

ANÁLISE DOS EFEITOS DE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NOS ESFORÇOS SOLICITANTES DA SUPER E INFRAESTRUTURA EM EDIFÍCIOS APORTICADOS

ANALYSIS OF THE EFFECTS OF SOIL-STRUCTURE INTERACTION ON THE INTERNAL FORCES OF THE SUPERSTRUCTURE AND SUBSTRUCTURE IN FRAMED BUILDINGS

Paulo S. Silva^a, Rosangel R. Yepetz^b, José Rafael Y. Aguirre^b e Mauro V. Real^a

^a*Programa de Pós Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande, Km 8 Avenida Itália, Carreiros,, Rio Grande, Brasil, secretariaposee@furg.br, <https://ppgeo.furg.br/>*

^b*Núcleo de estruturas da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande, Km 8 Avenida Itália, Carreiros,, Rio Grande, Brasil, escola.de.engenharia@furg.br, <https://ee.furg.br/login>*

Palavras-chave: Interação solo-estrutura (ISE), Engastamento Perfeito, Molas Equivalentes, Rigidez, Fundações Profundas.

Resumo. Uma análise numérica comparativa dos efeitos da interação solo-estrutura (ISE) sobre os esforços solicitantes foi realizada em uma edificação aporticada de concreto armado, simétrica e regular em planta e elevação. Os modelos foram desenvolvidos em software baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF).

Foram avaliados quatro casos de estudo, combinando dois fatores: altura da edificação (15 m e 135 m) e tipo de solo de baixa rigidez. Mantiveram-se constantes a altura do pé-direito (3 m), a configuração em planta e o uso de estacas nas fundações. Compararam-se os esforços estruturais considerando engastamento perfeito e fundações modeladas com molas equivalentes. Os resultados indicaram variação de tração nas fibras das vigas de extremidade sob carga permanente, evidenciando possíveis subdimensionamentos estruturais.

Keywords: Soil-structure interaction (ISE), Fixed Support, Equivalent Springs, Stiffness, Deep Foundations.

Abstract. A numerical comparative analysis of the effects of soil-structure interaction (SSI) on internal forces was carried out on a reinforced concrete frame structure, symmetric and regular in both plan and elevation. The models were developed using software based on the Finite Element Method (FEM).

Four case studies were evaluated, combining two factors: building height (15 m and 135 m) and low-stiffness soil type. The floor height (3 m), plan configuration, and use of piles for the foundations were kept constant. Structural forces were compared considering both fixed-base and equivalent spring foundation models. The results showed variations in tensile stresses on the edge beams under permanent loads, indicating possible structural underdesign.

1 INTRODUÇÃO

É comum engenheiros estruturais projetarem suas estruturas considerando engastamento perfeito, ou seja, considerando estruturas com fundações indeslocáveis. Dentre os principais fatores que contribuem para o uso desse método simplificado estão a complexidade em modelar com precisão o comportamento de um solo e sua interação com a estrutura, e a pouca comunicação entre engenheiros geotécnicos e estruturais. Tudo isso junta-se à escassez de dados confiáveis sobre as propriedades mecânicas do solo, já que a determinação correta dos parâmetros do mesmo requer de investimento prévio para realização de testes de campo, despesa que é erroneamente considerada onerosa. Os custos relacionados a reforço estrutural originados por problemas de recalque ou erros no projeto são significativamente maiores quando comparados aos ensaios geotécnicos iniciais. A boa prática da engenharia deve prevalecer diante dos maus hábitos arraigados no pseudoconhecimento do construtor popular, uma nova visão da engenharia está surgindo para demonstrar a importância de aprofundar e considerar os resultados da pesquisa científica no projeto estrutural, aspectos que são destacados no presente trabalho.

O comportamento real do solo pode ser similar ao de uma mola, o qual ocasiona recalques nas estruturas que podem ser previstos e controlados pelo engenheiro estrutural mesmo considerando o engastamento perfeito. A forma mais precisa de se verificar o comportamento dos elementos estruturais de fundação, da superestrutura e do solo é estudando o fenômeno da interação solo-estrutura (ISE), pois avalia de forma acoplada todos os elementos.

