



INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NA REDISTRIBUIÇÃO DE ESFORÇOS INTERNOS EM PÓRTICOS TRIDIMENSIONAIS UTILIZANDO SOFTWARE COMPUTACIONAL

Influence of soil-structure interaction on the internal forces redistribution in tridimensional frames using computational software

Vitor Moraes da Cruz (1)
Alexandre da Silva Galvão (2)

- (1) Estudante, Universidade Federal de São João Del-Rei, Ouro Branco - MG, Brasil. (P)
(2) Professor da Universidade Federal de São João Del-Rei, Ouro Branco - MG, Brasil.

Resumo: Os engenheiros projetistas de estruturas normalmente consideram os apoios dos pilares em contato com a fundação como apoios indeformáveis. Paralelamente, com os dados geotécnicos do solo do terreno, o quadro de cargas dos pilares e o tipo de fundação a ser adotada, o projetista dimensiona a fundação e calcula os recalques esperados para a estrutura, comparando com os recalques admissíveis por norma e aferindo se os resultados são satisfatórios. Contudo, no procedimento descrito, a correlação entre a estrutura e a resposta geotécnica do solo é superficial. No comportamento real da estrutura, os blocos de fundação e o pórtico da edificação não trabalham independentemente uns dos outros e os deslocamentos relativos da estrutura, ou seja, os recalques diferenciais da fundação tendem a gerar novos esforços, reorganizando o fluxo interno de esforços do sistema. A negligência da consideração desse comportamento pode gerar resultados não realistas, podendo levar ao cálculo de elementos superdimensionados, ou ainda, ao cálculo de elementos subdimensionados. A esse efeito ocasionado pela relação entre a resposta geotécnica do solo e a redistribuição de cargas da estrutura dá-se o nome de interação solo-estrutura. Este trabalho de iniciação científica tem como objetivo principal estudar o comportamento de uma estrutura sob a ótica da interação solo-estrutura, analisando a redistribuição de esforços internos do pórtico antes e depois do recalque. Ainda, com este trabalho acredita-se que outros alunos de graduação possam se sentir motivados a desenvolverem outros trabalhos de pesquisa no campo da interação solo-estrutura. No presente trabalho, usa-se uma sistemática iterativa onde o pórtico é modelado num software de análise de estruturas pelo método dos elementos finitos. O modelo é inicialmente analisado considerando-se apoios rígidos. Com as reações obtidas nos apoios e as consequentes respostas geotécnicas, modela-se novamente considerando-se apoios deformáveis. Um estudo comparativo é feito entre os resultados das distribuições de cargas e recalques de ambos casos.

Palavras chaves: interação solo-estrutura; método dos elementos finitos; geotecnia; estruturas.



Abstract: The structural engineers usually consider that the supports between columns and foundation are not deformable. Parallel to that, given the geotechnical parameters of the soil, the columns base loads and defined the foundation's type, the geotechnical engineer designs the foundation and calculates the settlements expected for the structure, checking them against the allowable settlements defined by code. However, in the design approach described previously, the correlation between the structure and the geotechnical response of the soil is shallow, because in the real behavior of the structure, the pile caps and the construction frame do not work separately from each other. In such way, the differential settlement tend to generate additional loads, rearranging the system internal force distribution. The negligence of considering such behavior can lead to nonrealistic analysis results, carrying to oversized frames or even undersized structures. The relation between the geotechnical response and the force redistribution in the system is designated as soil-structure interaction. Thus, the main subject of this research project is to study the behavior of the interactive effects of soil and structure, analyzing the rearranging of internal forces of a frame prior and after settlement. In addition, it is believed that this project may motivate other undergraduate students to develop studies in the same field of research. The study is being carried out following a systematic interactive approach where the frame has been modeled using a specific software for structural analysis that applies the finite element method. After that, the model has been analyzed considering rigid support and will be analyzed for flexible support to compare the force distribution and settlements of both cases. The present study is carried out following a systematic interactive approach where the frame has been modeled using a software for structural analysis by the finite element method. The model is initially analyzed considering rigid support. After the support reactions are calculated and with the consequent geotechnical response, the frame is remodeled with flexible supports. A comparative study is done with the results of force distribution and settlements of both cases.

Keywords: *soil-structure interaction; finite element method; geotechnical engineering; structural engineering.*



1 INTRODUÇÃO

Os projetos estruturais usualmente estão divididos em duas grandes etapas: o projeto estrutural e o projeto de fundação. Há algumas décadas tais projetos eram dimensionados considerando que os apoios de primeira, segunda e terceira ordem eram perfeitamente indeslocáveis nos seus graus de liberdade restringidos, bem como as fundações eram dimensionadas independentes da superestrutura. Dessa forma, usando os dados geotécnicos do solo, o mapa de carga dos pilares e definido o tipo de fundação ser adotada, superficial ou profunda, o projetista de fundação dimensionava as estruturas de fundação e calculava os recalques esperados para a estrutura, comparando com os recalques admissíveis por norma e aferindo se os resultados eram satisfatórios.

