

AVALIAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO GLOBAL DE UM EDIFÍCIO ALTO DE CONCRETO ARMADO

EVALUATION OF THE SOLO-STRUCTURE INTERACTION IN THE GLOBAL BEHAVIOR OF A HIGH ARMED CONCRETE BUILDING

Amanda Carla Ávila Silva¹

Adauto Cezar Rosa Do Nascimento²

¹ Acadêmica do Curso de Engenharia Civil – Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos

² Engenheiro Civil, Mestre em Engenharia Estrutural– Instituto Tocantinense Presidente Antônio Carlos (Orientador)

RESUMO: A hipótese de apoios indeslocáveis na análise estrutural do edifício ainda é a primeira opção dos escritórios de engenharia devido a sua simplicidade. Entretanto, para garantir análises mais realistas é importante a consideração do maciço do solo na elaboração dos projetos estruturais. Baseado nisso, o artigo propõe uma avaliação no comportamento global em um edifício de múltiplos andares, com fundação profunda, levando-se em conta a interação solo estrutura. Pretende-se com o auxílio do software SAP 2000 versão 16 comparar dois modelos, onde o modelo A, despreza a presença do solo e considera a estrutura sobre apoios indeslocáveis, ao passo que no modelo B o solo é considerado parte integrante do modelo estrutural, ou seja, é admitido o comportamento deformável da fundação. Um dos métodos mais simples utilizados para simular o efeito do solo e da fundação é substituí-los por molas. Para as análises obteve-se os deslocamentos laterais, o parâmetro de estabilidade gama-z, fator de carga crítica global de flambagem e os modos de vibração e frequência natural do edifício. Conclui-se que o modelo B com interação solo-estrutura em comparação com o modelo A tem menor rigidez e maiores deslocamentos laterais em ambas as direções, entretanto os dois modelos são estáveis.

Palavras chave: interação solo-estrutura; comportamento global; concreto armado

ABSTRACT: The hypothesis of fixed supports in the structural analysis of the building is still the first choice of engineering offices because of its simplicity. However, to ensure more realistic analyzes, it is important to consider the soil in structural projects. Based on this, the article proposes an assessment on the overall behavior in a multi-

storey, deep foundation building, taking into account the soil-structure interaction. Intend to use the SAP 2000 version 16 software to compare two models, where model A, neglects the presence of the soil and considers the structure on fixed supports, while in model B the soil is considered an integral part of the structural model, that is, the deformable behavior of the foundation is admitted. One of the simplest methods used to simulate the effect of soil and foundation is to replace them with springs. The lateral displacements, the gamma-z stability parameter, the overall critical buckling load factor, and the vibration and natural frequency modes of the building were obtained for the analyzes. It is concluded that the B model with soil-structure interaction compared to model A has lower stiffness and greater lateral displacements in both directions, however the two models are stable.

Keywords: soil-structure interaction; global behavior; reinforced concrete

1 INTRODUÇÃO

Os sistemas estruturais em edifícios de concreto são compostos por superestrutura (lajes, vigas e pilares), subestrutura (sapatas, blocos, estacas, vigas de equilíbrio, etc.) e o maciço de solos, no qual se assentam as fundações. A superestrutura suporta as ações, que por sua vez as transferem para as fundações, e estas, para o maciço de solo (MOTA, 2009).

A avaliação conjunta desse grupo interligado, a estrutura, a fundação e o solo, é definida por como interação solo-estrutura (ISE). Responsável por controlar o desempenho dos sistemas estruturais do edifício e fornecer um dimensionamento mais otimizado.

Entretanto, na grande maioria das vezes as edificações são calculadas por etapas, em geral considera-se o edifício com apoios indeslocáveis, resultando em um conjunto de cargas que é utilizado para o dimensionamento das fundações e o cálculo de recalque; um método simplificado cujos resultados divergem da realidade.

A fim de evitar essa divisão no processo de cálculo, a engenharia oferece meios de análises, através de programas computacionais que avaliam o comportamento do edifício com relação a interação solo-estrutura ao verificar a superestrutura, a subestrutura e o solo como um conjunto tornando o projeto mais eficiente e confiável.

Pensando nisso, busca-se nesse trabalho analisar o comportamento global de um edifício alto sob fundação profunda ao comparar o edifício calculado pelo processo tradicional de apoios indeslocáveis a um modelo mais refinado que

considera a interação solo-estrutura. Pretende-se identificar as variações no parâmetro de estabilidade global gama z (γ_z) conforme NBR 6118:2014 e fator de carga crítica global de flambagem (λ), nos deslocamentos horizontais e nas frequências naturais de vibração, objetivando avaliar a influência da interação solo-estrutura para o modelo do edifício estudado.

