

Analysis of the effects of soil-structure interaction in reinforced concrete wall buildings on shallow foundation

Análise dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto sobre fundações superficiais



M. G. C. SANTOS ^a
marcell.gustavo@hotmail.com

M. R. S. CORRÊA ^b
marcio.correa@usp.br

Abstract

This paper presents a study of the effects caused by soil-structure interaction in reinforced concrete wall building on shallow foundation. It was verified the influence of displacements of supports on the redistribution of internal forces in the structural walls and in the redistribution of loads on the foundation. The superstructure was represented by shell finite elements and the soil-structure interaction was evaluated by iterative methods that consider the stiffness of the building, the soil heterogeneity and the group effect of foundation elements. An alternative model that considers the soil-structure interaction is adopted and the concrete walls are simulated by bar elements. The results indicate that the soil-structure interaction produces significant changes of the stress flow, with larger influences on the lower walls, as well as a tendency of settlements standardization and load migration to supports with smaller settlements.

Keywords: reinforced concrete wall building, structural analysis, shallow foundation, soil-structure interaction.


Resumo

Este artigo apresenta um estudo dos efeitos causados pela interação solo-estrutura em um edifício de paredes de concreto moldadas no local sobre fundações superficiais. Foi verificada a influência do deslocamento dos apoios na redistribuição dos esforços das paredes estruturais e dos carregamentos das fundações. A superestrutura foi discretizada em elementos finitos de casca e a interação solo-estrutura foi avaliada através de métodos iterativos, que consideram a rigidez da edificação, a heterogeneidade do solo e o efeito de grupo das fundações. Um modelo alternativo, em que a interação solo-estrutura é considerada de maneira simplificada e as paredes de concreto são discretizadas por elementos de barra, foi proposto e avaliado. Os resultados indicam que a interação solo-estrutura produz uma significativa modificação no fluxo de tensões, com maior influência nas paredes inferiores, bem como uma tendência de uniformização dos recalques e migração de carga para os apoios de menor recalque.

Palavras-chave: edifícios de paredes de concreto, análise estrutural, fundação superficial, interação solo-estrutura.

^a University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Department of Geotechnical Engineering, São Carlos, SP, Brazil;
^b University of São Paulo, São Carlos School of Engineering, Department of Structural Engineering, São Carlos, SP, Brazil.

Received: 12 Jul 2017 • Accepted: 05 Feb 2018 • Available Online:

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

Parede de concreto é um sistema construtivo racionalizado que oferece as vantagens da produção em alta escala, no qual a estrutura e a vedação são formados por um único elemento. Nela podem ser incorporadas as instalações e as esquadrias. Todas as paredes e lajes de um ciclo construtivo são concretadas em uma única etapa. Devido ao seu alto grau de industrialização, as paredes de concreto moldadas no local vêm se apresentando como uma alternativa viável. Esse sistema construtivo é recomendado para empreendimentos que exigem rapidez de execução, curto prazo de entrega e com alta taxa de repetição.

O comportamento e a análise estrutural dos edifícios de paredes de concreto tem sido objeto de pesquisa no Brasil, por exemplo, Nunes [1] e Braguim [2]. Também encontra-se em vigor a NBR 16055:2012 [3] que aborda os aspectos de qualidade, procedimentos de execução e análise estrutural.

Tradicionalmente, na análise do comportamento de edifícios de paredes de concreto admite-se que os apoios são indelocáveis. No entanto, os recalques das fundações provocam uma redistribuição dos esforços nos elementos estruturais. Em resumo, o comportamento da edificação é governado pela integração entre a superestrutura, infraestrutura e o solo de fundação. Esse mecanismo é denominado de interação solo-estrutura (ISE) e tem sido estudado por diversos autores, por exemplo, Meyerhof [4], Chamecki [5], Goshy [6] e Gusmão [7]. Estudos da interação solo-estrutura aplicados a edifícios de paredes de concreto vêm sendo desenvolvidos pelos autores Testoni [8 e 9] e Santos [10].

Apesar dos recentes estudos e da existência de normas regulamentadoras, são necessários avanços no conhecimento do com-

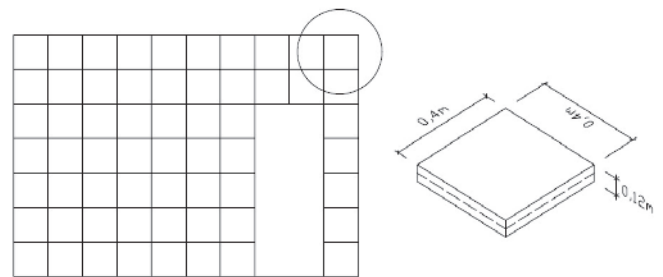


Figura 2 Discretização da parede em elementos de casca

portamento estrutural de edifícios de paredes de concreto e nos seus modelos de análise. Neste artigo são apresentados os procedimentos e os resultados da análise de interação solo-estrutura de um edifício de paredes de concreto moldadas no local com 10 pavimentos e fundação superficial.

2. Modelagem numérica da superestrutura

A análise numérica de paredes estruturais pode ser feita através da técnica do meio contínuo ou por processos discretos. Os processos discretos possibilitam maior versatilidade, pois permitem tratar geometrias e carregamentos variados. Liu *et al.* [11] citam a existência de três métodos gerais de análise de paredes estruturais pelo processo discreto, conforme Figura 1.

Neste trabalho, foram adotados dois tipos de discretização da superestrutura. No primeiro, chamado de modelo CASCA, adotou-se a discretização por elementos finitos de casca, conforme Figura 1d. Este modelo se mostra bastante preciso e apresenta resultados que não se obtêm utilizando elementos de barra, como por exemplo os fluxos de tensões nas paredes e a conseqüente migração de carga para os apoios. Contudo, o trabalho de modelagem e de análise podem inviabilizar o uso deste modelo no cotidiano de escritórios de projetos estruturais. Portanto, existe a preferência pelo uso de programas com análises simplificadas.

Com o intuito de avaliar um modelo simplificado, considerou-se um segundo tipo de discretização, chamado de modelo MISTO, em que adotam-se elementos de barras equivalentes (Figura 1a) a partir do terceiro pavimento. Para considerar os efeitos causados pela interação solo-estrutura, foram mantidos os elementos de casca nos pavimentos inferiores.

Utilizou-se o Método dos Elementos Finitos (MEF), com o auxílio do programa comercial SAP2000 v14, para realizar as análises numéricas do edifício em estudo. O comportamento dos materiais foi considerado como elástico linear.

Para discretizar as paredes do edifício no modelo CASCA foram utilizados elementos finitos de casca do tipo quadrilateral (*Shell-thin*) com dimensões de 0,4mx0,4m e espessura de 0,12m, conforme Figura 2. Braguim [2] realizou comparações entre malhas com dimensões de 0,2mx0,2m e 0,4mx0,4m, concluindo que as diferenças entre os resultados dos modelos são praticamente nulas. Neste trabalho, foram realizadas análises prévias, com o modelo numérico do edifício em estudo, para avaliar diferentes níveis de discretização, constatando-se que a adoção do elemento 0,4mx0,4m apresenta resultados equivalentes a discretizações

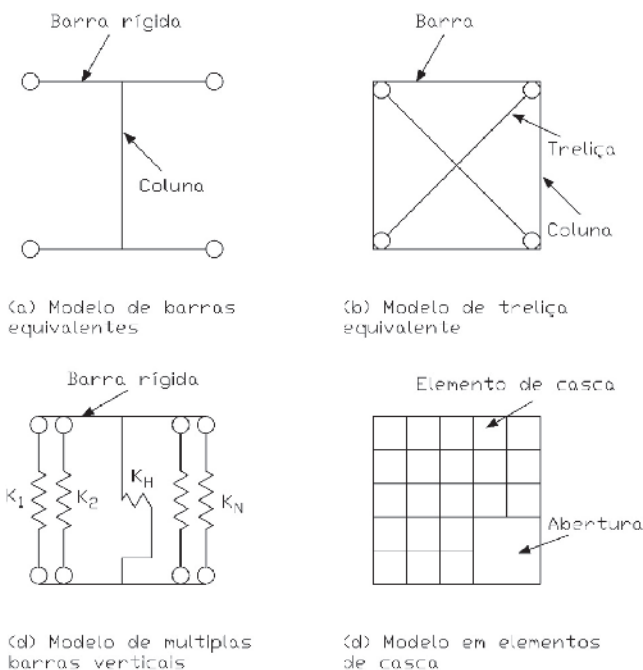


Figura 1 Métodos de modelagem de paredes (Fonte: adaptado de Liu et al, 2010)

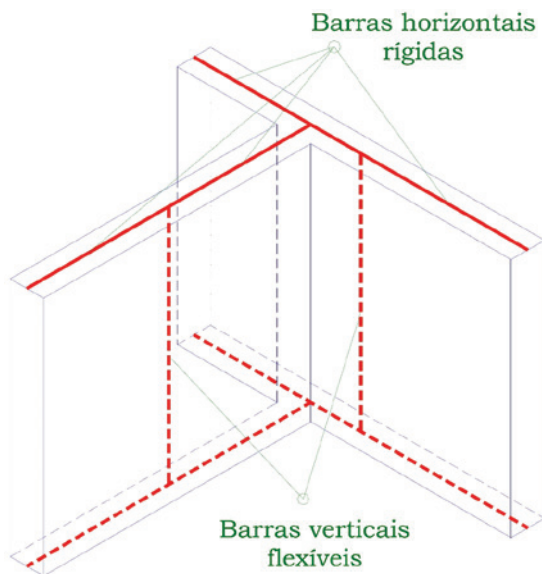


Figura 3
Discretização da parede em elementos de barra
(Fonte: Nascimento Neto, 1999)

mais refinadas com menor custo computacional. As lajes dos pavimentos do edifício foram consideradas como diafragmas rígidos. No modelo MISTO, as paredes são discretizadas por elementos lineares. Neste tipo de discretização podem-se citar os trabalhos de Yagui [12 e 13], em que as paredes planas são substituídas por pórticos formados por barras horizontais engastadas, no meio do vão, aos pilares.