Na maneira de projetar descrita anteriormente, a correlação entre a estrutura e a resposta geotécnica do solo é superficial, pois no comportamento real da estrutura, os blocos de fundação não trabalham independentemente uns dos outros. Os deslocamentos relativos da estrutura, ou seja, os recalques diferenciais da fundação tendem a gerar novos esforços, reorganizando o fluxo interno de cargas do sistema e a negligência da consideração desse comportamento pode gerar resultados não realistas, levando ao cálculo de elementos superdimensionados, ou ainda, ao cálculo de elementos subdimensionados. Ao efeito da relação entre a resposta geotécnica do solo e a redistribuição de cargas da estrutura dá-se o nome de Interação Solo – Estrutura (ISE). Esta interação fará com que uma mesma edificação com mesmo layout estrutural, mesmo carregamento, apresente valores diferentes para reações de apoio em função das características peculiares dos maciços de solo que irão suportar seus carregamentos (Reis, 2000).

Na atualidade, as construções de edifícios têm se tornado cada vez mais arrojadas e os arranha-céus têm ganhado mais altura, o que leva a carregamentos verticais cada vez mais elevados em áreas menores. Estas novas estruturas se devem principalmente aos grandes avanços tecnológicos na área computacional e ao desenvolvimento da engenharia de materiais. Para continuarmos a desenvolver projetos deste porte com segurança e economia, é fundamental compreender melhor a resposta estrutural destas estruturas e como o solo que está debaixo delas se comporta. Isso deixa evidente que precisamos avançar os estudos no campo da interação solo – estrutura.

Em 1989, o livro *Soil-structure interaction, the real behaviour of structures* (interação solo-estrutura, o comportamento real das estruturas) sobre o tema foi publicado pela instituição norte americana *Institution of Structural Engineers*. A obra consiste da reunião de diversos trabalhos acadêmicos relevantes ao estudo e compreensão da interação solo-estrutura desenvolvidos até a data de início da produção do livro. Nele é possível encontrar diversas orientações sobre o tema, relacionando o tópico com o dimensionamento de diversos tipos de estruturas. No Brasil, segundo Iwamoto (2000), há algumas décadas atrás pouco se tinha interesse em conhecer a redistribuição dos esforços de uma estrutura após o recalque. O tema interação solo – estrutura começou a ser mais discutido no país no final do século passado, com os trabalhos de Gusmão (1994 apud Iwamoto, 2000) e Fonte (1994 apud Iwamoto, 2000). Depois deles, vieram outros trabalhos nacionais importantes sobre o tema.



Nesse contexto, com o presente projeto de pesquisa pretendeu-se abordar a redistribuição de esforços internos em pórticos tridimensionais sob o efeito da interação solo–estrutura. Este trabalho usou uma sistemática iterativa onde o pórtico foi modelado no software SAP2000v15 que realiza análise de estruturas pelo método dos elementos finitos. O modelo foi inicialmente analisado considerando-se apoios rígidos. Através das reações obtidas nos apoios e da análise dos parâmetros do solo, as estacas foram dimensionadas e as consequentes respostas geotécnicas da fundação foram calculadas. Então, modelou-se novamente considerando apoios deformáveis. Um estudo comparativo foi feito entre os resultados das distribuições de cargas e recalques de ambos casos.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Interação Solo-Estrutura

Tendo em vista que os elementos do conjunto solo-fundação-estrutura estão intimamente ligados, as ações geradas por um deles terão influências diretas nas respostas dos outros dois, tornando-os mutuamente dependentes. Rosa (2013) afirma que a ISE relaciona os sistemas estruturais e os sistemas geotécnicos, distintos entre si, e que a resultante é um sistema mecânico integrado, em que as partes são tratadas separadamente para então serem unidas, através de correlações. Esta simplificação se faz necessária devida complexidade dos fenômenos estudados em conjunto. Em relação ao tratamento matemático e científico da ISE, alguns autores desenvolveram teorias e modelos dos quais permitiu-se inferir a rigidez de um determinado volume de solo, a partir de respostas geotécnicas que correlacionam parâmetros do solo e as tensões advindas da estruturas, transferidas para o conjunto solo-fundação. Segundo Khouri (2001), existem dois modelos básicos que descrevem a transferência de carga estaca-solo: os modelos que consideram o conjunto num espaço contínuo e o modelo discreto de Winkler. Outras teorias podem ser consideradas variações destes dois.

Segundo Porto (2010), o modelo apresentado por Winkler, em 1867, representava o solo como um conjunto de molas linearmente elásticas independentes e espaçadas entre si. Esse modelo pode ser representado matematicamente pela seguinte equação:

$$\sigma(x, y) = K_s^v \cdot w(x, y) \quad (2.1)$$

Onde,

$\sigma(x, y)$ é a tensão de contato média na base da fundação;

$w(x, y)$ é o deslocamento vertical (recalque);

K_s^v é o módulo de reação vertical, ou coeficiente de mola, sendo este valor definido em função do tipo de solo que compõe o maciço de fundação.

