

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO DIMENSIONAMENTO DE EDIFÍCIOS MULTIPAVIMENTOS EM CONCRETO ARMADO

Roger Otávio Pires Montes¹
Dayana Silva Moreira Gontijo²

RESUMO

Durante a elaboração de projetos estruturais e de fundações, por meio do método convencional, supõe-se que o conjunto de elementos de fundação seja capaz de garantir a indeslocabilidade da base dos pilares. Dessa forma, em geral o papel das fundações acaba sendo negligenciado na avaliação do comportamento estrutural. A análise da interação solo-estrutura (ISE) surge, então, como uma alternativa que visa integrar a superestrutura, fundações e solo em um único sistema, de maneira que seja possível verificar os efeitos ocasionados pela interação dos edifícios com o maciço de solos sobre o qual são construídos. O presente trabalho, portanto, tem por objetivo analisar a influência da consideração da ISE no dimensionamento da superestrutura, em comparação ao método convencional de dimensionamento estrutural, por meio do emprego do Sistema de Interação Solo-Estrutura (SISEs) desenvolvido pela TQS Informática ®. A partir dos resultados obtidos, percebe-se que há alterações no fluxo de cargas, ocasionando redistribuição dos esforços atuantes nos pilares. Além disso, nota-se que as condições de estabilidade global são alteradas, havendo aumentos nos valores do coeficiente γ_z e dos deslocamentos laterais dos edifícios após a consideração da ISE. Por fim, percebe-se, ainda, que os efeitos da ISE são diferentes para os dois tipos de fundação (blocos sobre estacas e sapatas) avaliados neste estudo.

Palavras-chave: interação solo-estrutura. Fundações. Redistribuição de esforços. TQS. SISEs.

ANALYSIS OF THE INFLUENCE OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON THE SIZING OF MULTI-FLOOR BUILDINGS IN REINFORCED CONCRETE

ABSTRACT

During the elaboration of structural and foundation designs by the conventional method, it is assumed that the set of foundation elements is capable of guaranteeing the non-dislocability of the base of the pillars. Thus, in general, the role of foundations is disregarded in the assessment of structural behavior. The soil-structure interaction (SSI) analysis, then, appears as an alternative that aims to integrate the superstructure, foundations and soil in a single system, so that it is possible to verify the effects caused by the interaction of buildings with the soil on which are built. Therefore, this paper aims to analyze the influence of the SSI consideration on superstructure sizing, compared to the conventional method of structural sizing, through the use of the Soil-Structure Interaction System (SSIS) developed by TQS Informática ®. From the results obtained, it can be seen that there are changes in the flow of loads, causing redistribution of efforts acting on the pillars. In addition, it is noted that the global stability conditions are changed, with increases in the values of the coefficient γ_z and the lateral displacements of buildings after the SSI consideration. Finally, it is also noticed that the effects of SSI are different for the two foundation types (pile foundation and isolated footing) evaluated in this study.

Keywords: soil-structure interaction. Foundations. Redistribution of efforts. TQS. SSIS.

Recebido em 02 de abril de 2020. Aprovado em 24 de abril de 2020.

¹ Engenheiro Civil, Mestrado em Estruturas pela UFG – Professor do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Campus Uruaçu. E-mail: rogerotaviopm@gmail.com

² Graduada em Engenharia Civil – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia de Goiás – Campus Uruaçu. E-mail: dayanasmgontijo@gmail.com

INTRODUÇÃO

Por atuarem na sustentação da superestrutura, as fundações devem receber a devida atenção, sendo seu controle uma das tarefas mais pertinentes quando se trata da estabilidade estrutural de uma construção. Porém, em geral o papel das fundações acaba sendo negligenciado na avaliação do comportamento estrutural, ocorrendo uma dissociação entre super e infraestrutura.

Geralmente, na análise estrutural, pressupõe-se que os pilares estão engastados em sua base (solo), admitindo-se a hipótese de apoios rígidos indeslocáveis (GUSMÃO, 1990). Com isso, são geradas reações que são utilizadas pelo projetista de fundações no dimensionamento e verificação dos elementos de fundação.

No entanto, a consideração de apoios rígidos indeslocáveis é apenas uma idealização, já que em condições reais as estruturas estão suscetíveis a deslocamentos, em decorrência de deformações sofridas pelo solo. Sendo assim, nem sempre é possível retratar fielmente as transferências de esforços, uma vez que os deslocamentos da estrutura podem provocar modificações nos esforços inicialmente calculados (VELLOSO; LOPES, 2010).

Diante disso, a análise da interação solo-estrutura (ISE) surge com uma alternativa que visa à representação de todo o conjunto solo-fundação-estrutura como um sistema único (POULOS, 1975). Desse modo, torna-se possível quantificar de forma mais segura os deslocamentos reais da fundação e estrutura, além dos esforços internos associados (VELLOSO; LOPES, 2010).

A otimização dos procedimentos de cálculo estrutural, pela consideração da ISE, visa estimar com maior precisão os esforços atuantes sobre os elementos estruturais e de fundação. Como afirma Aoki (1997), o procedimento convencional reduz a consideração da ISE à adoção de valores admissíveis de recalques, baseados na experiência em outras obras semelhantes. Porém, em geral não há uma avaliação de como tais deslocamentos, inerentes ao maciço de solos, podem afetar a distribuição dos esforços nos elementos estruturais da superestrutura.

Além disso, os resultados da ISE também se modificam em função do local onde a obra será construída. Dessa maneira, ainda que seja utilizado o mesmo projeto estrutural, não é possível afirmar que o comportamento da estrutura se manterá. Isso porque, a depender do solo suporte, pode ser necessário adotar diferentes tipos de fundação, além de haver a possibilidade de ocorrer redistribuição dos esforços solicitantes na estrutura, podendo ser necessário realizar alterações no projeto estrutural.

Neste sentido, a partir do presente trabalho, pretende-se realizar análises comparativas entre estruturas dimensionadas por meio do método convencional e estruturas que levam em consideração a ISE no processo de dimensionamento. Com isso, busca-se avaliar as modificações na distribuição dos esforços nos pilares, nos parâmetros de estabilidade global e nos deslocamentos laterais, resultantes da consideração da presença do solo na análise estrutural, para diferentes tipos de fundação (sapatas e blocos sobre estacas).

Durante a elaboração de projetos estruturais e de fundações, por meio do método convencional, supõe-se que o conjunto de elementos de fundação seja capaz de garantir a indeslocabilidade da base dos pilares. Essa hipótese, apesar de gerar resultados satisfatórios em diversos casos, pode conduzir ao surgimento de consequências negativas relacionadas à prevenção de manifestações patológicas, segurança e economia, ao se desprezar a deformabilidade do solo na análise estrutural (ANTONIAZZI, 2011).

É prática recorrente que se faça uma decomposição das edificações em diferentes elementos, tratando-os isoladamente. Frente a isso, a análise da ISE, surge como uma alternativa à desconsideração da interconectividade entre tais elementos, sendo, portanto, uma metodologia que visa o estudo do mecanismo de interação superestrutura-infraestrutura-solo.

Dessa forma, trabalha-se com um sistema único, na tentativa de se aproximar das condições reais da construção (GUSMÃO, 1990; HOLANDA JÚNIOR, 1998).

Conforme Burland, Broms e De Mello (1977), os dois passos mais importantes da análise da ISE, consistem na estimativa da grandeza dos recalques e na determinação da distribuição dos esforços internos nos elementos estruturais. Os dois itens citados pelos autores estão intimamente ligados, uma vez que a perturbação ocasionada pela deformação do solo diante da aplicação de carregamentos provoca a alteração do fluxo de cargas na estrutura, modificando os esforços nos elementos estruturais (ANTONIAZZI, 2011).

No Brasil, Chamecki (1954) foi um dos pioneiros no estudo da ISE, ao propor a aplicação de um processo iterativo para o cálculo dos recalques da fundação, levando em consideração a rigidez da estrutura. Com base nas reações de apoio calculadas com o emprego da hipótese de apoios indeslocáveis, determinam-se os recalques correspondentes. Em seguida, tais recalques são impostos à estrutura, de forma que sejam obtidas novas reações e novos valores de recalque. O processo iterativo é, então, aplicado até que os resultados convirjam. Como conclusão, o autor afirma que ao se considerar a rigidez da estrutura na estimativa de recalques, percebe-se uma tendência de uniformização dos recalques, já que após a aplicação desse processo iterativo para considerar a ISE os recalques diferenciais tendem a ser minimizados (CHAMECKI, 1954).

Aoki (1997) afirma que a utilização prática de modelos de ISE demanda que estes sejam simples, considerem a estratificação do solo e levem em conta o efeito de grupo das fundações, para se considerar a continuidade do maciço e sua interação com a superestrutura. Recentemente, trabalhos como o de Almeida *et al.* (2018) demonstram que a consideração do efeito de grupo em fundações profundas por estacas pode afetar na estimativa de recalques e também na determinação da capacidade de carga das fundações. Nesse sentido, os autores afirmam que o efeito de grupo pode aumentar a capacidade de carga, por tornar mais rígido o solo confinado entre as estacas, ou reduzi-la, ocasionando maiores recalques. O tipo de solo, a solução técnica para as fundações e o espaçamento médio entre os elementos são tidos pelos autores como fatores que influenciam o efeito de grupo.