O modelo consiste basicamente na análise da estrutura tridimensional, obtida pela substituição de cada parede pelo pórtico plano equivalente. Esses pórticos são travados horizontalmente pelos diafragmas nos níveis dos pisos, de modo a constituir um sistema estrutural tridimensional.

As barras verticais devem possuir as mesmas características geométricas das respectivas paredes que representam e devem ser posicionadas em seu eixo geométrico longitudinal. As paredes que se interceptam são ligadas por barras horizontais rígidas e dispostas no nível de cada pavimento. Corrêa [14] recomenda que o valor adotado de rigidez das barras horizontais seja suficientemente grande para simular o efeito do trecho rígido, porém sem ser tão

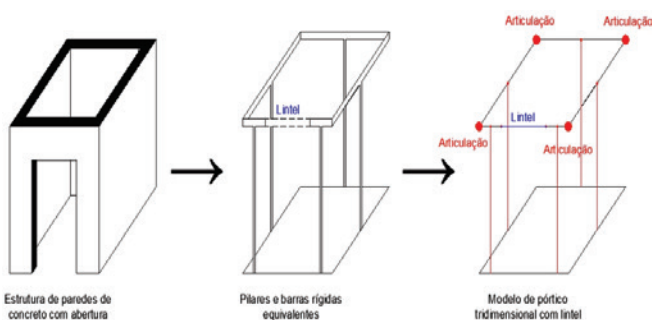


Figura 4
Representação dos lintéis

elevado ao ponto de perturbar a estabilidade numérica da solução. Neste caso, o valor do módulo de elasticidade do concreto foi multiplicado por cem, conforme Testoni [8]. A Figura 3 mostra um desenho esquemático da discretização da parede por elementos de barra. As extremidades comuns a duas paredes são consideradas articuladas, transmitindo apenas forças de cisalhamento verticais. No modelo são consideradas as aberturas de portas e janelas. Os lintéis são incorporados ao modelo como barras flexíveis de rigidez axial infinita, conforme Figura 4.

Segundo a NBR 16055:2012 [3] a parede do sistema estrutural pode ser representada por elemento linear desde que considere também a deformação por cisalhamento. Nascimento Neto [15] sugere um refinamento do modelo proposto por Yagui [12 e 13] para considerar a deformação por cisalhamento de maneira simples. Um fator de forma $c = 1,2$ foi usado para reduzir a área da seção das paredes e determinar uma área de cisalhamento equivalente ($A_s = \frac{A}{c}$).

No modelo pórtico tridimensional proposto por Yagui [12 e 13] não é possível representar a tendência de migração das cargas para os apoios, ou seja, desconsidera-se o efeito arco. Para incluir este fenômeno no modelo estrutural foi necessária uma discretização plana das paredes dos dois primeiros pavimentos, baseando-se nas experiências em trabalhos como os de Nunes [1] e Testoni [8 e 9]. Neste caso, a malha utilizada foi de $0,2m \times 0,2m$, para garantir que todas as barras sejam ligadas a um nó do elemento de casca.

3. Metodologia para análise da ISE

Aoki [16] propôs um procedimento iterativo inspirado no trabalho de Chamecki [5] para a análise das estruturas considerando a ISE. Este modelo analisa a superestrutura separada da fundação, buscando uma situação final de equilíbrio através da compatibilização dos deslocamentos na interface superestrutura/fundação.

Inicialmente são calculadas as reações nos apoios da superestrutura considerando a hipótese de apoios indesejaváveis. As reações nos apoios são aplicadas como cargas sobre as sapatas. As sapatas são consideradas elementos rígidos e admite-se um diagrama de pressão de contato com o solo linearmente distribuído.

As equações de Mindlin [17] permitem calcular tensões e deformações em qualquer ponto no interior de um meio elástico

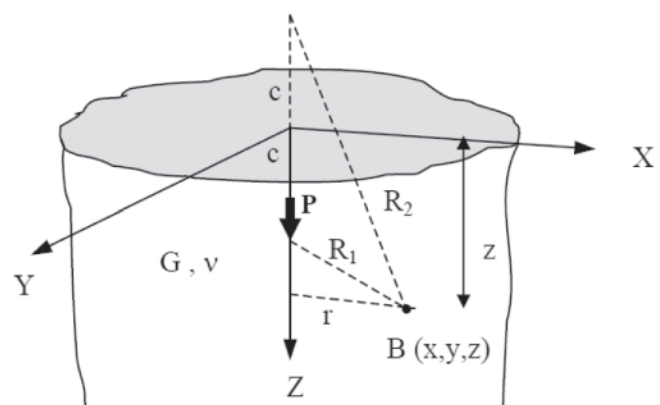


Figura 5
Meio elástico semi-infinito (Fonte: Mindlin, 1936)

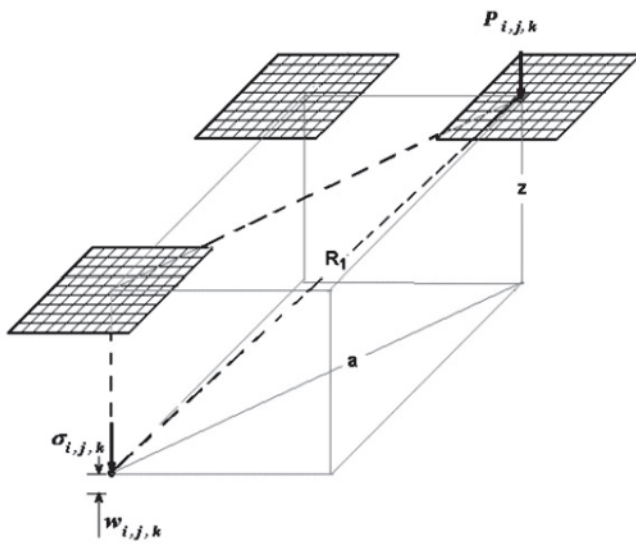


Figura 6
Modelo de ISE (Fonte: Reis, 2000)

semi-infinito homogêneo e isotrópico, causadas por uma força concentrada vertical aplicada em um ponto desse meio. A Figura 5 apresenta as variáveis envolvidas no problema.

Os recalques das sapatas são calculados utilizando a Eq. (1) apresentada por Mindlin [17].

$$r_z = \frac{P(1+\nu)}{8\pi E(1-\nu)} \left[\frac{\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu)^2 - (3-4\nu)}{R_2} + \frac{1}{(z-c)^2}}{\frac{R_1^3}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2 - 2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5}} \right] \quad (1)$$

Onde P é a força vertical, c é a a profundidade de aplicação da força vertical, \nu é o coeficiente de Poisson, B (x,y,z) é o ponto onde

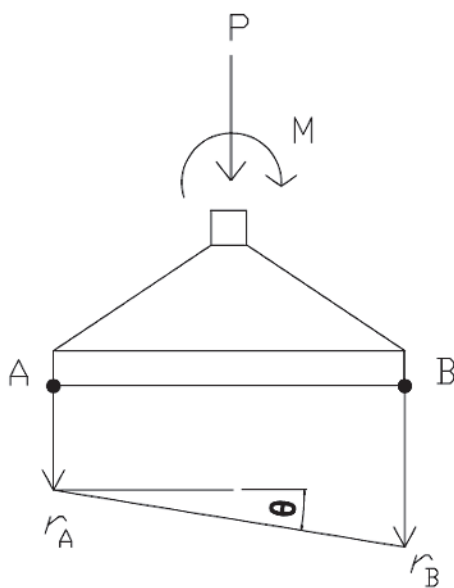


Figura 7
Determinação da rotação nas sapatas

deseja-se determinar o recalque, z é a profundidade do ponto B (x,y,z) e E é o módulo de elasticidade do material. Os raios R₁ e R₂ são calculados pelas propriedades geométricas.

Para a determinação do recalque, é necessário discretizar a base da sapata carregada em subáreas nas quais se pode considerar a ocorrência de uma carga concentrada. Para considerar o efeito de grupo, somam-se os recalques devidos às cargas de todas as sapatas da edificação, conforme Figura 6. O recalque total \delta da sapata k é calculado no centro geométrico de sua base, através da Eq. (2). As rotações nas sapatas foram determinadas de forma direta, através dos recalques obtidos em suas extremidades, conforme Figura 7. A estratificação do maciço de solo é considerada através da técnica de Steinbrenner [18].

$$\delta_k = \sum_{k=1}^{n^{\circ} \text{ de sapatas}} \sum_{i=1}^{n_1} \sum_{j=1}^{n_2} r_{z_{ijk}} \quad (2)$$

Após a determinação dos recalques verticais e das rotações das sapatas determinam-se os coeficientes de mola dividindo as reações de cada apoio pelos correspondentes deslocamentos. Os coeficientes de mola calculados são impostos nos apoios da superestrutura. Então, a superestrutura é recalculada e determinadas as novas reações de apoio. Todo o procedimento é repetido até que haja a convergência dos valores das reações ou dos recalques obtidos entre duas iterações consecutivas dentro de uma tolerância desejada. Em Santos [10] é possível encontrar mais detalhes sobre a metodologia adotada. Neste trabalho, foi aplicado o critério de convergência apresentado na Eq. (3), com tolerância \xi = 10^{-3}.

$$\sum_{k=1}^{n^{\circ} \text{ de sapatas}} \frac{\|P_k - P_k^*\|^2}{\|P_k\|^2} \leq \xi \quad (3)$$

Onde P_k é a força axial da sapata k na iteração atual, P_k^{*} é a força axial da sapata k na iteração anterior e \xi é a tolerância.