Porto relata que o pior defeito desse método “[...] é considerar que as molas sejam independentes, o que quer dizer a não existência de ligação coesiva entre as partículas contidas no meio solo.” Ainda segundo Porto, quando se faz necessário um estudo mais

realista da ISE, abre-se mão dos modelos que consideram a representação do solo como um contínuo, com suas camadas estratificadas. Esses modelos permitem analisar a distribuição das tensões no meio geotécnico, ou ainda, os recalques em diferentes níveis do solo. Para a modelagem dos sistemas em meio contínuo geralmente utiliza-se do método de elementos finitos (MEF). A Figura 1 ilustra graficamente os dois métodos de análise da ISE citados anteriormente.

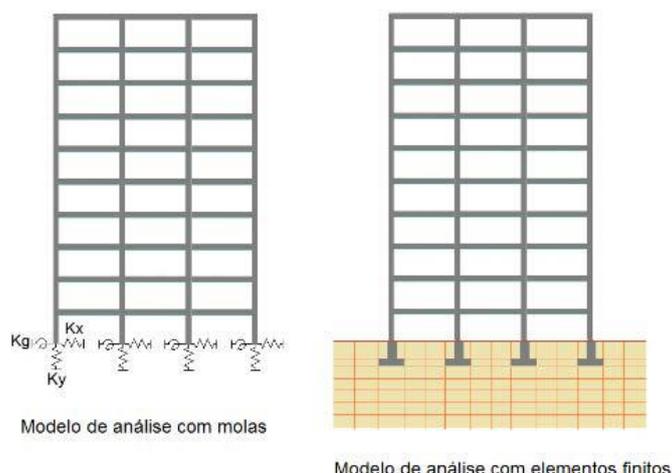


Figura 1: Modelos de cálculo considerando a ISE. Fonte: Iglesia

2.2 Fundação

Berberian et al (2016) apresenta uma metodologia semiempírica para obtenção da carga admissível das estacas. Implementando em uma planilha de cálculo uma metodologia que se baseia na prática brasileira, apoiada nos métodos recomendados por pesquisadores renomados e o próprio Berberian. Na planilha os autores fazem uma filtragem estatística em que selecionam o melhor resultado para o dimensionamento da fundação profunda.

Para estimativa dos recalques da fundação foram feitos cálculos seguindo as hipóteses de Randolph e Wroth (1978 apud Velloso, 2010) e Randolph (1985 apud Velloso, 2010) onde estudaram o recalque de uma estaca isolada carregada verticalmente, examinando as cargas da ponta e do fuste separadamente e depois unindo os dois efeitos em uma solução completa que contempla estacas compressíveis e até as estacas com base alargada. A expressão que modela a solução completa da teoria é:

$$\frac{Q}{wr_0 G_L} = \left[\frac{\frac{4n}{(1-\nu)\Omega} + \frac{2\pi L \tanh(\mu L)}{\zeta r_0} \mu L}{1 + \frac{4n L \tanh(\mu L)}{(1-\nu)\Omega \pi \lambda r_0 \mu L}} \right] \rho \quad (2.2)$$

Onde,

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right); r_0 = 2,5.L(1 - \nu); \lambda = \frac{E_p}{G_L}; n = \frac{r_b}{r_0}; \Omega = \frac{G_L}{G_b}; \rho = \frac{G_L}{2}; G = \frac{E_s}{2.(1 - \nu)}; \mu = \frac{1}{r_0} \left(\frac{2}{\zeta\lambda}\right)^{1/2}$$

Q – carga no topo da estaca;

w – recalque no topo da estaca;

G_L – módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z = L$;

$G_{L/2}$ – módulo cisalhante do solo a uma profundidade $Z = L/2$;

G_B – módulo cisalhante do solo abaixo da estaca;

E_p – módulo de elasticidade da estaca;

E_s – módulo de elasticidade do solo;

r_m – raio máximo da estaca;

r_0 – raio da estaca;

L – comprimento da estaca;

ν – coeficiente de Poisson.

Segundo Velloso (2010) “os principais processos de investigação do solo para fins de projeto de fundações de estruturas são: poços; sondagem a trado; sondagens a percussão com SPT; sondagens rotativas; sondagens mistas; ensaio de cone (CPT) e ensaio pressiométrico (PMT).” O ensaio a percussão SPT é sem dúvidas o mais utilizado de modo geral para os projetos usuais de engenharia. Velloso explica que o ensaio, normalizado pela Norma Brasileira (NBR) 6484, é realizado a cada metro de sondagem. O ensaio consiste na cravação de um amostrador normalizado, de 65 kgf a uma altura de 75 cm, chamado originalmente de Raymond-Terzaghi. Os resultados dessas medidas são expressos em números de golpes necessários para que o amostrador penetre uma camada de solo de 30 cm após ter penetrado uma camada inicial de 15 cm e são denominados N_{SPT} . Esses números representam a consistência dos solos coesivos ou a compactidade das areias. Vários autores desenvolveram correlações do N_{SPT} com diversos parâmetros do solo, como a coesão (C), ângulo de atrito (ϕ) e o módulo de elasticidade (E_s).