1.1 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Os trabalhos desenvolvidos por Meyerhof (1953), Chamecki (1954) e Gusmão (1990) mostraram que o desempenho de uma edificação é governado pela rigidez relativa estrutura-solo e que os recalques total e diferencial máximo diminuem com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, sendo que os recalques diferenciais são mais influenciados por essa rigidez do que os recalques totais.

Conforme Colares (2006), o mecanismo de interação solo-estrutura gera uma redistribuição de esforços nos elementos estruturais, de modo mais evidente nos pilares, em que ocorre a transferência de esforços dos pilares mais carregados para os menos carregados, o que pode causar o esmagamento dessas peças, em virtude da sobrecarga não prevista no dimensionamento convencional.

Segundo Velloso e Lopes (2011), toda fundação sofre deslocamentos verticais (recalques), horizontais e rotacionais em função das solicitações a que é submetida. Esses deslocamentos dependem do solo e da estrutura, isto é, resultam da interação solo-estrutura.

Scarlat (1993) sugeriu uma maneira mais simplificada de quantificar os efeitos da deformabilidade do solo, embora menos preciso que a análise interativa, consiste em discretizar uma série de molas sob a base da fundação, estas molas são representadas pelo coeficiente elástico do solo, este procedimento simplificado é baseado na hipótese de Winkler.

Segundo Velloso e Lopes (2011), o modelo de Winkler é fundamentado na teoria de que as pressões de contato são proporcionais aos recalques conforme a equação 1.

$$q = kv \cdot w \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

q representa o carregamento;

k_v coeficiente de reação vertical;

w deslocamento vertical.

A constante de proporcionalidade k_v é usualmente chamada de coeficiente de reação vertical, mas recebe também as denominações de coeficiente de recalque, módulo de reação ou coeficiente de mola. O coeficiente de reação vertical definido na equação pode ser obtido de três formas: ensaio de placa, tabela de valores típicos ou pelo cálculo dos recalques de uma fundação real.

1.2 ANALISE GLOBAL

A verificação da estabilidade global é um requisito fundamental nos projetos de edifícios de concreto armado para que estes não sofram problemas futuros que afetem a sua segurança e, conseqüentemente, aumentem o risco de colapso. Os edifícios mais altos e esbeltos são, geralmente, mais sensíveis aos deslocamentos laterais e daí a importância de se considerar os efeitos produzidos na estrutura.

Na análise da estabilidade de estruturas em geral, deve-se levar em consideração tanto os efeitos locais, em que se verifica o equilíbrio de cada elemento isoladamente, como os efeitos globais, considerando-se a estrutura trabalhando como um conjunto. Tais efeitos, locais e globais, podem ser de primeira ordem (o equilíbrio da estrutura é analisado na configuração geométrica inicial) ou de segunda ordem (equilíbrio analisado na condição deformada) (RIBEIRO,2010).

1.2.1 Parâmetros de estabilidade global

Na análise estrutural dos edifícios de concreto armado é significativo que a avaliação dos deslocamentos laterais forneça resultados mais satisfatórios. Pois, somente desse modo, os efeitos de segunda ordem originados pela deslocabilidade horizontal da estrutura podem ser corretamente examinados (KÍMURA, 2007).

A NBR 6118:2014 (item 15.5.1) indica dois processos aproximados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços de segunda ordem globais, ou seja, para classificar as estruturas de edifícios como sendo de nós fixos ou de nós móveis. São eles: parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_z , sendo o gama z um dos parâmetros a ser analisado.

O coeficiente γ_z é um parâmetro desenvolvido por Franco e Vasconcelos (1991), cujo objetivo é avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem em estruturas reticuladas de no mínimo 4 andares a partir de uma análise linear de 1ª ordem, o que torna sua utilização bastante conveniente nas análises estruturais.

A NBR 6118:2014 especifica que, para cada combinação de carregamento, o coeficiente é calculado pela equação 2.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (\text{Equação 2})$$

Onde:

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura na combinação considerada, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem e;

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada em relação à base da estrutura.

Quando o valor de γ_z obtido a partir de uma análise de primeira ordem, for maior que 1,1, a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Nesse caso, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade física e geométrica, sendo, portanto, necessária a verificação dos efeitos locais e globais de segunda ordem.

Se o valor de γ_z estiver no intervalo entre $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, a norma em questão diz que os esforços globais de segunda ordem podem ser considerados de maneira aproximada adotando-se valores diferentes de rigidezes para os elementos estruturais, os quais devem ser iguais aos demonstrados no item 15.7.3 da NBR 6118:2014. Por fim, a solução final para consideração aproximada dos esforços globais de 2ª ordem consiste na majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, obtidos após análise de primeira ordem da estrutura. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$. Nos demais casos em que $\gamma_z > 1,3$ a estrutura será de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem considerando métodos refinados, como o P – D.

