

ANÁLISE DE ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS ALTOS

Global stability analysis at tall buildings

João Fernando Martins Paixão¹, Elcio Cassimiro Alves²

Recebido em 07 de fevereiro de 2016; recebido para revisão em 09 de maio de 2016; aceito em 13 de julho de 2016; disponível on-line em 31 de agosto de 2016.



PALAVRAS CHAVE:

Análise de 2ª ordem;
Estabilidade global;
Gama Z;
Laje nervurada;
P-Delta.

KEYWORDS:

Analysis of 2nd order;
Global stability;
Waffle slabs;
Gama Z;
P-Delta.

RESUMO: O projeto de edifícios esbeltos em concreto armado normalmente tem como principal desafio a busca por uma solução estrutural que viabilize sua estabilização horizontal, sem comprometer a segurança, nem os aspectos arquitetônicos ou a economia. Para formar o sistema de contraventamento desses edifícios, normalmente têm-se disponíveis a associação de vigas e pilares formando pórticos, ou a adoção de núcleos rígidos quando a estrutura de tais edifícios exige grande rigidez frente a ações horizontais. Neste trabalho é apresentado o estudo da estabilidade de uma edificação em concreto armado composta por laje nervurada, com ordem de esbelteza de um para quatro para três tipologias de sistemas de contraventamento: pórticos, núcleos rígidos em formato ("U" e pilar-parede). Em cada sistema, foram considerados dois diferentes tipos de ligações (rígidas e semi-rígidas) para avaliar não só a participação das vigas no contraventamento da estrutura como também, a influência de tais modelos e critérios nos deslocamentos laterais e na estabilidade global da edificação, a partir do parâmetro de instabilidade γ_z previsto na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014). Para as modelagens foi utilizado o programa comercial Altoqi Eberick V9, que considera as premissas e as prescrições de dimensionamento de estruturas de concreto previstas nas normas brasileiras. Os valores encontrados pelo Software foram analisados e reforçam a importância da utilização de Pilar -Parede ou núcleos rígidos em formato "U" para edifícios altos em concreto armado.

ABSTRACT: The Project of slender buildings in reinforced concret, normally has as main challenge the search for a lasting solution that allow its horizontal stabilization, without compromising the safety, neither the architectural aspects or the economy. To form the bracing system of these buildings, normally has been available the association of beams and pillars forming the frameworks, or the adoption of rigid cores when the structure of these buildings requires great rigidity against horizontal actions. In this research aimed to study the overall stability of a building in reinforced concrete consisting of waffle slab, with slenderness approximately one to four, for three types of bracing systems, frameworks and rigid core into two types of format ("U" and pillars in which the lengths are significantly larger than their widths). In each system were considered two different types of connections (rigid and semi-rigid) to evaluate not only the participation of the beams in the bracing structure, even as the influence of such models and criteria in the lateral displacement and the overall stability of the building, using instability parameter γ_z fixed on Brazilian standard NBR 6118 (ABNT, 2014). For the modeling, was used the commercial software Altoqi Eberick V9, which considers the assumptions and the sizing requirements of concrete structures described in Brazilian standards. The values that were found by the software, they were analysed, and reinforce the importance of using pillars in which the lengths are significantly larger than their widths or rigid core "U" for tall buildings in reinforced concrete.

* Contato com os autores:

¹ e-mail: joaofernando.paixao@hotmail.com (J. F. M. Paixão)

Engenheira Civil, cursando Especialização em Cálculo Estrutural e Fundações, Universidade Federal do Espírito Santo.

² e-mail: elcio.calves1@gmail.com (E. C. Alves)

Professor Doutor do Curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo.

1. INTRODUÇÃO

Com o avanço da tecnologia no desenvolvimento de softwares para projetos estruturais bem como o crescente aumento da densidade populacional ligada a uma necessidade contínua de maior urbanização nas cidades e com melhor aproveitamento de espaços, fez com que ocorresse um intenso processo de verticalização das edificações, construindo-se edifícios mais altos e mais esbeltos.

Sabe-se que em estruturas dessa magnitude a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura. Sendo assim, a avaliação da estabilidade global é um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural de um edifício, pois ela visa garantir a segurança da estrutura mediante a perda de sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações em decorrência das ações.

Tradicionalmente, as estruturas de concreto armado construídas no passado caracterizam-se por serem robustas, com grande rigidez aos esforços horizontais. Esse fato, fez com que durante muitos anos, a verificação da estabilidade global fosse deixada de lado na maioria das construções.

Assim, o presente trabalho tem como objetivo estudar a estabilidade global nas estruturas de concreto armado em edifícios considerando os efeitos de segunda ordem nessas estruturas (efeitos não-lineares). Deu-se enfoque a edifícios com sistemas de contraventamento constituídos por associações de pórticos com paredes e/ou núcleos resistentes, sendo comparadas diferentes configurações estruturais possíveis para tais elementos de modo que atenda as prescrições estabelecidas pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014).