Segundo Reis (2006), é possível considerar na maioria das situações a interface entre o solo e a estrutura como um meio contínuo, podendo-se adotar, assim, os mesmos deslocamentos para esses pontos de contato, já que é improvável que ocorra deslizamentos ou deslocamentos entre os mesmos. Já a análise sobre a ISE realizada por Meyerhof (1953) baseado na teoria da elasticidade, demonstrou que os recalques totais e diferenciais sofridos pelos elementos de fundação podem ser estimados considerando o solo, a superestrutura e a infraestrutura como um sistema integrado.

Baseado no Método dos Elementos Finitos (MEF) e com a utilização do *software RAM elements 2024*, esse trabalho visa avaliar numericamente a interação solo-estrutura estudando dois casos. Em primeiro lugar apresenta-se o Modelo, no qual consideram-se engastamentos perfeitos, com uma simplificação da realidade, que pode inclusive subestimar o dimensionamento, tornar a estrutura vulnerável com possibilidade de atingir um Estado de Limite Último (ELU). O segundo caso é o Modelo, no qual consideram-se molas com rigidezes equivalentes na fundação, com o intuito de buscar resultados mais próximos da realidade, para então comparar ambos e mostrar que nem sempre a consideração de engastamento perfeito se aplica, podendo causar danos irreparáveis a estrutura e até mesmo o colapso.

2 METODOLOGIA

Utilizando o software RAM elements de modelagem computacional e com o conhecimento das normas da associação brasileira de normas técnicas como a (NBR 6118:2023), (NBR 8681:2003), (NBR 6120:2019), (NBR 6123:2023) e (NBR 6122:2022) é elaborada a criação de dois modelos digitais, com alturas de 15m e 135m, considerando suas fundações com engastamento perfeito (EP), assim, é possível obter as reações na sua base, bem como fazer uma análise primária dos diagramas de esforços e de momentos gerados na estrutura com essa condição de apoio.

2.1 Dados do modelos e Região de estudo

Os dois modelos elaborados serão em concreto armado compostos apenas por pavimentos tipo e possuem dupla simetria em planta com suas dimensões de 16 metros x 16 metros e com um pé direito de 3 metros. Os modelos vão possuir cinco pórticos onde o modelo A terá 5 pavimentos e modelo B terá 45 pavimentos. A Figura 1 a seguir ilustra os dois modelos em planta baixa.

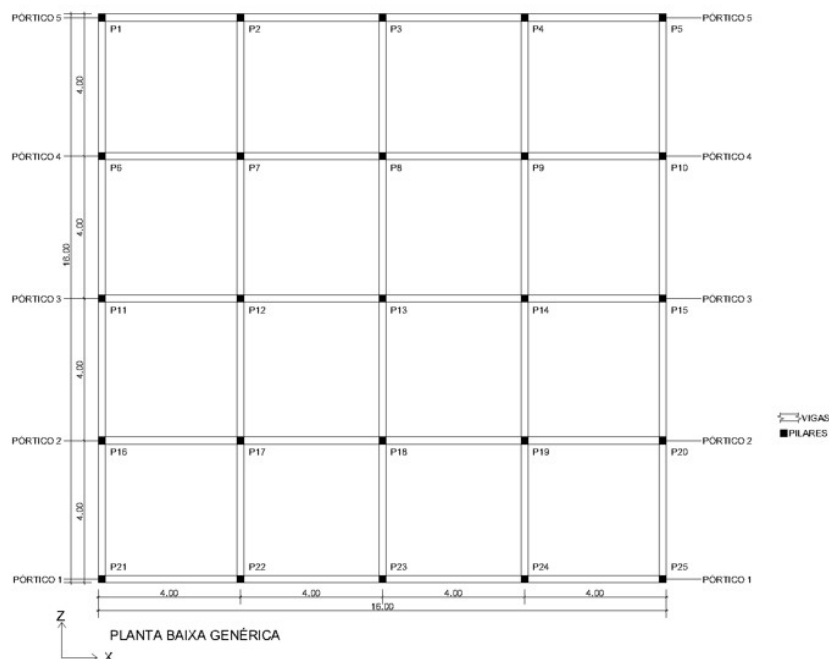


Figura 1: Planta baixa dos Modelos A e B

Para realizar a análise da interação solo-estrutura nas fundações dos modelos A e B região de estudo para a definição do tipo de solo, foi considerado um perfil de solo da cidade de Rio Grande localizada no estado do Rio Grande do sul no Brasil.

