solo. Este edifício tem duas juntas de dilatação, o que o divide em três blocos (A, B e C) interconectados. Para o suporte dos pilares do mesmo foram executadas 401 fundações do tipo hélice contínua, que possuíam, em média, 18m de profundidade. A carga por bloco de fundação (cada bloco com duas ou mais estacas) se situava entre 250 e 7300 kN.

PERFIL GEOTÉCNICO

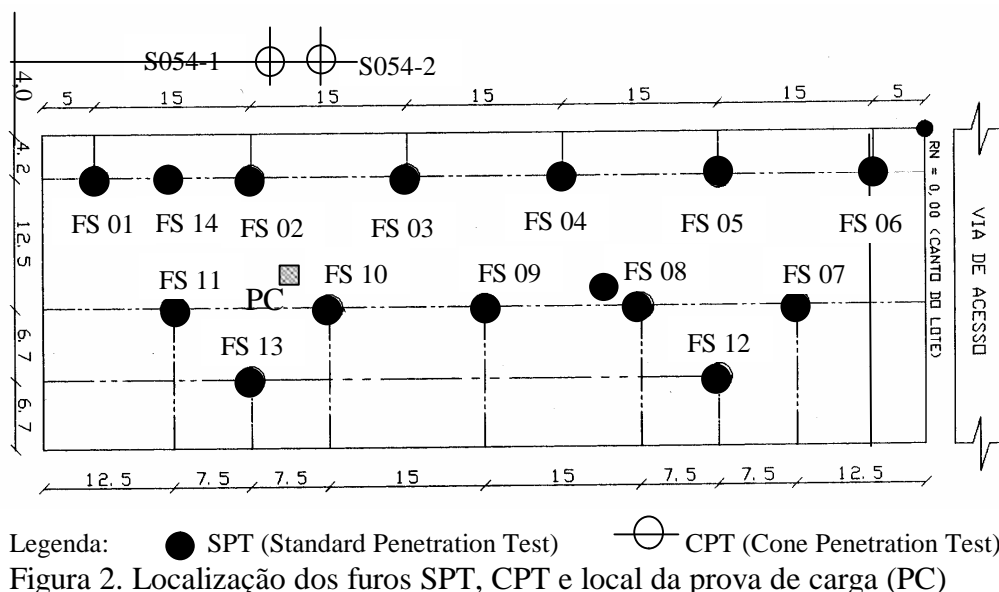
Apresenta-se, a seguir, a localização e os resultados dos ensaios de SPT e CPT. Estes resultados permitiram avaliar o perfil geotécnico local.

Desta forma, com base nos mesmos, conforme disposição apresentada na Figura 2, pode-se afirmar que esta obra e suas fundações estão implantadas em uma região de aterro consolidado de

aproximadamente 4 m, sobrejacente a uma argila porosa fofa a média, de espessura total de aproximadamente 20 m.

Os 14 ensaios de SPT foram executados segundo a NBR 6484, e após a escavação do subsolo (de 4m). São apresentados, na Figura 3a, os resultados de penetração dinâmica N_{SPT} . Nesta nota-se uma tendência de valores constantes (9 golpes com certa dispersão) até 10 m, sendo que, após esta profundidade, existe a tendência de crescimento até valores da ordem de 60 golpes. Na Figura 3b é apresentado o perfil geotécnico generalizado para a obra, baseado na descrição táctil-visual do SPT. No local o NA variou entre 7 a 10 m.

Os resultados obtidos de CPT, não apresentados, são típicos da argila porosa de Brasília, com resistências de ponta entre 2 a 6 MPa e resistências laterais abaixo dos 0,4 MPa. Os ensaios de cone, portanto, validam o perfil geotécnico encontrado no local, com base em experiência já existente