Com relação às fundações superficiais por sapatas, em Reis (2000) tem-se um estudo sobre a análise da ISE de um grupo de edifícios apoiados sobre argila mole, os quais são modelados como pórticos espaciais elástico lineares e o solo tomado com um meio elástico estratificado. Em suas conclusões, o autor afirma que a configuração final dos recalques é influenciada pela rigidez da estrutura, pelo efeito de grupo entre as fundações, pelo processo construtivo e pela presença de edificações vizinhas.

Além disso, devido à construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos, alguns autores têm se dedicado ao estudo da ISE em projetos de edifícios altos. Em Silva e Sales (2019), por exemplo, encontram-se análises realizadas para casos hipotéticos de edifícios com 50 pavimentos, modelados como pórticos espaciais, considerando três alternativas para as fundações (radier isolado e estaqueado, e estacas). Em seus resultados, os autores demonstram que com a ISE houve redução dos recalques nos pilares internos, enquanto os pilares de canto e extremidade apresentaram tendência a maiores recalques. Com relação às reações de apoio, Silva e Sales (2019) observaram uma tendência de alívio dos pilares centrais e sobrecarga dos pilares de canto e extremidade após a consideração da ISE.

Outro ponto que também merece destaque, especialmente quando se trata de edifícios altos, é a avaliação das condições de estabilidade global das estruturas. Em trabalhos como os de Jordão (2003) e Delalibera *et al.* (2005), é possível verificar que, ao se considerar a deformabilidade do maciço de solos na análise estrutural, tem-se um aumento nos deslocamentos laterais e, conseqüentemente, são afetadas as condições de estabilidade global. Com isso, os efeitos de 2ª ordem tornam-se mais significativos.

Em Antoniazzi (2011), por sua vez, a ISE é considerada em projetos estruturais de edifícios em concreto armado sobre fundações por sapatas isoladas, levando em conta a sequência construtiva na análise estrutural. Em suas conclusões, a autora afirma que para uma análise estrutural mais realista, é recomendado que a análise da ISE seja empregada juntamente com a sequência construtiva. Isso porque ao se aplicar os carregamentos de forma progressiva, simulando a aplicação de carregamentos a cada pavimento construído, a rigidez do edifício sofre alterações, que podem afetar na distribuição e intensidade dos recalques.

Fatores de Influência

Há uma série de fatores que influenciam os efeitos do mecanismo de ISE, dentre os quais podemos citar a rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}), o número de pavimentos e a presença de edificações vizinhas.

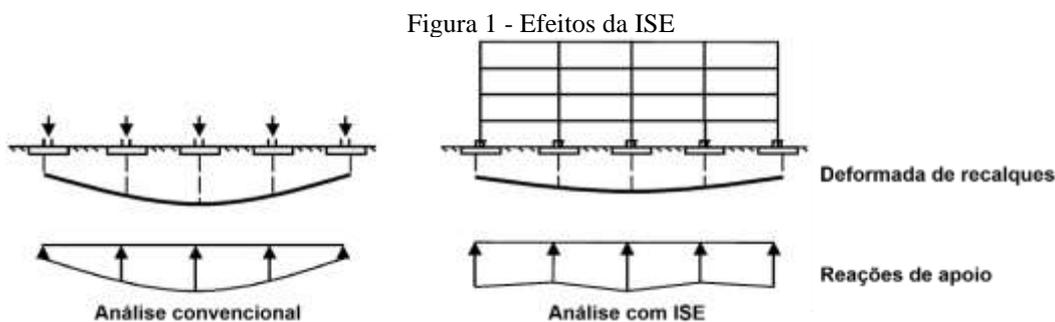
Rigidez relativa estrutura-solo

Definida como a relação entre a rigidez da superestrutura e a rigidez do solo, a rigidez relativa estrutura-solo (K_{ss}) influencia o mecanismo de ISE, uma vez que ao se elevar esse parâmetro ocorre uma redução dos valores dos recalques absolutos e diferenciais. No entanto, essa redução é mais significativa no caso dos recalques diferenciais, já que o aumento de K_{ss} conduz a uma tendência à uniformização dos recalques (GUSMÃO, 1990).

Gusmão (1990) conclui que os valores máximos dos recalques (absolutos e diferenciais), ao se considerar a ISE, são reduzidos à medida em que o valor de K_{ss} aumenta, ao passo que no processo convencional de estimativa de recalques a grandeza dos mesmos independe desse fator. Além disso, o autor observa que o recalque diferencial sofre maior influência da ISE do que o recalque absoluto.

Número de pavimentos

Fixando-se um valor para K_{ss} , Gusmão (1990) observou que à medida que se aumenta a quantidade de pavimentos há um aumento da rigidez global da estrutura, fazendo com que o nível dos recalques diferenciais seja reduzido, ou seja, há uma tendência à uniformização dos recalques, conforme Figura 1. Esse aumento na rigidez global se deve ao fato de que, com o aumento do número de pavimentos, a estrutura torna-se mais alta, fazendo com que a relação entre a altura do edifício e sua largura em planta seja também elevada.



Fonte: Gusmão (1990) – “Adaptada pelos autores”.

No entanto, nota-se que essa tendência à uniformização dos recalques não cresce de maneira linear com o número de pavimentos, mas recebe maior contribuição dos primeiros pavimentos (GUSMÃO, 1990). Segundo Moura (1995), as solicitações nos elementos estruturais, provenientes da redistribuição dos esforços gerada pela ISE, também são mais significativas nos primeiros andares, reduzindo-se nos pavimentos superiores.

Presença de edificações vizinhas

Com relação à presença de edifícios vizinhos, em trabalhos como o de Reis (2000), é possível notar que há um aumento nos recalques, devido à superposição de tensões gerada pela aplicação de carga dos prédios vizinhos sobre o solo suporte. Nota-se que, quanto mais próximos os edifícios, os recalques são maiores e conseqüentemente, aumenta a influência desse fator na configuração dos recalques e desaprumos da edificação.

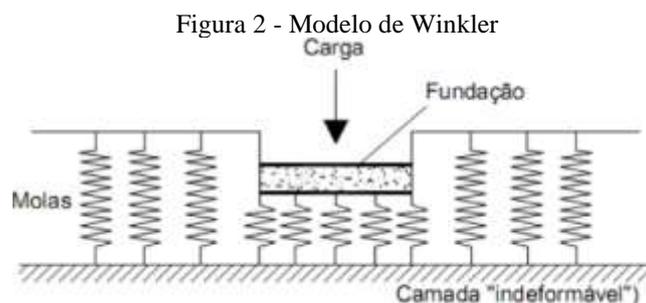
O estudo comparativo realizado por esse autor, permite visualizar a redução dos valores dos recalques induzidos pelas construções vizinhas à medida que se aumenta a distância entre os edifícios. Sendo assim, Reis (2000) afirma que esse aumento nos recalques ocorre nos pilares periféricos adjacentes ao edifício vizinho, ao passo que os pilares periféricos do lado oposto sofrem redução nos valores dos recalques. Neste presente trabalho, não será analisado a influência de edificações vizinhas.

Modelos para Representação do Solo

Para a análise da ISE, Velloso e Lopes (2010) apresentam dois modelos para a representação do maciço de solos: Hipótese de Winkler e meio contínuo. Tais modelos têm por objetivo representar a presença do solo em contato com a estrutura e serão brevemente comentados a seguir.

Hipótese de Winkler

Inicialmente proposta por Winkler (1867³ *apud* ANTONIAZZI, 2011), a representação do maciço como um conjunto de molas de resposta linear justapostas foi denominada como Hipótese de Winkler. Para este modelo, considera-se apenas as deformações ocorridas logo abaixo do elemento estrutural de fundação. Por esse motivo, essa hipótese não leva em consideração o efeito de carregamentos nas proximidades da estrutura (VELLOSO; LOPES, 2010; ANTONIAZZI, 2011). Na Figura 2, é possível visualizar a representação do solo conforme a proposição de Winkler.



Pela Hipótese de Winkler, as pressões de contato sobre o solo são proporcionais aos recalques. Assim, para se considerar a presença do solo, são definidas constantes de molas para cada tipo de solo e sistema de fundação, que representam a rigidez do maciço. Dessa forma, deve-se determinar o coeficiente de reação vertical (K_v), o qual consiste em um valor escalar que representa o coeficiente de rigidez do maciço, para resistir ao deslocamento mobilizado pela ação de uma tensão sobre o mesmo. Com isso, o K_v é análogo a um coeficiente de mola, porém não relacionado a uma força, mas sim a uma tensão (ANTONIAZZI, 2011).

Esse método possibilita considerar a presença do solo de forma simplificada a partir da substituição dos apoios indeslocáveis por molas. Apesar disso, possui limitações, especialmente no que se refere à desconsideração do efeito de grupo no cálculo dos recalques.

³ WINKLER, E. **Die lehre von der Elastizität und Festigkeit**. Domicius: Praga, 1867.

Meio Contínuo

Neste caso, considera-se o solo como um meio contínuo que possui parâmetros tais como módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson, relacionados com as características do maciço. Para este modelo, o solo pode ser considerado como um meio elástico ou elastoplástico.