Melo (1971 apud Velloso, 210) apresenta uma expressão para a estimativa do E_s a partir do N_{SPT} :

$$E_s \text{ (kPa)} = 210. 10^{(1,224+0.405.\log N)} \quad (1)$$

3 METODOLOGIA

O estudo da influência da interação solo-estrutura na redistribuição de esforços internos em pórticos tridimensionais se deu utilizando do programa computacional SAP2000v15 já consagrado na comunidade acadêmica e em vários escritórios de engenharia civil. O software utiliza a teoria do método dos elementos finitos para o cálculo dos esforços solicitantes na estrutura. As estacas foram dimensionadas utilizando a planilha de cálculo, versão 1, do professor Berberian et al (2016). Já os deslocamentos da fundação foram estimados utilizando planilha em MS Excel de autoria própria onde se implantou a teoria de Randolph. Para o presente trabalho, adotou-se utilizar do modelo idealizado por Winkler para o estudo da ISE em virtude do seu menor grau de complexidade para a modelagem do sistema solo-fundação-estrutura.

O modelo estrutural bem como o laudo de sondagem do solo utilizados são cortesias do escritório de engenharia Engema Engenharia dirigido pelo experiente engenheiro civil Eládio Lopes. Vale ressaltar que foram feitas simplificações e alterações no projeto original para fins de torna-lo mais didático no que se refere à aplicação deste trabalho.

4 MODELO ESTRUTURAL ADOTADO

A visão geral do modelo utilizado é apresentada na Figura 2. O edifício analisado é do tipo residencial e possui oito pavimentos, sendo os dois primeiros de garagem com aproximadamente 862 m² cada e os seis pavimentos restantes possuem aproximadamente 560 m² cada, constituídos de apartamentos.

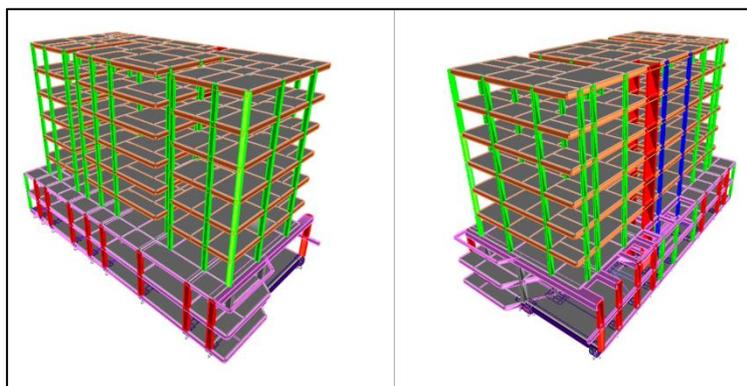


Figura 2 - Visão geral do modelo estrutural. Autoria própria.

A solução estrutural aplicada nesse projeto foi uma estrutura monolítica formada por vigas, pilares e lajes maciças de concreto armado. O fechamento lateral adotado para estimativa de carga de paredes da edificação foi o de alvenaria de blocos cerâmicos furados com revestimento de argamassa de areia, cimento e cal. O sistema de fundação escolhido foi o do tipo fundação profunda com estaca escavada do tipo hélice contínua,



bloco de coroamento no topo das estacas fazendo a ligação dos pilares com as respectivas estacas e vigas baldrames para aumentar a rigidez do conjunto.

4.1 Características do Concreto da Estrutura

O concreto adotado possui resistência à compressão característica (F_{ck}) igual a 25 MPa, peso específico de 24 kN/m^3 (concreto armado), coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2 e módulo de elasticidade inicial (E_{ci}) e secante (E_{cs}) iguais aos valores obtidos por equações retiradas da NBR 6118. Assim, adotou-se E_{cs} igual a 23800 MPa. No SAP2000 foram inseridos os valores de F_{ck} , ν e E_{cs} .

4.2 Ações na Estrutura e Combinações das Ações

Foram inseridas na estrutura ações de carregamento das naturezas de carga permanente de peso próprio (FG1), cargas de parede e revestimento de piso (FG2) e sobrecarga de uso da edificação (FQ1). Adotou-se não considerar para esse projeto a ação variável de vento para efeitos de simplificação das análises e tendo em vista que o objetivo do estudo é somente o comparativo do efeito da ISE.

O software SAP2000v15 gera automaticamente as cargas de peso próprio da estrutura de acordo com o peso específico inserido nas definições do material adotado. Assim, os valores característicos dos carregamentos de FG1 são atribuídos diretamente em cada elemento.

Contudo, os valores característicos de FQ1 devem ser inseridos manualmente pelo usuário do programa, dessa forma, em cada elemento de casca das lajes foram atribuídas as magnitudes de sobrecarga sugeridas pela NBR 6123, sendo a sobrecarga em edifícios residenciais igual a 2 kN/m^2 e a sobrecarga em garagens igual 3 kN/m^2 .

De forma análoga, os valores de FG2 foram inseridos manualmente. Os pesos dos fechamentos de parede foram estimados utilizando as recomendações da NBR 6123 (ABNT, 1988). Adotou-se parede de alvenaria de bloco cerâmico furado e argamassa de areia cimento e cal, com valor de peso por metro linear de $8,3 \text{ kN/m}$. O valor adotado para o revestimento de piso foi de $0,5 \text{ kN/m}^2$.