Para automação desse procedimento foi desenvolvida uma rotina computacional em linguagem MATLAB v7.10.0.

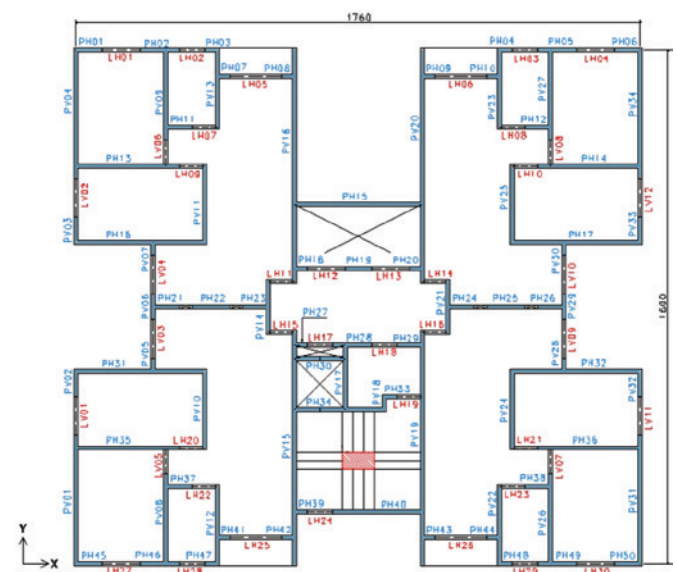


Figura 8
Planta baixa do edifício (Fonte: Braguim, 2013)

4. Descrição do edifício

O edifício avaliado é o mesmo adotado no trabalho de Braguim [2] e corresponde a uma adaptação do edifício Condomínio das

Árvores construído na cidade de São Bernado do Campo e projetado pela empresa OSMB Engenheiros Associados Ltda. O edifício adaptado possui dez pavimentos, espessura de paredes de 0,12m, espessura das lajes de 0,10m e pé-direito de 2,80m.

Tabela 1

Comprimento das paredes

Parede	Comprimento (m)
PH03, PH04, PH07, PH08, PH09, PH10, PH18, PH20, PH27, PH33, PH39, PH41, PH42, PH43, PH44, PH47, PH48, PV05, PV07, PV18, PV28 e PV30	0,40
PH01, PH06, PH11, PH12, PH19, PH21, PH23, PH24, PH26, PH29, PH37, PH38, PH45, PH50, PV02, PV03, PV06, PV29 PV32 e PV33	0,80
PH02, PH05, PH22, PH25, PH28 PH46 e PH49	1,20
PH30, PV14 e PV21	1,60
PV17	2,00
PV10, PV11, PV12, PV13, PV22, PV23, PV24 e PV25	2,40
PH34, PH40, PV08, PV09, PV26 e PV27	2,80
PH13, PH14, PH35 e PH36	3,20
PH15, PH16, PH17, PH31, PH32, PV01, PV04, PV31 e PV35	4,00
PV15, PV16, PV19 e PV20	7,2

Tabela 2

Carregamento nas lajes

Peso próprio para h=10cm	Peso próprio para h=12cm	Carga acidental para h=10cm	Carga acidental para h=12cm	Revestimento
2,5 kN/m ²	3,0 kN/m ²	1,5 kN/m ²	2,5 kN/m ²	1,0 kN/m ²

Tabela 3

Características das sapatas

Fund.	Perfil	A (m)	B (m)	H (m)	Fund.	Perfil	A (m)	B (m)	H (m)
F01	S1	2,0	2,0	0,8	F24	S2	2,3	1,8	0,8
F02	S1	1,8	2,5	0,9	F25	S3	1,9	1,5	0,6
F03	S2	1,8	2,5	0,9	F26	S2	1,9	1,5	0,6
F04	S2	2,0	2,0	0,8	F27	S1	2,0	2,0	0,8
F05	S1	2,2	2,2	0,8	F28	S3	2,0	2,0	0,8
F06	S2	2,2	2,2	0,8	F29	S2	2,0	2,0	0,8
F07	S1	1,2	2,7	0,9	F30	S2	2,0	2,0	0,8
F08	S1	1,9	0,8	0,8	F31	S3	3,5	1,9	1,1
F09	S2	1,9	0,8	0,8	F32	S3	3,5	1,8	1,1
F10	S2	1,2	2,7	0,9	F33	S3	2,5	2,5	0,9
F11	S1	2,5	2,5	0,9	F34	S3	1,1	1,5	0,6
F12	S1	1,1	1,5	0,6	F35	S3	1,1	1,5	0,6
F13	S2	1,1	1,5	0,6	F36	S2	2,5	2,5	0,9
F14	S2	2,5	2,5	0,9	F37	S3	3,5	1,2	1,1
F15	S1	3,0	2,0	1,0	F38	S3	1,2	2,7	0,9
F16	S2	3,0	2,0	1,0	F39	S3	1,9	0,8	0,8
F17	S1	2,0	2,0	0,8	F40	S3	1,9	0,8	0,8
F18	S1	2,0	2,0	0,8	F41	S3	1,2	2,7	0,9
F19	S2	2,0	2,0	0,8	F42	S3	2,2	2,2	0,8
F20	S2	2,0	2,0	0,8	F43	S3	2,2	2,2	0,8
F21	S1	1,9	1,5	0,6	F44	S3	2,0	2,0	0,8
F22	S2	1,9	1,5	0,6	F45	S3	1,8	2,5	0,9
F23	S1	2,3	1,8	0,8	F46	S3	1,8	2,5	0,9
-	-	-	-	-	F47	S3	2,0	2,0	0,8

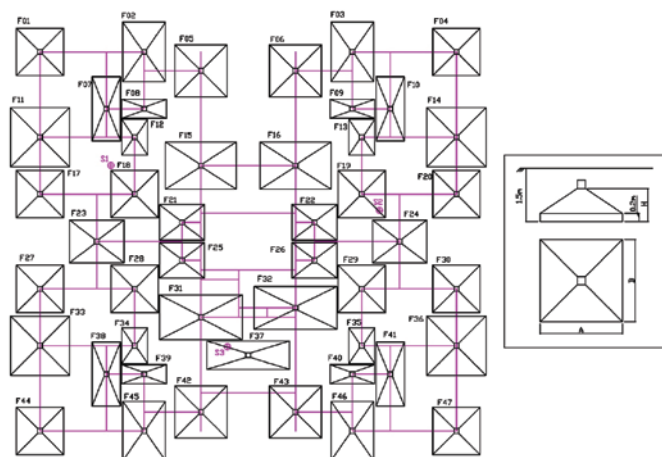


Figura 9
Planta de fundação

As adaptações tiveram como objetivo simplificar a modelagem computacional e constituíram basicamente em considerar todos os pavimentos iguais ao tipo e modificar todas as medidas para múltiplos de 0,4m. A disposição e os nomes das paredes são apresentados na Figura 8. Foram adotadas as siglas PH e PV para as paredes horizontais e verticais, respectivamente. Os comprimentos das paredes são apresentados na Tabela 1.

O concreto armado foi considerado como material isotrópico com as seguintes propriedades mecânicas: resistência à compressão de 25MPa, módulo de elasticidade secante de 24GPa, coeficiente de Poisson de 0,2 e peso específico de 25kN/m³. Na análise realizada foram consideradas apenas cargas verticais: permanentes (soma do peso próprio da estrutura com as cargas de revestimento da laje) e acidentais (sobrecarga das lajes de edifícios residenciais conforme NBR 6120:1980 [20]). A escada foi simplificada através da consideração de uma laje com espessura de 0,12m. A distribuição das cargas das lajes nas paredes foi feita pelo método das carneiras plásticas, utilizando os valores apresentados na Tabela 2.

Foi considerado um pavimento de viga baldrame sob o edifício com dimensões da seção transversal de 0,2mx0,5m. No modelo compu-

Tabela 4
Valores do módulo de elasticidade

Sondagem	Profundidade (m)		E (MPa)
	Inicial	Final	
S1	0,00	1,50	12,60
	1,50	3,00	32,40
	3,00	7,00	142,40
	7,00	10,00	292,80
S2	0,00	3,00	11,20
	3,00	4,00	21,12
	4,00	6,00	136,40
	6,00	10,00	194,70
S3	0,00	1,50	11,88
	1,50	3,00	28,36
	3,00	7,00	90,44
	7,00	10,00	194,40

tacional, a viga baldrame foi discretizada por elementos de barra. Foram utilizadas 47 sapatas isoladas assentadas a 1,5m de profundidade, conforme Figura 9. O projeto de fundação foi definido após a consideração dos resultados de carga normal do modelo com apoios indeslocáveis, admitindo-se a simetria das fundações. A Tabela 3 apresenta as características das sapatas adotadas no projeto.