No primeiro caso, utiliza-se da Teoria da Elasticidade para alcançar as soluções referentes à análise da ISE. Já o segundo caso, por demandar o emprego de soluções numéricas, é pouco usado na prática, uma vez que devem ser empregados métodos complexos como o Método dos Elementos Finitos (MEF) para a simulação do maciço (VELLOSO; LOPES, 2010).

Modelagem para Análise da ISE

O processo de análise da ISE demanda o emprego de modelos para a representação do conjunto superestrutura-infraestrutura-solo. Tais modelos buscam simular as condições de rigidez às quais o edifício está submetido na interface estrutura-solo. A seguir serão apresentados os modelos empregados na análise da ISE mencionados em Antoniazzi (2011).

Modelo A

Ao se empregar este modelo, os efeitos do mecanismo de ISE são determinados por meio de um procedimento iterativo, tal como o empregado por Chamecki (1954), o qual foi descrito anteriormente. Neste caso, é necessário determinar os valores das reações de apoio, estimar os recalques relacionados e, em seguida, impor tais recalques à estrutura para que novas reações de apoio sejam adquiridas. O processo, como já citado, deve prosseguir até que haja convergência satisfatória entre os valores determinados.

Modelo B

Este modelo, por sua vez, baseia-se na consideração da deformabilidade do maciço a partir do emprego de molas discretizadas ao longo da fundação. Para este modelo, a superestrutura e a infraestrutura trabalham com um sistema integrado, que interage com o maciço de solos que contorna os elementos estruturais de fundação.

Este será o modelo empregado no presente trabalho, tendo em vista que o SISEs/TQS[®] utiliza um conjunto de molas para simular a presença do solo em contato com a infraestrutura. No *software*, as constantes de mola são definidas a partir dos coeficientes de reação, baseadas nas características do solo.

Modelo C

Já o Modelo C, pouco usual na prática, demanda um custo computacional elevado, pois em geral é modelado através do MEF ou por meio da modelagem da super e infraestrutura utilizando-se o MEF e o solo sendo modelado com o emprego do Método dos Elementos de Contorno (MEC).

Estabilidade Global

A NBR 6118:2014, em seu item 15.4.2, define dois tipos de estruturas, classificadas com relação à magnitude dos deslocamentos laterais: de nós fixos e de nós móveis. As estruturas de nós fixos caracterizam-se por apresentarem deslocamentos pequenos, o que leva ao surgimento de efeitos globais de 2ª ordem que podem ser desprezados na análise estrutural. Por outro lado, quando da ocorrência de deslocamentos mais elevados, há o surgimento de significativos efeitos globais de 2ª ordem, passando a estrutura a ser denominada de nós móveis.

No presente trabalho, a verificação das condições de estabilidade global foi feita a partir do emprego do coeficiente γ_z . Esse parâmetro, avalia a importância dos esforços de 2ª ordem

globais e é válido para estruturas com no mínimo quatro andares. O valor desse parâmetro é determinado pela Equação (1), apresentada no item 15.5.3 da NBR 6118:2014.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (1)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$: momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$M_{1,tot,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

Para valores do coeficiente γ_z inferiores a 1,10, considera-se que a estrutura é de nós fixos (NBR 6118, 2014).

Em trabalhos como o de Jordão (2003), pode-se notar que ao considerar a flexibilidade da fundação, a partir do emprego da ISE, há um aumento nos valores dos deslocamentos laterais e do coeficiente γ_z , em comparação aos obtidos para as análises em que se considera os pilares engastados.

METODOLOGIA

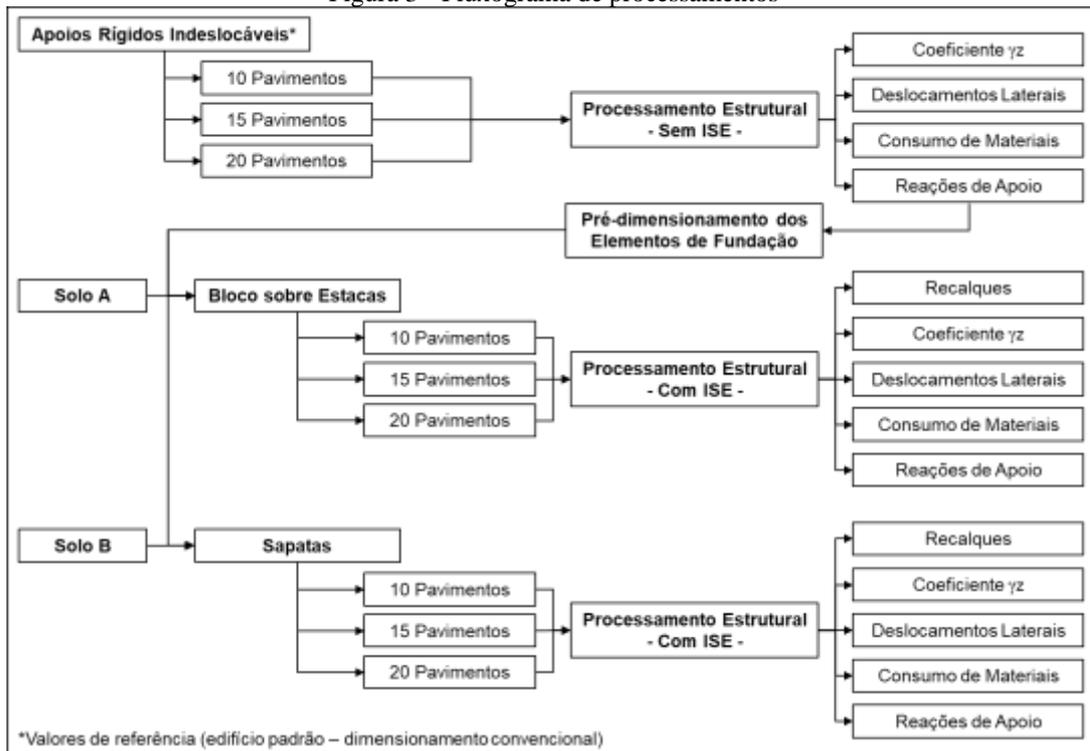
Baseando-se na hipótese de apoios indeslocáveis, foram processados três modelos estruturais, sendo um com 10 pavimentos tipo, outro com 15 e um terceiro com 20 pavimentos. Tais modelos são constituídos por 30 pilares com dimensões que variam dependendo da quantidade de pavimentos, visto que as cargas a serem suportadas aumentam à medida que se eleva o número de andares do edifício. As vigas e lajes, por sua vez, mantiveram as mesmas dimensões em todos os modelos.

Por meio da análise estrutural, foram obtidos os valores das reações de apoio nas bases dos pilares, bem como os valores dos deslocamentos laterais, de topo e entre pavimentos, além dos valores do coeficiente γ_z , empregados na avaliação das condições de estabilidade global do edifício. Com os valores das reações, então, foram pré-dimensionados os elementos estruturais de fundação por sapatas e por blocos sobre estacas.

Após o pré-dimensionamento, os elementos estruturais de fundação foram lançados e verificados com o uso do SISEs/TQS[®], sendo realizados ajustes nas dimensões das sapatas e quantidade de estacas para que fossem atendidos os critérios de capacidade de carga, obtendo-se o dimensionamento final.

Com a superestrutura e as fundações definidas, foram lançados os elementos de fundação no SISEs/TQS[®], associados aos respectivos pilares provenientes do modelo estrutural. Em seguida, foram selecionados os critérios de projeto e efetuada a entrada de dados no programa. A partir daí, foi realizado o processamento da estrutura, dessa vez considerando-a como um sistema único (estrutura + solo), obtendo-se os valores das reações de apoio e recalques em cada ponto da fundação, além de dados referentes aos deslocamentos laterais e coeficiente γ_z , conforme fluxograma da Figura 3.

Figura 3 - Fluxograma de processamentos

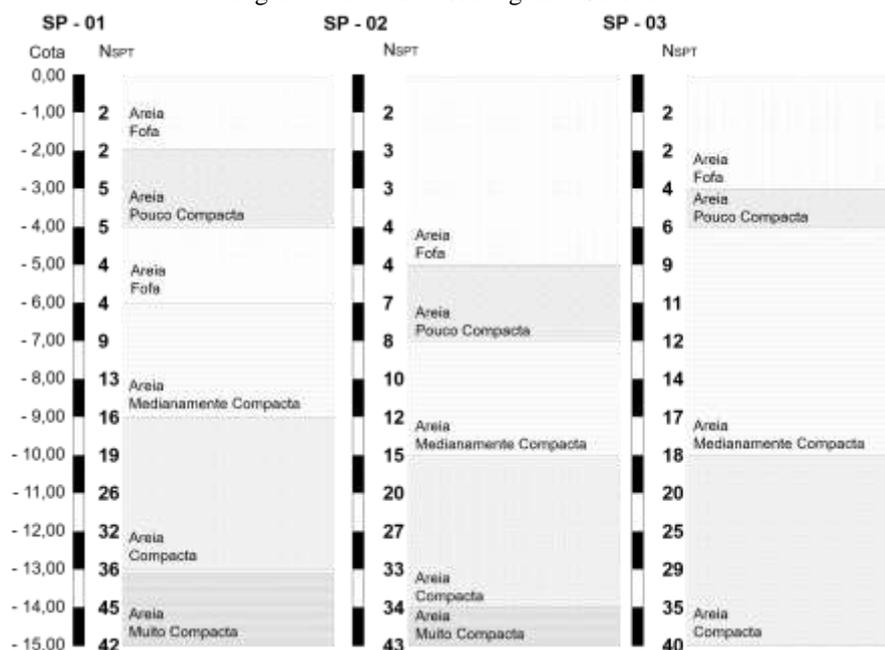


Fonte: Autores (2020).

