

INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA EM UM EDIFÍCIO COM FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Juliano Nunes Barbosa da Silva (UFAL) E-mail: juliano.silva@delmiro.ufal.br

Vinicius Costa Correia (UFAL) E-mail: vinicius.correia@delmiro.ufal.br

Resumo: Costumeiramente, os projetos estruturais são concebidos sobre apoio rígido, isto é, sem deslocamento em sua base, no entanto, na realidade a estrutura está apoiada sobre o maciço de solo deformável, alterando os esforços e deslocamentos da estrutura. Neste contexto, este trabalho pretende comparar os esforços internos e os deslocamentos entre um modelo sobre apoio fixo e modelos sobre apoio flexível, além de analisar diferentes tipologias de solos, a fim de verificar a influência da sua resistência nas variações dos resultados. Para isso, foi desenvolvido um edifício comercial com 5 pavimentos sobre fundações superficiais, com análise estrutural feita por meio do software Eberick V10 da AltoQi®. Para o cálculo dos recalques e coeficientes de mola foi desenvolvido uma planilha com linguagem Visual Basic (VB) pela plataforma Microsoft Excel, a fim de acelerar este processo. As mudanças dos resultados ficaram mais evidentes nos membros próximos à fundação, justificadas pelo aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. Além disso, verificou-se que o solo com menor coeficiente de reação e menor resistência tende a sofrer maiores discrepâncias nos resultados. Em geral, as variações dos esforços internos e dos deslocamentos foram significativos ao considerar a interação solo-estrutura, justificando sua relevância em um projeto estrutural. Conclui-se que o seu desprezo pode gerar resultados longe da realidade, prejudicando a segurança e estabilidade das edificações.

Palavras-chave: Interação solo-estrutura, Análise estrutural, Fundações rasas.

SOIL-STRUCTURE INTERACTION IN A BUILDING ON SHALLOW FOUNDATIONS

Abstract: Usually, the structural designs are designed on rigid support, namely, without displacement at its base, however, in reality the structure is supported on the massif of deformable soil, changing the forces and displacements of the structure. In this context, this paper lens to compare the internal forces and displacements between a model on fixed support and models on flexible support, as well as to analyze different soil typologies, in order to verify the influence of their resistance on the variations on the results. For this, was developed a 5 floors commercial building across shallow foundations, with structural analysis taken through the Eberick V10 software from AltoQi®. For the calculation of the settlements and spring coefficients was developed a worksheet with Visual Basic (VB) by Microsoft Excel platform, in order to accelerate this process. The changes in the results were more evident in the members near the foundation, justified by the increase in the stiffness of the structure with the increase in the number of floors. In addition, it was found that the soil with smaller reaction coefficient and smaller resistance tends to suffer greater discrepancies in the results. In general, the variations in internal forces and displacements were significant when considering the soil-structure interaction justifying its relevance in a structural design. It is concluded that their contempt can generate results far from reality, damaging the safety and stability of buildings.

Keywords: Soil-structure interaction, Structural analysis, Shallow foundations.

1. Introdução

Grande parte dos projetos estruturais são concebidos com a hipótese de apoio rígido. Essa suposição é praticada há várias décadas, sendo justificada devido à grande dificuldade em analisar edifícios sobre apoio flexível, assim como, pela falta de computadores e softwares específicos. Com a atual tecnologia e a chegada de softwares para análise estrutural e comportamental, esse panorama poderia ter sido mudado drasticamente. No entanto, ainda assim, os projetos são realizados com a mesma hipótese simplista de uma estrutura que não sofre influência devido à deformação do solo.

Muitas vezes, isso acontece devido à falta de comunicação entre os projetistas estruturais e de fundação, assim como, em virtude da falta de informação de ambos. Segundo Iwamoto (2000), este problema está relacionado com a escolha do sistema de referência, uma vez que, enquanto o projetista estrutural tem sua atenção voltada para cima, o engenheiro de fundação resume sua análise somente para baixo, justificando a distância entre os profissionais.

De acordo com Souza e Reis (2008), assumir apoios indeslocáveis sob um edifício pode conduzir à resultados longe da realidade física. Na realidade, o comportamento de um edifício está associado com a interferência entre a superestrutura, a infraestrutura e o maciço de solo, denominando o fenômeno de interação solo-estrutura (ISE). Esta consideração torna a análise mais próxima da realidade, visto que, com base na avaliação dos seus deslocamentos e rotações devido à deformação do solo, os esforços e deslocamentos gerados podem sofrer acréscimos ou alívios quando comparado ao modelo de apoio rígido.

Além dos esforços e deslocamentos não condizentes com a realidade, a ausência da análise da ISE pode provocar deformidades não previstas em projeto, tais como “a incidência de patologias graves, como fissuras em vigas e lajes ou até mesmo o esmagamento de pilares” (PAVAN et al. 2014). Colares (2006) cita que há vários casos de edificações que sofrem deformidade em virtude da falta de sua consideração em projetos.

Neste contexto, este trabalho tem por objetivo comparar os deslocamentos e esforços gerados em um edifício sobre fundações rasas entre o modelo sobre apoio rígido e o modelo sobre apoio flexível. Além de analisar a influência da resistência do solo concomitantemente com os efeitos da interação solo-estrutura.

2. Estimativa dos recalques

Segundo Velloso e Lopes (2012), uma fundação ao ser carregada sofre recalques que se processam em duas etapas, primeiro imediatamente após o carregamento, chamado de recalque imediato, e a outra parcela se processa com o decorrer do tempo, devido ao adensamento e a fenômenos viscosos ou fluência tratados como adensamento secundário. Entretanto, neste trabalho somente será considerado o recalque imediato obtido através de cálculos diretos, tendo este uma parcela significativa do recalque total do solo.

De acordo com Cintra et al. (2011), o recalque imediato corresponde a uma distorção de um elemento de solo sob a base da sapata, uma vez que não há diminuição de volume e nem de vazios, podendo ser determinado pela Teoria da Elasticidade Linear.