1.3 FATOR DE CARGA CRÍTICA GLOBAL DE FLAMBAGEM

O fator de carga crítica global de flambagem (λ) ou Buckling Load Factor (BLF) de um edifício é também um parâmetro indicativo do grau de estabilidade da estrutura e é obtido pela relação entre a carga crítica global de flambagem (F_{cr}) e o carregamento vertical total aplicado (F), como na equação 3.

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F} \quad (\text{Equação 3})$$

Segundo Oliveira (2002), o λ é um fator que deve multiplicar as cargas verticais atuantes, nos seus devidos pontos de aplicação. A somatória das cargas atuantes majoradas por λ representa a carga crítica global de flambagem da estrutura.

1.4 ANÁLISE DINÂMICA

O objetivo da análise modal de estruturas é a determinação das frequências naturais e modos de vibração da estrutura em vibração livre. Estruturas reais são sistemas contínuos que possuem infinitos graus de liberdade e, portanto, infinitos modos de vibração e frequências naturais associadas (MAIA; SILVA, 1998).

Como frequência natural, entende-se o limite que um sistema impõe para as cargas dinâmicas. Se estas cargas vibrarem em uma frequência semelhante à frequência natural, o sistema estará comprometido. Uma forma de a estrutura não ser comprometida por forças externas é através de amortecimentos (KÜSTER E SARTORTI, 2011).

Vibração é todo movimento repetitivo de um corpo ou sistema de corpos unidos, em torno de um ponto de equilíbrio. E pode ser dividida em dois grupos: a vibração livre e a vibração forçada. Vibração livre é aquela que ocorre quando o movimento se mantém por causa da força da gravidade ou forças elásticas, como, um pêndulo balançando ou uma barra elástica vibrando. Este tipo de vibração não causa danos estruturais (KÜSTER; SARTORTI, 2011).

2 METODOLOGIA

O presente trabalho consistiu em analisar um edifício alto com fundações profundas no programa SAP 2000 versão 16. A análise da estrutura do edifício foi

realizada pelo Método dos Elementos Finitos (*MEF*) que é um método numérico para a solução de problemas em ciência e engenharia sendo a ideia básica desse método a discretização de um meio contínuo em pequenos elementos para os quais é mantida as mesmas propriedades do meio original.

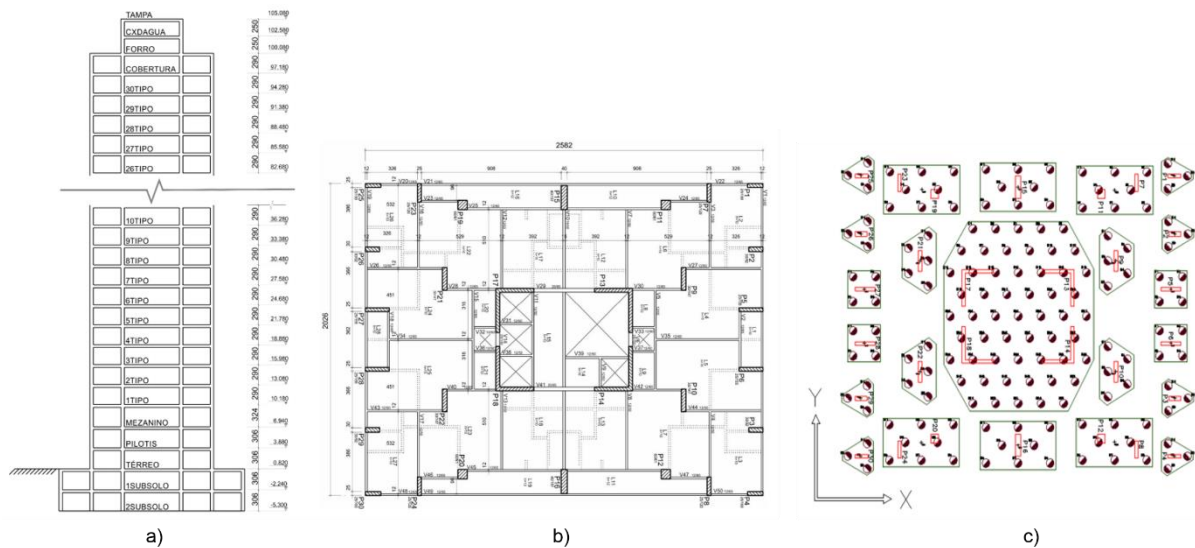
Todo o edifício foi modelado como um pórtico espacial em concreto armado. Foram considerados os elementos unidimensionais, chamados de barra (frame) para representar estruturas lineares como pilares, vigas e estacas; elementos bidimensionais, chamados elementos de casca (shell) para representar o comportamento de estruturas de superfície, como é o caso das lajes; e, por último, os blocos de coroamento são considerados como elementos de casca de espessura grossa (shell thick).