Foram adotados dois tipos de maciço de solos diferentes, um com solo resistente nas camadas mais profundas (Solo A) e outro com elevada resistência superficial (Solo B). O primeiro foi empregado na análise dos edifícios com fundações por blocos sobre estacas, enquanto o segundo foi usado no caso das fundações por sapatas.

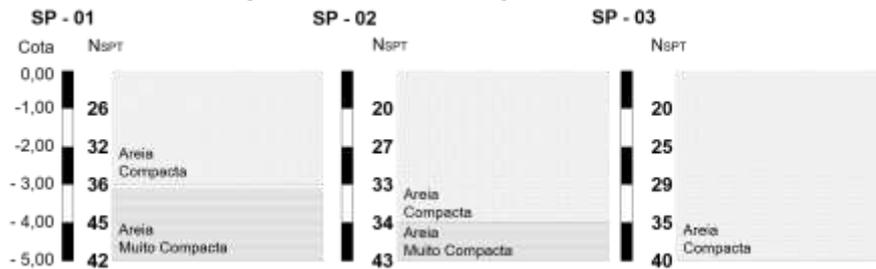
Os perfis de sondagem correspondentes ao Solo A estão apresentados na Figura 4, enquanto os perfis que representam a estratigrafia do Solo B são apresentados na Figura 5.

Figura 4 - Perfis de sondagem – Solo A



Fonte: Autores (2020).

Figura 5 - Perfis de sondagem – Solo B



Fonte: Autores (2020).

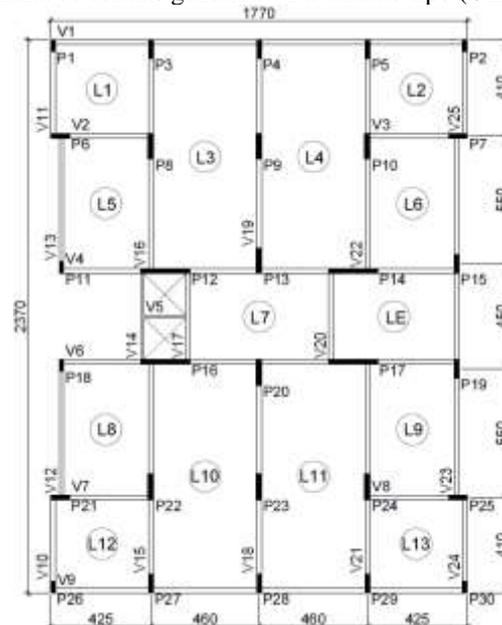
Para a definição da quantidade de furos de sondagem, levou-se em consideração o estabelecido pela NBR 8036:1983 no que concerne à quantidade de furos de sondagem utilizados no reconhecimento geotécnico. Por essa razão foram empregados três furos de sondagem, uma vez que a área de projeção dos edifícios é igual a 396,02 m². Foi selecionada a média ponderada entre as duas sondagens mais próximas como método para realizar a associação das sondagens aos elementos estruturais de fundação.

Critérios de Projeto – Superestrutura

Todos os modelos são compostos por pavimentos tipo com área de 396,02 m². O pé direito adotado foi de 3,15 m. Com exceção do pavimento térreo, que não apresenta lajes, todos os demais possuem lajes maciças, vigas e pilares com seções retangulares. Devido à simetria dos modelos, e de forma que fosse possível promover a padronização dos elementos estruturais, utilizaram-se, em cada modelo, apenas 4 dimensões distintas para as seções dos pilares, 2 dimensões para as seções das vigas e 2 espessuras diferentes para as lajes.

A seguir é apresentado, na Figura 6, o posicionamento genérico dos elementos estruturais na planta de formas do pavimento tipo empregado para a composição dos modelos submetidos à simulação computacional no presente estudo.

Figura 6 - Planta de formas genérica – Pavimento tipo (Unidades em cm)



Fonte: Autores (2020).

Em todos os modelos, as vigas se mantiveram com as mesmas dimensões, sendo que, com exceção da viga V5, que possui seção de 12 cm x 30 cm, as demais possuem seção de 20 cm x 60 cm. As lajes, possuem espessuras de 12 cm e 15 cm, em todos os modelos. Já os pilares,

possuem seções diferentes em função da quantidade de pavimentos, como é apresentado no Quadro 1, a seguir.

Quadro 1 - Dimensões dos pilares (Unidades em cm)

Pilar	Seções Transversais		
	10 pavimentos	15 pavimentos	20 pavimentos
P1 = P26	20 x 30	20 x 50	20 x 80
P2 = P30	20 x 30	20 x 50	20 x 80
P3 = P27	20 x 60	20 x 80	25 x 100
P4 = P28	20 x 60	20 x 80	25 x 100
P5 = P29	20 x 60	20 x 80	25 x 100
P6 = P21	20 x 60	20 x 80	25 x 100
P7 = P25	20 x 60	20 x 80	25 x 100
P8 = P22	20 x 80	25 x 110	25 x 120
P9 = P23	20 x 80	25 x 110	25 x 120
P10 = P24	20 x 80	25 x 110	25 x 120
P11 = P18	20 x 30	20 x 50	20 x 80
P12 = P16	20 x 210	20 x 210	25 x 210
P13 = P20	20 x 80	20 x 110	25 x 120
P14 = P17	20 x 210	20 x 210	25 x 210
P15 = P19	20 x 60	20 x 80	25 x 100

Fonte: Autores (2020).

No Quadro 2, são apresentados os parâmetros de projeto empregados nas modelagens computacionais.

Quadro 2 – Parâmetros de projeto

Pé-direito	3,15 m	
Classe de Agressividade Ambiental (CAA)	II	
Concreto	Pilares, Vigas e Lajes – 30 MPa	
	Blocos e Sapatas – 30 MPa	
	Estacas – 20 MPa	
Carregamentos	Sobrecarga	Pav. Tipo – 2,0 kN/m ²
		Cobertura – 0,5 kN/m ²
	Revestimento	Pav. Tipo – 2,0 kN/m ²
		Cobertura – 1,0 kN/m ²
Alvenaria sobre vigas	13 kN/m ³	

Fonte: Autores (2020).

Os parâmetros para a determinação das cargas de vento, conforme a NBR 6123:1988, estão apresentados no Quadro 3. Com base nesses parâmetros, foram determinados os esforços de vento através do emprego do próprio *software*.

Quadro 3 - Parâmetros para determinação dos esforços de vento

Parâmetro	Valor
Velocidade Básica	35 m/s
S1 – Fator de Terreno	1,00 – Terreno Plano
S2 – Categoria de Rugosidade	IV – Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados
S2 – Classe da Edificação	Edifício com 10 pavimentos – B – Maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 e 50 m. Edifício com 15 pavimentos – C – Maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m. Edifício com 20 pavimentos – C – Maior dimensão horizontal ou vertical maior que 50 m.
S3 – Fator Estatístico	1,00 – Edificações para hotéis e residências

Fonte: Autores (2020).

Com relação aos métodos para verificação da capacidade de carga dos elementos de fundação, utilizou-se as metodologias que fazem correlação com o SPT, conforme especificado na NBR 6122:2019, sobre projeto e execução de fundações. No Quadro 4, é apresentado o número de estacas utilizado para os blocos referentes a cada pilar.

Quadro 4 - Número de estacas por bloco

Pilar	Número de estacas por bloco		
	10 pavimentos	15 pavimentos	20 pavimentos
B1 = B26	01	02	03
B2 = B30	01	02	03
B3 = B27	02	03	05
B4 = B28	02	03	05
B5 = B29	02	03	05
B6 = B21	02	03	05
B7 = B25	02	03	05
B8 = B22	04	06	07
B9 = B23	04	06	07
B10 = B24	04	06	07
B11 = B18	01	02	03
B12 = B16	04	06	08
B13 = B20	03	04	05
B14 = B17	04	06	08
B15 = B19	02	03	05

Fonte: Autores (2020).

No Quadro 5, pode-se visualizar as dimensões das sapatas, em planta. Nesse quadro, a sapata S1 recebe o carregamento do pilar P1 e, assim, sucessivamente.