Além disso, a combinação dos efeitos das ações características FG1, FG2 e FQ1 foram analisadas. Dessa forma, a Combinação 1 foi definida como a soma da carga total oriunda de cada carregamento, ou seja, $FG1+FG2+FQ1$.

É necessário destacar que para as ações FG1 e FG2 foram habilitados a análise não linear geométrica de segunda ordem do tipo P-Delta. Para a ação de FQ1 foi considerada somente a análise linear de primeira ordem.

4.3 Elementos da Estrutura

Como já mencionado, o SAP2000v15 utiliza o método dos elementos finitos para análise da estrutura. Para modelagem das lajes foram utilizados elementos de casca fina



com espessura de 12 cm. A malha dos elementos de casca foi gerada automaticamente pelo software, de forma a distribuir linearmente o carregamento nas barras das vigas.

As vigas e os pilares foram modelados como elementos de barra de seção retangular. A geometria das seções, em centímetros, das barras utilizadas para as vigas e pilares do pórtico estão listadas no Quadro 01 a seguir:

Quadro 1: Geometria das vigas e pilares. Autoria própria

PILARES (Largura x Altura)					
P18x50	P20x230	P20x50	P25x70	P30x30	P30x60
P30x70	P35x70	P40x70	P50x70	P55x70	
VIGAS (Largura x Altura)					
V15x30	V18x50	V20x60	V25x60	V30x60	V50X40
V15x50	V20x50	V20x80	V30x40	V35x50	V70x40
V70X50	V70x80	V70x60	V110x80		

Ainda, os blocos que conectam a superestrutura com a fundação, nessa primeira análise foram modelados como os apoios rígidos que reagirão com a estrutura.

5 MODELO DE ANÁLISE DA FUNDAÇÃO

A partir do Laudo de Sondagem a Percussão (SPT) foi identificada a estratificação do maciço de solo da fundação e os índices N_{spt} por camada. Com esses dados os parâmetros do solo foram estimados e consolidados na Tabela 1. O nível d'água, NA, foi identificado a 10,17 m abaixo da cota inicial do furo. Os coeficientes de Poisson adotados no dimensionamento foram estvamos pelo Quadro 2.

Quadro 2: Estimativa dos coeficiente de Poisson. Penna, não paginado (2004 apud Velloso, 2010)

SOLO	POISSON
Argila saturada	0.50
Argila não-saturada	0.30
Areia	0.35
Silte	0.30

Tabela 1: Parâmetros do solo. Autoria Própria

#	Camadas do solo			Tipo de solo	Propriedades do solo			
	Zi (m)	Zf (m)	H (m)		N_{spt} (médio)	Es (MPa)	Poisson (v)	G (MPa)
1	0	5.36	5.36	Argila Silto Arenosa; mole a média	5.6	7.4	0.3	5.3
2	5.36	14.72	9.36	Argila Silto Arenosa; mole, dura a rija	11.1	9.8	0.4	8.1

3	14.72	17.94	3.22	Argila Silto Arenosa; média a rija	10.7	9.6	0.5	9.6
4	17.94	29.26	11.32	Argila Silto Arenosa; rija a dura	27.83	14.2	0.5	14.2
5	29.6	Impenetrável	-	Valores médios	13.8	10.2	0.4	9.3

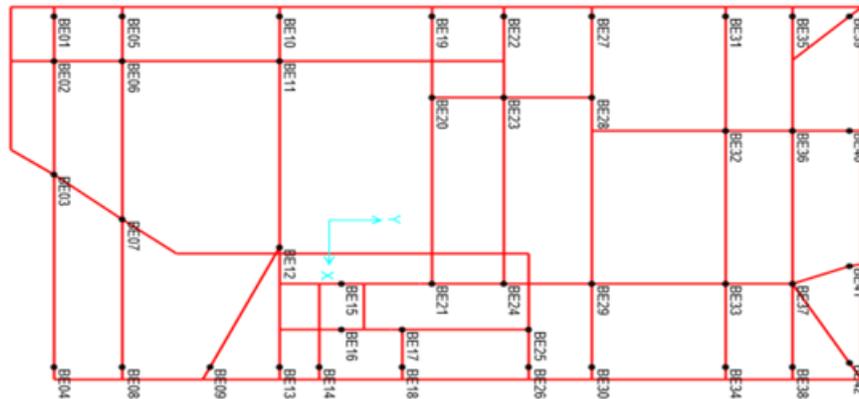


Figura 3: localização dos blocos de fundação. Fonte: Autoria própria

A subestrutura possui 42 blocos de fundação (Figura 3) dos quais as estacas profundas do tipo Hélice Continua foram dimensionadas, onde abriu-se mão a versão 1 da planilha de cálculo idealizada por Berberian et al (2016). No material eles dizem que a metodologia desenvolvida pelo Professor Berberian e seus orientados reuni teorias de fundação de alguns pesquisadores mais consagrados no País, onde é feita uma média filtrada por um desvio padrão de 30%. Com isso, alimentou-se o algoritmo com os dados do laudo de sondagem SPT, a carga de projeto no bloco, o tipo de estaca adotada, o diâmetro e se o pilar é de divisa ou não. Nesse caso, não nos importava se o pilar era de divisa, pois as cargas de projeto indicadas já eram as que chegavam no topo do bloco de fundação, ou seja, as reações nos apoios.

