

## Avaliação Comparativa de Resultados de Provas de Cargas Estáticas em Condições de Inundadas e Não Inundadas sobre Solo da Formação Barreiras em Fortaleza/CE

Anderson Antônio Gervásio da Silva

Sergio Velloso Engenheiros Consultores e Projetos, Belo Horizonte/MG, Brasil, Universidade FUMEC, [anderson@sergioveloso.com.br](mailto:anderson@sergioveloso.com.br)

Sandro Eduardo Lima Pinto

Sergio Velloso Engenheiros Consultores e Projetos, Belo Horizonte/MG, Brasil, [sandro@sergioveloso.com.br](mailto:sandro@sergioveloso.com.br)

Márcio Tadeu da Silva.

Sergio Velloso Engenheiros Consultores e Projetos, Belo Horizonte/MG, Brasil, [marcio@sergioveloso.com.br](mailto:marcio@sergioveloso.com.br)

Hedmilson Ferreira Bragança

Sergio Velloso Engenheiros Consultores e Projetos, Belo Horizonte/MG, Brasil, [hedmilson@sergioveloso.com.br](mailto:hedmilson@sergioveloso.com.br)

Sérgio Maurício Pimenta Velloso Filho

Universidade FUMEC, Belo Horizonte/MG, Brasil, [spveloso@sergioveloso.com.br](mailto:spveloso@sergioveloso.com.br)

Luis Fernando Farah de Araújo

Sergio Velloso Engenheiros Consultores e Projetos, Belo Horizonte/MG, Brasil,

**RESUMO:** Este trabalho tem por objetivo comparar e avaliar o comportamento do solo superficial da formação Barreiras localizado na cidade de Fortaleza/CE, sob a atuação de carregamentos lentos, decorrentes de provas de carga estática sobre placa, para condições de apoio no solo com umidade natural e mediante à inundação prévia. Esta pesquisa, visou a possibilidade de aplicação da filosofia de fundação em radier, na construção de edificações multifamiliares de 5 pavimentos. O trabalho foi motivado pela necessidade de se verificar possíveis discrepâncias e suas grandezas, no que se refere-se à capacidade de suporte do provável solo de fundação, assim como estimar o coeficiente de reação vertical ( $k_v$ ) para as duas situações. Campanha de sondagens à percussão e ensaios de caracterização foram realizadas previamente, com intuito de corroborar com a escolha dos locais onde seriam realizadas as provas de carga. As provas de carga foram distribuídas de forma a caracterizar as situações extremas no que concerne as questões qualitativas do provável solo de fundação, sendo conduzidos 02 ensaios na condição natural, e outros 02 com indução de inundação prévia do provável solo de fundação. Os resultados adquiridos, denotam redução de aproximadamente 3,7 vezes na capacidade de suporte da prova de carga inundada, quando se comparado aos da condição não inundada. A constatação de elevada variação nos parâmetros, proporcionada pelos ensaios no primeiro empreendimento, levou ao descarte da solução em radier. Porém, com a menor variação observada nos resultados do segundo par de ensaios, a adoção da solução de fundação em radier para o segundo empreendimento se mostrou, em uma análise inicial, possível.