Quadro 5 - Dimensões das sapatas (Unidades em cm)

Pilar	Dimensões das Bases das Sapatas		
	10 pavimentos	15 pavimentos	20 pavimentos
S1 = S26	120 x 140	140 x 170	160 x 220
S2 = S30	120 x 140	140 x 170	160 x 220
S3 = S27	160 x 200	200 x 260	220 x 290
S4 = S28	160 x 200	200 x 260	220 x 290
S5 = S29	160 x 200	200 x 260	220 x 290
S6 = S21	200 x 160	260 x 200	290 x 220
S7 = S25	200 x 160	260 x 200	290 x 220
S8 = S22	200 x 260	250 x 330	260 x 360
S9 = S23	200 x 260	250 x 330	260 x 360
S10 = S24	200 x 260	250 x 330	260 x 360
S11 = S18	130 x 150	170 x 190	180 x 240
S12 = S16	380 x 190	420 x 230	440 x 250
S13 = S20	180 x 240	200 x 290	230 x 350
S14 = S17	380 x 190	420 x 230	440 x 250
S15 = S19	160 x 190	190 x 250	220 x 290

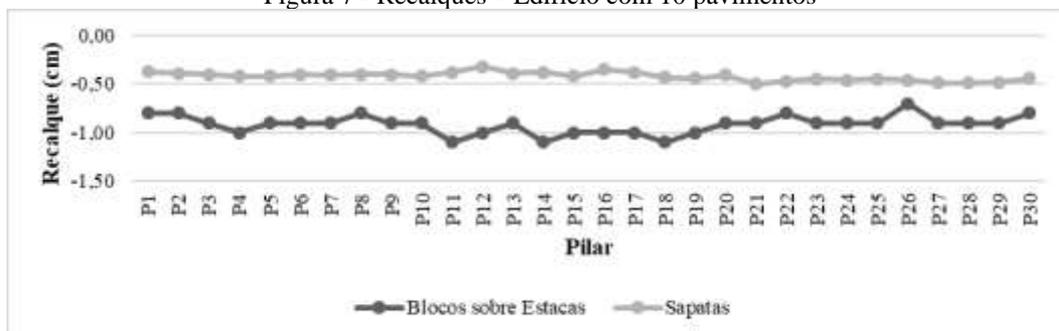
Fonte: Autores (2020).

RESULTADOS E DISCUSSÃO

Análise dos Recalques Estimados

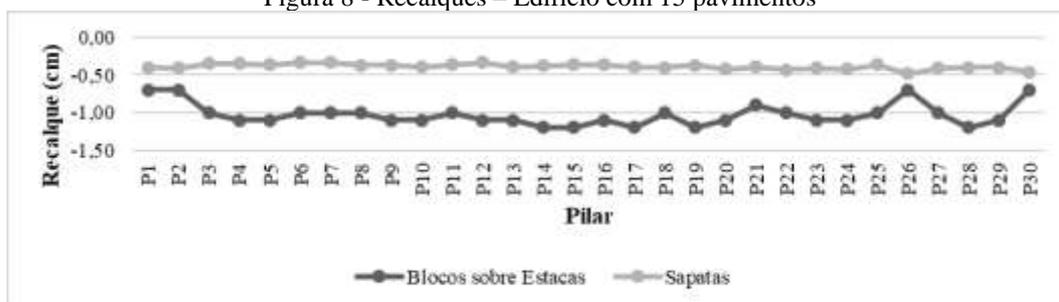
Nas Figuras 7, 8 e 9, pode-se visualizar a distribuição dos recalques sofridos nas bases de cada um dos pilares, considerando os dois tipos de fundação, para os edifícios com 10, 15 e 20 pavimentos, respectivamente.

Figura 7 - Recalques – Edifício com 10 pavimentos



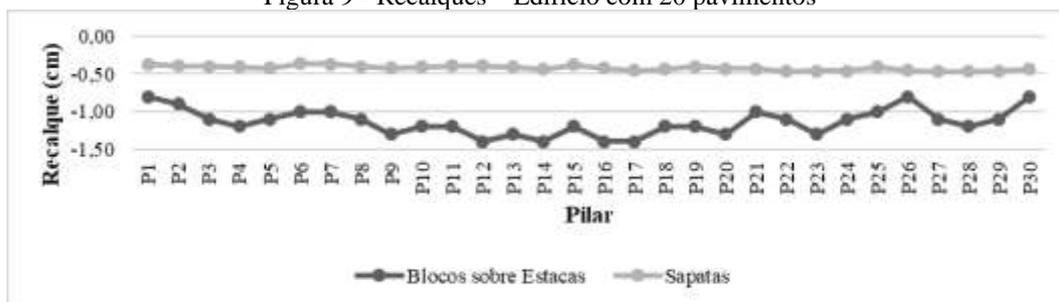
Fonte: Autores (2020).

Figura 8 - Recalques – Edifício com 15 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Figura 9 - Recalques – Edifício com 20 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Ao se observar os gráficos, é possível verificar que, em todos os casos, o sistema estaca-solo apresentou maiores valores de recalque se comparado ao sistema sapata-solo. Ressalta-se que, por haver tipos distintos de solo para cada fundação, é necessário ter em mente que os comparativos aqui realizados serão feitos entre sistemas de fundação, que se referem ao conjunto formado pelo elemento estrutural de fundação e o elemento geotécnico. Além disso, destaca-se que os perfis de solo exercem significativa influência na estimativa de recalques, gerando resultados diferentes para cada situação analisada.

No caso das fundações por sapatas, percebe-se uma constância nos valores dos recalques. Esse comportamento pode estar atrelado ao fato de que esses elementos de fundação estão assentes sobre solos de alta resistência superficial e, portanto, menos deformáveis. Além

disso, apesar de os maiores valores de carga estarem concentrados nos pilares centrais, nota-se que os recalques tendem a ser mais intensos na região dos pilares P21 a P30.

Já com relação às fundações por blocos sobre estacas, percebe-se que os recalques são mais intensos nos pilares centrais do edifício, que são também os mais carregados. O oposto ocorre para os pilares periféricos, dentre os quais podemos destacar os recalques sofridos pelos pilares de canto P1, P2, P26 e P30, que em todos os casos apresentaram menores valores de recalque, com relação ao sistema estaca-solo.

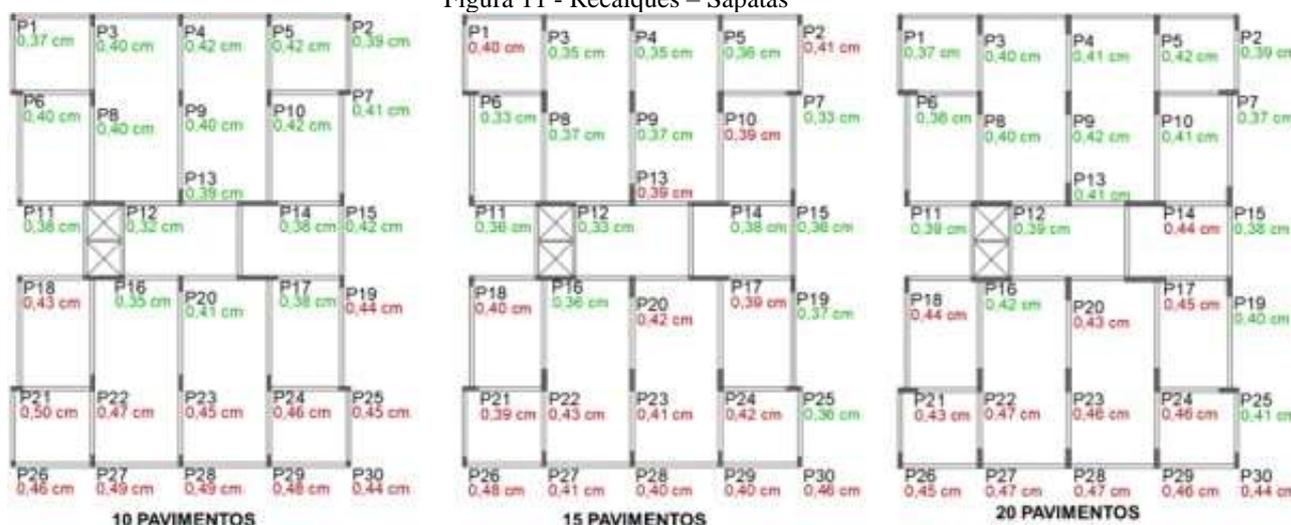
Para melhor visualizar as diferenças na distribuição dos recalques, são apresentadas as Figuras 10 e 11, em que é possível verificar o posicionamento dos pilares e seus respectivos valores de recalques, para os edifícios com fundações por estacas e por sapatas, respectivamente. Os dados em vermelho indicam que o valor do recalque é superior ao valor do recalque médio, enquanto os valores em verde correspondem aos recalques inferiores ao recalque médio, para cada edifício.

Figura 10 - Recalques – Blocos sobre estacas



Fonte: Autores (2020).

Figura 11 - Recalques – Sapatas



Fonte: Autores (2020).

Análise da Redistribuição dos Esforços

Para a avaliação dos resultados obtidos nesta etapa, inicialmente serão apresentados os dados referentes às reações de apoio verticais, considerando os dois tipos de fundação e as diferentes quantidades de pavimentos. Em seguida, serão apresentados os resultados referentes às variações nos valores de momento fletor nas bases dos pilares, antes e depois de se considerar a ISE.

Reação de Apoio Vertical

Referindo-se aos edifícios cuja fundação é composta por blocos sobre estacas, apresenta-se a Figura 12, onde se pode verificar, em cada pilar, a variação nos valores das reações de apoio verticais (F_z), após a consideração da ISE.