Para uma melhor identificação dos resultados os modelos foram denominados assim:

MODELO A – Considerando engastamento perfeito;

MODELO A-1 – Considerando a interação solo-estrutura para solo mole;

MODELO B – Considerando engastamento perfeito;

MODELO B-1 – Considerando a interação solo-estrutura para solo mole;

Com isso, é possível definir a classe de agressividade ambiental que conforme a (NBR 6118:2023) para região com forte influência marítima a classe adotada é III, por tanto o concreto a ser utilizado nas estruturas terão resistência de 30 MPa tanto para a supraestrutura quanto para a infraestrutura e com cobrimento nominal para vigas e pilares em concreto armado de no mínimo 40mm.

2.2 Cargas Atuantes e Combinações de cargas

Tanto no Modelo A quanto no Modelo B as cargas que atual na estrutura serão as permanentes g e as cargas variáveis q . A Tabela 1 a seguir apresenta as cargas permanentes atuantes nos pavimentos tipo e no pavimento de cobertura.

Cargas Permanentes no Pavimento Tipo		
Material	Carga	Unidade
Peso Próprio da laje	2,5	kN/m ²
Contrapiso (e=7cm)	1,47	kN/m ²
Revestimento tipo porcelanato (e=1,5cm)	0,345	kN/m ²
Forro do tipo gesso	0,5	kN/m ²
Bloco cerâmico vazado (e=14cm) + revestimento (e=1cm)	2,3	kN/m ²
Cargas Permanentes no Pavimento de cobertura		
Material	Carga	Unidade
Peso Próprio da Laje	2,5	kN/m ²
Telhas de alumínio com espessura de até 0,8 mm e estrutura de aço	0,3	kN/m ²
Forro do tipo gesso	0,5	kN/m ²

Tabela 1: Cargas Permanentes nos Modelos A e B

As cargas variáveis que atuam nos modelos tem relação com o tipo de uso da estrutura que no caso estudado serão de uso residencial, portanto, no pavimento tipo seu valor é de 2 kN/m e no pavimento de cobertura é de 1 kN/m.

As reações que ocorrem nas lajes de cargas permanentes e variáveis foram transmitidas para os seus apoios, e para seus cálculos foi considerada a teoria das charneiras plásticas simplificadas por linhas de ruptura.

As cargas variáveis de vento nos modelos são de dois tipos, um é *W1* vento sem excentricidade e *W2* ventos com excentricidade calculados em cada pavimento dos modelos.

Após a determinação das cargas que atuam nos modelos e suas transmissões para os apoios realizadas, foram elaborados com base na (NBR 8681:2003) as combinações de cargas para garantir a segurança de estado limite ultimo (ELU).

2.3 Verificações dos modelos

Devido ao fato do não dimensionamento das armaduras dos modelos, é feita a verificação do parâmetro de instabilidade das estruturas para verificar se possuem nós fixos ou nós móveis e também é verificada área de armadura máxima dos pilares para que não ultrapassem 8% da área de concreto. Seguindo assim as diretrizes da (NBR 6118:2023).

2.4 Fundações e Interação Solo-estrutura

Após os dois modelos elaborados com a consideração de engastamento perfeito o procedimento de interação solo-estrutura começa a ser arranjado. Primeiramente, com as reações obtidas e com um ensaio de solo SPT (Standard Penetration Test), será feito um pré-dimensionamento das fundações profundas para que se possa determinar o número de estacas por bloco de fundação, e sua profundidade através dos métodos semiempíricos como Aoki e Velloso (1975) e Décourt e Quaresma (1978). Com isso, o próximo passo é prever os recalques nos quais as fundações estarão sujeitas através do método de Poulos e Davis (1980), implementando juntamente o método de Viggiani (2012) para que se possa obter o recalque pelo efeito do grupo de estacas para então obter os coeficientes de molas verticais através da relação entre a carga total transmitida ao bloco de coroamento, distribuída proporcionalmente pelo número de estacas e o recalque obtido, assim como os coeficientes de molas horizontais que serão calculados através dos dados e propriedades empíricas do solo obtidos no ensaio

SPT e da hipótese de Winkler.