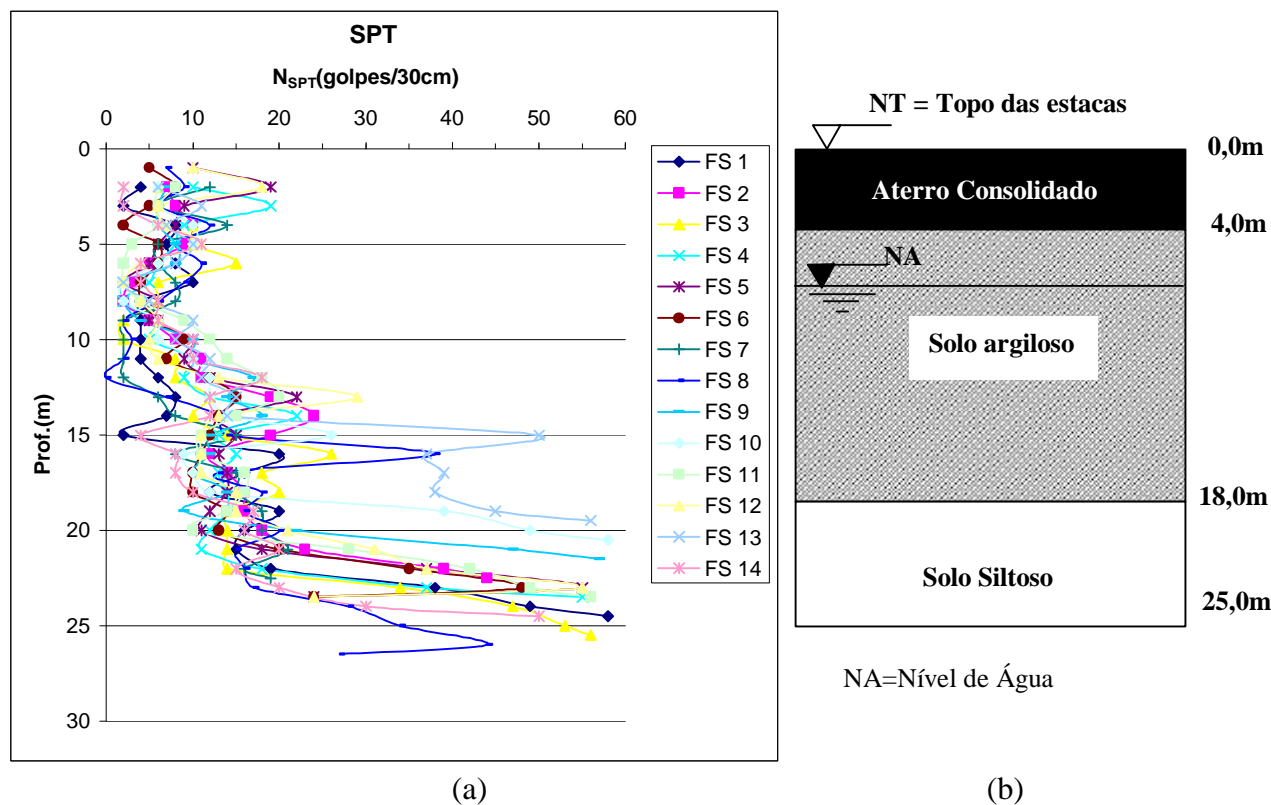


Figura 3. (a) Valores do índice de resistência à penetração N_{SPT} ; (b) Perfil generalizado baseado no SPT.

no Distrito Federal (Mota et al. (2000)), tendo sido realizados segundo os preceitos da Norma Brasileira.

INSTRUMENTAÇÃO DA ESTACA

A instrumentação seguiu os procedimentos apresentados por Cintra e Toshiaki (1988) onde se encontra a seqüência de passos necessários para se trabalhar com extensômetros elétricos em estacas. Utilizou-se de extensômetros do tipo KFG-1-120-C11-11, com configuração unidirecional, tolerância da resistência de 120%, e constante $k = 0,213$ (calibrado pelo fabricante).

Foram instalados seis pares de extensômetros elétricos ao longo de uma barra de 16 mm de diâmetro, que se posicionou centralmente à região central da fundação, garantindo um bom contato entre a barra instrumentada e o concreto. Outros procedimentos de imersão da barra instrumentada existem, como por exemplo a metodologia preconizada por Albuquerque et al. (2001), que utiliza uma bainha metálica antes da introdução da barra na fundação, com posterior injeção de nata de cimento. Porém, este procedimento foi simplificado na instrumentação aqui realizada. Verificou-se ainda que valores do ensaio de abatimento (*Slump Test*) inferiores a 24 cm

dificultavam, e até impossibilitavam, a penetração da barra instrumentada.