2. OBJETIVOS

O presente trabalho buscou, para os principais sistemas de contraventamento utilizados em edifícios de concreto armado, variar os parâmetros de modelagens e critérios mais relevantes disponíveis no programa comercial

Altoqi Eberick V9 tais como: geometria dos pilares, consideração de coeficientes redutores de inércia para a verificação das não-linearidades físicas dos elementos estruturais e modificações na rigidez das ligações entre vigas e pilares. Tais variações foram realizadas, para a avaliação de suas influências nos deslocamentos laterais, parâmetro de instabilidade Gama z (γ_z) esforços solicitantes nas fundações.

3. FUNDAMENTOS TEÓRICOS

A avaliação da estabilidade global de um elemento ou conjunto de elementos estruturais é um dos mais importantes fatores para a concepção estrutural, pois visa garantir a segurança da estrutura diante da perda de sua capacidade resistente, causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações horizontais e verticais. Na análise de estabilidade, os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem. Aqueles advindos da deformação da estrutura são chamados de efeito de segunda ordem. A consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade entre as ações e deformações; essa não-linearidade, devido sua origem, é chamada de não-linearidade geométrica. A fissuração e fluência do concreto levam também a uma não-linearidade (entre ações e deformações) chamada, neste caso, de não-linearidade física. (CHUST E MIRANDA, 2013).

Quanto mais esbelta for à estrutura, maior será a necessidade da análise dos efeitos de segunda ordem, que podem ser determinados a partir de parâmetros de estabilidade práticos que auxiliam na decisão de considerar ou não os efeitos de 2ª ordem, sendo os previstos na norma brasileira o parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z . A norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014) dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solicitações de 2ª ordem, desde que estas, sejam menores em intensidade que 10% das solicitações de 1ª ordem. Ocorre que, para verificar esta condição, é necessária a realização de uma análise de 2ª ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura.

O coeficiente de instabilidade γ_z foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), o qual mensura a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ª ordem, também podendo ser utilizado para majorar os efeitos de 1ª ordem devido às cargas horizontais para obtenção de efeitos aproximados de 2ª ordem. O coeficiente γ_z é definido por meio da Equação 1:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}} * \frac{1}{1,1}} \quad \text{Eq. [1]}$$

Sendo:

M_{1d} = é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

ΔM_d = é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem;.

Considera-se que a estrutura é de nós fixos se for obedecida a condição $\gamma_z \leq 1,1$, caso contrário a estrutura é classificada como de nós móveis chegando a instabilidade global para valores superiores a 1,3.

Com a verticalização cada vez maior das edificações, torna-se cada vez mais importante o estudo do efeito da instabilidade global dos edifícios e os parâmetros que a influencia. Uma forma bastante efetiva para reduzir a instabilidade da edificação é a utilização de pilares-paredes no formato de “U” ou “L” convenientemente posicionados na planta da edificação, conferindo a esta a rigidez necessária em ambas às direções para estabilidade da mesma. Ocorre que lajes protendidas apresentam uma espessura mínima de dezesseis centímetros (Item 13.2.4.1 da NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo comum o uso de pelo menos dezoito centímetros, o que garante o efeito de diafragma rígido e travamento dos pilares, assegurando que todos trabalhem juntos na estabilização da estrutura. No caso de lajes nervuradas, a elevada espessura da laje na região de ligação dos pilares com esta, torna este ponto da

estrutura suficientemente rígido para estabilizar a edificação.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) utiliza uma simplificação na consideração da não linearidade física. A rigidez dos elementos estruturais é alterada a partir de coeficientes de redução para cada tipo de elemento (vigas, pilares e lajes), de acordo com a influência que este elemento possui para a estabilidade global da estrutura. Esta rigidez reduzida pelo coeficiente é chamada de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A norma supracitada torna obrigatória a consideração da não linearidade física e propõe os valores que devem ser adotados para redução da rigidez dos elementos estruturais, sendo estes:

► Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 E_{ci} I_c$ Eq. [2]

► Vigas:

▪ $(EI)_{sec} = 0,4 E_{ci} I_c$ para $A_s \neq A_s'$ Eq. [3]

▪ $(EI)_{sec} = 0,5 E_{ci} I_c$ para $A_s = A_s'$ Eq. [4]

► Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c$ Eq. [5]

Sendo:

I : Momento de inércia da seção bruta de concreto;
 E_{ci} : Módulo de deformação tangencial inicial do concreto;

A_s : Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A_s' : Área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão.

4. MODELOS E RESULTADOS

Para as análises em questão, foram considerados três tipologias de sistemas de contraventamento: pórticos, núcleos rígidos em formato “U” e pilar-parede). Considerando para cada sistema dois diferentes tipos de ligações (rígidas e semi-rígidas), totalizando desta forma 6(seis) modelos em estudo para um edifício fictício com ordem de esbelteza de um para quatro, ou seja, considerando uma largura de aproximadamente 13m entre os pilares de extremidade, adotou-se uma altura com cerca de 52m.

Para os modelos analisados, algumas variáveis foram pré-definidas tais como:

- Os painéis de lajes nervuradas do tipo (Cubetas) B40/80/80 (cm), são montados e calculados de forma independente do pórtico. As reações das lajes são transmitidas às vigas em que se apoiam. Assim, é feito o processamento e montagem do pórtico espacial da estrutura, recebendo o carregamento calculado pelas lajes. Estudos recentes feitos por Feitosa e Alves (2015) e Passos et al (2015), mostram a influência na consideração da rigidez da laje no cálculo do parâmetro γ_z para edificações com ordem de esbeltez de um para quatro e um para seis, considerando sistemas estruturais em lajes maciças e lajes nervuradas.