Importante ressaltar que para análise final dos resultados obtidos no trabalho, será analisado um solo de baixa resistência (solo mole).

Com os coeficientes de molas verticais e horizontais, utilizando o RAM elements, se projeta os blocos de fundações bem como suas estacas, para que se tenha as seis (6) rigidezes equivalentes (RE), onde três são de translação (x,y,z) e três de rotação (x,y,z). Após isso, é necessário retornar aos dois modelos da superestrutura iniciais e substituir os engastamos perfeitos pelas rigidezes equivalentes obtidas. Finalmente a comparação dos diagramas de esforços e momentos. Considerando o engastamento perfeito e as molas com rigidezes equivalentes que são realizados para obter os resultados finais da análise.

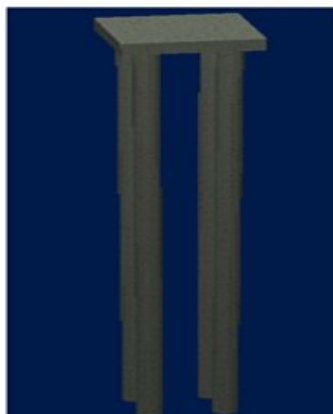


Figura 2: Elemento de fundação modelado em 3D com as molas representado o solo

3 RESULTADOS

Utilizando de toda a teoria, dados e valores coletados, e após a modelagem computacional no *software RAM elements* conforme a Figura 3, os resultados foram obtidos da seguinte forma para o Modelo A: Reações transmitidas para a fundação, deslocabilidade lateral no topo para o estado de carga $W1$ e momento fletor nas vigas de extremidades dos pórticos 1 e 5 para estado de carga permanente. Já para o Modelo B: Reações transmitidas para a fundação, deslocabilidade lateral no topo para o estado de carga $W1$ e carga axial, esforço cortante e momento fletor no pilar P21 para as combinações de cargas C1 e C3 onde o as cargas variáveis de tipo de estrutura e vento sem excentricidade são majoradas.



Figura 3: Modelagem Computacional dos Modelos A e B

3.1 Modelo A

As reações transmitidas para a fundação para os sete tipos de fundações possíveis no modelo devido sua dupla simetria estão na Tabela 2 a seguir:

Fund.	MODELO A (kN)
P21	218,66
P22	362,34
P23	350,94
P24	362,51
P17	562,64
P18	534,07
P13	509,60

Tabela 2: Reações Transmitidas para as fundações Modelo A

A deslocabilidade lateral obtida no Modelo A foi de 3,96mm. Já os momento fletor nas vigas de extremidade nos pórticos 1 e 5 estão na Tabela 3 a seguir com seus resultados em kNm:

Pav.	P. extremo (kNm)	Vão (kNm)	P. de continuidade (kNm)
5°	7,78	-3,89	5,23
4°	16,78	-8,70	14,51
3°	16,53	-8,67	14,82
2°	16,13	-8,64	15,27
1°	15,01	-8,78	16,11

Tabela 3: Momentos fletores nas vigas de extremidade do pórtico 1 e 5 do Modelo A

3.2 Modelo A-1

As reações transmitidas para a fundação no modelo A-1 estão na Tabela 4 a seguir:

Fund.	MODELO A (kN)
P21	258,26
P22	339,28
P23	343,51
P24	339,37
P17	563,10
P18	544,39
P13	522,21

Tabela 4: Reações Transmitidas para as fundações Modelo A-1

A deslocabilidade lateral obtida no Modelo A -1 foi de 7,82mm. Já os momento fletor nas vigas de extremidade nos pórticos 1 e 5 estão na Tabela 5 a seguir com seus resultados em kNm:

Pav.	P. extremo (kNm)	Vão (kNm)	P. de continuidade(kNm)
5°	14,46	-5,51	-1,61
4°	25,32	-9,55	6,02
3°	24,77	-9,51	6,51
2°	25,21	-9,39	6,38
1°	21,65	-9,67	8,57

Tabela 5: Momentos fletores nas vigas de extremidade do pórtico 1 e 5 do Modelo A-1

3.3 Modelo B

As reações transmitidas para a fundação para os sete tipos de fundações possíveis no modelo B devido sua dupla simetria estão na Tabela 6 a seguir:

Fund.	MODELO A (kN)
P21	3118,67
P22	3802,76
P23	3874,98
P24	3803,39
P17	4664,03
P18	4700,10
P13	4746,53

Tabela 6: Reações Transmitidas para as fundações Modelo B

A deslocabilidade lateral obtida no Modelo B foi de 787,49mm. E carga axial, esforço cortante e momento fletor no pilar P21 para as combinações de cargas C1 e C3 tiveram seus resultados guardados e serão utilizados na comparação com o modelo B-1.

3.4 Modelo B-1

As reações transmitidas para a fundação no modelo B-1 estão na Tabela 7 a seguir:

Fund.	MODELO A (kN)
P21	3350,84
P22	3929,77
P23	4008,59
P24	3930,15
P17	4358,49
P18	4440,19
P13	4530,04

Tabela 7: Reações Transmitidas para as fundações Modelo B-1

A deslocabilidade lateral obtida no Modelo B-1 foi de 965,99mm. Além disso, a carga axial, esforço cortante e momento fletor no pilar P21 para as combinações de cargas C1 e C3 assim como no modelo B tiveram seus resultados guardados para comparação posterior.

4 ANÁLISE E COMPARAÇÕES

4.1 Modelo A com Modelo A - 1

As comparações realizadas entre os Modelos A e A-1 com os resultados obtidos mostraram que houve um acréscimo de carga mais significativo nas reações transmitidas para as fundações no P21 de 18,11%, os P22, P23 e P24 tiveram reduções nas cargas de até 6,38%, já os P25, P26 e P27 tiveram acréscimos quase que insignificativos de até 2,47%. Importante salientar que a carga total da estrutura tanto para o modelo A, quanto para o A – 1 foram verificados no software e como já era de se esperar tiveram os mesmos resultados, aconteceu apenas uma redistribuição de cargas ocasionando compressões diferentes no modelo A-1 comparados com o modelo A.

A Verificação da deslocabilidade lateral no topo dos modelos para o estado de carga W1 apresentou um aumento significativo no modelo com ISE de 97,67%.

Tratando das comparações dos diagramas de momento fletor nas vigas de extremidade para cargas permanentes nos pórticos 1 e 5 devido a dupla simetria da estrutura os resultados nos dois pórticos são os mesmos, é possível observar na Tabela 88 que na extremidade da viga (P. extremo) existe um aumento que varia de 85,86% no 5º pavimento até 44,24% no 1º pavimento, no meio do vão os resultados mais significativos estão no 5º pavimento onde aconteceu um acréscimo de 41,65%, já no lado de engastamento da viga de extremidade com o centro do pórtico (P. continuidade) houve uma redução nos resultados de momento fletor no modelo com ISE para solo mole, inclusive no 5º pavimento a redução do momento foi de 130,78% ou seja, passou a tracionar as fibras de cima de viga. Isso acontece devido ao tipo de fundação escolhido pois a seção da fundação bem como a sua capacidade de carga, infere diretamente nos resultados dos recalques que por consequência inferem no resultado da rigidez equivalente de mola vertical. Conforme a Figura 4.