Utilizou-se ligação de $\frac{1}{4}$ de ponte nos extensômetros elétricos, como descrito por Barreto Júnior (1998), pois a prova de carga foi realizada no período noturno, não apresentando maiores problemas quanto à possível variação de temperatura. Os extensômetros foram colocados nas profundidades de 0.25m, 4.25m, 8.25m, 12.25m, 16.25m, e 18.30m da fundação.

A Figura 4 apresenta o resultado da instrumentação e a transferência de carga ao longo da profundidade.

Com base nesta figura foi construída a Figura 5, onde se observa a relação percentual de carga última do ensaio (considerada 1100 kN) em relação à porcentagem de carga que chega à base da fundação (em relação à carga aplicada ao topo da mesma). Nota-se que a fundação só começou a mobilizar carga em sua ponta quando cerca de 21% da carga total já havia sido aplicada em seu topo. Na condição última, de 100% da carga aplicada, cerca de 25% da carga de topo chegou até a base da fundação. Considerando, de forma simplificada, que a carga de trabalho desta fundação seja metade da carga última aplicada, observa-se que, nesta condição, cerca de 12% da carga de topo chegou até a base da fundação. Este percentual está de acordo e abaixo do valor máximo (20%) permitido

pela Norma Brasileira de Fundações, NBR 6122 (ABNT (1996)).

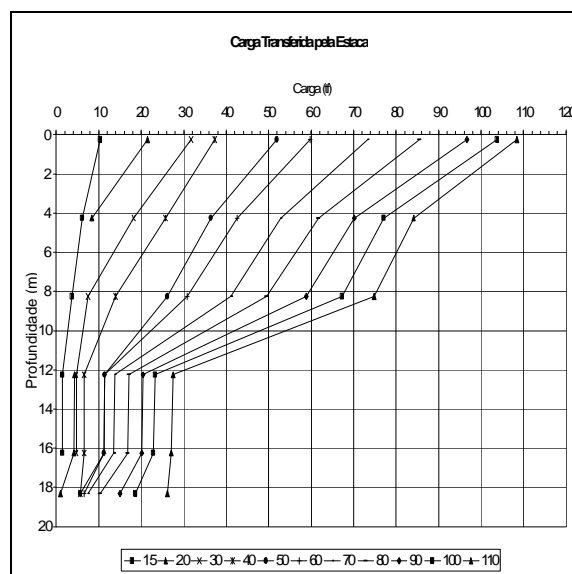


Figura 4. Transferência de carga observada durante a prova de carga.

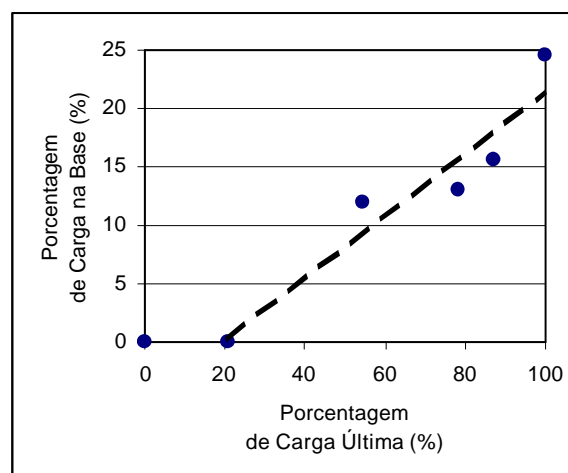


Figura 5. Resultados experimentais oriundos da transferência de carga

Vale finalmente citar que a instrumentação da estaca foi realizada com os alunos, técnicos e professores, além da infraestrutura técnica, do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília. Contou-se, ainda, com o apoio de empresas de engenharia local.

PROVA DE CARGA

Realizou-se a prova de carga estática (PC) com carregamento lento nas proximidades do furo de sondagem FS10 (ver Figura 2), seguindo o procedimento recomendado na Norma Brasileira NBR 12131 (ABNT (1991)).