- Efeito de segunda ordem gerados pela não-linearidade física considerados de forma simplificada, através de redutores da inércia dos elementos de concreto previsto na norma brasileira NBR 6118 (ABNT, 2014), para todos os modelos estudados.

- Análise de um número limitado de configurações estruturais, porém considerados suficiente para a satisfação do objetivo proposto.

Nos modelos estudados, utilizou-se para a resistência característica do concreto o valor de $f_{ck}=30$ MPa, agressividade ambiental II, diâmetro de agregado igual a 19 mm e os cobrimentos nominais para os elementos estruturais conforme indicados na NBR 6118 (ABNT, 2014).

O software calcula de forma automática os pesos próprios dos elementos estruturais, de acordo com as dimensões definidas no modelador estrutural para pilares, lajes e vigas. Para as cargas permanentes foi atribuído o valor de $1,5 \text{ kN/m}^2$ e $2,0 \text{ kN/m}^2$ para cargas acidentais previstos na norma brasileira NBR 6120 (ABNT, 1980). Foram escolhidos, para todos os exemplos, blocos cerâmicos de vedação com 15cm de largura e peso específico de 13 kN/m^3 sobre vigas e lajes conforme o projeto arquitetônico. As fundações foram consideradas engastadas em suas bases. A Figura 1 apresenta uma vista do edifício fictício em estudo.

A ação horizontal considerada foi a do vento conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988). A velocidade básica é de 32 m/s, o fator do

Topográfico (S1) igual a 1,0, considerando terreno plano ou fracamente acidentado, Categoria de rugosidade IV (S2), Classe da edificação B (S2) e Fator estatístico (S3) igual a 1,0 (edificações para hotéis e residências) e os respectivos coeficientes de arrasto para cada direção. Os sentidos da aplicação do vento que foram utilizados são a 0° (V1), 180° (V2), 90° (V3) e 270° (V4), conforme a Figura 2.

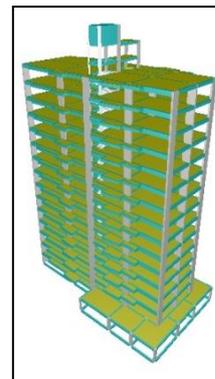


FIGURA 1: Perspectiva em 3D
FONTE: Autor (2016).

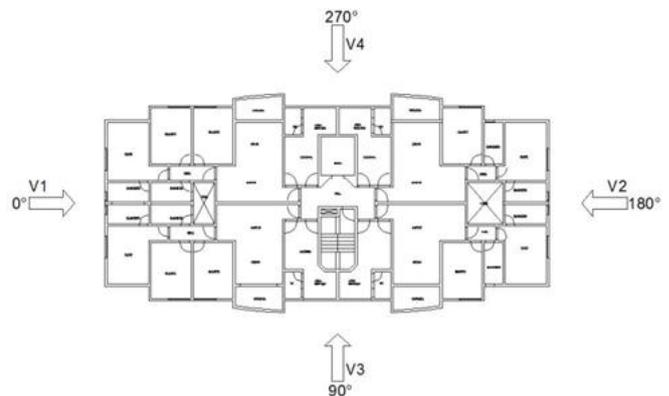


FIGURA 2: Sentido de aplicação do vento na estrutura
FONTE: Autor (2016).

4.1 MODELOS DE APLICAÇÃO

4.1.1 Modelo 1

Parte-se de um modelo nomeado 1, constituído unicamente por pórticos com todas as ligações rígidas, representado na Figura 3, onde variou-se a seção transversal dos pilares até que fosse atingido um valor próximo do limite do coeficiente γ_z (1,3) preconizado pela NBR 6118 (ABNT, 2014) podendo desta forma, considerar os esforços globais de 2ª ordem para em seguida serem incorporados núcleos resistentes em formato “U” e pilares-parede, obtendo-se assim resultados e percentuais diferentes para cada caso.

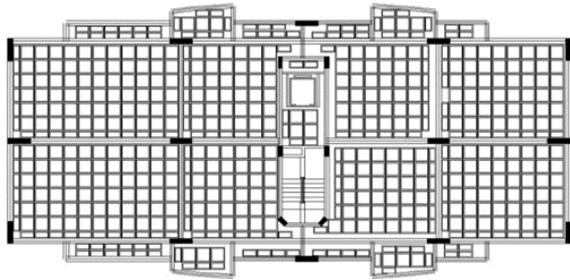


FIGURA 3: Planta baixa modelo em pórtico
FONTE: Autor (2016).