6 RESULTADOS

O resultado da análise da fundação está resumido na Tabela 2 que nos mostra o número de estacas por bloco de fundação e recomenda a profundidade da estaca para ganho da resistência por atrito lateral. O dimensionamento da fundação e todos os dados analisados estão relacionados à combinação de ações Combinação 1, citada anteriormente. Na tabela podemos observar que todos os recalques ficaram limitados a aproximadamente 11 mm que em geral é aceitável, tendo em vista que é recomendável limitar os recalques absolutos em 10 mm. Apenas 5 dos 42 blocos apresentarem recalque acima de 10 mm.

Como ficou padronizado os comprimentos das estacas e o foi adotado o mesmo solo para todo o terreno, a rigidez dos conjuntos solo-fundação limitaram-se em 4 valores que ficaram relacionados com os diâmetros das estacas: 1083 kN/cm para $\phi 40$ cm, 1351



kN/cm para $\phi 50$ cm, 1606 kN/cm para $\phi 60$ cm e 1844 kN/cm para $\phi 70$ cm. Esse resultado é aceitável tendo em vista que as estacas com maior diâmetro possuem maior área superficial e de ponta, diluindo melhor as tensões nelas aplicadas, o que confere a maior rigidez do conjunto.

Tabela 2: Resumo da análise da fundação. Autoria própria

Bloco	Carga (tf)	Qntd.	L (m)	Diâmetro (m)	Recalque w (mm)	Rigidez do Solo-Fundação (kN/cm)
BE01	31	1	23	0.4	2.9	1083
BE02	127	1	26	0.5	9.4	1351
BE03	283	2	26	0.6	8.8	1606
BE04	80	1	23	0.4	7.4	1083
BE05	23	1	23	0.4	2.1	1083
BE06	250	2	26	0.5	9.2	1351
BE07	385	2	26	0.7	10.5	1844
BE08	92	1	26	0.5	6.8	1351
BE09	27	1	23	0.4	2.5	1083
BE10	-4	1	23	0.4	-0.4	1083
BE11	405	2	26	0.7	11.0	1844
BE12	529	3	26	0.6	11.0	1606
BE13	37	1	23	0.4	3.4	1083
BE14	12	1	23	0.4	1.1	1083
BE15	225	2	26	0.5	8.3	1351
BE16	118	1	26	0.5	8.7	1351
BE17	58	1	23	0.4	5.4	1083
BE18	16	1	23	0.4	1.5	1083
BE19	52	1	23	0.4	4.8	1083
BE20	347	2	26	0.6	10.8	1606
BE21	274	2	26	0.6	8.5	1606
BE22	40	1	23	0.4	3.7	1083
BE23	269	2	26	0.6	8.4	1606
BE24	307	2	26	0.6	9.6	1606
BE25	93	1	26	0.5	6.9	1351
BE26	23	1	23	0.4	2.1	1083
BE27	52	1	23	0.4	4.8	1083
BE28	315	2	26	0.6	9.8	1606
BE29	314	2	26	0.6	9.8	1606
BE30	40	1	23	0.4	3.7	1083
BE31	83	1	26	0.5	6.1	1351
BE32	359	2	26	0.6	11.2	1606
BE33	319	2	26	0.6	9.9	1606
BE34	65	1	23	0.4	6.0	1083
BE35	60	1	23	0.4	5.5	1083
BE36	217	2	26	0.5	8.0	1351
BE37	215	2	26	0.5	7.9	1351
BE38	36	1	23	0.4	3.4	1083
BE39	18	1	23	0.4	1.7	1083
BE40	33	1	23	0.4	3.1	1083
BE41	33	1	23	0.4	3.1	1083
BE42	15	1	23	0.4	1.4	1083

Na Figura 4 vemos o esquema de locação dos pilares de fundação. Para o estudo comparativo entre os resultados das análises propostas anteriormente, decidiu-se limitar a comparação da estrutura somente entre os esforços axiais nestes pilares pois são os que recebem todas as cargas advindas do edifício. Na Tabela 3 assim como na anterior os resultados fazem referência à Combinação 1 já citada. A terceira coluna refere-se às cargas axiais desenvolvidas a priori da análise de interação solo-estrutura (sem ISE), já a quarta coluna refere-se aos esforços após a análise com os apoios deformáveis (com ISE). Na quinta coluna foi apresentado o desvio de valores da segunda análise em relação à primeira, o que me nos permitiu inferir se o pilar estava tendo acréscimo ou alívio de carga, caso o percentual fosse positivo e negativo, respectivamente. Fora considerado pouco significativos os rearranjos de cargas inferiores a 5% para mais ou para menos, ou seja, podemos afirmar que as cargas nesses pilares se mantiveram constantes. Comparando a soma das cargas totais antes e depois da ISE, o erro da análise considerando a ISE ficou abaixo de 1%.