A estaca ensaiada possuía um diâmetro de 0.40 m e comprimento de 18.5 m. Executaram-se dois tubulões adjacentes a com diâmetro de 0.7 m cada para o suporte e reação vertical do macaco de ensaio.

No estágio de carregamento correspondente a 1100 kN uma das barras de ancoragem rompeu, impedindo levar a fundação à ruptura geotécnica da mesma. Desta forma a carga última de ruptura foi obtida via método de extrapolação de Van Deer Veen (1953). Neste caso foi obtida uma carga geotécnica última, ou de ruptura, de aproximadamente 1200 kN.

A Figura 6 apresenta os resultados obtidos na prova de carga, em termos da curva carga versus recalque. O recalque se refere ao valor médio medido por 4 extensômetros mecânicos diametralmente opostos e localizados no topo da fundação. Verifica-se para o último estágio de carga (1100 kN) um recalque elevado de cerca de 23 mm.

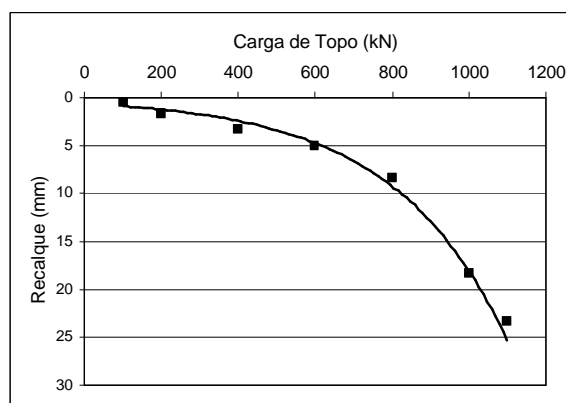


Figura 6. Curva experimental obtida na prova de carga

RETROANÁLISE NUMÉRICA

A retroanálise numérica e as posteriores simulações foram realizadas com o software industrial denominado GEO4, da empresa FINE Professional Civil Engineering Software Company. Este software calcula a curva carga-recalque do topo da fundação carregada verticalmente, além da distribuição de forças normais e cisalhantes ao longo do fuste desta fundação.

Embora seja simples de usar, este software tem um alto potencial para emprego na prática, já tendo sido empregado na Europa em aplicações similares. No Brasil, em particular, esta é uma das primeiras aplicações, já que só recentemente este programa foi (pioneiramente) adquirido pela Universidade de Brasília.

Ele é baseado numa solução semi-analítica. A fundação é modelada

usando-se de elementos de barra tradicionais, enquanto que o solo ao redor desta é descrito por soluções fundamentais e conhecidas das teorias elásticas de camadas estratificadas de terreno. Neste caso, o modelo de Winker-Pasternak (Bittar e Sejnoha, 1996) é utilizado para a simulação do terreno. Esta solução é relacionada ao módulo de Young e coef. de Poisson do solo.

Após a discretização da fundação em elementos de barra uni-dimensionais, a região de influência ao redor de cada um dos nós evolui e aumenta ao longo do carregamento. Esta zona varia de um a dois e meio diâmetros ao redor da fundação, sendo variável durante a análise.

A interface solo-fundação é modelada por nós que se compõe de molas não lineares. No caso de um elemento semi-infinito rodeado por solo a distribuição de tensões é dada em termos das conhecidas soluções de Mindlin. Esta solução é melhorada ao se incorporar ao problema a resistência estrutural do solo, ou seja, seus parâmetros de resistência ao cisalhamento mecânico. A influência do lençol freática é incorporada via teoria de Arquimedes.

O comportamento ao cisalhamento da interface solo-fundação é descrito, portanto, com uma mola de comportamento elástico com um limite de carga, plástico, segundo a condição de ruptura de Mohr-Coulomb. A tensão

normal à superfície lateral da fundação é obtida via tensões geostáticas com um coeficiente de empuxo (K), arbitrado pelo usuário, além de considerar a tensão no repouso da mistura de concreto utilizada para formar a fundação.