O deslocamento limite no topo da edificação deve ser calculado como sendo $H/1700$ de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde H é a altura da edificação. Como $H = 5.145,00$ cm tem-se $5145/1700 = 3,03$ cm, apresentado na Tabela 1 na linha Deslocamento limite. O deslocamento horizontal Médio 1ª ordem obtido no topo da estrutura é calculado pelo programa através do método dos deslocamentos, considerando apenas o carregamento horizontal do vento nas direções x e y . O Deslocamento combinações frequente é causado pela ação do vento para combinação frequente ($\gamma_{f2} = 0,30$) conforme também definido na tabela 13.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), portanto deve-se multiplicar o deslocamento horizontal Médio 1ª ordem pelo fator γ_{f2} para obter o deslocamento combinações frequentes e em seguida pode-se compará-lo ao deslocamento limite.

Através da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela Tabela 2,

pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento em pórtico com ligações rígidas.

Devido à configuração da estrutura, como os resultados dos deslocamentos horizontais ao longo da edificação obtidos pelo software computacional EBERICK e apresentados no gráfico da figura 4 para o vento a 0° (V1) e a 180° (V2) apresentam praticamente os mesmos resultados, assim como os resultados obtidos para o vento a 90° (V3) e a 270° (V4), somente serão apresentados os valores obtidos com o vento atuando nas direções a 0° (direção X) ou 90° (direção Y) considerando para todos os modelos apresentados, os efeitos de segunda ordem.

Os resultados da análise de estabilidade global da estrutura para o parâmetro γ_z encontrados pelo software computacional EBERICK, também pode ser observado pela figura 4. Para todos os modelos estudados, foi considerada a combinação para ELU conforme indicado na Equação 6.

$$1.3G1 + 1.4G2 + 1.4S + 1.4Q + 1.2A + 0.84V1 + 0.35D1 \quad \text{Eq. [6]}$$

Onde:

G1= peso próprio

G2= adicional

S= solo

Q= acidental

A= água

V1= vento 0°

D1= desaprumo 0°

TABELA 1: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício – Pórtico ligações rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)		5.145,00		
Deslocamento limite (cm)		3,03		
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2,12	-2,12	4,78	-4,78
γ_{f2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,64	-0,64	1,43	-1,43
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,35	-2,35	5,45	-5,45
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	10,78	10,78	13,99	13,99

FONTE: Autor (2016).

TABELA 2: Sistema em pórticos - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações rígidas.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{\text{méd}}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4551,00	902	31	9	165	1,21
P2	30x125	7410,00	67	280	49	17	1,98
P3	30x125	5457,00	82	286	53	36	1,46
P4	30x130	5466,00	76	349	61	22	1,40
P5	30x125	7855,00	67	306	80	15	2,09
P6	30x120	5958,00	72	240	47	27	1,66
P7	30x125	4506,00	896	29	8	150	1,20
P8	30x125	7308,00	67	253	49	17	1,95
P9	30x125	6076,00	73	277	77	27	1,62
P10	25x65	3107,00	141	7	3	58	1,91
P11	25x65	2833,00	142	7	3	38	1,74
P12	25x70	2451,00	141	9	4	38	1,40
P13	25x65	2912,00	144	8	4	60	1,79
P14	25x55	2605,00	58	43	22	25	1,89
P15	25x50	2540,00	42	24	10	16	2,03
P16	30x125	4613,00	103	264	45	53	1,23
P17	30x125	5224,00	93	232	47	45	1,39
P18	30x120	3375,00	617	21	7	114	0,94
P19	30x130	4299,00	58	295	60	17	1,10
P20	30x120	3155,00	614	28	11	121	0,88

FONTE: Autor (2016).

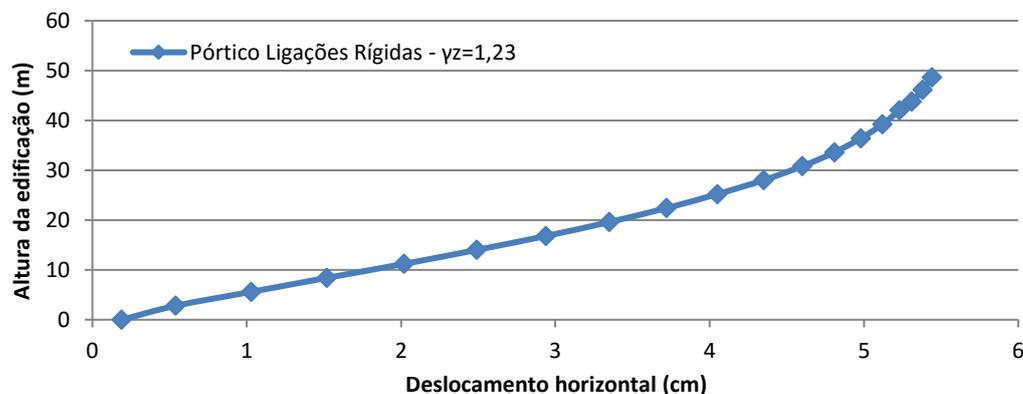


FIGURA 4: Deslocamento Horizontal – Modelo 1.

FONTE: Autor (2016).

4.1.2 Modelo 2

Para o segundo modelo foram consideradas ligações semi-rígidas entre pilares e vigas com 15% de redução na rigidez mantendo o que fica estabelecido no item 14.6.4.3 da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde os valores de redistribuição ficam limitados a 10% para estruturas de nós fixos e 25% para estruturas de nós móveis. As dimensões

dos elementos foram mantidas iguais ao do Modelo 1, avaliando-se então a influência da rigidez da ligação.