O edifício analisado é uma das torres de um residencial localizado na cidade de Belém (PA), formado por uma estrutura aporticada de concreto armado, de 104,98 metros de altura com 36 níveis estruturais.

Suas dimensões em planta são de 20,26 x 25,82 metros quadrados. O sistema estrutural responsável por resistir aos esforços laterais é constituído dos pórticos de concreto armado, lajes e o núcleo central rígido. Como mostra a Figura 1 os pavimentos tipo têm 4 apartamentos por andar, em cada apartamento há alvenarias dispostas sobre lajes. Todas as lajes da torre são maciças e no centro da estrutura existe um núcleo de rigidez formado por pilares em “L” no qual está alocado o poço dos elevadores e as escadas de emergência conforme é mostrado na planta de forma.

A fundação do edifício é formada por estacas do tipo hélice contínua com 60 cm de diâmetro e 13 e 14 metros de comprimento, esse último aplicável somente para as estacas no núcleo rígido, constituindo um total de 163 estacas, e por blocos de coroamento responsáveis por transmitir os esforços da superestrutura para a fundação.

Figura 1 – Características do edifício (a) corte transversal (b) planta baixa (c) Locação fundação



Fonte: Nascimento (2015)

O material de concreto tem f_{ck} de 30 MPa e o módulo de elasticidade foi calculado pela expressão $E = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}}$, em que $\alpha_E = 1,0$. E a resistência característica em projeto do concreto das vigas, lajes e pilares é de 30 MPa e das estacas é de 20 MPa.

Para aplicação das cargas verticais permanentes e acidentais tomou-se como base a NBR 6120:1980. A carga devida ao peso próprio da estrutura foi calculada internamente pelo programa a partir do peso próprio do concreto armado $Y_c = 25 \text{ kN/m}^3$. E o peso das alvenarias já considerando seus revestimentos será de 2 kN/m^2 e para as escadas foi lançada uma carga permanente de $2,5 \text{ kN/m}^2$ e acidental de $2,5 \text{ kN/m}^2$.

2.2 MODELAGEM DO EDIFÍCIO

Esse trabalho é um estudo do comportamento global de uma edificação sob influência da interação solo-estrutura.

Para as análises do edifício foram considerados dois modelos. O modelo A e o modelo B.

No modelo A foi realizado uma primeira análise utilizando o modelo computacional do edifício considerando a base do modelo perfeitamente engastada,

ou seja, o modelo tem base indeslocável. Já no modelo B foi realizada uma segunda análise utilizando o modelo computacional do edifício considerando a interação solo-estrutura na base do modelo, ou seja, o modelo tem base deslocável (recalques).

Para simular o comportamento do solo no modelo B foram distribuídas molas ao longo do fuste das estacas de metro a metro. Para o cálculo dessas molas utilizou-se de um método teórico simplificado em que valores das molas foram obtidos pelo aprimoramento da hipótese de Winkler por Mylonakis (2001).

De acordo com autor supracitado o valor do coeficiente de reação do solo para uma fundação profunda carregada axialmente é dada conforme o quadro abaixo

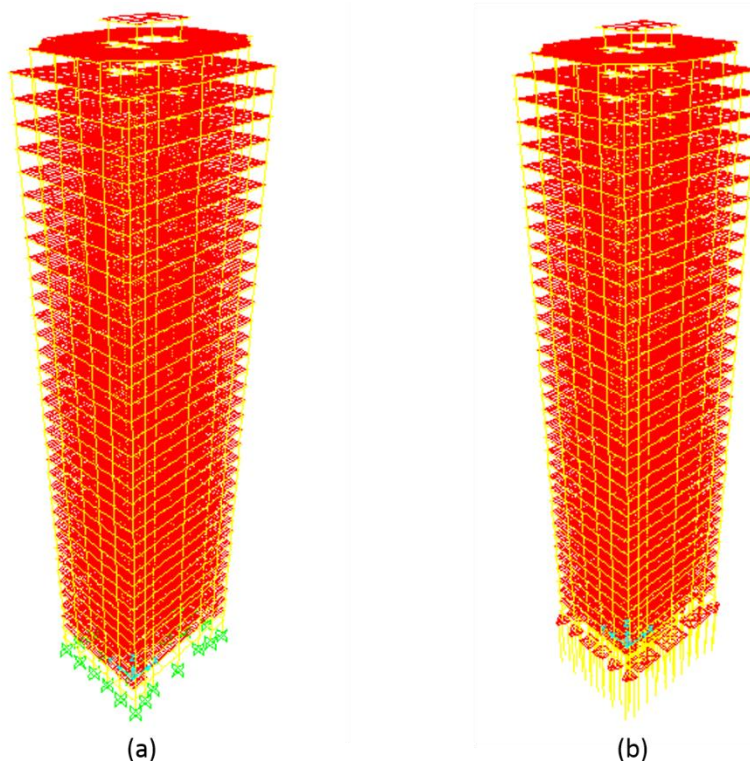
Quadro 1 Equações para os cálculos dos coeficientes de reação do solo