2.1. Recalques em argilas

Segundo Cintra et al. (2011), a estimativa dos recalques em solos com multicamadas pode ser feito por meio de três hipóteses, sendo elas: camada hipotética, sapata fictícia e média dos módulos. Jambu et al. (1956, apud Cintra et al. 2011), assumindo deformações de volume constante em argilas saturadas, recomenda estimar os recalques médios em sapatas, conforme a Equação 1.

$$\rho = \mu_0 \mu_1 \frac{\sigma B}{E} \quad (\text{Equação 01})$$

Sendo B a menor dimensão da sapata, E o módulo de elasticidade e μ_0 e μ_1 os fatores de influência do embutimento da sapata e da espessura da camada de solo.

O método proposto neste trabalho consiste na hipótese de uma sapata fictícia em cada camada subjacente do solo. Este método se aplica nas camadas subjacentes a primeira camada do solo, sendo apoiada uma sapata fictícia no topo da camada em análise, com dimensões ampliadas através da proporção 1:2.

2.2. Recalques em areias

Um dos métodos para estimativa dos recalques de fundações diretas em areia é o de Schmertmann (1970), que consiste de uma adaptação da teoria da elasticidade levando-se em conta a variação do módulo de deformação com a profundidade. O autor define dois fatores de correção do recalque. O primeiro trata do embutimento da sapata no solo, onde seu valor compreende ao intervalo de 0,5 a 1. O segundo trata da parcela do recalque ao longo do tempo, conforme as Equações 2 e 3.

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \left(\frac{q}{\sigma^*} \right) \geq 0,5 \quad (\text{Equação 02})$$

$$C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log\left(\frac{t}{0,1}\right) \quad (\text{Equação 03})$$

Em que q é a tensão vertical à cota de apoio da fundação, σ^* é a tensão líquida aplicada pela sapata e t é o tempo em anos.

De acordo com Schmertmann (1970), a deformação vertical máxima em solos arenosos ocorre a uma profundidade em torno de $z = B/2$, bem como, as deformações podem ser desprezadas a partir da profundidade $z = 2B$, sendo B a largura da sapata. Neste contexto, o recalque de sapatas rígidas é obtido pelo somatório do recalque em cada subcamada homogênea na profundidade de 0 a $2B$, conforme a Equação 4.

$$\rho = C_1 \cdot C_2 \cdot \sigma^* \cdot \sum_{i=1}^n \left(\frac{I_z}{E_s} \cdot \Delta z \right)_i \quad (\text{Equação 04})$$

Sendo E_s o módulo de deformação, I_z o fator de influência da deformação à meia-altura e Δz a espessura da i -ésima camada, respectivamente. O valor de I_z é calculado conforme as Equações 5 e 6.

$$I_z = 0,1 + 2(I_{z,m\acute{a}x} - 0,1) \cdot \frac{z}{B} \Leftrightarrow z \leq \frac{B}{2} \quad (\text{Equação 05})$$

$$I_z = \frac{2}{3} \cdot I_{z,m\acute{a}x} \cdot \left(2 - \frac{z}{B} \right) \Leftrightarrow \frac{B}{2} \leq z \leq 2B \quad (\text{Equação 06})$$

A Equação 7 mostra o cálculo do máximo fator de influência da deformação do solo.

$$I_{z,m\acute{a}x} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma^*}{\sigma_v}} \quad (\text{Equação 07})$$

Sendo σ_v a tensão vertical efetiva na profundidade $z = B/2$.

3. Método para obtenção dos coeficientes de mola

O solo se comporta de diversas maneiras, algumas vezes, sua análise e compreensão demandam de cálculos complexos, sendo indispensável o uso de softwares com alto custo computacional. No entanto, segundo Velloso e Lopes (2012), normalmente não se considera a não linearidade do solo em projetos estruturais usuais, sendo seu comportamento tratado como elástico linear devido à solicitação estar longe da tensão de ruptura.

Dessa maneira, neste trabalho será considerado regime linear elástico, possibilitando aplicar a hipótese de Winkler. Este modelo substitui o solo por um conjunto de molas com resposta linear e independentes entre si considerando apenas as deformações provenientes das

fundações. “Este modelo de comportamento de solo admite que as pressões de contato são proporcionais aos deslocamentos de qualquer ponto situado na superfície do solo quando carregado” (PAVAN et al. 2014). A Equação 8 descreve o comportamento de um solo conforme a hipótese de Winkler.

$$\sigma = K_v \cdot \rho \quad (\text{Equação 08})$$

Em que σ é a tensão média aplicada na base da fundação, K_v é o módulo de reação vertical do solo e ρ é o recalque médio da fundação.

A hipótese de Winkler permite relacionar o módulo de reação vertical do solo com o coeficiente de apoio elástico, conforme a Equação 9.

$$K_v = \frac{K_{mv}}{A_f} \quad (\text{Equação 09})$$

Sendo K_{mv} o coeficiente de mola vertical e A_f a área de influência da sapata.

Segundo Antoniazzi (2011), admitindo que a base da sapata permaneça rígida após a deformação elástica do solo e, conseqüentemente, assumindo variação linear das tensões, pode-se substituir o conjunto de molas por três molas globais no centro da fundação. As equações a seguir permitem calcular os deslocamentos verticais e horizontais, assim como a rotação em função destes coeficientes.

$$\rho = \frac{F}{K_{mv}} = \frac{F}{K_v \cdot A_f} \quad (\text{Equação 10})$$

$$v = \frac{H}{K_{mh}} = \frac{H}{K_h \cdot A_f} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\varphi = \frac{M}{K_{m\theta}} = \frac{M}{K_\theta \cdot I_f} \quad (\text{Equação 12})$$

Em que K_{mv} , K_{mh} e $K_{m\theta}$ são os coeficientes de mola para os deslocamentos verticais, horizontais e as rotações, respectivamente.

De acordo com Souza e Reis (2008), normalmente costuma-se assumir $K_v = K_h = K_\theta$, no entanto, na realidade esses coeficientes são diferentes, pois o módulo de reação não é constante e depende de alguns fatores, tais como a forma e dimensões da fundação, tipo de construção e flutuações de carregamento. Ainda assim, neste trabalho os módulos de reação do solo serão iguais, pois caso contrário, demandaria de cálculos complexos que não serão abordados.