Os valores dos deslocamentos da análise de primeira e segunda ordem no topo do edifício, bem como a variação do deslocamento no topo da edificação devido as ações característica nas duas direções para o sistema em pórticos com ligações semi-rígidas estão apresentados na Tabela 3.

TABELA 3: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício - pórtico ligações semi-rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5.145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2,56	-2,56	6,23	-6,23
γ_{r2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,77	-0,77	1,87	-1,87
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,92	-2,92	7,46	-7,46
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	14,05	14,05	19,8	19,8

FONTE: Autor (2016).

Por meio da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela Tabela 4, pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento em pórtico com ligações semi-rígidas.

Fazendo uma comparação com os dois modelos até então apresentados percebe-se que, ao flexibilizar as ligações por meio de ligações

semi-rígidas, há uma perda da rigidez do sistema, evidenciado pelo aumento no valor do γ_z passando para 1,26, bem como os deslocamentos horizontais no topo da edificação representado pela Figura 5. Resultando então, em um acréscimo no custo para fundação devido ao aumento dos esforços solicitantes, que pode ser observado comparando as Tabelas 2 e 4.

TABELA 4: Sistema em pórticos - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações semi-rígidas.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{\text{méd}}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4546,00	1001	32	8	172	1,21
P2	30x125	7427,00	74	302	47	18	1,98
P3	30x125	5439,00	90	316	50	39	1,45
P4	30x130	5472,00	85	369	57	24	1,40
P5	30x125	7872,00	76	330	79	17	2,10
P6	30x120	5946,00	78	254	49	28	1,65
P7	30x125	4461,00	1001	30	8	159	1,19
P8	30x125	7312,00	75	286	43	17	1,95
P9	30x125	6085,00	80	295	73	28	1,62
P10	25x65	3252,00	143	21	17	52	2,00
P11	25x65	2890,00	147	11	6	55	1,78
P12	25x70	2638,00	162	10	3	42	1,51
P13	25x65	3006,00	150	10	4	60	1,85
P14	25x55	2855,00	72	56	19	21	2,08
P15	25x50	2901,00	65	42	20	26	2,32
P16	30x125	4271,00	103	285	46	51	1,14
P17	30x125	4802,00	94	254	46	44	1,28
P18	30x120	3403,00	659	23	7	102	0,95
P19	30x130	4292,00	62	319	59	18	1,10
P20	30x120	3159,00	653	29	12	108	0,88

FONTE: Autor (2016).

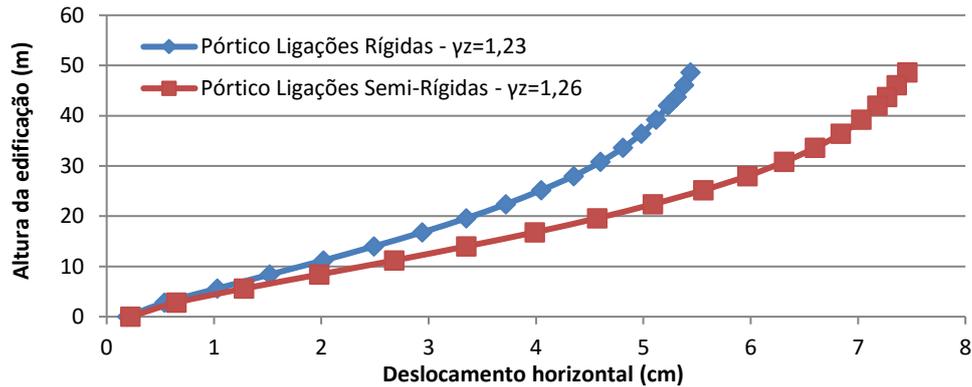


FIGURA 5: Deslocamento Horizontal – Modelos 1,2.
FONTE: Autor (2016).

4.1.3 Modelo 3

Para avaliar a influência do núcleo rígido na rigidez da estrutura, o Modelo 3 consiste na introdução de um núcleo resistente à estrutura do Modelo 1, mantendo-se as ligações rígidas entre vigas e pilares, carregamento de vento e as cargas recebidas pelas vigas. Esse núcleo corresponde a um grande pilar em formato de “U”, com dimensões externas de 2,70 m x 2,10 m, e espessura de 20 cm, representado na Figura 6. Foram removidos os pilares 12 e 13, pois os mesmos se encontravam na mesma área onde foi inserido o núcleo rígido.

Os resultados referentes aos deslocamentos da análise de primeira e segunda ordem no topo do edifício, bem como a variação do deslocamento no topo da edificação devido as ações característica nas duas direções para o sistema em

núcleo rígido “U” com ligações rígidas estão apresentados na Tabela 5.

Por meio da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela Tabela 6, pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento em Núcleo Rígido “U” com ligações rígidas.