Coeficiente de recalque do solo	Coeficiente de Base	Coeficiente de recalque horizontal do solo
$k(z) = \frac{f(z)}{W(z)}$	$k_b = \frac{E}{D_b \cdot (1 - \nu^2) \cdot I_p}$	$k = \frac{p}{y} = k_h \cdot D$
Reação vertical do solo por unidade de comprimento e $w(z)$ o recalque correspondente da fundação, para uma profundidade (z)	D_b é o diâmetro da base da fundação; ν é o coeficiente de Poisson e I_p é um coeficiente variando de 0,5 para estacas longas e 0,78 para estacas curtas	Relação entre a reação do solo (p) e o deslocamento (y) D é o diâmetro da estaca

Fonte : Mylonakis (2001).

A Figura 2 mostra a modelagem do modelo A e do Modelo B para análise no software SAP 2000.

Figura 2 - Modelagem da Estrutura (a) Modelo A (b) Modelo B



Fonte: Autora (2018)

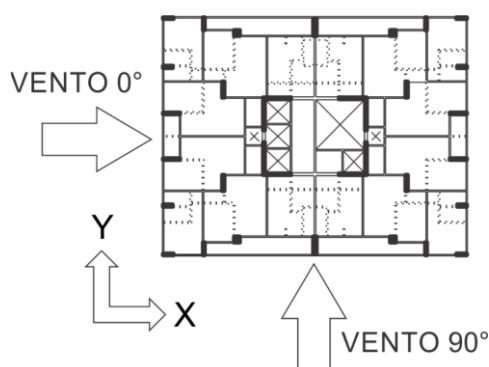
Dos modelos analisados obteve-se os deslocamentos laterais devido a ação do vento nas direções a 0° e a 90° , os valores do coeficiente gama Z, fator de carga crítica global de flambagem, frequência natural do edifício e o modo de vibração.

Para obter os deslocamentos laterais considerou-se a intensidade da força característica do vento conforme a NRB 6123:1988. A velocidade básica (V_0) adotada foi de 30m/s. Para o cálculo da velocidade característica adotou-se para os fatores topográficos (S_1) e probabilístico (S_3) o valor de 1,0. Os valores do fator (S_2), dependem da rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno. A rugosidade do terreno é correspondente a categoria IV e as dimensões da edificação à classe C conforme a norma. Os valores de F_r , b e p são obtidos pela tabela 1 da NBR 6123:1988 e para eles encontrou-se os seguintes valores, respectivamente, 0,95; 0,84 e 0,135. Portanto o valor de S_2 fica em função da altura z .

Uma vez determinada a velocidade característica determinou-se a pressão dinâmica (q). Dessa forma obteve-se a força de arrasto (F_a), que é a componente da força global do vento sobre a edificação. De acordo com a NBR 6123:1988, para

edificações de múltiplos andares e planta retangular o coeficiente de arrasto (C_a) foi obtido pelas tabelas 4 e 5 da referida norma, o que dependeu de as condições de vento serem de alta ou baixa turbulência. Para a determinação da ação do vento nos modelos numéricos considerou-se o vento como sendo de baixa turbulência e os coeficientes de arrasto encontrados tiveram os seguintes valores: $C_{a0^\circ} = 1,32$; $C_{a90^\circ} = 1,41$. As cargas do vento foram aplicadas na direção no plano das lajes com a orientação do vento para os modelos como mostra Figura 3.

Figura 3- Direções da ação do vento consideradas no modelo computacional



Fonte: Nascimento (2015)

Com valores dos deslocamentos obtidos com a aplicação das cargas do vento foram calculados os momentos de primeira e segunda ordem conforme a NBR 6118:1988, afim de obter os valores do coeficiente gama z dos modelos propostos.

As frequências naturais e o modo de vibração foram obtidos pela análise modal do software utilizado levando em consideração todas as cargas aplicadas.