Aoki e Cintra (2004, apud Mota, 2009) expõem esse método a partir de uma adaptação do modelo de Chamecki. Estes sugerem obter as reações de apoio de um edifício sobre apoios rígidos, estimar os recalques da estrutura e calcular os coeficientes de mola para cada elemento da fundação, a fim de substituir os apoios fixos pelos coeficientes de mola. Com as molas sob a estrutura são calculadas novas reações de apoio, recalques e coeficientes de mola em um processo iterativo que chega ao fim após haver convergência entre os coeficientes de mola ou entre as reações de apoio.

4. Estudo de caso

Neste trabalho foi desenvolvido um modelo de edifício de 5 pavimentos sobre fundações rasas do tipo sapatas com análise estrutural realizada no software EBERICK V10, da

AltoQi®. A análise da estrutura foi realizada considerando a resistência do concreto à compressão (f_{ck}) de 25MPa, classe de agressividade ambiental II, conforme prescrito na NBR 6118 (2014). As ações permanentes foram estimadas pelo peso próprio do revestimento e piso de 1 KN/m² e pelo peso próprio do concreto armado e alvenaria. Para as ações variáveis foi considerado sobrecarga de 2 KN/m² para lajes de piso e 0,5 KN/m² para lajes de cobertura. As ações do vento foram estimadas utilizando dados de previsão para a cidade de Aracaju, capital do estado do Sergipe, conforme a NBR 6123 (1988), que prescreve 30 m/s para a velocidade do vento nessa região.

Inicialmente foram considerados apoios indeslocáveis sob o edifício, e em seguida estes apoios foram substituídos por molas, em um método iterativo, a fim de comparar as cargas, momentos fletores e deslocamentos gerados nos elementos estruturais. Foram comparados três diferentes modelos de apoios, tais como o modelo sobre apoio rígido, e os modelos assentes sobre areia e argila, com o intuito de verificar a influência da resistência do solo na interação solo-estrutura.

Os recalques e coeficientes de mola foram obtidos utilizando uma planilha desenvolvida pelo autor, com linguagem Visual Basic (VB) pela plataforma Microsoft Excel. Para o maciço de solo foram considerados os relatórios de sondagem, conforme a Figura 1.

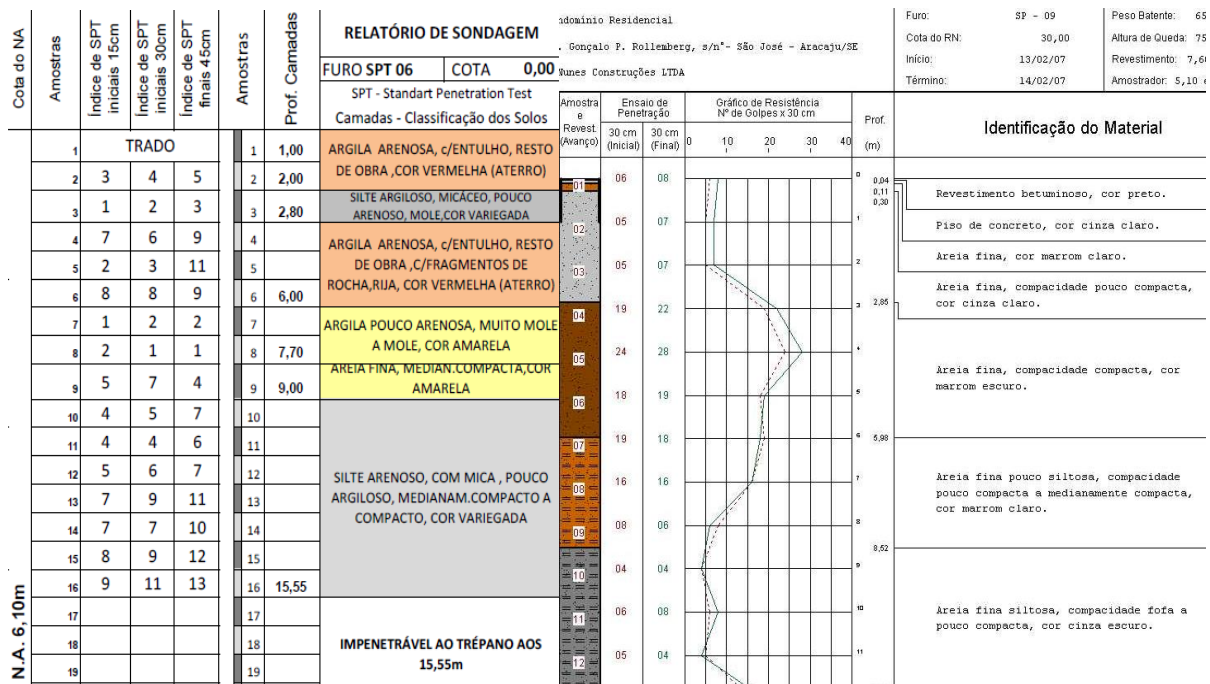


Figura 1 – Relatórios de sondagem

A Figura 2 mostra a planta de fôrma do edifício analisado. A análise dos resultados foi realizada no pórtico transversal formado pelos pilares P3, P8 e P13 e unidos pela viga V6. As dimensões dos elementos estruturais resultaram de um pré-dimensionamento.