Para caracterização do tipo de solo, foram adotadas as sondagens utilizadas no trabalho de Santos [10]. Esse perfil possui três furos de sondagem a percussão, identificados pelas siglas S1, S2 e S3 e localizados conforme planta de fundação. A Tabela 4 apresenta um resumo dos valores do módulo de elasticidade para cada camada de solo considerada no furo de sondagem. Foi adotado o coeficiente de Poisson igual a 0,30 para todas as camadas. Os módulos de elasticidade foram estimados a partir dos parâmetros do solo, como descrito em Santos [10].

5. Resultados e discussões

Na primeira série de comparações são apresentados os efeitos produzidos no edifício após a consideração da interação solo-estrutura. Para isso, são realizadas comparações entre o modelo CASCA com os apoios rígidos (CASCA RIG) e o modelo CASCA com os apoios deslocáveis (CASCA ISE), utilizando a metodologia descrita no item 3. São apresentados os resultados de esforço normal das paredes, dos carregamentos aplicados nas fundações e dos recalques das sapatas. Com o modelo CASCA ISE obteve-se convergência desejada na sexta iteração.

Na segunda série de comparações são apresentados os resultados do modelo simplificado proposto (modelo MISTO). Os resultados obtidos no modelo MISTO são comparados com o modelo de referência (modelo CASCA). Na análise do modelo simplificado a interação solo-estrutura é abordada de duas maneiras. Na primeira, chamada de modelo MISTO ISE, considera-se a interação solo-estrutura através da metodologia apresentada no item 3. Na segunda abordagem, chamada de modelo MISTO SIMP, os coeficientes de mola são determinados pelo método do recalque estimado, que consiste basicamente em dividir as reações de cada apoio pelo seu recalque, obtido pela equação de Mindlin [17]. Na prática, a determinação do coeficiente de mola do modelo MISTO SIMP é feita na primeira iteração, enquanto o coeficiente de mola para o modelo MISTO ISE é obtido após convergência do algoritmo, segundo critério apresentado na Eq. (3). O modelo MISTO ISE produziu convergência desejada na sétima iteração.

Segundo a NBR 8681 [21] o coeficiente de ponderação γ_f pode ser considerado como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} . O coeficiente parcial γ_{f1} considera a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos ou por deficiência dos métodos de cálculo. Portanto, considerando o coeficiente de ponderação $\gamma_f = 1,4$ para as combinações normais, pode-se desdobrar os coeficientes γ_{f1} e γ_{f3} no produto de dois valores iguais, ou seja, $\gamma_{f1} = \gamma_{f3} = 1,18$. Assim, a variação de 18% seria considerada coberta pelo $\gamma_{f3} = 1,18$.

Neste trabalho, considera-se as diferenças abaixo de 5% como de excelente aproximação. Os valores compreendidos entre 5 e 18% são considerados bons ou de aproximação satisfatória. Já as diferenças acima de 18% são consideradas ruins ou inaceitáveis.

5.1 Primeira série de comparações

Inicialmente foram avaliados os efeitos causados pela consideração da interação solo-estrutura nos esforços normais das paredes do edifício. Na Tabela 5 são apresentados e comparados os esforços normais (ao nível da fundação) das paredes do edifício. A consideração da interação solo-estrutura gerou uma redistribuição

dos esforços das paredes do edifício, com média do desvio absoluto de 34%. Essa redistribuição dos esforços justifica-se pela elevada rigidez da superestrutura, que limita os recalques diferenciais e gera uma tendência de uniformização dos recalques. Portanto, paredes simétricas e com mesma característica geométrica apresentam diferentes esforços normais, devido à heterogeneidade do solo.

Tabela 5

Força normal nas paredes – kN

Parede	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)	Parede	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)
PH01	199,6	268,9	35	PH45	194,9	193,9	0
PH02	23,3	26,2	12	PH46	23,3	15,9	-32
PH03	127,5	243,2	91	PH47	126,5	191,4	51
PH04	124,4	268,0	115	PH48	123,1	237,9	93
PH05	24,4	18,7	-24	PH49	24,7	35,6	44
PH06	205,1	283,6	38	PH50	199,8	431,0	116
PH07	37,2	52,0	40	Pilar	630,0	630,0	0
PH08	122,8	209,1	70	PV01	657,1	493,0	-25
PH09	126,3	50,5	-60	PV02	199,6	194,2	-3
PH10	35,0	52,0	49	PV03	197,3	194,8	-1
PH11	212,0	174,7	-18	PV04	658,1	716,4	9
PH12	208,9	123,4	-41	PV05	11,5	12,3	7
PH13	358,8	399,9	11	PV06	233,6	227,4	-3
PH14	362,8	257,5	-29	PV07	11,1	7,4	-33
PH15	560,2	498,9	-11	PV08	404,1	300,3	-26
PH16	538,6	625,6	16	PV09	396,1	370,7	-6
PH17	539,9	469,1	-13	PV10	505,0	369,8	-27
PH18	-14,9	-17,7	19	PV11	508,0	548,1	8
PH19	24,0	18,0	-25	PV12	479,7	458,6	-4
PH20	-15,7	-6,5	-59	PV13	469,6	575,1	22
PH21	73,0	129,0	77	PV14	495,3	594,4	20
PH22	214,9	214,9	0	PV15	1464,1	1131,7	-23
PH23	-53,2	-36,5	-31	PV16	1069,7	1689,0	58
PH24	-49,7	-76,7	54	PV17	21,6	13,7	-37
PH25	214,9	214,9	0	PV18	19,0	21,4	13
PH26	68,0	129,0	90	PV19	1383,2	1320,0	-5
PH27	20,3	25,0	23	PV20	1093,4	777,8	-29
PH28	24,0	28,5	19	PV21	490,7	391,0	-20
PH29	12,9	3,4	-74	PV22	471,2	580,6	23
PH30	38,1	28,2	-26	PV23	460,4	364,7	-21
PH31	545,6	604,1	11	PV24	487,4	445,8	-9
PH32	547,1	401,0	-27	PV25	490,9	337,5	-31
PH33	84,9	106,0	25	PV26	406,3	503,5	24
PH34	412,7	310,5	-25	PV27	397,4	271,7	-32
PH35	362,1	354,1	-2	PV28	11,5	3,4	-70
PH36	366,1	259,0	-29	PV29	235,2	218,7	-7
PH37	216,7	134,7	-38	PV30	11,0	7,9	-28
PH38	213,4	217,8	2	PV31	679,4	973,0	43
PH39	33,0	27,9	-15	PV32	209,9	233,8	11
PH40	110,3	97,8	-11	PV33	207,7	237,3	14
PH41	35,4	33,6	-5	PV34	680,1	713,0	5
PH42	170,4	126,5	-26	Soma	24509,3	24960,8	-
PH43	177,4	425,0	140	Média	-	-	34
PH44	32,8	154,2	371	-	-	-	-