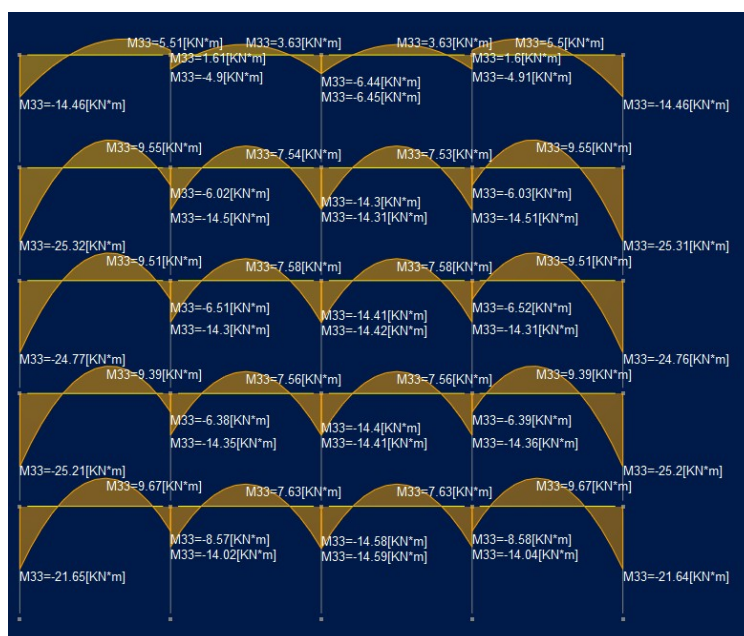


Figura 4: Diagrama de momento fletor de carga permanente Modelos A-1

4.2 Modelo B com Modelo B - 1

Nas reações transmitidas para fundação entre os modelos B e B-1, é possível observar um acréscimo de carga no P21 de 7,44%, os P22, P23 e P24 tiveram pequenos acréscimos nas

cargas de até 3,45%, já os P25, P26 e P27 tiveram reduções de até 6,55%. Importante salientar que a carga total da estrutura tanto para o modelo B, quanto para o B – 1 foram verificados no *software* e assim como nos modelos anteriores, aconteceu apenas uma redistribuição de cargas ocasionando compressões diferentes no modelo B-1 comparados com o modelo B.

A Verificação da deslocabilidade lateral no topo dos modelos para o estado de carga W1 apresentou um aumento significativo no modelo com ISE de 22,67%.

Os resultados de carga axial, esforço cortante e momento fletor do pilar P21 foi analisado que para a combinação de carga C1, ocorreram uma redução nos valores de momento fletor maior que 100% na extremidade inferior nos pavimentos 20, 21 e 31, além disso, os pavimentos 22 e 32 tiveram grandes acréscimos nos seus momentos fletores e esforços cortantes passando de 100%. Já para a combinação de carga C3, ocorreram reduções superiores a 100% de carga axial nos pavimentos 3, 4, 5, 6, 7, logo, passaram a sofrer tração ao invés de compressão como era no modelo com EP. Já nos pavimentos 4 e 35, ocorreram reduções superiores a 100% na extremidade superior e na extremidade inferior nos pavimentos 38 e 40.

5 CONCLUSÃO

A não realização da análise da interação solo estrutura nos esforços solicitantes de edifícios apertados pode apresentar resultados imprecisos para o dimensionamento estrutural e de suas fundações. As comparações realizadas entre as reações transmitidas para as fundações no modelo A com engastamento perfeito e no modelo A – 1 apresentou que as fundações principalmente nos pilares extremos P1, P5, P21 e P25 devem ser redimensionadas pois o acréscimo de carga ocorrido pela redistribuição dos esforços tiveram resultados significativos.

Um fator muito importante nas comparações dos resultados de momentos fletores para o estado de carga permanente nos modelo A e A – 1 é o tipo de fundação escolhida, o tipo de seção transversal e capacidade de carga, pois esses dados influenciam nos recalques das fundações de acordo com seu tipo de solo e com isso, acabam por influenciar diretamente na rigidez equivalente vertical dos modelos com ISE, uma fundação profunda com capacidade de carga maior do que a escolhida poderiam ocasionar resultados menores do que os obtidos.