Os deslocamentos que são cinematicamente admissíveis e desconhecidos são determinados pela condição de equilíbrio no sentido vertical. Desta forma, a fundação é carregada incrementalmente com a força aplicada ao topo. A força computada em cada mola individual (ou nó) dos elementos unidimensionais é calculada para cada incremento de carga. Estas forças são comparadas com a força limite do elemento, via Mohr Coulomb, e, se estas são maiores, a rigidez da mola é reduzida de forma que para uma dada deformação a força na mola se iguale à força limite.

A não linearidade do material é portanto refletida pelo uso de módulos secantes e variáveis para a curva tensão cisalhante versus deformação da interface.

A solução final é encontrada após a interação de todos os elementos, e redistribuição de cargas pelas molas em cada nível de incremento de carga. O gradual amolecimento das molas individuais (pela redução de rigidez) leva à curva não linear carga-recalque da fundação. Maiores detalhes são apresentados em Geofine (2002).

A retroanálise da fundação foi executada por “tentativa e erro”, de forma que uma boa concordância entre a curva carga-recalque experimental e teórica pudesse ser encontrada. Foram levadas em conta, nesta avaliação, as ordens de grandeza dos parâmetros já obtidos por Mota (2002), para fundações assentes na argila porosa de Brasília, com o uso deste mesmo software. Desta forma, os parâmetros obtidos e a comparação de resultados são apresentados na Tabela 1 e Figura 7 respectivamente.

Tabela 1. Parâmetros da retroanálise

| Camada | Z (m) | ϕ' (deg) | C' (kPa) | E (MPa) |
|---|----------------------------|---------------|------------|---------|
| Aterro | 0 a 4 | 25 | 0 | 25 |
| Argila (I) | 4 a 8 | 27 | 15 | 20 |
| Argila (II) | 8 a 15 | 27 | 5 | 40 |
| Argila (III) | 15 a 25 | 27 | 5 | 100 |
| Rocha | (>25m) <i>Indeformável</i> | | | |
| Outros Parâmetros do Solo: Poisson = 0.3; $\gamma = 16.5 \text{ kN/m}^3$; Coef. Empuxo (K) = 0.4 | | | | |
| Parâmetros da Fundação: E = 20000 MPa; $\gamma = 25 \text{ kN/m}^3$ | | | | |

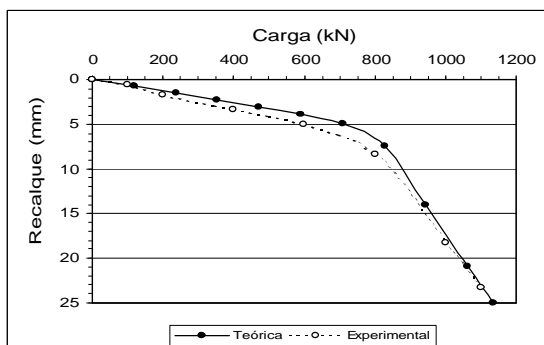


Figura 7. Retroanálise numérica – comparação de resultados

Vale ressaltar que a definição das camadas de solo da Tabela 1 levou em conta o perfil geológico-geotécnico, e as resistências N_{SPT} , obtidos com as sondagens SPT expressas na Figura 3.

Foi ainda observado que a porcentagem de carga transmitida à base da fundação, segundo análise numérica, foi inferior aos valores observados experimentalmente (segundo Figura 5). No caso numérico, para a condição última, de 100% da carga aplicada, cerca de 37% da carga de topo chegou até a base da fundação (contra 25% experimental). Na carga de trabalho desta fundação, observa-se que cerca de 6% da carga de topo chegou até a base da fundação (contra 12% experimental). Isto significa que, apesar do bom ajuste da Figura 7, o atrito lateral considerado na simulação foi de fato distinto do real valor ocorrido na prática – indicando que um pequeno refinamento da retroanálise ainda se faria necessária.

SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

Os parâmetros obtidos da análise já realizada, a título de estudo paramétrico, são plenamente válidos. Logo, o estudo paramétrico foi realizado com a variação do comprimento da fundação (mantendo o diâmetro em 0.4m-original) e com a variação do diâmetro da mesma (mantendo

o comprimento em 18.5m-original). As características do terreno foram mantidas iguais às obtidas na retroanálise. Utilizou-se, igualmente, do software GEO4.