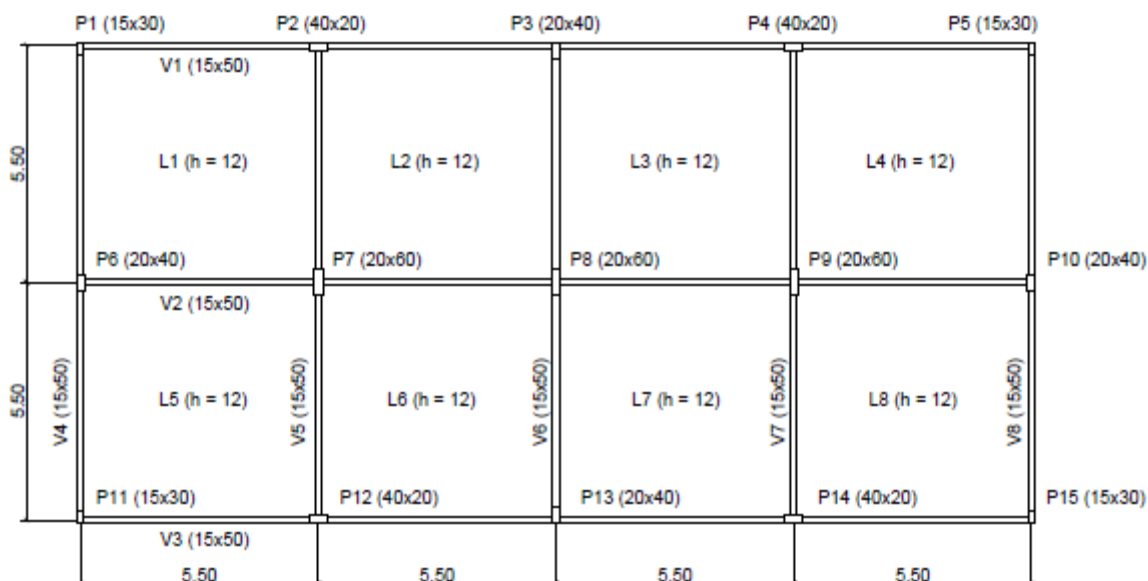


Figura 2 – Planta de fôrma do edifício

5. Resultados e discussões

As tensões admissíveis do solo foram obtidas conforme os relatórios de sondagem (Figura 1), com valores de 0,33 MPa e 0,2 MPa para areia e argila, respectivamente. O procedimento chegou à convergência dos esforços internos após três iterações. A Tabela 1 mostra os resultados encontrados na última iteração para ambos os casos. Devido à simetria do edifício, os pilares P3 e P13 apresentam os mesmos esforços, assim sendo, só foram analisados os esforços internos nos pilares P3 e P8, bem como da viga V6.

Tabela 1 – Resultados na fundação do edifício após a ISE

Solo	Sapatas	Nk (KN)	Dimensões (m)	KV (KN/m ³)	Kv (KN/m)	K0x (KN.m/rad)	K0y (KN.m/rad)
Argila	S3	809,4	2,2 x 2,4	9664,95	51030,94	24494,85	20582,48
	S8	1307,5	2,75 x 3,15	8219,1	71197,97	58871,82	44869,56
Areia	S3	791,2	2,2 x 2,35	61138,51	322811,31	154949,43	130200,56
	S8	1327,7	2,8 x 3,2	45124,05	404311,46	345012,45	264150,16

Fonte: Autor

Com os resultados da Tabela 1 foram obtidos novos esforços e deslocamentos para a estrutura, estes foram comparados com os resultados obtidos na hipótese inicial, sobre apoios rígidos.

A Figura 3 mostra a variação percentual dos momentos fletores gerados nos vãos da viga V6 em todos os pavimentos entre os modelos sobre apoio flexível e o modelo sobre apoio fixo. Estes demonstraram maiores diferenças percentuais nos membros próximos da fundação, com acréscimos nos momentos fletores de 71,70% e 14,90% para os modelos sobre argila e areia, respectivamente. Isto é justificado pela influência direta da rotação das extremidades da viga. Por outro lado, nos demais pavimentos as diferenças percentuais foram mínimas. Isto decorre da convergência das deformações entre os modelos rígido e flexível, provocando leves variações à medida que os pavimentos se afastam dos membros próximos à fundação.

Resultados similares também foram obtidos por Pavan et al. (2014).

Todavia, em todos os pavimentos o modelo assente sobre argila sofreu maiores diferenças percentuais, decorrente da maior redistribuição dos esforços em virtude do menor coeficiente de reação para este apoio, conforme demonstra a Tabela 1.

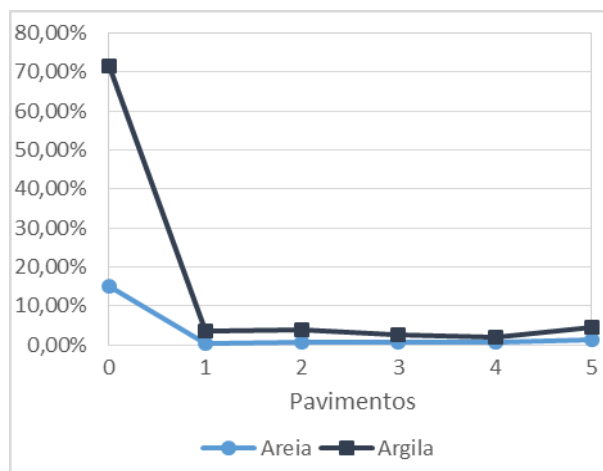


Figura 3 – Variação percentual dos momentos fletores nos vãos da viga V6

Novamente, na Figura 4, os momentos fletores nos apoios da viga V6 sofreram maiores discrepâncias percentuais quando assente sobre argila, justificando mais uma vez a influência da resistência do solo nas variações dos resultados ao considerar a interação solo-estrutura. Vale salientar que nas duas tipologias de solos houve acréscimos no apoio em P3 e alívios no apoio em P8. Isto ocorre em virtude dos pilares centrais com tendência a maiores recalques, cedendo momentos fletores para os pilares vizinhos.