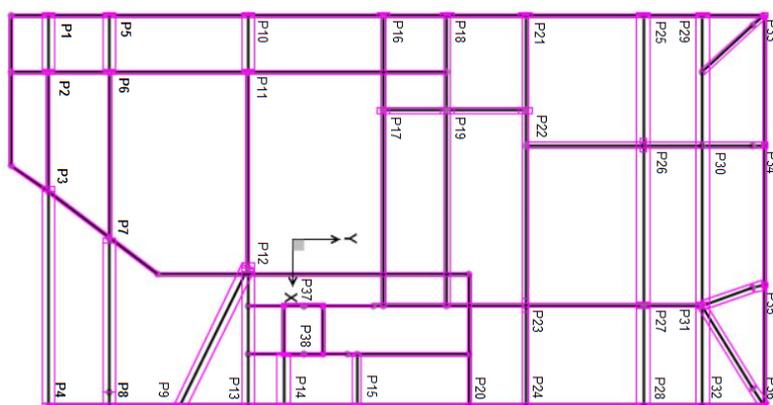


Figura 4: Locação dos pilares de fundação. Autoria própria

De início foi observado que os pilares localizados no centro da edificação são os que mais receberam carga axial. Na avaliação dos resultados da análise sem ISE, a soma das forças axiais nesses pilares atingiu 4175 tf de compressão, um valor 3,8 vezes maior se comparados com os pilares de borda que somaram 1099 tf de compressão. Contudo, quando observamos os resultados da segunda análise, com ISE, a soma dos esforços dos pilares de centro fora reduzida de 3,8 para 2,7 vezes maior que as dos pilares de borda. Isso evidencia a redistribuição dos esforços que tendem a igualar as cargas nos pilares. Isso fica mais nítido quando observamos a sexta coluna da Tabela 3 onde vemos que os pilares de centro mais carregados tiveram alívio de carga, os menos carregados se mantiveram e somente o P38 teve acréscimo. Já os de borda, em quase sua totalidade tiveram acréscimo de carga e apenas os P13 e o P15 tiveram alívio. Outro fato relevante a pontuar é a redistribuição de cargas no pilar P10, onde na primeira análise ele estava carregado com 14 tf de tração, porém depois da ISE ele passou a ter um esforço de compressão na ordem de 21 tf. Isso significa que se a estrutura não tivesse sido verificada segundo a ISE, o pilar P10 teria sido dimensionado para um tipo de esforço errado.



A Figura 5 é um gráfico ordenado de forma decrescente de carregamento axial com uma curva que representa a taxa de acréscimo ou redistribuição de carga. Nele observamos que a taxa de redistribuição, para o caso desta estrutura, teve um comportamento inversamente proporcional aos níveis de força axial nas barras, ou seja, em termos percentuais os pilares menos solicitados apresentaram uma maior redistribuição dos esforços quando comparados com os outros.

Tabela 3: Redistribuição de esforços nos pilares que chegam à fundação

Pilar	Borda ou Centro?	Sem ISE Ps (tf)	Com ISE Pc (tf)	(Pc-Ps)/Ps (%)	Acréscimo ou Alívio de Carga? (>5%)
P12	Centro	-513	-431	-15.9%	Alívio
P11	Centro	-394	-361	-8.4%	Alívio
P07	Centro	-374	-364	-2.9%	Manteve
P26	Centro	-352	-304	-13.7%	Alívio
P17	Centro	-340	-304	-10.8%	Alívio
P27	Centro	-313	-276	-11.8%	Alívio
P22	Centro	-312	-285	-8.5%	Alívio
P23	Centro	-311	-280	-10.0%	Alívio
P03	Borda	-271	-274	1.1%	Manteve
P19	Centro	-265	-265	0.1%	Manteve
P06	Centro	-242	-217	-10.3%	Alívio
P37	Centro	-224	-234	4.8%	Manteve
P30	Centro	-211	-210	-0.2%	Manteve
P31	Centro	-208	-206	-1.0%	Manteve
P38	Centro	-117	-143	22.5%	Acréscimo
P02	Borda	-117	-150	28.1%	Acréscimo
P08	Borda	-86	-97	13.8%	Acréscimo
P25	Borda	-75	-91	22.2%	Acréscimo
P04	Borda	-74	-86	15.1%	Acréscimo
P28	Borda	-58	-70	20.4%	Acréscimo
P29	Borda	-54	-64	18.2%	Acréscimo
P21	Borda	-46	-69	51.7%	Acréscimo
P16	Borda	-43	-70	62.5%	Acréscimo
P18	Borda	-35	-61	74.9%	Acréscimo
P24	Borda	-35	-52	49.8%	Acréscimo
P13	Borda	-31	-26	-14.9%	Alívio
P32	Borda	-31	-47	53.5%	Acréscimo
P35	Borda	-25	-42	69.3%	Acréscimo
P34	Borda	-25	-48	93.4%	Acréscimo
P01	Borda	-25	-37	49.2%	Acréscimo
P09	Borda	-18	-27	44.8%	Acréscimo
P20	Borda	-16	-18	15.9%	Acréscimo
P05	Borda	-16	-34	120.6%	Acréscimo
P33	Borda	-11	-18	57.7%	Acréscimo
P15	Borda	-10	-8	-16.4%	Alívio
P36	Borda	-8	-14	73.8%	Acréscimo
P14	Borda	-6	-14	125.2%	Acréscimo
P10	Borda	14	-21	-258.0%	Acréscimo
Soma	-	-5274	-5317	0.8%	Manteve