A Figura 8 apresenta os resultados da simulação para distintos comprimentos. A curva pontilhada é a referente a situação original (obtida via retroanálise). Nesta se observa que para fundações até 15m de profundidade, aproximadamente, haverá um comportamento elasto-plástico (logo com ruptura progressiva) do comportamento da fundação. Para fundações com 25m, assentes na rocha, a deformação será puramente elástica, em função da compressão do concreto, além de uma mínima parcela de contribuição oriunda da própria rocha. Observa-se ainda o ganho em capacidade de carga, e redução de recalque, pelo aumento gradual do comprimento da fundação.

Observa-se, no entanto, que não há muita diferença de resultado para recalques finais inferiores a 5 mm (exceto para $L = 8$ m). Este resultado indica que, se este for o recalque final fixado para esta fundação, e a depender do nível de carga ao topo da mesma, comprimentos entre 15 a 25 m poderão ser utilizados (em termos de economia valerá a pena se adotar os menores comprimentos).

A Figura 9 apresenta os resultados da simulação para distintos diâmetros. A curva pontilhada também se refere à condição

original. Nesta figura pode ser notado que o comportamento em todas as situações será, tipicamente, elasto-plástico. Isto se deve a constancia da profundidade da estaca, assente em material rijo porém compressível (e sujeito ao desenvolvimento de ruptura plástica). Pode ser observado o crescente aumento de capacidade de carga, e redução de recalque, pelo aumento gradual do diâmetro da fundação.

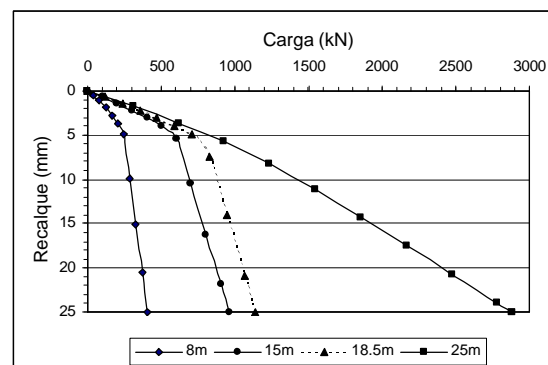


Figura 8. Simulação numérica – distintos comprimentos (dia = 0.4 m)

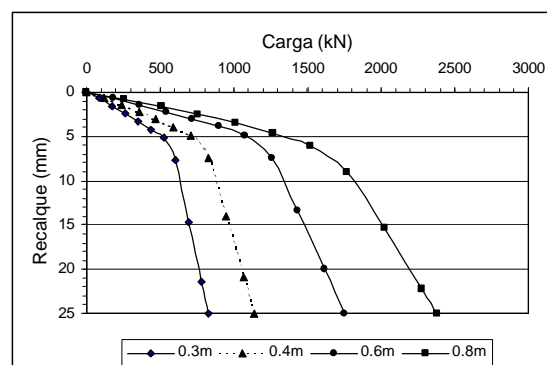


Figura 9. Simulação numérica – distintos diâmetros ($L=18.5$ m)

Nota-se, igualmente ao caso anterior, que a variação de resultado de curvas carga-recalque não é significativamente grande para recalques inferiores a 5 mm.

Novamente vale a observação de que, caso este seja o critério de recalque máximo, e a depender do nível de carregamento da fundação, distintos diâmetros (entre 0.3 a 0.8 m) poderão ser adotados em projeto. De fato, a nível prático no Distrito Federal já é comum a definição, em projetos de fundações escavadas, de distintos diâmetros para a mesma obra.

CONCLUSÕES

O presente exercício numérico demonstrou, e comprovou, a importância de se instrumentar obras em execução para o balizamento de ferramentas numéricas de uso prático em engenharia de fundações. Com base na ferramenta numérica aqui empregada, foi possível se simular cenários distintos para diferentes fundações assentes no mesmo material, e localizadas na mesma obra.