**PALAVRAS-CHAVE:** Fundação, Prova de carga Sobre Terreno, Radier, Solo Colapsível.

## 1 INTRODUÇÃO

Visto o crescimento no setor habitacional em um passado recente com incentivo dos programas de desenvolvimento do governo federal, as empresas do setor de construção destas modalidades habitacionais se empenham em buscar soluções de engenharia que promovam segurança, concomitantemente com redução de prazos de execução e custos operacionais. Tal busca, se evidencia ainda mais quando se considera o atual cenário econômico recessivo o qual o país atravessa. No ramo de fundações não é diferente, onde vários estudos recentes tem-se direcionado na busca para a contribuir com a racionalização de custos, criando alternativas quanto a execução de sistemas de fundações. No tocante à filosofia de fundações diretas, soluções de maior simplicidade e alvo deste trabalho, é citado dentre outros, o trabalho Aguiar et. al., (2014), que estuda a extrapolação do coeficiente de reação em solos arenosos na cidade de Fortaleza/CE, a partir da execução de provas de cargas em placa, comparando os resultados obtidos através da proposta de Terzaghi (1955) e Cintra (2005). Medeiros et. al., (2014) realizou ainda dois trabalhos distintos, sendo que em um, foram apresentados resultados da previsão do coeficiente de reação vertical de solos arenosos de baixa compactidade de Fortaleza a partir de sondagens a percussão e provas de carga direta. No segundo trabalho, um estudo de caso em Fortaleza, foram apresentados resultados da avaliação da utilização de fundação do tipo radier com base na estimativa dos recalques, concluindo que, o uso da filosofia de fundação em radier, deve-se restringir a edificações de pequeno porte, dentre 4 a 5 pavimentos.

## 2 MATERIAIS E MÉTODOS

Mediante à disponibilização inicial de sondagens à percussão, a alternativa de emprego de solução de fundações em radiers foi suscitada para os empreendimentos estudados, fazendo-se necessária, a complementação da campanha investigativa para realização de estudos que ratificassem tal possibilidade.

Foram realizados ensaios de caracterização do solo de potencial apoio e executada campanha de

provas de carga em placa. Em atenção à bibliografia técnica e trabalhos científicos locais, onde existe indicação de ocorrência de materiais susceptíveis à colapsibilidade, idealizou-se que os parametros de dimensionamento das estruturas, deveriam contemplar possibilidade de inundação do solo de apoio, por eventos pluviométricos rigorosos ou até mesmo por deficiência de sistemas hidráulicos contíguos.

Este trabalho teve como objetivo principal, avaliar os recalques obtidos nas provas de cargas realizadas, em condições de umidade natural (para o período em que o ensaio foi realizado), bem como os recalques obtidos em provas de cargas onde houve a imposição de inundação do solo subjacente, de forma a simular eventual elevação do teor de umidade pelos motivos retro mencionados.

Para tal, dois sítios foram selecionados, sendo um para cada empreendimento. Tais escolhas se deram a partir dos resultados de resistência oferecidos pelas sondagens à percussão. A seleção dos locais privilegiou as inspeções que ofertaram menor índice  $N_{SPT}$ , de forma a estudar conseqüentemente, a região que apresentasse piores valores resistentes. Os índices de  $N_{SPT}$  e o tipo de solo estão apresentados na Tabela 1. Ensaio de caracterização foram realizados ainda, a fim de identificar a predominância de solo argiloso e demais características.

A partir da escolha dos locais dos ensaios, procedeu-se com escavação de 1,15m de profundidade média, buscando horizonte de solo o qual se enquadrasse nas condições mínimas para realização das provas de cargas e eventual apoio da estrutura. O solo sobre este horizonte não satisfazia as condições básicas para adoção da filosofia de fundação em radier, tratando-se de material predominantemente arenoso, de baixa compactidade, com evidente presença de matéria vegetal. Esta camada superficial, seria removida e substituída por aterro compactado de material selecionado caso as análises deste sítio se mostrassem satisfatórias.

Tabela 1. Características dos solos do campos de teste

	Campo de teste	
	C1	C2
N <sub>SPT</sub> médio até a profundidade 2B	3	6
Solo predominante	Areia siltosa	Areia siltosa

Para a execução das provas de cargas, foi utilizado sistema de reação com carqueira, onde empregou-se contanier marítimo reforçado, preenchido de areia e com massa de aproximadamente 250 kN. Esta carqueira foi apoiada em estrutura metálica devidamente nivelada, de forma a possibilitar o carregamento da placa, cujo diâmetro foi de 80cm, sem ocasionar perturbação ao material ensaiado.