Figura 12 – Variação nos valores de F_z – Blocos sobre estacas



Fonte: Autores (2020).

Nota-se que a diferença entre os valores para a carga axial nos pilares, antes e depois da ISE, passa a ser mais significativa para os edifícios com 15 e 20 pavimentos. O pilar P30, por exemplo, teve sua carga aumentada em apenas 6,67% após a ISE, considerando o edifício com 10 pavimentos, ao passo que para o edifício com 15 pavimentos esse aumento foi de 29,43% e, para o edifício com 20 pavimentos, foi de 24,04%. Além disso, ao se analisarem os valores desses esforços, é possível verificar que a diferença entre a carga máxima e a mínima nos pilares se reduz após a consideração da ISE.

Considerando-se os valores obtidos, percebe-se que os maiores acréscimos de carga ocorrem nos pilares P1, P2, P26 e P30, para os quais houve menores valores de recalque no caso das fundações por blocos sobre estacas. Esse fato vai ao encontro do que é apresentado na literatura, uma vez que houve aumento de carga nos pilares que sofrem menores recalques.

Observando-se os resultados para o edifício com 20 pavimentos, evidencia-se a transferência de carga dos pilares mais centrais para aqueles que se localizam nas periferias do edifício. Percebe-se que, enquanto a totalidade dos pilares centrais desse modelo sofreram redução nas suas cargas, todos os pilares de borda e canto foram sobrecarregados.

Esse fato foi percebido mais expressivamente para o edifício de 20 pavimentos, ao passo que para os edifícios com 10 e 15 pavimentos nem todos os pilares periféricos foram sobrecarregados, havendo alguns cujo valor da carga foi reduzido.

Com relação aos edifícios com fundações por sapatas, apresenta-se a Figura 13, correspondente às variações nos valores de F_z obtidos com a consideração da ISE.

Figura 13 - Variação nos valores de Fz – Sapatas



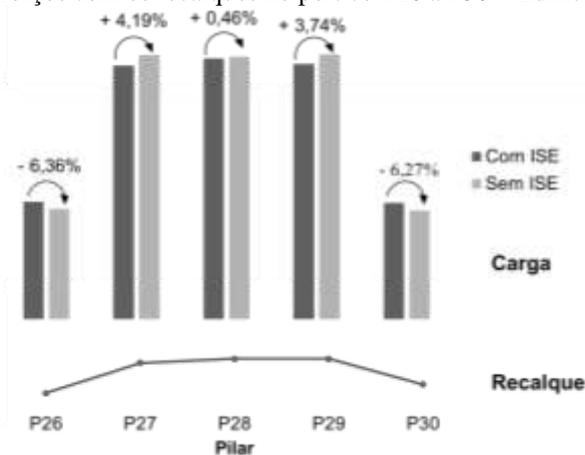
Fonte: Autores (2020).

Nota-se que a redistribuição dos esforços para os edifícios com fundações por sapatas foi menos expressiva se comparada à ocorrida para o caso das fundações por blocos sobre estacas. Esse comportamento pode ser justificado pela ocorrência de recalques totais e diferenciais menores nas bases dos pilares desses edifícios, ao serem comparados aos edifícios que empregaram o sistema estaca-solo como fundação.

Ao contrário do que acontece para o caso das fundações por blocos sobre estacas, para os edifícios sobre sapatas, os acréscimos e decréscimos de carga são mais expressivos no edifício com 10 pavimentos. Nesse modelo, o maior acréscimo de carga ocorre no pilar P16, sendo 6,86% maior se comparada a carga desse pilar estimada pela hipótese de apoios indelocáveis.

Ao contrário do que ocorreu para o sistema estaca-solo, aqui não é possível perceber um fluxo de cargas que leve ao alívio dos pilares centrais e sobrecarga dos pilares de periferia. No entanto, ao correlacionarmos a redistribuição dos esforços com os recalques sofridos por pilares que formam o mesmo pórtico, é possível perceber que, na maioria dos pórticos, os pilares que sofrem menores recalques, em relação aos pilares vizinhos, tendem a ser sobrecarregados. Como exemplo, podemos citar o pórtico formado pelos pilares P26, P27, P28, P29 e P30, cuja variação nos valores de carga e os recalques correspondentes, no caso do edifício com 15 pavimentos, são representados na Figura 14.

Figura 14 - Correlação dos esforços com os recalques no pórtico P26 a P30 – Edifício com 15 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Momentos Fletores na Base dos Pilares

No que se refere aos momentos fletores, verifica-se que há modificações consideráveis após se levar em conta a ISE na análise estrutural. Porém, não há, para os dois tipos de fundação, uma regularidade na variação dos valores dos momentos nas bases dos pilares, não sendo possível indicar quais elementos estão mais propensos a terem os valores de momento majorados ou minorados.

Nas Figuras 15, 16 e 17 podemos visualizar os acréscimos e decréscimos ocorridos nos momentos fletores nas bases de cada um dos pilares dos edifícios com 10, 15 e 20 pavimentos com fundações por blocos sobre estacas, respectivamente. Ressalta-se que as variações percentuais indicadas não levam em conta o sentido do momento fletor, mas apenas a intensidade de tal esforço, com o objetivo de se visualizar em quais pontos os pilares foram mais ou menos solicitados.

Figura 15 - Variação percentual dos momentos fletores – Blocos sobre estacas – Edifício com 10 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Figura 16 - Variação percentual dos momentos fletores – Blocos sobre estacas – Edifício com 15 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Figura 17 - Variação percentual dos momentos fletores – Blocos sobre estacas – Edifício com 20 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Observa-se que os acréscimos na intensidade dos momentos são mais expressivos que as reduções, e também ocorrem na maioria dos pilares, nos três casos apresentados. Destaca-se o acréscimo no valor do momento na base do pilar P29, para o edifício de 15 pavimentos. Para esse pilar, o valor do momento saltou de 0,02 kN.m, considerando o pilar engastado, para 8,43 kN.m após a consideração da ISE.

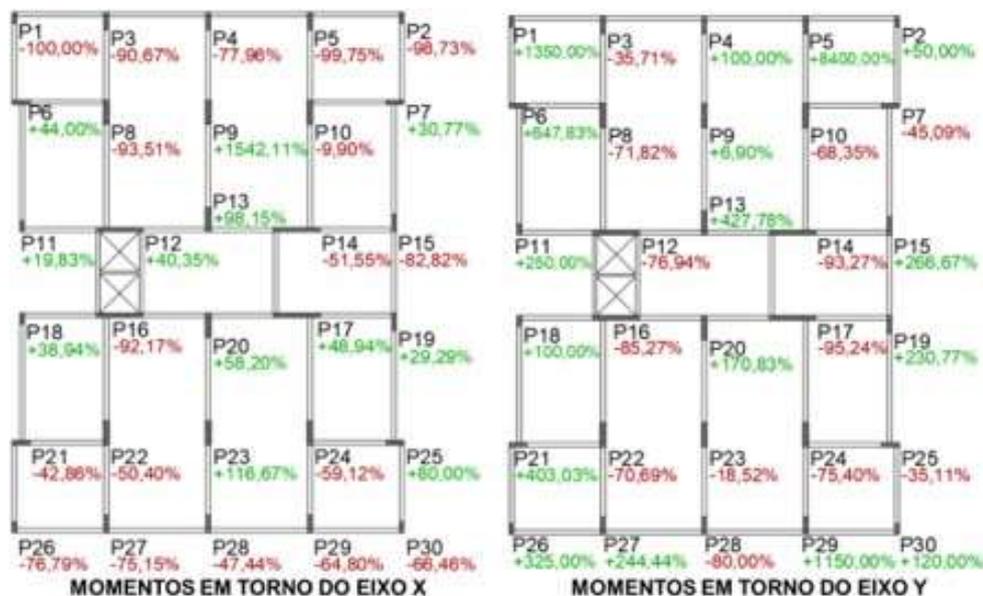
Nas Figuras 18, 19 e 20 são apresentadas as variações percentuais ocorridas com relação à intensidade dos momentos nas bases dos pilares para a situação em que se emprega as fundações por sapatas. Em ordem, estão dispostas as representações dos acréscimos e decréscimos para os edifícios com 10, 15 e 20 pavimentos.

Figura 18 - Variação percentual dos momentos fletores – Sapatas – Edifício com 10 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Figura 19 - Variação percentual dos momentos fletores – Sapatas – Edifício com 15 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Figura 20 - Variação percentual dos momentos fletores – Sapatas – Edifício com 20 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Pode-se perceber que para o caso das fundações por sapatas, as variações entre os momentos obtidos pelo método convencional de análise estrutural e pelo método que leva em conta a ISE são, em geral, menores para os modelos com fundações por sapatas se comparado com os resultados dos modelos com fundações por blocos sobre estacas.

Para o caso das estacas, ressalta-se a presença de camadas de areia fofa e pouco compacta nas camadas superiores, o que possibilitaria maiores deslocamentos se comparados aos que poderiam ocorrer no sistema sapata-solo analisado no presente trabalho. Isso porque, considerou-se as sapatas assentes sobre solo arenoso compacto e muito compacto, com elevados valores de N_{SPT} , sendo então considerados solos mais rígidos do que os que apresentam baixa compactidade.