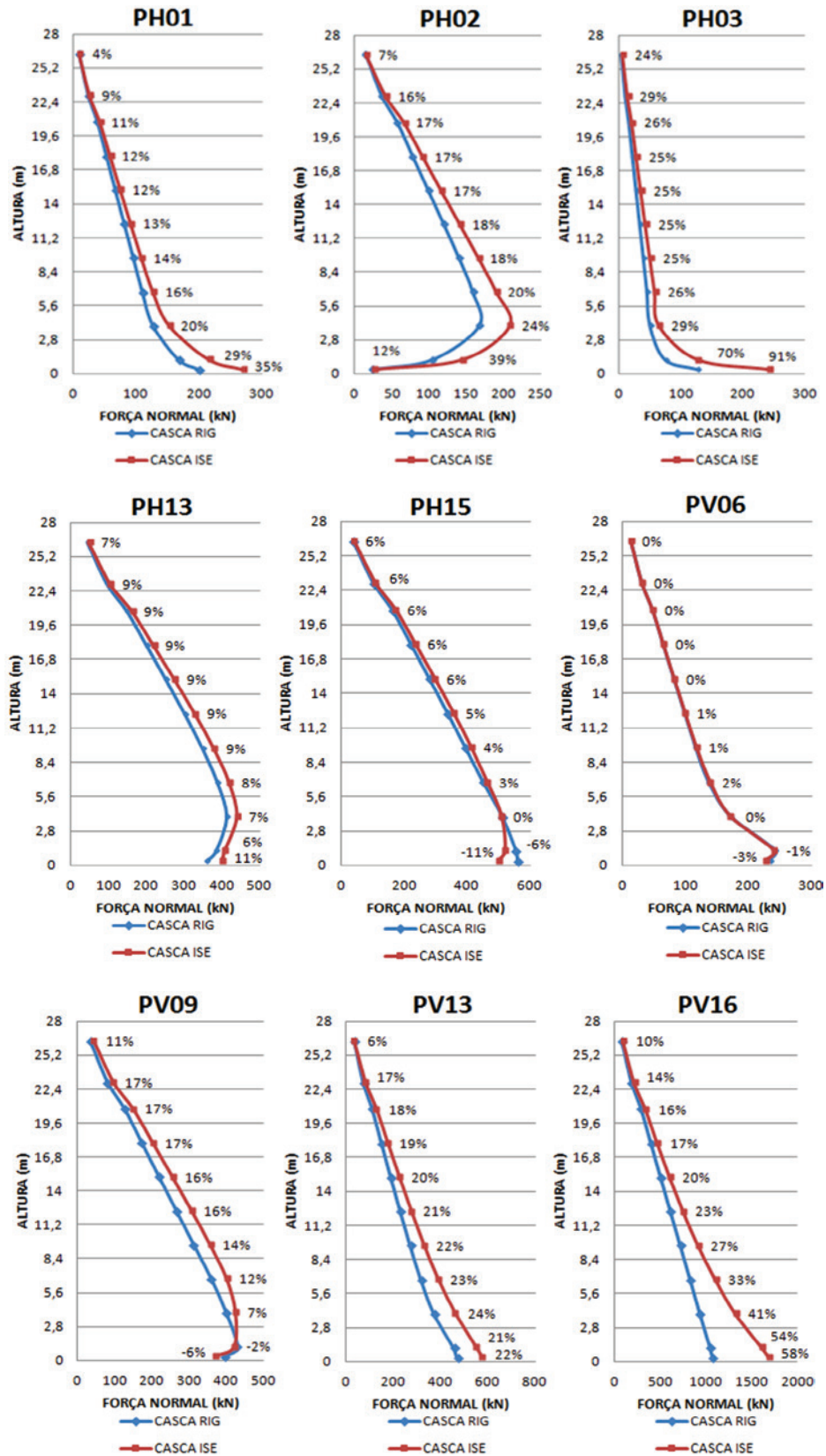


Figura 10 Diagrama de força normal das paredes do edifício

Tabela 6

Carregamento das fundações – kN e kN.m

Fund.	Nz			Mx			My		
	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)
F01	508,9	701,7	38	-47,7	-67,4	41	-46,6	-83,4	79
F02	521,9	791,6	52	-45,3	23,1	-151	49,2	1,5	-97
F03	509,8	535,7	5	-44,2	0,0	-100	-48,8	-12,9	-74
F04	526,8	628,7	19	-49,4	21,3	-143	47,5	5,6	-88
F05	582,6	1073,8	84	-9,5	0,0	-100	26,1	0,0	-100
F06	590,7	470,2	-20	-9,8	0,0	-100	-26,7	8,5	-132
F07	584,7	519,0	-11	10,7	0,0	-100	-29,0	0,0	-100
F08	290,4	262,6	-10	42,6	0,0	-100	17,6	0,0	-100
F09	283,0	179,3	-37	41,7	0,0	-100	-16,9	0,0	-100
F10	583,6	375,2	-36	11,8	0,0	-100	27,8	0,0	-100
F11	747,6	805,0	8	12,6	0,0	-100	-51,8	-138,9	168
F12	331,2	278,5	-16	-45,2	0,0	-100	41,7	0,0	-100
F13	319,3	184,4	-42	-43,8	0,0	-100	-39,6	-1,0	-97
F14	772,9	719,3	-7	12,8	0,0	-100	52,0	0,0	-100
F15	872,4	1196,5	37	-2,9	0,0	-100	-53,4	-55,3	4
F16	900,2	505,8	-44	-3,1	0,0	-100	54,1	-15,9	-129
F17	470,8	545,1	16	35,2	-4,6	-113	-47,4	-106,0	123
F18	541,6	580,2	7	44,7	41,4	-7	50,0	0,0	-100
F19	519,0	388,2	-25	43,0	7,8	-82	-49,0	-17,1	-65
F20	495,1	501,0	1	37,0	0,0	-100	48,7	0,0	-100
F21	347,3	520,5	50	-41,9	-31,9	-24	-44,8	-36,6	-18
F22	346,3	256,5	-26	-41,4	0,0	-100	44,8	0,0	-100
F23	592,0	637,4	8	0,0	0,0	0	-72,6	-109,8	51
F24	591,7	440,7	-26	1,0	7,2	616	71,7	1,9	-97
F25	384,7	328,9	-15	40,3	0,0	-100	-70,7	-52,9	-25
F26	359,1	186,8	-48	40,8	0,0	-100	55,2	0,0	-100
F27	478,1	572,4	20	-35,6	70,7	-299	-48,1	-113,8	137
F28	548,3	406,8	-26	-44,8	-9,1	-80	50,6	0,0	-100
F29	525,9	267,2	-49	-43,1	0,0	-100	-49,6	0,0	-100
F30	503,4	488,0	-3	-37,4	0,0	-100	49,4	0,0	-100
F31	1337,1	887,1	-34	10,3	0,0	-100	-87,0	-111,8	29
F32	906,7	1134,7	25	0,0	0,0	0	69,8	31,9	-54
F33	755,1	593,9	-21	-12,2	0,0	-100	-52,3	-186,5	256
F34	325,4	194,7	-40	44,6	0,0	-100	42,2	0,0	-100
F35	312,0	377,3	21	43,0	0,0	-100	-39,9	-24,6	-39
F36	782,1	586,8	-25	-12,3	0,0	-100	52,5	0,0	-100
F37	630,0	630,0	0	1,0	0,0	-100	-7,1	-138,8	1867
F38	597,2	411,2	-31	-10,2	0,0	-100	-29,6	0,0	-100
F39	301,4	210,0	-30	-43,9	0,0	-100	17,9	-3,4	-119
F40	295,1	264,8	-10	-43,1	0,0	-100	-17,2	3,0	-117
F41	597,7	718,0	20	-11,2	17,5	-257	28,4	0,0	-100
F42	824,7	741,0	-10	22,3	0,0	-100	32,7	0,0	-100
F43	857,0	934,7	9	25,2	0,0	-100	-34,4	-574,5	1571
F44	496,9	542,2	9	47,1	81,0	72	-45,6	-74,4	63
F45	519,6	637,3	23	45,8	-6,6	-114	48,5	0,0	-100
F46	505,5	815,4	61	44,7	-7,5	-117	-48,0	-53,6	12
F47	513,2	1159,8	126	48,8	133,9	174	46,3	34,5	-25
Total	26185,8	26185,8	-	-	-	-	-	-	-
Média	-	-	27	-	-	113	-	-	160

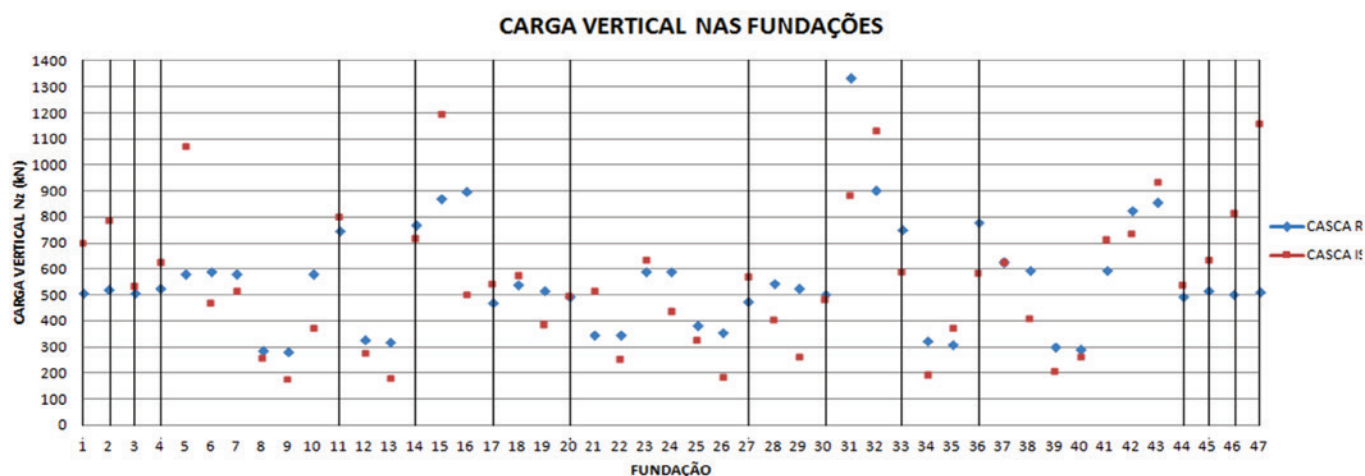


Figura 11
Gráfico de dispersão da carga vertical das fundações do edifício

Dentre todas as paredes do edifício, 64% apresentaram diferenças superiores a 18% e dessas, aproximadamente a metade teve aumento das solicitações normais. Observam-se acentuados acréscimos de esforços, como por exemplo, nas paredes PH04, PH43, PH44 e PH50 que apresentaram aumento superior a 100%, e que ultrapassariam os limites de resistência normalizados.

A Figura 10 apresenta os diagramas de força normal em algu-

mas paredes do edifício. Optou-se por analisar as paredes PH01, PH02, PH03, PH13, PH15, PV06, PV09, PV13 e PV16 por apresentarem diferentes características (comprimento, abertura de portas e janelas, etc.) e estarem submetidas a diferentes níveis de carregamento. Os valores percentuais no gráfico indicam as diferenças das forças normais entre os modelos CASCA RIG e CASCA ISE.