Para a execução das provas de cargas sob condição inundada, adotou-se reservatório de água com fluxo conduzido gravitacionalmente para a região da placa, com carga hidráulica de aproximadamente 2,00m de altura. Para auxílio da inundação foram escavados 10 poços (estacas tipo broca), com 30cm de diâmetro e 3,00m de profundidade, distribuídas radialmente ao redor da placa, conforme figura 1.

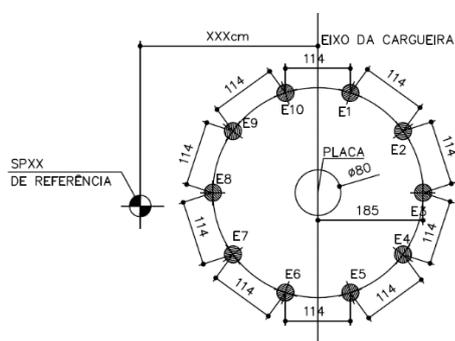


Figura 1. Esquema de locação de poços de inundação

Para esta condição, houve ainda inundação ininterrupta na região de contato da placa. A definição da locação das estacas se deu a partir do critério empírico de propagação dos carregamentos pela relação 2:1, para que não houvesse influência significativa das escavações no maciço de solo a ser mobilizado.

As figuras a seguir ilustram o sistema de carregamento adotado, assim como as escavações para inundação e demais aparatos utilizados para execução das provas de cargas sobre terreno.

Os deflectômetros possuem precisão centesimal e a placa metálica do sistema de aplicação dos carregamentos uma área de 0,5m<sup>2</sup>, equivalente ao diâmetro de 80cm.

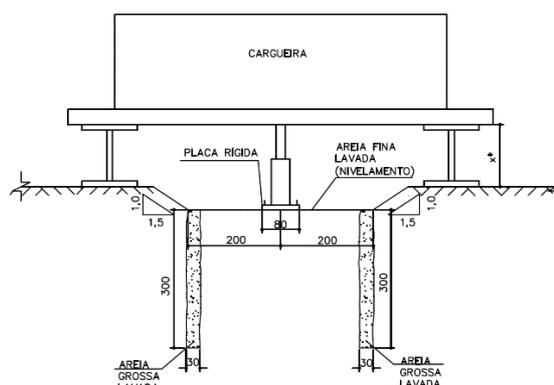


Figura 2. Esquema executivo das provas de cargas.



Figura 3. Placa em carga.



Figura 4. Carqueira empregada.



Figura 5. Reservatório de água com dispositivos para inundação das escavações radiais.

### 3 PROVAS DE CARGAS SOBRE TERRENO E SEUS RESULTADOS

As provas de cargas foram realizadas na cidade de Fortaleza/CE, no bairro Maraponga, onde será erigido complexo residencial, dividido em quatro empreendimentos, sendo em dois destes, os locais de realização dos ensaios. Para identificação dos sítios e provas de cargas, foi adotada a seguinte nomenclatura: PCE01-C1 representa a prova de carga realizada sob condições de umidade natural no campo de teste 01 e PCE02-C1, a prova de carga sob condições de inundação deste mesmo campo de teste. As provas de carga PCE03-C2 e PCE04-C2 representam, respectivamente, as condições naturais e inundadas, para o campo de teste 02.

#### 3.1 Provas de cargas do campo teste 01

O método de execução convencional, identificado como PCE01, foi executado a uma profundidade de 1,10m a partir da superfície do terreno. A duração desta prova de carga foi de 3 dias, sendo que os carregamentos foram efetuados em 5 estágios, até alcance de recalque de 25,94mm a uma carga de 125kN.

A segunda prova de carga, executada sob condições de inundação prévia, e mantida assim durante todo o ensaio, teve duração de 1 dia. A mesma foi realizada a uma profundidade de 0,8m em relação a superfície do terreno. Os carregamentos induzidos nesta prova de carga se deram em apenas dois estágios, onde observou-se já para o segundo estágio, um deslocamento de 29,64mm a uma carga de 40kN.