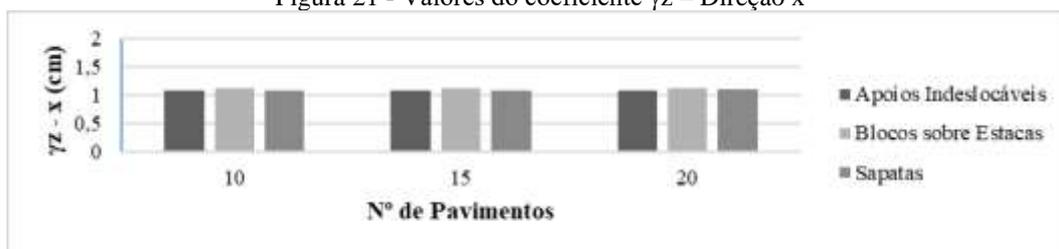
Análise das Condições de Estabilidade Global

Para realizar as análises das condições de estabilidade global dos edifícios, optou-se por empregar o coeficiente γ_z , por meio do qual é possível classificar as estruturas em estruturas de nós fixos ou de nós móveis. Além disso, foram analisadas as modificações nos valores dos deslocamentos laterais, de topo e entre pavimentos.

Coeficiente γ_z

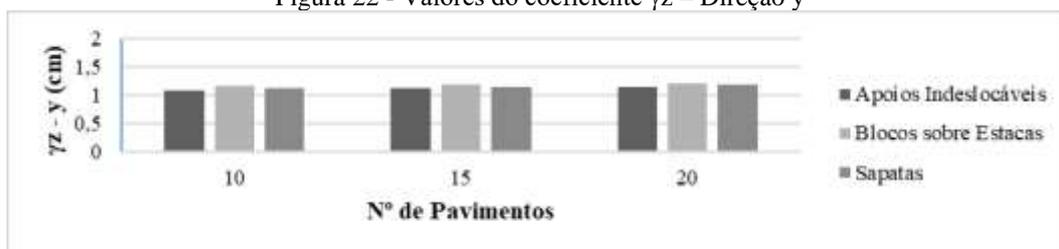
Nas Figuras 21 e 22, são apresentados os valores do coeficiente γ_z para os edifícios com 10, 15 e 20 pavimentos, em função do tipo de fundação considerada. Os valores desse parâmetro são apresentados para as direções x e y, que correspondem à direção paralela à menor e maior dimensão dos edifícios em planta, respectivamente.

Figura 21 - Valores do coeficiente γ_z – Direção x



Fonte: Autores (2020).

Figura 22 - Valores do coeficiente γ_z – Direção y



Fonte: Autores (2020).

Verifica-se que, em ambas as direções, houve acréscimo no valor do coeficiente γ_z . Ao se considerar a deformabilidade do maciço de solos na análise estrutural, há uma menor restrição aos movimentos da estrutura, o que culmina no aumento de sua deslocabilidade.

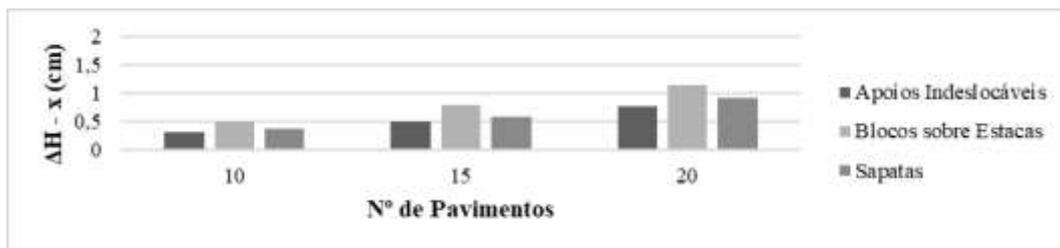
No caso do edifício com 10 pavimentos, antes de se considerar a ISE, a estrutura era classificada como de nós fixos ($\gamma_z < 1,10$). Após o processamento considerando a presença do solo, no entanto, a estrutura passa a ser considerada de nós móveis. Se para a hipótese de apoios indeslocáveis não era necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem, após levar-se em conta a ISE, passa a ser necessário estimar os esforços de 2ª ordem e soma-los aos de 1ª ordem no dimensionamento das peças estruturais.

Assim como para as fundações por blocos sobre estacas, para o caso das sapatas também ocorreu acréscimo nos valores do coeficiente γ_z . Porém, percebe-se que esses acréscimos são menores para os edifícios sobre sapatas, evidenciando que há uma maior restrição a deslocamentos laterais, se comparados aos edifícios sobre estacas, na situação analisada.

Deslocamentos Laterais

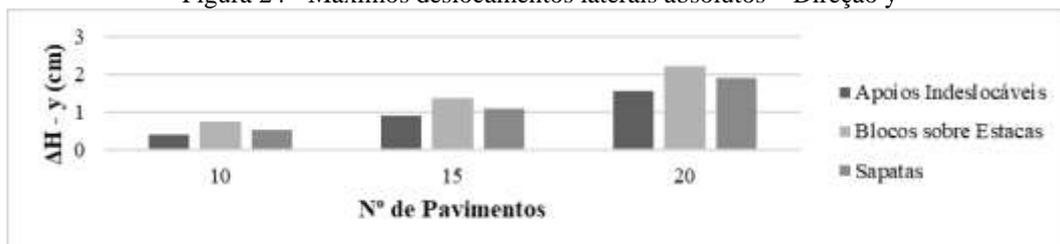
É válido, ainda, apresentar os resultados referentes aos deslocamentos laterais com e sem a consideração da ISE. Por isso, nas Figuras 23 e 24 estão presentes os dados referentes aos máximos deslocamentos laterais absolutos (ΔH) estimados para cada direção.

Figura 23 - Máximos deslocamentos laterais absolutos – Direção x



Fonte: Autores (2020).

Figura 24 - Máximos deslocamentos laterais absolutos – Direção y



Fonte: Autores (2020).

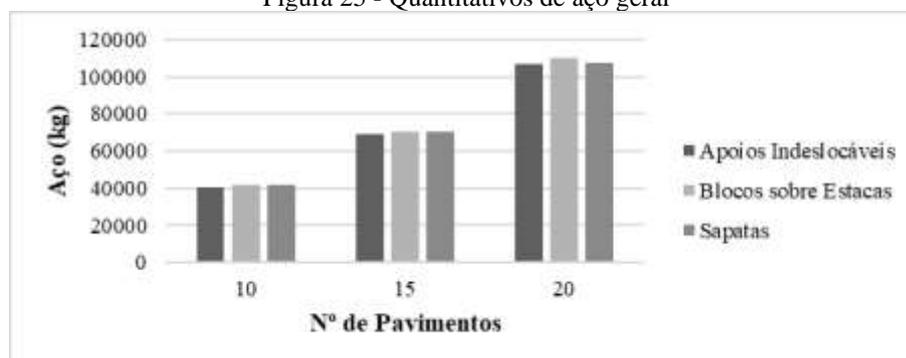
Em todos os casos, verifica-se o acréscimo nos deslocamentos laterais após a consideração da ISE nos processamentos dos edifícios. Esses dados corroboram com o fato de que, ao se considerar a deformabilidade do maciço, a estrutura apresenta-se mais deslocável, em relação às estruturas analisadas pelo método convencional de dimensionamento.

Consumo de Materiais

A avaliação do consumo de materiais, neste trabalho, se ateve à realização de comparativos entre os quantitativos de aço nas vigas e pilares das estruturas com e sem a ISE. Os valores apresentados a seguir são provenientes dos relatórios emitidos pelo próprio *software* após a realização do dimensionamento estrutural. O quantitativo de concreto não foi considerado nas análises, pois as seções dos elementos estruturais não foram alteradas ao longo das verificações, de forma que o volume de concreto não modificou depois de considerar a ISE.

Nota-se que, em todos os modelos, o quantitativo de aço para as vigas aumentou após a consideração da ISE. Em contrapartida, houve redução na quantidade de aço nos pilares em todos os casos. Porém, após a consideração da ISE, houve um aumento, ainda que pequeno, da quantidade geral desse material para os dois tipos de fundação, como pode ser visualizado no gráfico da Figura 25.

Figura 25 - Quantitativos de aço geral



Fonte: A autora (2019).

Na Figura 26, é possível visualizar as variações percentuais da área de aço efetiva no primeiro lance dos pilares para os edifícios com fundações por bloco sobre estacas.

Figura 26 - Variação da área de aço efetiva nos pilares – Bloco sobre estacas



Fonte: Autores (2020).

Enquanto isso, na Figura 27, apresentam-se as variações percentuais da área de aço efetiva no primeiro lance dos pilares, para os edifícios com fundações por sapatas.

Figura 27 - Variação da área de aço efetiva nos pilares – Sapatas – Edifício com 10 pavimentos



Fonte: Autores (2020).

Ao se observar os pilares individualmente, percebe-se que há mudanças na quantidade de barras de aço dependendo da situação analisada. Como forma de visualizar essas modificações, na Figura 28 são apresentadas as quantidades de barras de aço longitudinais determinadas para o primeiro lance dos pilares de canto P1, P2, P26 e P30, para os edifícios com 15 pavimentos. Optou-se por apresentar tais resultados, pois é nesse lance que ocorrem as mudanças mais significativas no detalhamento estrutural dos pilares, já que é a região de maior solicitação devido ao acúmulo de cargas proveniente dos demais pavimentos.