Verifica-se que os deslocamentos horizontais e o parâmetro de instabilidade γ_z diminuíram consideravelmente quando comparado com o sistema em pórtico demonstrados no gráfico da Figura 7, isso porque a rigidez do edifício como um todo aumentou devido ao acréscimo do núcleo. A metodologia de lançamento do núcleo rígido, adotada pelo software EBERICK, consta em utilizar barras rígidas para a transferência dos esforços, o que confere uma maior rigidez as estruturas.

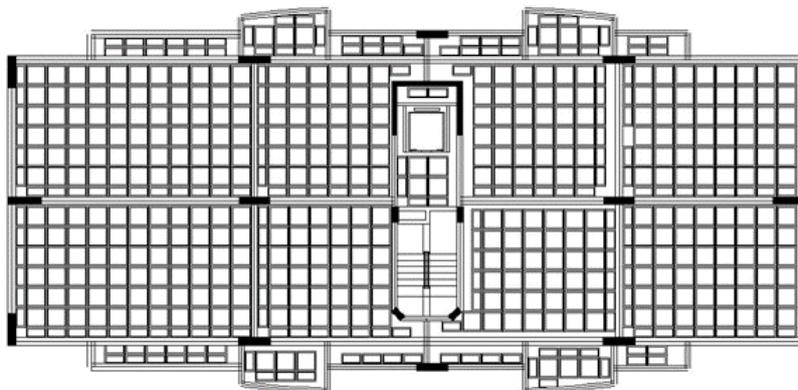


FIGURA 6: Planta baixa modelo núcleo rígido em formato “U”
FONTE: Autor (2016).

TABELA 5: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício – núcleo rígido "U" - ligações rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2	2	4,14	-4,14
γ_{f2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,6	-0,6	1,24	-1,24
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,16	-2,16	4,55	-4,55
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	7,9	7,9	9,78	9,78

FONTE: Autor (2016).

TABELA 6: Sistema em núcleo rígido "U" - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações rígidas.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{méd}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4441,00	521	20	7	85	1,18
P2	30x125	7296,00	40	115	19	12	1,95
P3	30x125	6003,00	49	113	20	20	1,60
P4	30x130	5417,00	45	190	37	13	1,39
P5	30x125	7784,00	41	162	56	10	2,08
P6	30x120	6657,00	41	118	23	13	1,85
P7	30x125	4412,00	522	21	7	86	1,18
P8	30x125	7247,00	42	159	29	11	1,93
P9	30x125	6095,00	49	193	54	19	1,63
P10	25x65	2384,00	79	4	2	34	1,47
P11	25x65	2346,00	68	4	2	25	1,44
P14	25x55	2373,00	35	27	15	17	1,73
P15	25x50	2322,00	23	12	5	8	1,86
P16	30x125	4462,00	45	111	19	21	1,19
P17	30x125	5107,00	61	161	30	31	1,36
P18	30x120	3411,00	347	13	5	51	0,95
P19	30x130	4452,00	33	157	32	9	1,14
P20	30x120	3243,00	356	17	7	59	0,90
P21	U 210X270X20X20	10692,00	5108	3746	318	755	0,82

FONTE: Autor (2016).

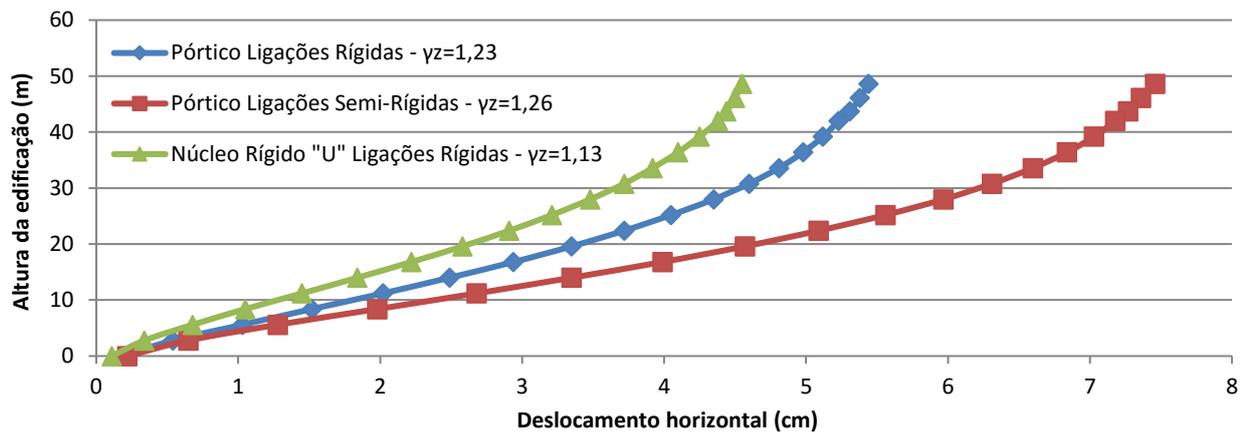


FIGURA 7: Deslocamento Horizontal – Modelos 1,2,3.

FONTE: Autor (2016).

Entretanto, em uma estrutura com cerca de 20 pavimentos é esperado que os esforços nas fundações sejam elevados. Todavia, nesse projeto chama a atenção que o núcleo rígido em formato de “U” esta com carga vertical da ordem de 10.000 kN e momentos de até 5.108,00 kN.m. Além disso, apresentou forças horizontais elevadas, atingindo até 755 kN representados na Tabela 6.