Figura 6. Processo de inundação das estacas de areia e região de contorno da placa.



Figura 7. Indução de inundação sob a placa no ensaio PCE02-C1

Ao fim do ensaio PCE02, observou-se um deslocamento não uniforme da placa, sugerindo que a inundação não ocorreu de forma uniforme sob a região da placa. A constatação de distorção no ensaio, salienta a sensibilidade do material local à elevação da umidade, levando a colaborar com a suspeita de colapsibilidade do solo.

#### 3.2 Provas de cargas do campo teste 02.

Neste segundo campo de teste, as provas de cargas foram realizadas no mesmo ponto, a uma profundidade de 1,50m em relação à superfície, com algumas adaptações em relação aos procedimentos executados nas provas de cargas do campo de teste 01. Tais adaptações foram adotadas de forma a simular potencial situação pós-obra, onde poderia ocorrer processo de inundação devido à precipitação de chuvas ou até mesmo por falência de redes hidráulicas adjacentes ao radier, caso esta filosofia de fundação viesse a ser adotada. Desta forma, seria possível a estimativa do comportamento mecânico do solo sob estas condições, uma vez que o solo estaria previamente carregado e o recalque primário já ocorrido, possibilitando assim a avaliação exclusiva da parcela adicional de deslocamento pós inundação.

A prova de carga PCE03-C2, foi executada em aproximadamente 3 dias, onde os carregamentos foram aplicados em 6 estágios, sendo alcançada no último, carga de 150kN para um deslocamento de 3,21mm, quando da paralisação do ensaio. Tal paralisação se deu devido ao fato de que as deformações estavam ocorrendo de forma muito lenta para cargas relativamente elevadas, além de já terem sido suplantados os valores de tensão inicialmente estabelecidos para o porte das edificações que seriam erguidas.

Como retro mencionado, a prova de carga

PCE4-C2 foi realizada no mesmo ponto da primeira prova de carga (PCE3-C2), havendo início do processo de inundação imediatamente após estabilização do último estágio (150kN). O processo de inundação foi realizado por 24 horas ininterruptas, sendo acompanhadas leituras dos deflectômetros a cada hora até que as deformações verticais se estabilizassem, as quais ocorreram em 3,48mm. Tal adaptação do ensaio, se deu de forma a verificar a máxima influência do processo de inundação no maciço terroso, no que se refere à mínima tensão de compressão possível de se observar para a situação aplicada, a qual foi de 90,8kN/m<sup>2</sup>. A partir deste ponto, novos incrementos de cargas foram executados, alcançando carga máxima de 100kN, equivalente a uma tensão de 200kN/m<sup>2</sup>. Esta etapa da prova de carga perdurou por mais de 3 dias, observando-se recalque final de 25mm.

#### 4 RESULTADOS OBTIDOS

Nos itens 4.1 e 4.2 serão apresentados os resultados e análises das provas de cargas referentes ao campo de teste 01 e 02 respectivamente.

Pode ser observado nas curvas a seguir que não foi verificada ruptura nítida, ou seja, as tensões são crescentes com os recalques, conforme exemplo de curva citado por Cintra (2011) referente a ensaio equivalente realizado na cidade de São Carlos/ SP.

Pode ser observado nas curvas de carga versus recalque que, os deslocamentos finais em geral, foram da ordem de 25,0mm, face à determinação adotada inicialmente para a paralisação dos ensaios, conforme NBR 6489/1984. Adicionalmente foi adotado como critério de ruptura convencional, o alcance de valor equivalente ao dobro da tensão admissível estimada, o qual foi de 150kPa, estimado a partir dos índices de N<sub>SPT</sub>. Tal estimativa faz referência à recomendação de Alonso (1983) para fundações rasas com N<sub>SPT</sub> ≤ 20, considerando os valores de N<sub>SPT</sub> na profundidade equivalente à 2B (duas vezes o menor lado da fundação) abaixo da cota de assentamento do elemento estrutural de fundação.