Tabela 7

Recalque dos apoios do edifício - mm

Fund.	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)	Fund.	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)
F01	3,2	4,3	35	F24	12,5	9,3	-25
F02	3,6	5,4	47	F25	6,6	6,0	-9
F03	9,7	9,5	-2	F26	12,5	8,5	-32
F04	9,1	10,7	18	F27	3,8	4,1	9
F05	3,7	6,3	68	F28	6,9	5,6	-20
F06	10,2	8,3	-18	F29	13,2	8,6	-35
F07	5,2	5,2	-2	F30	10,6	9,6	-9
F08	5,4	5,5	1	F31	8,9	6,6	-26
F09	14,5	9,4	-35	F32	7,0	7,5	6
F10	14,4	9,9	-31	F33	5,1	4,2	-18
F11	3,9	4,3	8	F34	7,9	5,6	-30
F12	5,7	5,5	-4	F35	7,3	8,1	10
F13	15,3	9,3	-39	F36	11,3	9,4	-16
F14	11,2	10,3	-8	F37	7,0	6,7	-5
F15	4,9	6,4	29	F38	7,0	5,3	-25
F16	13,4	8,0	-40	F39	7,6	5,7	-25
F17	3,7	4,2	12	F40	7,2	7,7	7
F18	4,9	5,4	9	F41	6,9	7,9	15
F19	12,7	9,2	-27	F42	6,8	6,1	-10
F20	10,4	10,3	-2	F43	6,8	7,3	7
F21	4,6	5,8	25	F44	3,9	4,0	2
F22	11,8	8,2	-30	F45	5,0	5,3	6
F23	4,8	5,0	5	F46	4,9	7,0	43
-	-	-	-	F47	4,0	8,5	112

Observa-se que as maiores diferenças entre os valores dos esforços normais nas paredes do edifício ocorrem, como esperado, nos pavimentos inferiores. Porém, em algumas paredes do edifício a influência da interação solo-estrutura afetou os pavimentos superiores, como por exemplo nas paredes PH03, PV13 e PV16.

Os carregamentos aplicados na fundação do edifício obtidos no modelo casca com os apoios indeslocáveis foram comparados com os carregamentos obtidos no modelo de casca sobre apoios flexíveis e apresentados na Tabela 6. A Figura 11 apresenta o gráfico de dispersão dos valores de carga vertical aplicada nas fundações. Neste gráfico, as fundações periféricas são destacadas por linhas verticais. De maneira geral ocorreu uma redistribuição de carregamento nas fundações do edifício, com média do desvio absoluto de 27%. Aproximadamente 64% das fundações apresentaram diferenças superiores a 18%, tendo como destaque o acréscimo de carga de 126% na sapata F47. Também ocorreu uma tendência de redução do momento fletor nas duas direções, com boa parte dos valores sendo anulados. O mecanismo que governa a redistribuição de cargas nos apoios é a tendência de uniformização dos recalques. No edifício analisado, as fundações localizadas na região da sondagem S2 apresentam o comportamento de cederem carga para a vizinhança, visto que essa região apresentou os maiores recalques. Também se observa uma tendência de transferência de carga para as fundações periféricas.

A Tabela 7 apresenta os recalques verticais das sapatas do edifício e a Tabela 8 apresenta algumas informações a respeito do comportamento dos recalques após a consideração da interação solo-estrutura. As figuras 12 e 13 apresentam as curvas de isorecalque para os modelos CASCA RIG e CASCA ISE, respectivamente. Para confecção das curvas de isorecalque foram consideradas as coordenadas do centroide de cada sapata no plano (x, y) e adotado o recalque como coordenada z. Foi utilizado o método de interpolação por triangulação linear para determinar os

Tabela 8

Informações complementares sobre os recalques

Informações	Casca RIG	Casca ISE	Difer. (%)
Recalque máximo (mm)	15,3	10,7	-30
Recalque diferencial máximo (mm)	12,1	6,7	-44
Recalque médio (mm)	7,8	7,0	-10
Coefficiente de variação (%)	44	28	-37

valores de recalque múltiplos de 0,5mm e assim gerar as curvas de mesmo valor.

Observando as curvas de isorecalque do modelo CASCA RIG, constata-se que os maiores recalques apresentam-se na região da sondagem S2, onde o solo é mais deformável. Entretanto, ao realizar a análise de interação solo-estrutura, observa-se redução dos recalques nesta região, justificada pela rigidez da superestrutura que limita os recalques diferenciais e redistribui as cargas para as fundações vizinhas.

Os resultados mostram uma redução de 44% no recalque diferencial máximo e de 30% no recalque máximo. A redução no coeficiente de variação enfatiza a tendência de uniformização dos recalques causada pela consideração da interação solo-estrutura. O recalque médio apresentou baixa redução, da ordem de 10%. Ao analisar as curvas de isorecalque observa-se claramente uma acentuada tendência de uniformização dos recalques.

5.2 Segunda série de comparações

Na sequência são comparados e avaliados os resultados dos modelos simplificados. Na Tabela 9 foram comparados os esforços normais

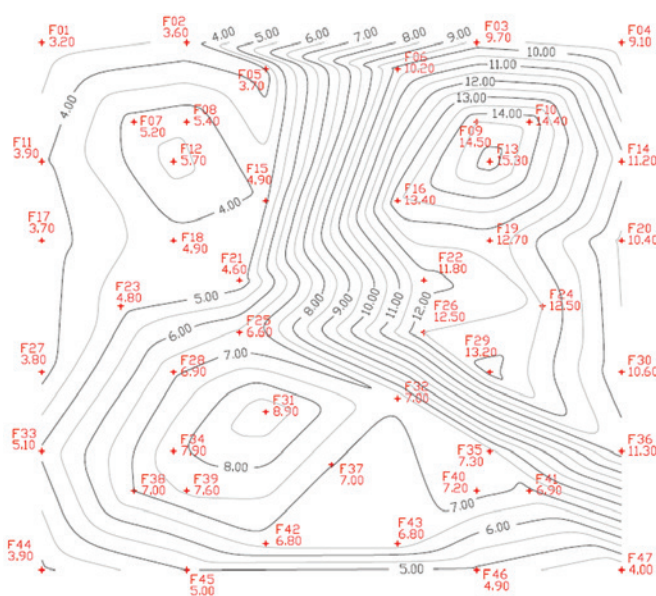


Figura 12
Curva de isorecalque do modelo CASCA RIG



Figura 13
Curva de isorecalque do modelo CASCA ISE

(ao nível da fundação) das paredes do edifício. A Figura 14 apresenta os diagramas de força normal ao longo das paredes estudadas.

Analisando-se os resultados de força normal nas paredes do edifício, percebe-se que os modelos simplificados foram capazes de representar de forma adequada a distribuição de cargas entre as paredes. Contudo, observa-se uma perturbação ao nível do segundo pavimento. Tal perturbação justifica-se pela concentração

de força no topo da parede (transição do elemento de barra para o elemento de casca). Essa característica não interfere nos resultados, visto que em todos os casos o diagrama, fora da região de perturbação, apresentou bons resultados, em comparação com o modelo mais refinado.

O modelo MISTO ISE apresentou média do desvio absoluto de 9%, onde 45% das paredes apresentaram resultados ótimos, 44%

Tabela 9

Força normal das paredes nos modelos simplificados – kN

Par.	Misto ISE	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)	Par.	Misto ISE	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)
PH01	265,5	-1	276,1	3	PH45	222,0	14	194,4	0
PH02	28,0	7	27,3	4	PH46	17,3	9	17,8	12
PH03	240,3	-1	329,0	35	PH47	211,7	11	218,2	14
PH04	260,4	-3	180,7	-33	PH48	230,1	-3	254,0	7
PH05	20,0	7	19,4	4	PH49	37,0	4	32,3	-9
PH06	282,0	-1	257,2	-9	PH50	445,2	3	304,2	-29
PH07	60,0	15	46,8	-10	Pilar	630,0	0	630,0	0
PH08	197,4	-6	185,9	-11	PV01	542,5	10	650,0	32
PH09	45,7	-9	54,5	8	PV02	223,7	15	159,0	-18
PH10	63,0	21	71,5	37	PV03	199,5	2	160,0	-18
PH11	171,9	-2	166,4	-5	PV04	703,1	-2	249,6	-65
PH12	132,4	7	138,2	12	PV05	14,8	20	16,1	31
PH13	362,8	-9	523,0	31	PV06	234,8	3	216,7	-5
PH14	251,4	-2	258,1	0	PV07	6,0	-19	5,0	-33
PH15	509,7	2	501,9	1	PV08	315,2	5	353,3	18
PH16	584,8	-7	810,0	29	PV09	357,0	-4	418,6	13
PH17	477,9	2	500,2	7	PV10	378,7	2	410,2	11
PH18	-26,0	47	-23,0	30	PV11	538,6	-2	537,4	-2
PH19	26,0	44	27,6	53	PV12	473,3	3	414,1	-10
PH20	-9,0	39	-7,0	8	PV13	565,8	-2	530,0	-8
PH21	135,4	5	149,7	16	PV14	569,9	-4	535,8	-10
PH22	214,9	0	214,9	0	PV15	1237,7	9	1327,7	17
PH23	-30,0	-18	-29,0	-21	PV16	1601,4	-5	1531,3	-9
PH24	-73,6	-4	-68,9	-10	PV17	13,5	-1	14,7	8
PH25	214,9	0	214,9	0	PV18	21,0	-2	17,2	-20
PH26	111,0	-14	120,0	-7	PV19	1510,0	14	1440,5	9
PH27	28,4	14	27,8	11	PV20	732,2	-6	823,1	6
PH28	32,4	14	25,8	-10	PV21	449,8	15	470,8	20
PH29	4,0	19	5,0	48	PV22	560,0	-4	568,6	-2
PH30	31,1	10	32,8	16	PV23	368,5	1	358,6	-2
PH31	550,5	-9	887,0	47	PV24	468,9	5	449,6	1
PH32	386,6	-4	438,8	9	PV25	368,3	9	356,5	6
PH33	108,0	2	91,4	-14	PV26	483,4	-4	473,7	-6
PH34	339,4	9	347,9	12	PV27	291,3	7	317,0	17
PH35	303,6	-14	236,0	-33	PV28	3,0	-13	3,0	-13
PH36	233,8	-10	273,3	6	PV29	250,0	14	224,0	2
PH37	145,0	8	145,2	8	PV30	8,4	6	9,4	19
PH38	204,8	-6	198,4	-9	PV31	912,0	-6	1001,7	3
PH39	28,4	2	27,1	-3	PV32	245,1	5	213,1	-9
PH40	90,6	-7	81,4	-17	PV33	256,2	8	207,8	-12
PH41	43,4	29	27,7	-17	PV34	804,0	13	786,7	10
PH42	123,1	-3	124,7	-1	Soma	25059,1	-	25179,1	-
PH43	285,0	-33	289,6	-32	Média	-	9	-	15
PH44	103,0	-33	72,0	-53	-	-	-	-	-