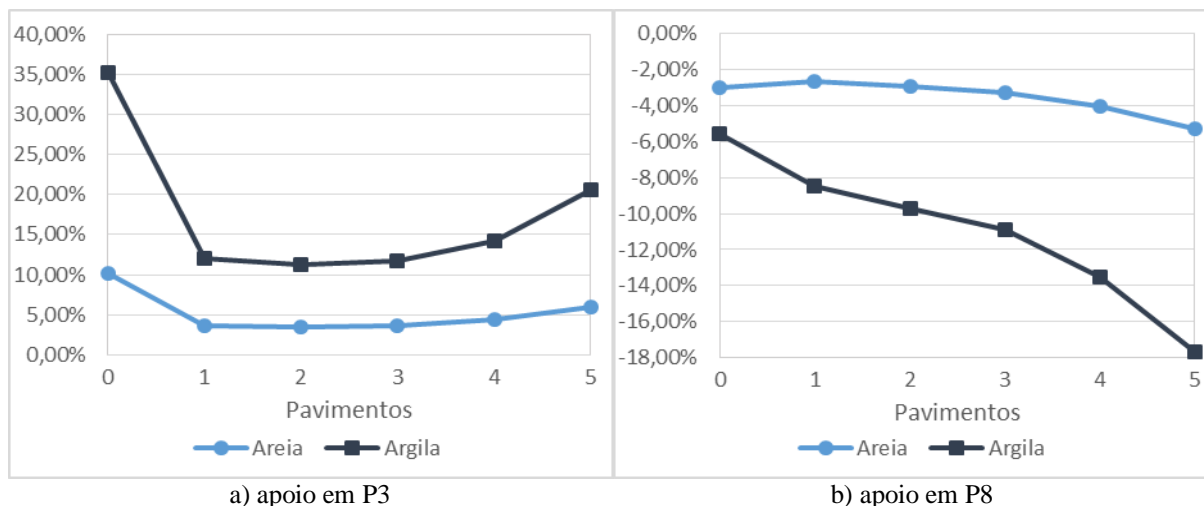


Figura 4 – Variação percentual dos momentos fletores nos apoios da viga V6

Os momentos fletores na direção x gerados na base e no topo do pilar P3 (Figura 5) revelam maiores mudanças percentuais nos membros próximos à fundação, com leve aumento na base do pilar no último pavimento. Isto acontece devido ao aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. Vale destacar a variação percentual no topo do pilar P3, com acréscimos de 276,89% e 77,30% nos momentos fletores para os apoios flexíveis sobre argila e areia, respectivamente, justificado pela transferência de esforços dos pilares vizinhos.

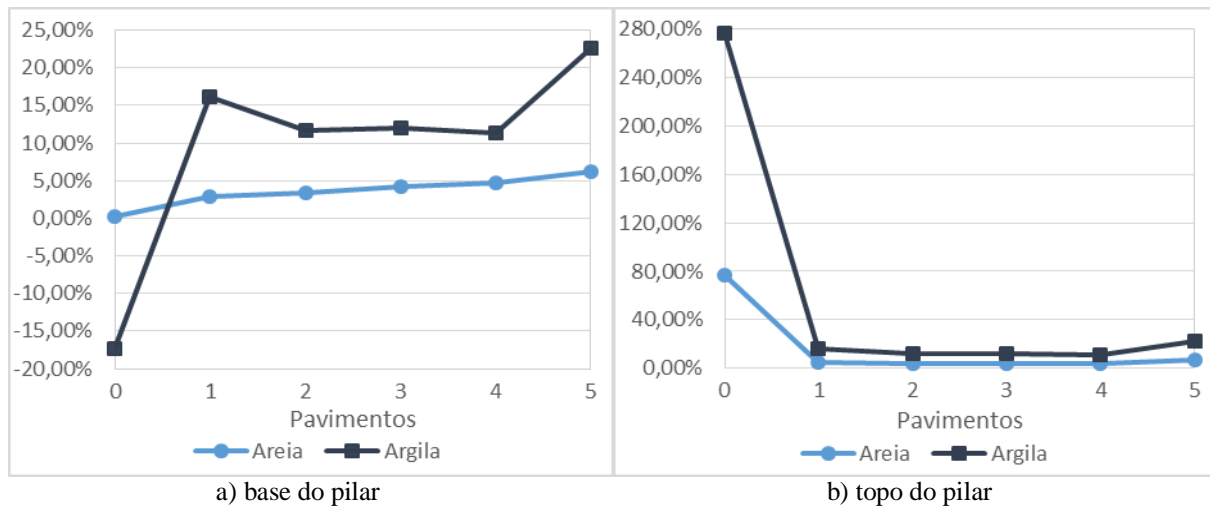


Figura 5 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P3

Novamente, os momentos fletores na direção x gerados na base e no topo do pilar P8 (Figura 6) sofreram maiores mudanças nos membros próximos à fundação, justificando mais uma vez o aumento da rigidez da estrutura conforme se constrói um novo pavimento. Todavia, nos demais pavimentos as diferenças percentuais foram mínimas. Esta tendência também foi obtida por Holanda Junior (1998).

Houve alívios em grande parte dos momentos fletores gerados no pilar, resultando em mudanças de 25,76% e 68,05% no topo do pilar P8, nas bases sobre areia e argila, respectivamente, corroborando com a elevada variação dos momentos fletores gerados no topo do pilar P3, em virtude da transferência dos esforços do pilar P8.