##### 4.1 Resultados do Campo de Teste 01

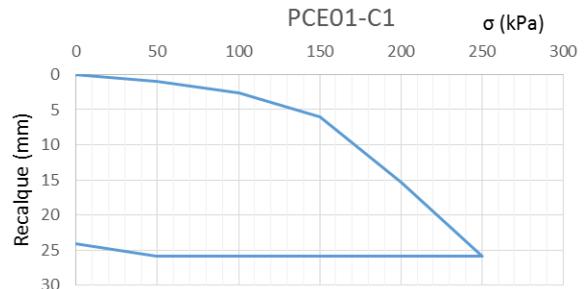


Figura 8. Curva tensão versus deslocamento - PCE01-C1

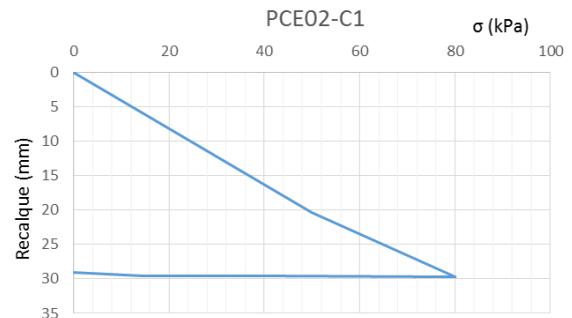


Figura 9. Curva tensão versus deslocamento - PCE02-C1

Podemos observar, a partir das curvas acima, que o decréscimo de resistência, da condição natural para a condição inundada, foi da ordem de aproximadamente 75% para recalques finais de 25mm, evidenciando a sensibilidade do material do campo de teste à variação de umidade.

##### 4.2 Resultado do Campo de Teste nº02

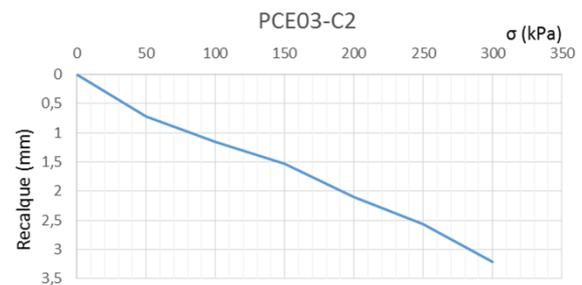


Figura 10. Curva tensão versus deslocamento - PCE03-C2

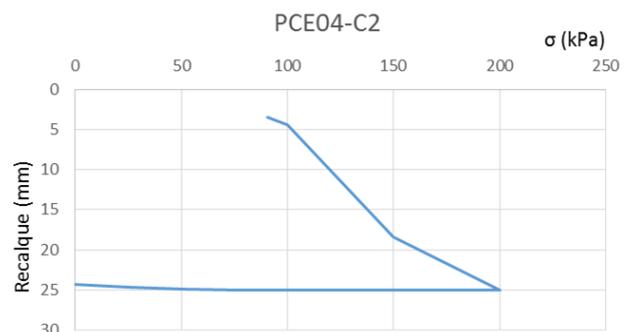


Figura 11. Curva tensão versus deslocamento - PCE04-C2

Conforme verifica-se na figura 10, referente a prova de carga PCE04-C2, o ensaio foi paralisado anteriormente ao recalque de 25mm, como já comentado.

Em relação a prova de carga PCE04-C2, demonstrada pela figura 11, observamos o recalque para 25mm para uma tensão de 200kPa. Observa-se para este último ensaio, que o ponto inicial encontrava-se com tensão equivalente a 90,8kPa para um recalque de 3,48mm visto o carregamento relativo ao último estágio da prova de carga PCE03-C2 não foi mantido e portanto com a inundação e eventual colapso do material de apoio, houve retrocesso na tensão aplicada.