Figura 28 - Seções transversais dos pilares P1, P2, P26 e P30 – Edifício com 15 pavimentos

	Apoios Indeslocáveis	Blocos sobre Estacas	Sapatas
P1 (20 x 50)	 14 Ø 10,0 $A_s = 11,0 \text{ cm}^2$	 8 Ø 20,0 $A_s = 25,1 \text{ cm}^2$	 8 Ø 12,5 $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$
P2 (20 x 50)	 10 Ø 12,5 $A_s = 12,3 \text{ cm}^2$	 8 Ø 20,0 $A_s = 25,1 \text{ cm}^2$	 8 Ø 12,5 $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$
P26 (20 x 50)	 10 Ø 12,5 $A_s = 12,3 \text{ cm}^2$	 8 Ø 20,0 $A_s = 25,1 \text{ cm}^2$	 8 Ø 12,5 $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$
P30 (20 x 50)	 8 Ø 12,5 $A_s = 9,8 \text{ cm}^2$	 10 Ø 20,0 $A_s = 31,4 \text{ cm}^2$	 6 Ø 12,5 $A_s = 7,4 \text{ cm}^2$

Fonte: Autores (2020).

Verifica-se que, em relação à hipótese de apoios indeslocáveis, houve aumento na área de aço empregada nos quatro pilares utilizados como exemplo para as fundações por blocos sobre estacas. Entretanto, para o caso das fundações por sapatas, ocorreu uma redução na área de aço em todos os pilares explicitados.

Diante disso, verifica-se que ao se considerar a ISE na análise estrutural, o detalhamento das peças é modificado, devido à redistribuição dos esforços. Além disso, é possível perceber que nem sempre o detalhamento estrutural se manterá ao se construir edifícios com o mesmo modelo estrutural em diferentes locais. Isso porque, para a implantação de obras em solos diferentes, pode ser necessário empregar diferentes soluções técnicas para as fundações, modificando assim a interação entre a estrutura e o maciço de solos.

CONCLUSÃO

A partir do presente estudo, buscou-se verificar a influência da consideração da ISE na análise estrutural de edifícios em concreto armado. Se comparados os resultados obtidos através da hipótese de apoios indeslocáveis com aqueles apresentados após a consideração da ISE, nota-se modificações nos diferentes parâmetros avaliados.

A seguir, são apresentadas as principais conclusões referentes a cada análise realizada nesta pesquisa.

Ao se verificar a ocorrência de recalques para os dois sistemas de fundações abordados neste trabalho, percebe-se que para os edifícios em que se emprega o sistema estaca-solo há a ocorrência de maiores recalques na região central dos pavimentos, ao passo que, no caso das sapatas, houve concentração de recalques em um dos lados dos edifícios. Esse fato evidencia que o comportamento dos sistemas fundação se altera dependendo do elemento estrutural de fundação e do solo sobre o qual a edificação está apoiada;

Os recalques absolutos e diferenciais, nos modelos empregados neste estudo, foram mais acentuados para as fundações por blocos sobre estacas, se comparados às fundações por sapatas;

A redistribuição dos esforços axiais nos pilares é reflexo da forma como se dão os recalques das fundações, uma vez que a variação dos esforços atuantes sobre os pilares foi mais significativa para os edifícios com fundações por blocos sobre estacas, que apresentaram maiores valores de recalques absolutos e diferenciais;

A ocorrência de sobrecarga e alívio dos pilares esteve atrelada a ocorrência dos recalques, especialmente no que se refere aos recalques diferenciais, já que foi possível perceber

a tendência de transferência de esforços dos pilares que sofrem maiores recalques para aqueles que sofrem os menores recalques;

Diferentemente do que ocorreu para os esforços axiais nos pilares, a redistribuição dos momentos fletores nas bases desses elementos se deu de maneira dispersa, não sendo possível verificar uma linearidade nos acréscimos e decréscimos de momento para os diferentes pilares que compõem os modelos analisados. Porém, percebe-se que as modificações nos valores de momento fletor foram mais expressivas para os edifícios apoiados sobre estacas;

Após a consideração da ISE, ocorrem incrementos nos valores do coeficiente γ_z , demonstrando que ao se considerar a deformabilidade do maciço, as estruturas tendem a ficar mais deslocáveis, deixando de serem consideradas de nós fixos e passando a serem classificadas como estruturas de nós móveis, em certos casos;

Os deslocamentos laterais dos edifícios são maiores quando se considera a presença do solo na análise estrutural, levando ao consequente aumento nos valores do coeficiente γ_z ;

Quanto ao consumo de materiais, nota-se uma redução do quantitativo de aço empregado nos pilares, ao passo que as vigas tendem a necessitar de uma maior quantidade desse material. Porém, no total geral (vigas + pilares), é necessário mais aço em todos os casos após a consideração da ISE;

Analisando-se as seções transversais dos pilares, no primeiro lance, nota-se uma alteração no número de barras longitudinais e nas respectivas bitolas após se considerar a ISE. Essas mudanças ocorrem devido à ocorrência de alívio ou sobrecarga nos pilares, e são diferentes para os dois tipos de fundação avaliados nesta pesquisa;

Não é possível afirmar que para todos os sistemas sapata-solo e estaca-solo o comportamento estrutural seguirá o que foi apresentado nos resultados desta pesquisa. Isso porque, há uma infinidade de combinações possíveis entre tipos de solo e de fundação, o que leva a alterações consideráveis nos efeitos da ISE.

Frente aos resultados apresentados, percebe-se que a consideração da ISE na análise estrutural de edifícios em concreto armado leva à modificação de diferentes parâmetros, ocasionando redistribuição dos esforços, alteração das condições de estabilidade global, bem como mudanças no detalhamento de algumas peças estruturais. E, apesar de não se demonstrar significativa economia de materiais, verifica-se que alguns pilares acabam sendo subdimensionados ao se empregar o método de dimensionamento convencional, situação que vai contra a segurança.

Além disso, ao se compararem os dois tipos de sistemas de fundação, foi possível visualizar que, dependendo do local de implantação da obra e da solução técnica escolhida para as fundações, o fluxo de esforços e a ocorrência de recalques se dão de forma diferente. Dessa forma, evidencia-se a necessidade de tratar cada projeto estrutural como um projeto único. Assim, deve-se agir com cautela ao se reproduzir o mesmo edifício em diferentes locais, sem antes avaliar como as condições do solo e das fundações podem afetar o comportamento estrutural dos elementos que compõem a superestrutura.

REFERÊNCIAS

ALMEIDA, A. K. L.; OLIVEIRA, P. E. S.; AMORIM, M. D.; ROMA, R. F.; OLIVEIRA, M. S.; MAIA, G. B.; GUSMÃO, A. D. Análise de Efeito de Grupo em Elementos de Fundação Profunda de Edifícios. *In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA*, 19., 2018, Salvador. *Anais [...]*. Salvador: ABMS, 2018. v. 2, p. 589-596.

ANTONIAZZI, J. P. **Interação solo-estrutura de edifícios com fundações superficiais**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2011.

AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estrutura-macício de solos. *In: JORNADAS SUL-*

AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 28., 1997, São Carlos. **Anais [...]**. São Carlos: SET-EESC-USP/Associação Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, 1997. v. 1, p. 7-20.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios. Rio de Janeiro, 1983.

BURLAND, J. B.; BROMS, B. B.; MELLO, V. F. B. Behaviour of foundations and structures. *In*: INTERNACIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1977, Tokyo. **Proceedings [...]**. Tokyo: Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1977. v. 2, p. 495-546.

CHAMECKI, S. Considerações com rigidez da estrutura no cálculo de recalques da fundação. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS, 1954, Porto Alegre. **Anais...**Porto Alegre, RS. v.1, 1954.

DELALIBERA, R. G.; BUTTLER, A. M.; NOGUEIRA, C.; GIONGO, J. S.; CORRÊA, M. R. Estabilidade global de edifícios de concreto armado: análise dos métodos P- Δ e γz considerando a deformabilidade da fundação. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 47., 2005, Recife. **Anais...** Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo, 2005.

GUSMÃO, A. D. **Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações**. 1990. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

HOLANDA JÚNIOR, O. G. **Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1998.

JORDÃO, D. R. **Estabilidade Global de Edifícios sobre Fundações Profundas Considerando a Interação Estrutura-Solo**. 2003. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

MOURA, A. R. L. U. **Interação solo-estrutura em edifícios**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia da Universidade Federal de Pernambuco, Pernambuco, 1995.

POULOS, H. G. Settlement Analysis of Structural foundation system. *In*: SOUTHEAST ASIAN CONFERENCE ON SOIL ENGINEERING, 4., 1975, Kuala Lumpur. **Proceedings [...]**. Kuala Lumpur, Malaysia, 1975. p. 54-62.

REIS, J. H. C. **Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole**. 2000. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

SILVA; A. C.; SALES; M. M. Interação Solo-Estrutura no projeto de um edifício de 50 pavimentos. *In*: SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 9., 2019, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: ABEF, 2019.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações**: Volume Completo. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.