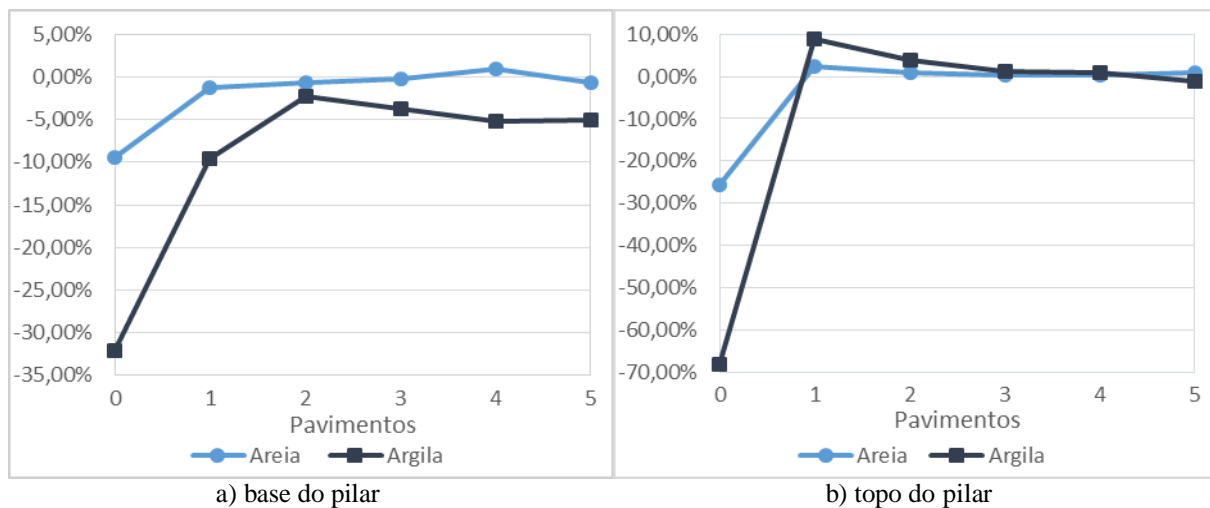


Figura 6 – Variação percentual dos momentos fletores em x no pilar P8

As Figuras 7 e 8 mostram as diferenças percentuais dos momentos fletores na direção y na base e no topo dos pilares P3 e P8. Novamente, as mudanças foram mais discrepantes nos membros próximos da fundação, bem como, houve leve aumento no último pavimento. Vale ressaltar que em todos os casos o modelo assente sobre argila foi mais sensível a alterações, justificado pelo seu menor coeficiente de reação, provocando maior redistribuição dos esforços.

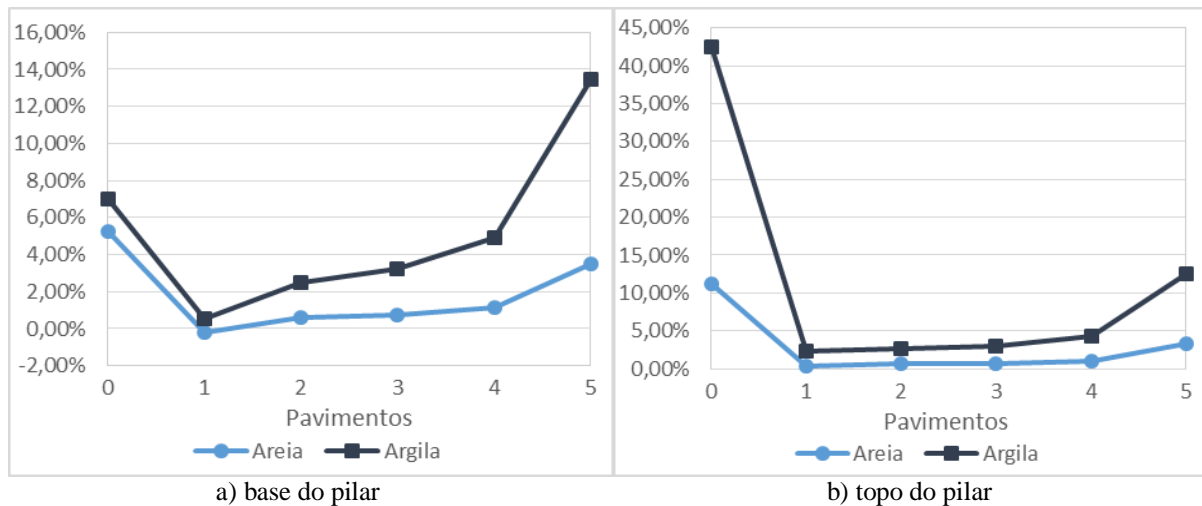


Figura 7 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P3

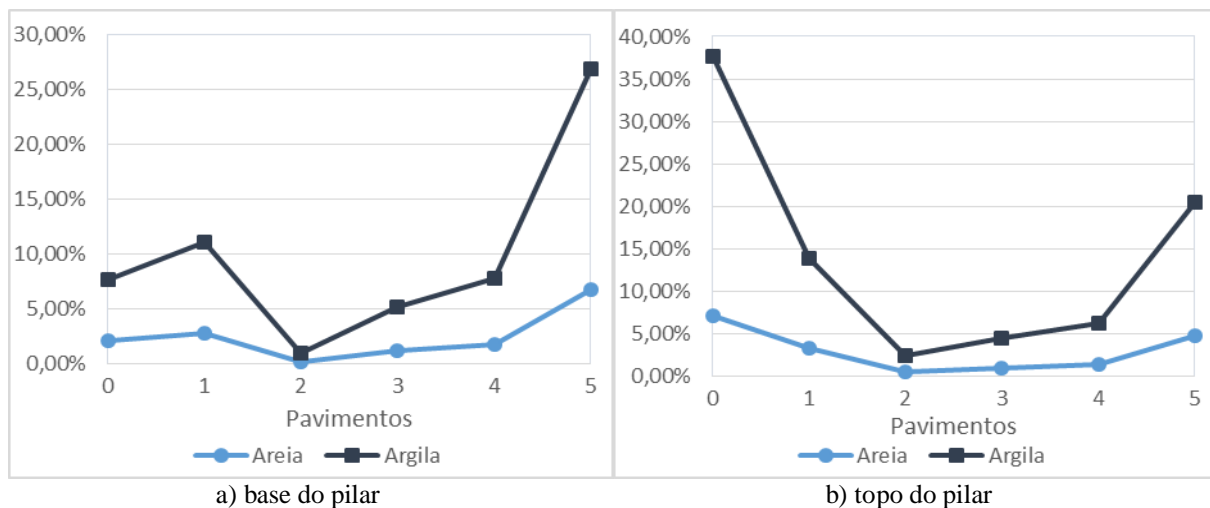


Figura 8 – Variação percentual dos momentos fletores em y no pilar P8

Em contrapartida às variações dos momentos fletores, às cargas nos pilares P3 e P8 sofreram poucas alterações, conforme mostra a Figura 9. Percebe-se que as variações das cargas demonstram uma tendência de uniformização ao longo dos pavimentos. Isto é justificado pelas grandes dimensões das fundações, tornando estes membros mais rígidos.