3 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Com base nas equações do Quadro 1 foram obtidos os valores dos coeficientes reação do solo apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Coeficientes de Mola do solo

VALORES DAS MOLAS (MN/M)			
Estaca (m)	Coeficiente de Reação Horizontal	Atrito	Base
1	22,28	44,38	-
2	82,62	163,02	-
3	169,67	329,40	-
4	275,26	521,92	-
5	370,47	682,90	-
6	395,21	706,02	-
7	339,95	584,71	-
8	300,48	496,00	-
9	357,53	578,79	-
10	455,82	732,90	-
11	480,48	761,42	-
12	400,82	619,08	-
13	278,85	416,26	28,93
14	182,28	262,08	13,33

Fonte: Nascimento (2015)

Os resultados apresentados na Tabela 2 estão em termos de deslocamentos laterais devido ao vento característico (0° e 90°) para os pavimentos da edificação, mais precisamente dos pavimentos compreendidos entre o térreo e o forro dos modelos propostos e a diferença de deslocamento entre eles. Somente serão apresentados valores de deslocamentos para as direções a 0° (direção X) e a 90° (direção Y) uma vez que o prédio é simétrico. A coluna altura indica a altura relativa em metros de cada pavimento.

É possível observar que o modelo B apresentou um maior deslocamento lateral para todos os pavimentos. Para os dois modelos, os maiores deslocamentos ocorrem sempre na direção Y, para a qual os deslocamentos do topo para os modelos A e B, são respectivamente de 94,86 mm, 97,98 mm e as diferenças em porcentagem em valor absoluto entre os modelos é de 3,18%. Ao passo que para a direção X os deslocamentos para os modelos A e B são respectivamente de 73,90 mm e 75,93 mm e as diferenças em porcentagem em valor absoluto entre os modelos é de 2,67%.

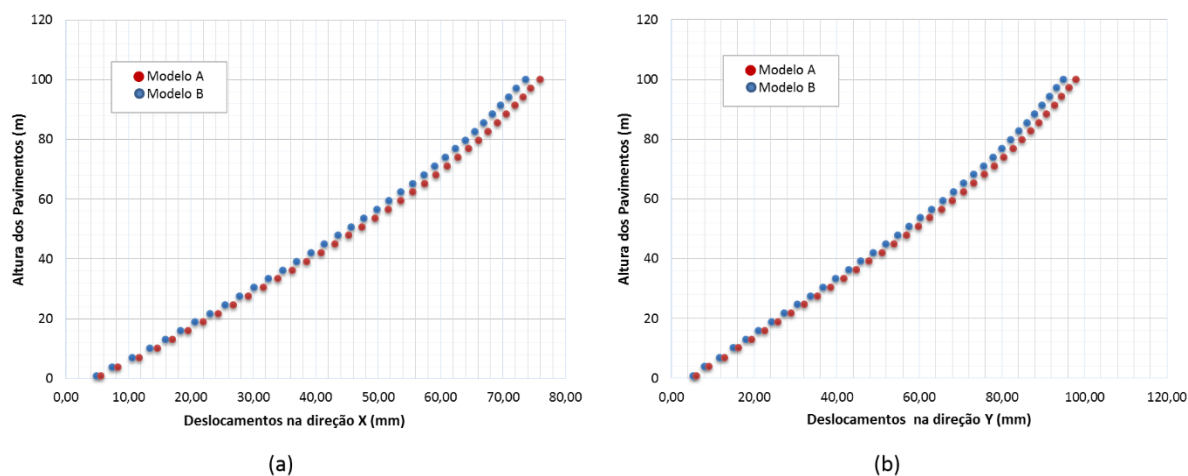
Tabela 2 – Valores dos deslocamentos horizontais