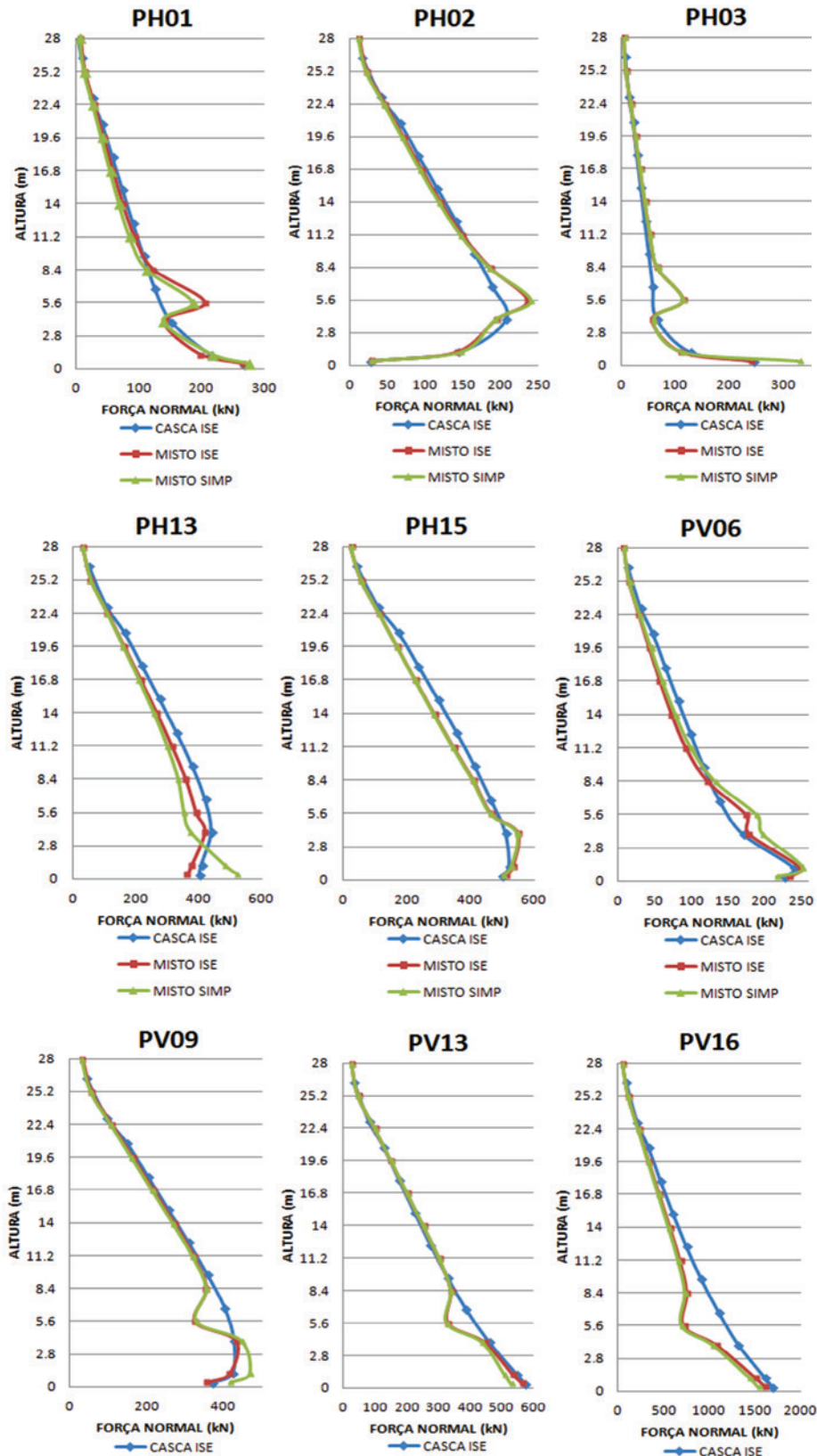


Figura 14
 Diagrama de força normal das paredes dos modelos simplificados

Tabela 10

Carregamento nas fundações do modelo misto ISE – kN e kN.m

Fund.	Nz		Mx		My	
	Misto ISE	Difer. (%)	Misto ISE	Difer. (%)	Misto ISE	Difer. (%)
F01	682,2	-3	-68,6	2	-84,1	1
F02	768,3	-3	-24,6	-206	2,9	98
F03	570,8	7	0,0	0	-16,0	24
F04	657,2	5	-1,4	-106	-71,0	-1359
F05	1032,6	-4	0,0	0	0,0	0
F06	468,1	0	0,0	0	-9,6	-213
F07	502,1	-3	0,0	0	0,0	0
F08	248,5	-5	0,0	0	0,0	0
F09	190,0	6	0,0	0	0,0	0
F10	399,1	6	0,0	0	0,0	0
F11	771,7	-4	0,0	0	-110,8	-20
F12	273,3	-2	0,0	0	0,0	0
F13	191,2	4	0,0	0	0,0	-100
F14	750,6	4	0,0	0	0,0	0
F15	1164,9	-3	0,0	0	-61,3	11
F16	499,3	-1	0,0	0	8,7	-154
F17	525,1	-4	10,5	-327	-86,8	-18
F18	561,8	-3	42,0	1	0,0	0
F19	410,9	6	16,9	118	-10,9	-37
F20	524,2	5	0,0	0	0,0	0
F21	515,9	-1	-38,8	22	-30,4	-17
F22	272,9	6	0,0	0	0,0	0
F23	645,4	1	0,0	0	-115,1	5
F24	454,8	3	16,5	130	-19,1	-1104
F25	325,2	-1	0,0	-100	-72,9	38
F26	196,0	5	0,0	0	0,0	0
F27	595,2	4	-39,8	-156	-96,7	-15
F28	418,1	3	-11,9	31	0,0	0
F29	253,5	-5	0,0	0	0,0	0
F30	490,6	1	0,0	0	0,0	0
F31	929,9	5	0,0	0	-119,1	7
F32	1175,0	4	0,0	0	47,0	47
F33	610,0	3	0,0	0	-98,6	-47
F34	195,9	1	0,0	0	0,0	0
F35	367,4	-3	0,0	0	10,5	-143
F36	581,7	-1	0,0	0	0,0	0
F37	630,0	0	0,0	0	-136,7	-1
F38	428,6	4	0,0	0	0,0	0
F39	219,5	5	0,0	0	1,2	-136
F40	240,6	-9	0,0	0	2,1	-31
F41	691,9	-4	3,1	-82	0,0	0
F42	771,4	4	0,0	0	0,0	0
F43	904,7	-3	0,0	0	-30,0	-95
F44	548,7	1	49,7	-39	-83,2	12
F45	659,2	3	9,7	-246	0,0	0
F46	733,2	-10	8,1	-208	-25,1	-53
F47	1138,8	-2	112,2	-16	99,9	189
Total	26185,8	-	-	-	-	-
Média	-	4	-	38	-	85