Estes cenários sem dúvida ajudam ao engenheiro projetista e ao construtor a delinear melhor, e de forma otimizada (logo com economia), o projeto de fundações para o local em estudo.

Vale finalmente concluir que a interação universidade/indústria é fundamental para o ganho de conhecimento e difusão dos mesmos em todos os setores da engenharia, ou seja, da academia às empresas projetistas e construtoras da região.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem o apoio financeiro propiciado pelo CNPq e pela CAPES às pesquisas realizadas e em andamento do Programa de Pós Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília.

Os autores também agradecem ao Consórcio Base Ltda. pelo apoio a pesquisa na obra em questão.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT Brasil (1980). NBR 6484 Execução de sondagens de simples reconhecimento dos solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro
- ABNT Brasil (1991). NBR-13131 Prova de Carga Estática. NBR. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- ABNT Brasil (1996). NBR 6122 Projeto e Execução de Fundações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Rio de Janeiro.
- Albuquerque, P. J. R., Massad, F., Carvalho, D., Ferreira, M. A. M. (2001). Comportamento à Compressão de Estacas Escavadas, Hélice Contínua e Hélice tipo Ômega, em Solo Residual de Diabásio. Campinas, São Paulo - SP.

- Aoki, N. e Velloso, D.A. (1975). Um método aproximado para estimativa da capacidade de carga de estacas. Panamerican Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, pp. 367-376, Buenos Aires.
- Barreto Júnior, E. (1998). Instrumentação e Extensometria. Módulo I. Aprenda extensometria. Ilha Solteira, São Paulo.
- Bittar, Z e Sejnoha, J. (1996). Numerical methods in structural mechanics. ASCE Press, Thomas Telford, New York, 422 p.
- Cintra, J.C.A. e Toshiaki, T. (1988). Instrumentação de Modelos de Estacas com "Strain Gages". Publicação 049/88. USP-SC. São Carlos, São Paulo – SP.
- Cunha, R.P., Pereira, J.H.F., Soares, J.M., Mota, N.M.B. e Poulos, H.G. (2001). Backanalyses of field loading tests on deep foundations in a tropical clay. XV International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – XV ICSMGE, Istanbul, Vol. 2, pp.869-872.
- Décourt, L. e Quaresma, A.R. (1978). Capacidade de Carga de Estacas a partir de valores de SPT. VI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Vol.1, pp.45-53, Rio de Janeiro.
- Geofine (2002). GEO4 Software Manual. FINE Professional Civil Engineering Software Company. CD Rom. Prague.
- Mazurkiewicz, B.K. (1972). Test Loading of Piles According to Polish Regulations. Royal Swedish. Acad. Of Engng. Sciences. Comm. On Pile Research, Report n. 35, Stockholm, 20.
- Mota, N. M. B., Cunha, R.P., Pereira, J.H.F. e Cortopassi, R.F. (2000). Avaliação da Capacidade de Carga de Fundações Profundas Assentes no Solo Poroso de Brasília-DF via Ensaio de Cone (CPT). SEFE IV, São Paulo, Vol. 1, pp. 320-332.
- Mota, N.M.B. (2002). Avaliação de metodologias de projeto e comportamento de fundações profundas assentes em solos colapsíveis via ensaios de campo. Tese de Doutorado em Andamento. Programa de Pós Graduação em Geotecnia. Universidade de Brasília.
- Penna, A. S. D., Caputo, A. N., Maia, C. M., Palermo, G., Gotlieb, M., Paraíso, S.C. e Alonso, U.R. (1999). Estaca Hélice-Contínua: Experiência Atual. ABMS/ABEF Editores. São Paulo.
- Silva, C.M., Soares, J.M., Cunha, R.P. e Mota, N.M.B. (2002). Transferência de carga em estaca tipo hélice contínua instrumentada e executada no Distrito Federal. XI COMBRAMSEG. São Paulo, Novembro (a ser publicado).
- Van Der Veen, C. (1953). The Bearing Capacity of a Pile. Proc. Third Int. Conf. Soil Mechanics Foundation Engineering, Vol. II, pp. 84-90, Zurich.