	Altura (m)	Deslocamentos por pavimento					
		MODELO A		MODELO B		Diferença entre modelos	
		X (mm)	Y(mm)	X (mm)	Y(mm)	X (mm)	Y(mm)
Forro	100,08	73,60	94,86	75,93	97,98	2,33	3,13
Cobertura	97,18	72,15	93,19	74,45	96,26	2,30	3,07
30° Tipo	94,28	70,92	91,49	73,19	94,51	2,27	3,02
29° Tipo	91,38	69,65	89,75	71,88	92,71	2,23	2,96
28° Tipo	88,48	68,32	87,95	70,52	90,86	2,20	2,91
27° Tipo	85,58	66,94	86,08	69,11	88,93	2,17	2,85
26° Tipo	82,68	65,50	84,13	67,63	86,93	2,13	2,80
25° Tipo	79,78	63,99	82,11	66,09	84,85	2,10	2,74
24° Tipo	76,88	62,42	80,00	64,48	82,69	2,06	2,69
23° Tipo	73,98	60,79	77,81	62,81	80,45	2,03	2,64
22° Tipo	71,08	59,09	75,54	61,08	78,12	1,99	2,58
21° Tipo	68,18	57,34	73,19	59,30	75,72	1,96	2,53
20° Tipo	65,28	55,53	70,76	57,45	73,24	1,92	2,47
19° Tipo	62,38	53,66	68,26	55,55	70,68	1,89	2,42
18° Tipo	59,48	51,74	65,68	53,59	68,05	1,85	2,36
17° Tipo	56,58	49,76	63,04	51,58	65,34	1,81	2,31
16° Tipo	53,68	47,74	60,32	49,52	62,58	1,78	2,25
15° Tipo	50,78	45,67	57,55	47,41	59,74	1,74	2,20
14° Tipo	47,88	43,55	54,71	45,26	56,85	1,71	2,14
13° Tipo	44,98	41,40	51,82	43,07	53,91	1,67	2,09
12° Tipo	42,08	39,20	48,88	40,83	50,91	1,63	2,03
11° Tipo	39,18	36,97	45,90	38,57	47,87	1,59	1,97
10° Tipo	36,28	34,71	42,87	36,27	44,79	1,55	1,92
9° Tipo	33,38	32,43	39,81	33,94	41,67	1,52	1,86
8° Tipo	30,48	30,11	36,72	31,59	38,53	1,48	1,80
7° Tipo	27,58	27,78	33,61	29,22	35,36	1,43	1,74
6° Tipo	24,68	25,43	30,49	26,82	32,17	1,39	1,68
5° Tipo	21,78	23,07	27,35	24,41	28,97	1,35	1,62
4° Tipo	18,88	20,69	24,22	21,99	25,77	1,30	1,55
3° Tipo	15,98	18,30	21,10	19,55	22,57	1,25	1,48
2° Tipo	13,08	15,89	17,99	17,08	19,39	1,19	1,40
1° Tipo	10,18	13,45	14,95	14,57	16,26	1,12	1,31
Mezanino	6,94	10,64	11,62	11,67	12,81	1,03	1,20
Pilotis	3,88	7,43	8,03	8,33	9,06	0,90	1,04
Térreo	0,82	4,86	5,20	5,60	6,06	0,74	0,86

Fonte: Autora (2018)

A Figura 4 apresenta os gráficos com os deslocamentos horizontais por pavimento para as direções X e Y. Em cada gráfico é comparado os deslocamentos entre o modelo A e o modelo B.

Figura 4 - Gráficos de deslocamentos horizontais



Fonte: Autora (2018)

Pelos gráficos apresentados na Figura 4 percebe-se com maior nitidez uma imediata diferença entre os deslocamentos dos modelos analisados.

A NBR 6118:2014 recomenda valores de deslocamentos limites para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. O valor recomendado de deslocamento limite para o movimento lateral de edifícios em razão da ação do vento é de $H/1700$, onde H é a altura total da edificação em metros, isso vale para o deslocamento máximo no topo do edifício. A altura do edifício é de 104,98m. Portanto segundo a NBR 6118:2014 o deslocamento máximo para o topo da edificação é de 0,06175 m ou 61,75 mm. O modelo A apresenta como o maior deslocamento no topo 43,73mm e o modelo B o deslocamento é de 44,72mm, estando assim, dentro do limite estabelecido em norma.

A Tabela 3 apresenta os momentos de primeira ordem ($M1$) e os momentos de segunda ordem ($M2$) gerados devido aos deslocamentos horizontais do edifício nas direções x (vento 0°) e y (vento 90°) com a rigidez diminuída como pede a NRB 6118:2014. E também o parâmetro de estabilidade global o coeficiente gama z.

Tabela 3 - Momentos de tombamento (M1), Momento de segunda ordem (M2) e coeficiente Gama Z

	MOMENTOS (kN.m)				GAMA Z	
	Vento 0°		Vento 90°		Vento 0°	Vento 90°
	M1	M2	M1	M2		
Modelo A	91331,78	15583,18	111217,8	19579,11	1,21	1,21
Modelo B	91331,78	16219,25	111217,8	20332,37	1,22	1,22

Fonte: Autora (2018)

Segundo NBR 6118:2014 uma estrutura é de nós fixos se obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$. Se o valor de γ_z estiver no intervalo entre $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ a estrutura é considerada de nós móveis e se faz necessária a consideração dos efeitos de 2ª ordem globais. Nos demais casos em que $\gamma_z > 1,3$ a estrutura será de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem considerando métodos refinados, como o P – Δ . Como apresentado na Tabela 3 os valores de γ_z a estrutura se encontra entre o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ classificando a estrutura como de nós móveis e estável.

A Tabela 4 apresenta os resultados do fator de carga crítica global de flambagem para os dois modelos analisados. Os valores de λ (fator de carga crítica global de flambagem) confirma a estabilidade da estrutura, já que a carga crítica de flambagem (λ) é 2,76 vezes maior que a carga atuante no modelo A e 2,61 vezes maior para o modelo B.