Tabela 11

Carregamento nas fundações modelo misto SIMP – kN e kN.m

Fund.	Nz		Mx		My	
	Misto SIMP	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)
F01	708,7	1	-83,4	24	-91,7	10
F02	747,1	-6	199,7	763	41,6	2747
F03	547,7	2	0,0	0	-25,5	98
F04	655,8	4	-61,9	-391	20,8	268
F05	963,4	-10	0,0	0	0,0	0
F06	483,3	3	0,0	0	29,9	252
F07	563,5	9	0,0	0	0,0	0
F08	288,4	10	0,0	0	0,0	0
F09	198,6	11	0,0	0	0,0	0
F10	432,9	15	0,0	0	0,0	0
F11	895,7	11	0,0	0	-704,0	407
F12	302,5	9	0,0	0	0,0	0
F13	204,9	11	0,0	0	-17,2	1565
F14	747,6	4	0,0	0	0,0	0
F15	1132,0	-5	0,0	0	-62,3	13
F16	541,2	7	0,0	0	-5,2	-67
F17	393,9	-28	-194,0	4085	-689,3	550
F18	561,0	-3	36,9	-11	0,0	0
F19	389,3	0	20,4	162	-13,1	-23
F20	499,6	0	0,0	0	0,0	0
F21	453,0	-13	-49,1	54	-31,7	-13
F22	255,8	0	0,0	0	0,0	0
F23	631,5	-1	0,0	0	-160,6	46
F24	461,8	5	-1,0	-114	30,3	1493
F25	357,1	9	10,3	882	-69,2	31
F26	245,5	31	7,9	0	0,0	0
F27	529,5	-7	416,7	489	-327,3	188
F28	438,6	8	-32,5	257	0,0	0
F29	338,8	27	0,0	0	0,0	0
F30	462,3	-5	0,0	0	0,0	0
F31	1055,3	19	0,0	0	-90,5	-19
F32	1022,4	-10	0,0	0	37,8	18
F33	628,9	6	0,0	0	247,5	-233
F34	223,0	15	0,0	0	0,0	0
F35	334,5	-11	0,0	0	-22,4	-9
F36	631,6	8	0,0	0	0,0	0
F37	630,0	0	0,0	0	-8,6	-94
F38	463,9	13	0,0	0	0,0	0
F39	235,7	12	0,0	0	12,1	-457
F40	297,5	12	0,0	0	26,2	777
F41	689,6	-4	4,5	-74	0,0	0
F42	755,5	2	0,0	0	0,0	0
F43	916,6	-2	0,0	0	-83,4	-85
F44	544,6	0	97,6	21	-114,5	54
F45	585,5	-8	-61,0	823	0,0	0
F46	699,4	-14	-79,0	956	-46,8	-13
F47	1040,7	-10	263,5	97	35,0	1
Total	26185,8	-	-	-	-	-
Média	-	9	-	196	-	203

Tabela 12

Recalque dos apoios dos modelos simplificados – mm

Fund.	Misto ISE	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)	Fund.	Misto ISE	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)
F01	4,2	-2	3,4	-21	F24	9,5	2	9,6	3
F02	5,1	-4	5,1	-5	F25	5,9	-1	6,1	2
F03	10,2	7	9,9	4	F26	8,7	2	9,5	12
F04	11,2	4	11,1	3	F27	4,3	5	3,6	-11
F05	6,0	-4	5,8	-9	F28	5,6	1	5,7	3
F06	8,3	0	8,5	2	F29	8,7	1	9,8	14
F07	5,0	-3	5,4	5	F30	9,9	4	9,4	-2
F08	5,3	-3	5,9	7	F31	6,7	1	7,4	11
F09	10,0	6	10,5	12	F32	7,6	2	7,2	-4
F10	10,5	7	11,1	12	F33	4,3	3	4,7	11
F11	4,2	-2	5,7	33	F34	5,6	0	6,2	11
F12	5,3	-3	5,8	5	F35	8,2	2	7,7	-5
F13	9,8	6	10,4	12	F36	9,4	-1	9,7	3
F14	10,9	6	10,8	5	F37	6,4	-4	6,8	2
F15	6,2	-3	6,0	-5	F38	5,3	1	5,8	10
F16	7,9	-1	8,5	6	F39	5,8	2	6,3	10
F17	4,1	-2	3,4	-19	F40	7,8	1	7,7	0
F18	5,2	-3	5,1	-6	F41	8,2	3	7,8	-1
F19	9,3	1	9,2	0	F42	6,0	-2	6,3	3
F20	10,6	4	10,1	-1	F43	7,0	-4	7,3	0
F21	5,7	-2	5,3	-8	F44	4,2	4	4,1	4
F22	8,5	3	8,5	4	F45	5,4	2	5,2	-3
F23	5,0	0	4,2	-17	F46	7,5	7	6,3	-10
-	-	-	-	-	F47	8,2	-4	7,5	-12

apresentaram resultados bons e apenas 12% apresentaram resultados com diferenças acima de 18%. A qualidade do modelo MISTO SIMP é um pouco inferior, porém representa a redistribuição de cargas entre as paredes. Este modelo apresentou média do desvio absoluto de 15%, sendo que 22% dos resultados são ótimos, 53% bons e 25% ruins.

As Tabelas 10 e 11 apresentam as comparações dos carregamentos nas fundações para os modelos MISTO ISE e MISTO SIMP, respectivamente.

Os modelos simplificados apresentaram boa aproximação das reações verticais nas sapatas, com média do desvio absoluto médio de 4% e 9% para os modelos MISTO ISE e MISTO SIMP, respectivamente. O modelo MISTO ISE não apresentou nenhum resultado fora da faixa aceitável, com 85% dos resultados na faixa ótima e 15% na boa. O modelo MISTO SIMP apresentou 38%

dos resultados na faixa ótima, 53% na boa e apenas 9% na ruim. Já para os momentos aplicados observa-se uma alta divergência entre os resultados.

A Tabela 12 apresenta os recalques estimados para as fundações do edifício. E a Tabela 13 apresenta algumas informações adicionais.

O modelo MISTO ISE apresentou ótimos resultados, com diferença de 1% no recalque médio e diferença abaixo de 5% para o recalque máximo e o recalque diferencial máximo. Neste modelo nenhum dos recalques absolutos ultrapassou o limite de 18% de diferença. O modelo MISTO SIMP apresentou diferença do recalque médio de 2%, 3% para o recalque máximo e de 15% no recalque diferencial máximo. Neste modelo apenas três fundações apresentaram diferenças superior ao limite de 18%.

6. Conclusões

A consideração da interação solo-estrutura ocasionou uma tendência geral de uniformização dos recalques. O recalque diferencial máximo e o recalque absoluto máximo apresentaram acentuada redução. Já o recalque médio foi pouco influenciado.

A interação solo-estrutura proporcionou uma redistribuição dos carregamentos nas fundações e redução significativa dos momentos aplicados. Como regra geral, ocorreu transferência de carga das fundações com maiores recalques para as fundações vizinhas de menores recalques.

Ocorreram importantes modificações nos esforços normais das

Tabela 13

Informações complementares sobre os recalques dos modelos simplificados

Informações	Misto ISE	Difer. (%)	Misto SIMP	Difer. (%)
Recalque máximo (mm)	11,2	4	11,1	3
Recalque diferencial máximo (mm)	7,1	5	7,7	15
Recalque médio (mm)	7,1	1	7,2	2
Coefficiente de variação (%)	30	7	31	9

paredes. A maior influência da interação solo-estrutura acontece nos primeiros pavimentos, nos quais ocorreram diferenças maiores que 18%, adotadas como limite aceitável neste trabalho.

Os modelos simplificados representaram de forma adequada o fluxo de tensões nas paredes e a distribuição de carga nas fundações. O modelo MISTO ISE apresentou os melhores resultados.

7. Agradecimentos

Os autores gentilmente agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento) pelo suporte financeiro.

8. Referências bibliográficas

- [1] NUNES, V. Q. G. Análise estruturais de edifícios de paredes de concreto armado, São Paulo, 2011, Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [2] BRAGUIM, T. C. Utilização de modelos de cálculo para projetos de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local, São Paulo, 2013, Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Paredes de concreto moldadas no local para construção de edificações. - NBR 16055, Rio de Janeiro, 2012.
- [4] MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. *Structural Engineering*, v.31, n.2, 1953; p.151-167.
- [5] CHAMECKI, S. Structural rigidity in calculating settlements. *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division*, v.82, n.SM-1, 1956; p.1-19.
- [6] GOSHY, A. D. Soil-foundation-structure interaction. *Journal of Structural the Division*, v.104, 1978; p.749-761.
- [7] GUSMÃO, A. D. Aspectos relevantes da interação solo-estrutura em edificações. *Solos e Rochas*, v.17, 1994; p.47-55.
- [8] TESTONI, E. Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto por meio de pórtico tridimensional sobre apoios elásticos, São Paulo, 2013, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [9] TESTONE, E. Análise de interação solo-estrutura em edifícios de paredes de concreto moldadas no local. *Revista Fundações e Obras Geotécnica*, v.6, 2016; p.36-46.
- [10] SANTOS, M. G C. Análise estrutural dos efeitos dos deslocamentos dos apoios de edifícios de paredes de concreto moldadas no local, São Paulo, 2016, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [11] LIU, Y. P. *et al.* Second-order Analysis and design of wall-framed structures allowing for imperfections. *Advances in Structural Engineering*, v.13, n.3, 2010; p.513-524.
- [12] YAGUI, T. Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais, São Paulo, 1971, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [13] YAGUI, T. Análise de estruturas de edifícios construídas de núcleos de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade), São Paulo, 1978, Tese (livre-docência), Universidade de Campinas.
- [14] CORRÊA, M. R. S. Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios, São Paulo, 1991, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [15] NASCIMENTO NETO, J. A. Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais, São Paulo, 1999, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [16] AOKI, N. Aspectos geotécnicos da interação estruturamaciço de solos. *In: XXVIII Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural*, São Carlos, 1997, Anais, São Carlos, 1997.
- [17] MINDLIN, R. D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Physics*, v.7, 1936; p.195-202.
- [18] STEINBRENNER, W. Tafeln zur setzungsberechnung. *Die Strasse*, v.1, 1934; p.121.
- [19] REIS, J. H. C. Interação solo-estrutura de grupo de edifícios com fundações superficiais em argila mole, São Paulo, 2000, Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- [20] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Cargas para o cálculo de edificações. - NBR 6120, Rio de Janeiro, 1980.
- [21] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Ações e segurança nas estruturas - procedimento. - NBR 8681, Rio de Janeiro, 2003.