## 5 ANÁLISE DOS RESULTADOS

A seguir serão apresentadas as análises das provas de carga relativas aos dois campos de testes, assim como a estimativa dos coeficientes de reação vertical ( $k_v$ ), necessários ao dimensionamento dos radiers:

### 5.1 Análise das capacidades de cargas admissíveis

As tensões admissíveis para as duas condições, inundadas e não inundada, foram determinadas a partir da análise dos valores de tensões de ruptura convencional, alcançados para deslocamentos de 25mm. Para este critério, o valor da tensão admissível na condição natural é relativo à tensão de ruptura dividida pelo fator de segurança 2. Já para a condição de inundação prévia, ocorrida no ensaio PCE02-C1, as tensões admissíveis no colapso foram determinadas com o uso de um fator de segurança de 1,5, conforme sugerido por Cintra (2009). Finalmente, para a prova de carga PCE03-C2, que foi paralisada prematuramente sem a indicação da provável tensão de ruptura, foi realizada extrapolação da curva tensão x recalque através do método de Van Der Veen modificado por Aoki (1976).

Tabela 2. Tensões de ruptura

Recalque	PCE01-C1	PCE02-C1	PCE03-C2	PCE04-C2
25mm	246 kPa	62 kPa	676 kPa	192 kPa

Para definição das tensões admissíveis foram praticados os coeficientes de segurança retromencionados e sugeridos por Cintra (2009).

Tabela 3. Tensões admissíveis.

PCE01-C1	PCE02-C1	PCE03-C2	PCE04-C2
123 kPa	41 kPa	338 kPa	128 kPa

Como pode-se observar, houve uma redução média, nos dois campos de teste de 3,7 vezes na capacidade de carga, quando comparamos os valores nas condições não inundadas e inundadas. Tal constatação coaduna com a suspeita de colapsibilidade do solo local, fazendo urgir a preocupação com a manutenção das condições não inundadas, caso as soluções em fundações diretas venham a ser empregadas.

### 5.1 Estimativa dos coeficientes de reação vertical do solo ( $k_v$ )

Em relação a estimativa dos coeficientes de reação vertical do solo, parâmetro importante para dimensionamento dos radiers, existem várias hipóteses para verificação destes valores, como a de Winkler (apud Velloso e Lopes, 2011). Este parâmetro, segundo Cintra (2011) é amplamente valorizado pelos calculistas estruturais, sendo muitas das vezes, negligenciada a tipologia do solo.

Terzaghi e Peck (1976) relatam que o coeficiente de reação vertical do solo ( $k_v$ ) está relacionado à tensão atuante no contato elemento de fundação com o solo e as suas respectivas deformações verticais. Desta forma, o coeficiente  $k_v$  é dependente não só das propriedades do solo, mas também das dimensões e geometria das fundações. Este parâmetro pode ser obtido pelo recalque real da estrutura, desde que conhecidos os carregamentos atuantes, através de tabelas de valores típicos, assim como também mediante à realização de ensaios de placa.

Embora possa ser possível estimar diretamente os valores dos coeficientes verticais do solo através dos ensaios de placa, faz-se necessária a aplicação de correções em relação as dimensões e forma da fundação, conforme salientado por Velloso e Lopes (2010). Tal afirmação é justificada pelo fato de que, este coeficiente é uma resposta do solo quanto ao

carregamento efetivo aplicado pela estrutura de fundação. Ainda, segundo autores, no caso de radiers, devido às suas dimensões serem bem maiores, os coeficientes de reação vertical obtidos são muito menores do que os estimados pela curva tensão x recalque. Portanto, se as cargas forem concentradas e espaçadas, pode-se adotar, na correção das dimensões, em substituição ao menor lado do raider (B), uma largura de influência equivalente à 2R, definido a partir da Equação 1.

$$R = \sqrt[4]{\frac{64 * E_c * t^3}{3 * (1 - \nu_c^2) * k_v}} \quad (1)$$

Sendo:

- $E_c$  = Módulo de Yong do material da placa;
- $t$  = espessura do radier;
- $\nu_c$  = coeficiente de Poisson do concreto;
- $k_v$  = coeficiente de reação vertical na prova de carga.