As comparações realizadas nas reações transmitidas para fundação entre os modelos B e B – 1, nos mostraram que assim como nas comparações no modelo A, as fundações principalmente nos pilares P1, P5, P21 e P25 podem estar subdimensionadas por conta do acréscimo ocorrido no modelo com a interação solo-estrutura devido ao solo ter baixa resistência e ser considerado um solo mole. As comparações realizadas tanto no modelo A quanto no modelo B para os esforços atuantes, foram realizadas no sentido onde o vento está atuando. Os resultados mais significativos são aqueles onde existe uma redução superior a 100% nos momentos fletores, essa redução implica em trações aplicadas em fibras opostas do que as aplicadas nos modelos com engastamento perfeito nas fundações, por tanto, se fosse realizado o dimensionamento de armadura das estruturas deveria levar em contar os momentos obtidos nos modelos com interação solo-estrutura. Outros resultados significativos são onde a um acréscimo nos seus valores de momento fletor, pois esse aumento poderia ocasionar um dimensionamento inferior das armaduras.

Para este trabalho no modelo B foram realizadas as comparações nos esforços de vigas e pilares onde as reduções ou acréscimos de suas ações fossem superiores a 100% para enfatizar a importância da consideração da Interação entre solo e estrutura. Os resultados de carga axial dos pilares podem apresentar um acréscimo de compressão ou tração e também podem apresentar uma mudança na ação.

A análise realizada com relação a deslocabilidade lateral de todos os modelos se faz importante para que se possa avaliar com mais critério a estabilidade global e o

dimensionamento adequado das fundações.

Os resultados demonstram que a consideração da interação solo-estrutura impacta significativamente o comportamento estrutural, alterando a distribuição de esforços e deslocamentos. A adoção de um modelo que incorpore a flexibilidade do solo é essencial para um dimensionamento mais realista, permitindo otimizações em elementos estruturais e garantindo um desempenho adequado frente às condições de carregamento previstas.

Como já afirmado por Gusmão (1994) e comprovado também com resultados obtidos neste trabalho, a interação solo-estrutura tende a melhorar o desempenho das fundações. No entanto, do ponto de vista estrutural, a interação solo-estrutura pode comprometer o desempenho da estrutura em comparação à análise convencional, redistribuindo as cargas nos pilares, aumentando o risco de esmagamento dos pilares sobrecarregados, elevando os momentos fletores em vigas e pilares periféricos e reduzindo a estabilidade global dos modelos.

6 REFERÊNCIAS

- Aoki, N., Velloso, D.A., **An approximate method to estimate the bearing capacity of piles**, 5th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Buenos Aires, V. 5, pp. 367-374, 1975.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6120 – **Ações para o cálculo de estruturas de edificações**, ABNT Rio de Janeiro, 2019.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6122 – **Projeto e execução de fundações**, ABNT Rio de Janeiro, 2022.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6118 – **Projeto de estruturas de concreto**, ABNT Rio de Janeiro, 2023.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6123 – **Forças devidas ao vento em edificações**, ABNT Rio de Janeiro, 2023.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 6484 – **Sondagens de simples reconhecimentos com SPT – Método de ensaio**, ABNT Rio de Janeiro, 2020.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 8681 – **Ações e segurança nas estruturas**, ABNT Rio de Janeiro, 2003.
- Bentley Systems. RAM Elements – **Structural Analysis and Design Software**. versão 25.00.00.208. Disponível em: <https://www.bentley.com/software/ram-elements/>. Acesso em: [10/04/2024].
- Décourt, L., Quaresma, A.R., **Capacidade de carga de estacas a partir de valores de SPT**, 6º COBRAMSEF, Rio de Janeiro, V. 1, pp. 45– 53, 1978.
- Gusmão, A. D. **Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações**. Solos e Rochas, São Paulo, v. 17, n. 1, p. 47-55, abril de 1994.
- Lopes, F. R.; Velloso, D. A. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.
- Meyerhof, G. G. **Some recent foundation research and its application to design**. Structural Engineering, Londres, v. 13, p. 151-167, 1953.
- Poulos, H.G., **Analysis of the settlement of pile groups**, Geotechnique, 18:449-471, 1968.
- Reis, J. H. C. **Modelo de atrito estático em interfaces de contato entre concreto e areia**. Tese de doutorado da EESC da USP. São Carlos, SP, 2006.