4.1.4 Modelo 4

Nesse modelo foi estudada uma situação oposta à do projeto anterior. Assim, partindo do projeto com núcleo rígido em formato “U” com ligações rígidas, procurou-se flexibilizar a estrutura através da inclusão de nós semi-rígidos com 15% de redução na rigidez em todas as extremidades de vigas, mesmo nas vigas que apoiam em pilares, mantendo todas as dimensões das peças e configurações, afim de avaliar a influência dos pórticos rígidos no desempenho global da estrutura.

Os valores referentes aos deslocamentos da análise de primeira e segunda ordem no topo do

edifício, bem como a variação do deslocamento no topo da edificação devido as ações característica nas duas direções para o sistema em núcleo rígido “U” com ligações semi-rígidas estão apresentados na Tabela 7.

Através da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela tabela 8, pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento com núcleo rígido “U” – ligações semi-rígidas.

Percebe-se pelo gráfico da figura 8 que ao considerar as ligações semi-rígidas, a estrutura teve sensível redução na rigidez, com um aumento de cerca de 31% nos deslocamentos de 2ª ordem. Visto que o equilíbrio da estrutura passa a contar com uma menor contribuição pelo sistema em pórticos. Analogamente ao Modelo 2, os aumentos anteriormente citados ocasionará em um acréscimo no custo para fundação devido ao aumento dos esforços solicitantes, que também pode ser observado comparando as Tabelas 6 e 8.

TABELA 7: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício - núcleo rígido “U” ligações semi-rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5.145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2,4	-2,4	5,27	-5,27
γ_{fz}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,72	-0,72	1,58	-1,58
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,64	-2,64	5,94	-5,94
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	10,15	10,15	12,87	12,87

FONTE: Autor (2016).

TABELA 8: Sistema em núcleo rígido "U" - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações semi-rígidas

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{\text{méd}}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4419,00	625	24	1	3	1,18
P2	30x125	7367,00	51	132	22	12	1,96
P3	30x125	6178,00	56	124	20	20	1,65
P4	30x130	5432,00	54	228	1	5	1,39
P5	30x125	7823,00	49	175	50	8	2,09
P6	30x120	6633,00	49	131	18	14	1,84
P7	30x125	4344,00	658	24	7	85	1,16
P8	30x125	7248,00	51	198	35	12	1,93
P9	30x125	6140,00	55	234	61	18	1,64
P10	25x65	2473,00	92	4	2	34	1,52
P11	25x65	2491,00	80	4	1	23	1,53
P14	25x55	2569,00	42	33	17	18	1,87
P15	25x50	2529,00	26	14	5	7	2,02
P16	30x125	4544,00	48	120	18	17	1,21
P17	30x125	4761,00	64	198	34	28	1,27
P18	30x120	3396,00	373	14	7	26	0,94
P19	30x130	4411,00	40	189	50	3	1,13
P20	30x120	3218,00	428	21	15	2	0,89
P21	U 210X270X20X20	11015,00	6596	4279	382	937	0,85

FONTE: Autor (2016).

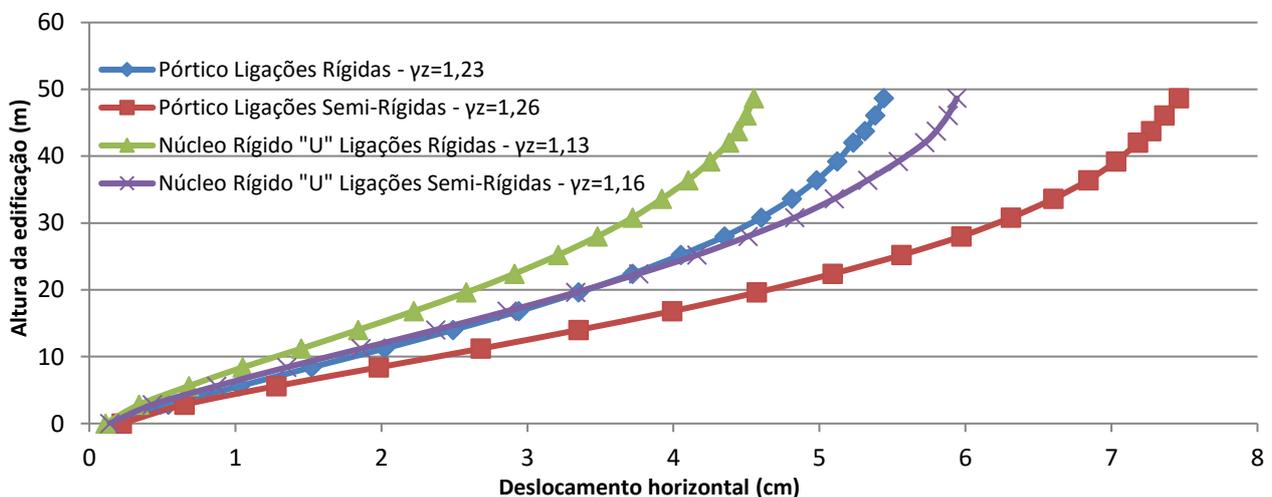


FIGURA 8: Deslocamento Horizontal – Modelos 1,2,3,4.