Para o cálculo, foi adotada uma espessura de 22cm para a placa. Para o  $k_v$ , foi adotada a relação direta entre a tensão vertical aplicada para o deslocamento de 25mm para as respectivas provas de cargas. Segundo a bibliografia consultada, os valores do coeficiente de Poisson e Módulo de Young se aproximam de 0,2 e 30.000 MN/m<sup>2</sup>, respectivamente. A largura B foi então corrigida e o valor de 5,80m adotado, correspondente à zona de influência 2R, referente a solução da Equação 1.

Como os resultados das provas de carga realizadas no campo de teste 01 se mostraram inadequadas à prática da alternativa de fundações em radier, pelos elevados recalques e grande sensibilidade do solo à elevação de umidade, as análises se concentraram na estimativa de parâmetros de dimensionamento de radiers para a região governada pelo campo de teste 02.

A partir da Equação 2, foi realizada estimativa do coeficiente  $k_v$  ajustado às dimensões da placa, sendo este identificado como  $k_{v,B}$ .

$$k_{v,B} = k_{v,b} * \frac{b}{B} * \frac{I_{s,b}}{I_{s,B}} \quad (2)$$

Sendo:

- $k_{v,B}$  = coef. de reação vertical do radier;

- $k_{v,b}$  = coef. de reação vertical do ensaio;
- $b$  = dimensão da placa do ensaio;
- $B$  = menor dimensão da fundação;
- $I_{s,b}$  = fator de forma da placa do ensaio
- $I_{s,B}$  = fator de forma da da fundação

Para indicação dos fatores de forma da ( $I_{s,b}$ ) e ( $I_{s,B}$ ), referentes à placa e à estrutura de fundação, foram empregados os valores sugeridos por Perloff apud Velloso e Lopes (2010). A resolução da Equação 2 indica coeficiente de reação vertical do radier ( $k_{v,B}$ ) como aproximadamente 15.000 kN/m<sup>3</sup> para o material ensaiado sob condições naturais ou não inundadas (PCE03-C2). A replicação do procedimento adotado para a prova de carga PCE04-C2, analisando somente o trecho caracterizado pela inundação do solo obtém-se coeficiente de reação vertical do radier ( $k_{v,B}$ ) da ordem de 6.000 kN/m<sup>3</sup>.

Dada a observação de que, mesmo para o campo de teste 2, houve forte redução nos parâmetros de resistência e amortecimento das fundações, o dimensionamento estrutural do radier foi submetido à avaliação do comportamento elástico caso tal variação viesse a ocorrer, como pela decorrência de falência de redes hidráulicas ou acúmulo pluvial em trechos isolados. A figura 12 ilustra as curvas de deslocamento vertical do radier, sendo que as três regiões isoladas referem-se aos valores reduzidos de tensão admissível e coeficiente  $k_v$ , encontrados na condição inundada.

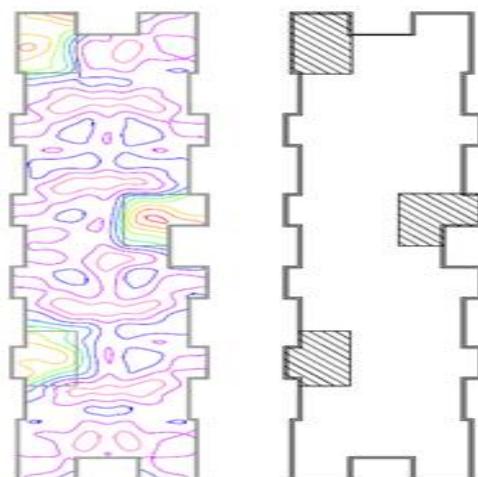


Figura 12. Análise das curvas de deslocamentos verticais no radier geradas mediante à variação localizada da tensão admissível e coeficiente  $k_v$

Desta forma, foi incorporada à rotina de

concepção das estruturas, a verificação e enrijecimento do radier quanto à possibilidade de não conservação dos parâmetros de dimensionamento.