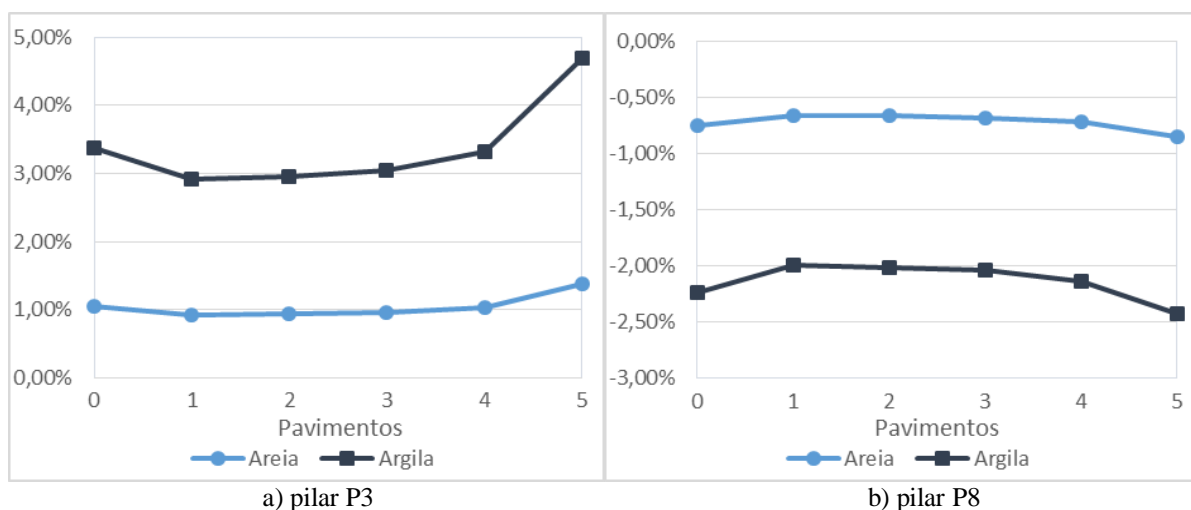


Figura 9 – Variação percentual das cargas nos pilares P3 e P8

Os resultados dos momentos fletores e cargas demonstraram uma tendência de acréscimos na região do pilar P3 e alívios próximo ao pilar P8. A Tabela 2 revela tendências semelhantes nas variações das cargas e recalques da fundação, com alívios dos pilares mais centrais e acréscimos para os pilares mais periféricos. Como já comentado, isto ocorre devido aos pilares centrais com tendência a maiores recalques cederem carga para os pilares vizinhos que por sua vez apresentaram menores recalques, justificando a redução no carregamento. Tal resultado também foi obtido por Antoniazzi (2011), bem como, por Holanda Junior (1998). No entanto, segundo Holanda Junior (1998), esta redistribuição não provoca uma total homogeneização das reações, visto que os recalques dependem não só do carregamento dos pilares, como também da rigidez da estrutura.

Vale salientar que as variações das cargas e recalques para o modelo assente sobre areia são mínimas, por outro lado, no apoio flexível sobre argila estas mudanças percentuais são relevantes, com acréscimos máximos de 9,15% e 6,73% das cargas e recalques na fundação, respectivamente, justificando mais uma vez a influência da tipologia do solo na ISE.

Tabela 2 – Cargas e recalques na fundação do edifício

Sapatas	Argila						Areia					
	Carga vertical (KN)			Recalque (mm)			Carga vertical (KN)			Recalque (mm)		
	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%	S/ ISE	C/ ISE	%
1	403,3	440,2	9,15%	11,01	11,75	6,73%	403,3	403,1	-0,05%	2,60	2,60	0,00%
2	799,8	807,2	0,93%	15,67	15,82	0,93%	799,8	805,5	0,71%	2,50	2,53	1,20%
3	782,9	809,4	3,38%	15,34	15,86	3,38%	782,9	791,2	1,06%	2,41	2,45	1,66%
4	799,8	807,2	0,93%	15,67	15,82	0,93%	799,8	805,5	0,71%	2,50	2,53	1,20%
5	403,3	440,2	9,15%	11,01	11,75	6,73%	403,3	403,1	-0,05%	2,60	2,60	0,00%
6	790,4	766,2	-3,06%	15,49	15,26	-1,46%	790,4	795,6	0,66%	2,45	2,48	1,22%
7	1441,5	1373,4	-4,72%	19,55	19,06	-2,49%	1441,5	1423,6	-1,24%	3,53	3,45	-2,27%
8	1337,7	1307,5	-2,26%	18,57	18,36	-1,09%	1337,7	1327,7	-0,75%	3,32	3,29	-0,90%
9	1441,5	1373,4	-4,72%	19,55	19,06	-2,49%	1441,5	1423,6	-1,24%	3,53	3,45	-2,27%
10	790,4	766,2	-3,06%	15,49	15,26	-1,46%	790,4	795,6	0,66%	2,45	2,48	1,22%
11	403,3	440,2	9,15%	11,01	11,75	6,73%	403,3	403,1	-0,05%	2,60	2,60	0,00%
12	799,8	807,2	0,93%	15,67	15,82	0,93%	799,8	805,5	0,71%	2,50	2,53	1,20%
13	782,9	809,4	3,38%	15,34	15,86	3,38%	782,9	791,2	1,06%	2,41	2,45	1,66%
14	799,8	807,2	0,93%	15,67	15,82	0,93%	799,8	805,5	0,71%	2,50	2,53	1,20%
15	403,3	440,2	9,15%	11,01	11,75	6,73%	403,3	403,1	-0,05%	2,60	2,60	0,00%

Fonte: Autor

A Figura 10 mostra os deslocamentos horizontais nas direções x e y ao longo dos pavimentos do edifício. Estes sofreram maiores mudanças nos pavimentos próximos da fundação, devido ao aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos, com acréscimos máximos de 100% nas duas direções no modelo assente sobre argila. As variações percentuais dos deslocamentos na direção y foram mais discrepantes em consequência da menor rigidez da estrutura nesta direção.

Mais uma vez, os deslocamentos horizontais sofreram maiores alterações no apoio flexível sobre argila. Esta tendência foi verificada em todos os resultados deste trabalho, tanto nos

esforços como nos deslocamentos verticais e horizontais. Como já comentado, isto ocorre em virtude do menor coeficiente de reação obtido para o modelo assente sobre argila, provocando maior redistribuição dos esforços.