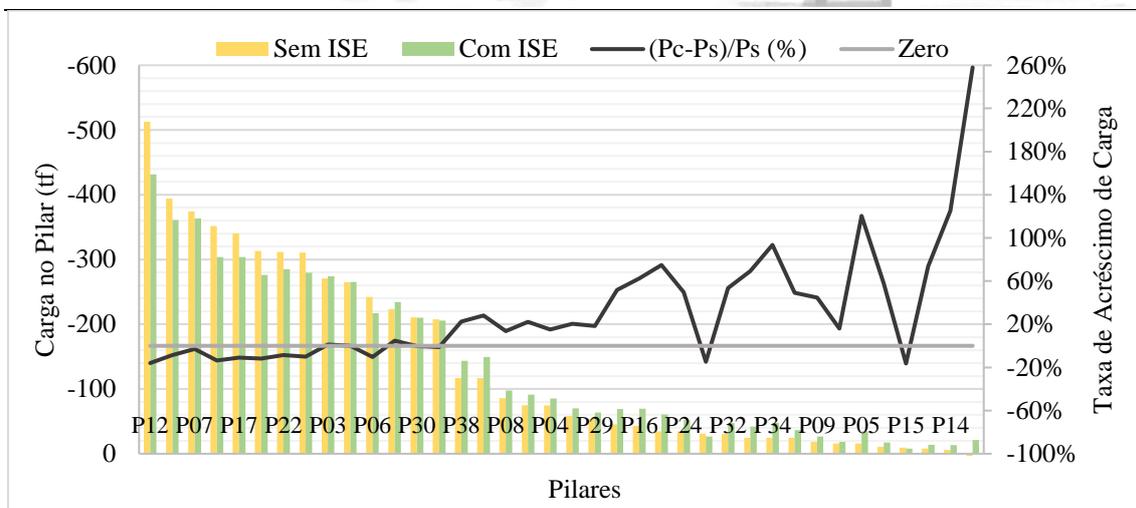


Figura 5: Comparação da ISE dos pilares de fundação. Fonte: Autoria própria

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O estudo deste trabalho teve o objetivo de avaliar a influência da Interação Solo-Estrutura de um pórtico tridimensional. Para isso foi proposto um modelo estrutural de um edifício de concreto armado de oito pavimentos sobre fundações profundas de estacas Hélice Contínua. Apesar das simplificações feitas no modelo, a comparação dos resultados mostrou significativa redistribuição dos esforços nos pilares de fundação, podendo haver acréscimos de cargas superiores e 100% e em alguns casos, a inversão do tipo de carregamento no pilar. Além disso, conclui-se que com a ISE, os pilares mais carregados tendem a terem seus esforços aliviados e os menos carregados tendem a ter acréscimo de carga. Isso deixou evidente a importância do estudo da ISE nas estruturas. Assim, ressalta-se a necessidade de avanços nessa área de conhecimento e do contínuo aperfeiçoamento dos modelos de previsão da ISE.

8 REFERÊNCIAS

- ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. 2014.
- _____. **NBR 6123:** Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. 1988.
- _____. **NBR 6484:** Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro. 1997.
- Institution of Structural Engineers. **Soil-structure interaction.** The real behaviour of structures. Institution of Structural Engineers. v. 63, ed. 2, 120 pp. 1989.
- Iwamoto, R. K. **Alguns aspectos dos efeitos da interação solo – estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda.** Dissertação. (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2000.
- Khouri, M. E. **Contribuição ao projeto de pilares de pontes de concreto armado com consideração das não-linearidades física e geométrica e interação solo – estrutura.** Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. 2001.
- Porto, T. B. **Estudo da interação de paredes de alvenaria estrutural com a estrutura de fundação.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, MG. 2010.
- Reis, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole.** Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2000.
- Rosa, A. K. da. **Estudo comparativo de formulações de MEC para análise da interação estaca-solo.** Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP. 2013.
- Berberian, D. et al. **Cálculo de Capacidade de Cargas em Estacas.** Planilha de cálculo, volume 1. Editora Infracolo, Departamento de Pesquisas e Publicações. 2016.
- Velloso, D. de A., Lopes, F. de R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas.** Oficina dos Textos. São Paulo. ISBN 978-857975. 2010.
- Iglesia, S. M. (sem data). **A interação solo-estrutura e sua aplicação na análise de estruturas de edifícios.** AltoQi. Ebook. <<http://maisengenharia.altoqi.com.br/estrutural/interacao-solo-estrutura-analise-estruturas-de-edificios/>> (13 de setembro de 2017).