## 6 CONCLUSÕES

A partir dos resultados deste trabalho, conclui-se que o potencial de colapso dos solos de uma determinada região deve ser levado em consideração, principalmente quando há possibilidade de emprego de fundações diretas. Em solos sujeitos à grau de colapsividade, a inundação do material de apoio, durante a realização de provas de carga, municia o projetista geotécnico com informações muito além das fornecidas por campanhas de simples reconhecimento de solos. Salienta-se que, nestes casos, os ensaios de penetração dinâmica como o SPT, sejam executados não só em uma condição de umidade, mas também com inundação. Tal procedimento se justifica pela expectativa de que, com a elevação do teor de umidade do solo, os resultados apresentem também variações, pois o índice NSPT sofre decréscimo com a elevação do teor de umidade, conforme demonstrado por Reginatto (1971). Avaliações de variação dos coeficientes  $k_v$  devem sempre serem levadas em consideração, pois o decréscimo do coeficiente de reação vertical poderão tornar a placa e consequentemente à supra-estrutura, susceptíveis à ocorrência de patologias. Daí, a importância da interação entre os projetistas de fundações e estruturais. Portanto, a partir de tal interação, levando-se em consideração os resultados obtidos no campo de teste 02, foi possível compatibilizar a variação dos parâmetros do solo que possam vir a ocorrer, uma vez que não há garantia do aumento uniforme do teor de umidade sob o radier. Assim, após avaliação e enrijecimento do radier, a adoção desta filosofia foi adotada para o campo de teste 02.

## AGRADECIMENTOS

Os autores expressam seus agradecimentos à “MRV Engenharia e Participações S.A.” e à

“RKS Engenharia de Estruturas” pelo apoio nesta pesquisa e à toda equipe da “Rocha Brasil Engenharia Ltda” pela atenção e profissionalismo disponibilizados durante a realização das provas de cargas.

## REFERÊNCIAS

- Aguiar, M. F. P., Oliveira, F. H. L., Matos, Y. M. P., Monteiro, F. F. . *Estudo da Extrapolação do Coeficiente de Reação Vertical em Solos Arenosos para Fundações a partir de Provas de Carga em Placa*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG, Goiânia, GO, Brasil, 2014.
- Alonso U. R. *Exercícios de fundações*. São Paulo, SP, Brasil, 1983. 108 p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Projeto e execução de fundações*: NBR 6122. Rio de Janeiro, 2010. 91p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Execução de Sondagem de Simples Reconhecimentos de Solos*. Rio de Janeiro, 2001. 17p.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. *Prova de carga direta sobre terreno de fundação*. Rio de Janeiro, 1984. 2p.
- Campos, J. C. *Elementos de Fundações em Concreto*. Oficina de Textos. São Paulo, SP, Brasil, 2015. 542 p.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N. *Fundações Diretas Projeto Geotécnico*. Oficina de Textos. São Paulo, SP, Brasil, 2011, 140 p.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N. *Projeto de Fundações em Solos Colapsíveis*. EESC-USP, São Paulo, SP, Brasil, 2009. 108 p.
- Medeiros, P. M., Neto, S. A. D., Moura, A. S. *Avaliação da Utilização de Fundação do Tipo Radier com Base na Estimativa dos Recalques: Estudo de Caso em Fortaleza-CE*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG, Goiânia, GO, Brasil, 2014.
- Medeiros, P. M., Moura, A. S., Cunha, R. P. *Previsão do Coeficiente de Reação Vertical de Solos Arenosos de Baixa Compacidade de Fortaleza a partir de Sondagens a Percussão e Provas de Carga Direta*. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. COBRAMSEG, Goiânia, GO, Brasil, 2014.
- Velloso, D. A. e Lopes, F. R. (2011) *Fundações*, 2. ed., Oficina de Textos, São Paulo, SP, Brasil, 569 p.