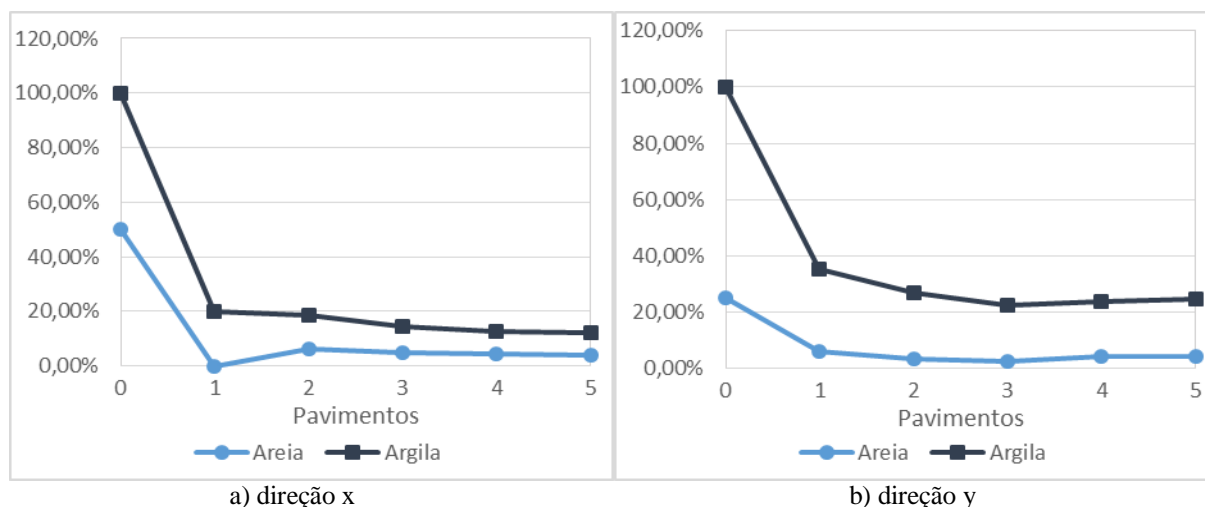


Figura 10 – Variação percentual dos deslocamentos horizontais nos pavimentos do edifício

6. Conclusões

Este trabalho analisou a influência da interação solo-estrutura em um projeto estrutural de um edifício sobre fundações superficiais, com análise estrutural realizada no software EBERICK V10 da AltoQi®. Os valores dos esforços foram inseridos em uma planilha com linguagem Visual Basic (VB) desenvolvida através da plataforma Microsoft Excel, a fim de obter os coeficientes de mola. Estes substituíram os apoios fixos em um método iterativo com o propósito de comparar os esforços e deslocamentos gerados na estrutura entre o modelo sobre apoio fixo e os modelos sobre apoio flexível, além de verificar a influência da tipologia do solo nas comparações.

No que se refere à tipologia do solo, comprovou-se que solos com menor coeficiente de reação tendem a sofrer maiores mudanças nos esforços e deslocamentos gerados na estrutura em comparação ao modelo fixo. Além disso, houve uma tendência de acréscimos dos resultados nas regiões dos pilares periféricos e alívios nos pilares mais centrais, em virtude da transferência de esforços dos pilares centrais aos periféricos decorrente da deformabilidade do solo.

Ademais, as variações foram mais discrepantes nos membros próximos à fundação, isto decorre do aumento da rigidez da estrutura com o aumento do número de pavimentos. Verificou-se que os momentos fletores e os deslocamentos horizontais gerados nos elementos estruturais sofreram elevadas alterações, por outro lado, as cargas nos pilares e os recalques sofreram leves variações. Isto é justificado pela consideração do coeficiente de mola de rotação, tornando a estrutura mais sensível ao movimento lateral, bem como, devido às grandes dimensões das fundações, e por consequência, mais rígidas.

De modo geral, é notável a influência da rigidez das vigas na redistribuição dos esforços, visto que estas são responsáveis pela transferência dos esforços aos pilares, que por sua vez transferem para as fundações, sendo assim, quanto maior a rigidez das vigas mais rígida será a estrutura do edifício, justificando as grandes variações nos esforços e deslocamentos dos elementos estruturais.

Nesse contexto, comprovou-se a mudança dos esforços e deslocamentos da estrutura sobre fundações rasas devido à interação solo-estrutura, alertando sobre a necessidade da

consideração da deformação do solo em um projeto estrutural. Diante disso, conclui-se que o seu desprezo pode conduzir a esforços e deslocamentos longe da realidade, prejudicando a segurança e durabilidade das edificações.

Referências

- ANTONIAZZI, J. P.** *Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais*. UFSM, Santa Maria, RS. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, 2011. 138p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *NBR 6118: Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014. 238p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.** *NBR 6123: Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro, 1988. 66p.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H.** *Fundações diretas – projeto geotécnico*. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.
- COLARES, G. M.** *Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios*. USP, São Carlos, SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2006. 83p.
- HOLANDA JÚNIOR, O. G.** *Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas*. USP, São Carlos, SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 1998. 180p.
- IWAMOTO, R. K.** *Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda*. USP, São Carlos, SP. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000. 140p.
- MOTA, M. M. C.** *Interação solo-estrutura em edifícios com fundação profunda: método numérico e resultados observados no campo*. USP, São Carlos, SP. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Universidade de São Paulo. São Carlos, 2009. 221p.
- PAVAN, R. C.; COSTELLA, M. F.; GUARNIERI, G.** *Interação solo-estrutura para sistemas estruturais reticulados sobre fundações rasas*. IBRACON. São Paulo, v.7, n.2, p.260-285, 2014.
- SCHMERTMANN, J. H.** *Static cone to compute settlements over sand*. *Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division*. American Society of Civil Engineering (ASCE), v.96, p.1011-1043, 1970.
- SOUZA, R. A.; REIS, J. H. C.** *Interação solo-estrutura para edifícios sobre fundações rasas*. *Acta Scientiarum*. Technology. Maringá, v.30, n.2, p.161-171, 2008.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R.** *Fundações: Critérios de projeto – Investigação do subsolo – Fundações superficiais*. Volume 1. Rio de Janeiro: Oficina de Textos, 2012. 226p.