Tabela 4 - Valor do fator de carga crítica de flambagem

Fator de carga crítica global de flambagem (λ)	
Modelo A	2,763421
Modelo B	2,617624

Fonte: Autora (2018)

Os valores de frequências naturais e modos de vibração entre os modelos estudados estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 Comparação entre os modelos em termos de frequências naturais e modo de vibração

Ordem	Modos de Vibração	Modelo A	Modelo B
		Frequência (Hz)	Frequência (Hz)
1 ^o	Translação em Y	0,1819	0,1789
2 ^o	Translação em X	0,1863	0,1831
3 ^o	Torção	0,2240	0,2203
4 ^o	Translação em Y (1)	0,5908	0,5837
5 ^o	Translação em X (1)	0,5959	0,5886
6 ^o	Torção (1)	0,6977	0,6902

Fonte: Autora (2018)

Nela percebe-se que o modelo com maiores frequências é o modelo A (sem interação solo-estrutura), portanto é o que apresenta a maior rigidez dentre os modelos.

5 CONCLUSÃO

No estudo em questão fez-se uma investigação em um modelo de um edifício de múltiplos andares de concreto armado já construído, com o intuito de se avaliar o comportamento deformável da fundação.

Dentre os objetivos a serem atingidos, estão os valores de deslocamentos laterais. Esses valores foram comparados entre os modelos A e B, sendo o primeiro o modelo com base indeslocável e o segundo o modelo que considera a deformabilidade do solo. Dessas comparações pode-se perceber que o modelo B se apresentou mais deslocável lateralmente que o modelo A, a diferença em porcentagem de acréscimo de deslocamento foi de 3,16%, tomando-se como referência o deslocamento do topo. Isso indica que o modelo B apresenta uma rigidez menor em ambas as direções.

Com base nos valores de frequências naturais, o modelo B, novamente, se apresentou com uma rigidez menor que o modelo A. Em termos de valores em porcentagem, para os três primeiros modos de vibração, foi obtido que a diminuição de frequência entre o Modelo A e o Modelo B ficou em 1,65% para o primeiro modo (translação em Y); 1,72% para o segundo modo (translação em X); e 1,65% para o terceiro modo de vibração (torção).

Os valores dos coeficientes gama-z para os dois modelos sugerem que o modelo B (base deformável) apresentou uma pequena tendência em se direcionar para uma estrutura na qual os efeitos de segunda ordem se tornam mais importantes. De maneira mais explícita, os números para o coeficiente gama-z para o modelo A foi de 1,21 para as direções X e Y, ao passo que para o modelo B foi de 1,22 para as direções X e Y também.

Os valores dos fatores de carga crítica global de flambagem mostram que os modelos A e B apresentam cargas atuantes que se afastam dos valores de cargas críticas de flambagem global, em números, o fator de carga crítica para o modelo A foi de 2,76 enquanto que para o modelo B foi de 2,62. Isso significa que ambos os modelos se apresentam estáveis diante das cargas previstas em projeto.

6 AGRADECIMENTO

Agradeço ao meu orientador Aduino Nascimento por toda a ajuda e paciência, e pelo fornecimento dos dados dos edifícios para a elaboração desta pesquisa.

7 REFERÊNCIAS

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

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

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

BORGES, A. C. L. Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. 2009. 226f. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, 2009.

CHAMECKI, S. Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação, separata dos **Anais do I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos** – v. 1, pp. 35-80, Porto Alegre-RS, 1954.

COLARES, G. M. Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 2006. 83f. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

GUSMÃO, A. D. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 1990. 189f. **Dissertação** (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1990.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

MEYERHOF, G. G. Some recent foundation research and its application to design. **Structural Engineering**, v. 31, pp. 151-167, Londres, 1953.

NASCIMENTO, A. C. R. Estudo numérico-experimental da influência da alvenaria de vedação na rigidez de edifícios de concreto armado. 2015. 112f. **Dissertação** (Mestrado em estruturas e construção civil). Universidade Federal do Pará, Instituto de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2015.

OLIVEIRA, D. M. D. Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118. **Dissertação de mestrado** - Curso de Pós-Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 153. 2002.

RIBEIRO, J. F. Estabilidade Global em Edifícios: análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas de concreto. 2010. 81 f. **Trabalho de Diplomação** (Graduação em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

SCARLAT, A.S. Effect of soil deformability on rigidity: related aspects of multistory buildings analysis. **ACI Struct. J.** - v. 90, n. 2, Detroit, 1993.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações, volume 1: critérios de projeto – investigações do solo – fundações superficiais**. São Paulo: Oficina de Textos, 225p. 2ª ed, 2011.