FONTE: Autor (2016).

Embora haja um significativo aumento nos deslocamentos e nos esforços das fundações, a eficiência do Núcleo Rígido formado por ligações semi-rígidas continuam sendo suficientes para manter a estabilidade da edificação, pois o valor do parâmetro de instabilidade γ_z encontrado igual a (1,16) está dentro dos limites aceitáveis pela norma

NBR 6118 (ABNT, 2014) - (1,30), sendo a estrutura considerada estável.

4.1.5 Modelo 5

Apesar de serem sistemas muito eficientes para contraventamento da estrutura, a adoção de núcleos rígidos em formato "U" geram complicações

para a execução das fundações, que passam a ter esforços muito grandes e, conseqüentemente, de difícil solução.

Neste modelo propõe substituir o núcleo rígido em formato “U” por dois pilares-paredes retangular com seção de 20 x 190 cm, representado na Figura 9, mantendo as ligações rígidas e ajustando as vigas desse pavimento para manter a geometria do pavimento, a fim de avaliar os novos resultados dos parâmetros de instabilidade e os esforços na fundação.

Os valores referentes aos deslocamentos horizontais na análise de primeira e segunda ordem no topo do edifício, bem como a variação do deslocamento no topo da edificação devido as ações característica nas duas direções para o sistema em pilar parede - ligações rígidas estão apresentados na Tabela 9.

Através da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela Tabela 10,

pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento com pilar parede – ligações rígidas.

A redução expressiva na dimensão do núcleo rígido implicou em uma expressiva redução nos esforços solicitantes da fundação que é notado ao comparar as Tabelas 6 e 10. Em contrapartida, houve um acréscimo de 26% nos deslocamentos devidos aos efeitos de 2ª ordem, que estão apresentados no gráfico da Figura 10. Esses valores, apesar de maiores, podem ser perfeitamente aceitos, pois ainda há uma grande reserva de capacidade resistente aos efeitos horizontais da estrutura, verificamos tal afirmação ao analisarmos os deslocamentos horizontais para combinação frequente (1,51cm) que está abaixo do limite normativo (3,03cm), demonstrados na Tabela 9, Assim como o valor do parâmetro de instabilidade γ_{r2} encontrado igual a (1,20) também representado pela Figura 10.

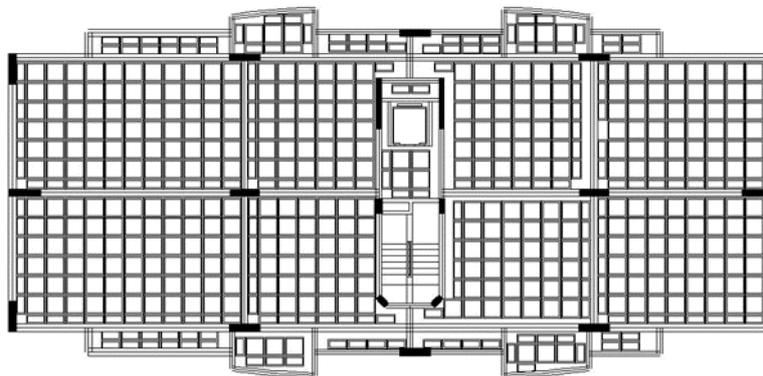


FIGURA 9: Planta baixa modelo pilar parede.

FONTE: Autor (2016).

Tabela 9: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício - pilar parede - ligações rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5.145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2,24	-2,24	5,03	-5,03
γ_{r2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,67	-0,67	1,51	-1,51
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	2,49	-2,49	5,75	-5,75
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	11,16	11,16	14,39	14,39

FONTE: Autor (2016).

TABELA 10: Sistema em pilar parede - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações rígidas.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{\text{méd}}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4526,00	769	31	8	130	1,21
P2	30x125	7372,00	58	276	46	15	1,97
P3	30x125	6184,00	70	280	51	28	1,65
P4	30x130	5449,00	66	343	61	19	1,40
P5	30x125	7760,00	59	302	80	14	2,07
P6	30x120	6814,00	58	239	46	18	1,89
P7	30x125	4501,00	770	29	8	132	1,20
P8	30x125	7284,00	59	254	50	15	1,94
P9	30x125	6132,00	68	295	80	26	1,64
P10	25x65	2521,00	124	7	3	49	1,55
P11	25x65	2549,00	112	7	3	34	1,57
P14	25x55	2462,00	53	39	20	24	1,79
P15	25x50	2407,00	38	21	8	14	1,93
P16	30x125	4829,00	87	253	47	42	1,29
P17	30x125	5267,00	84	247	47	41	1,40
P18	30x120	3458,00	509	22	7	81	0,96
P19	30x130	4444,00	48	290	61	13	1,14
P20	30x120	3226,00	510	28	11	90	0,90
P21	20X190	4066,00	1497	19	9	223	1,07
P22	20X190	4626,00	1463	21	11	213	1,22

FONTE: Autor (2016).

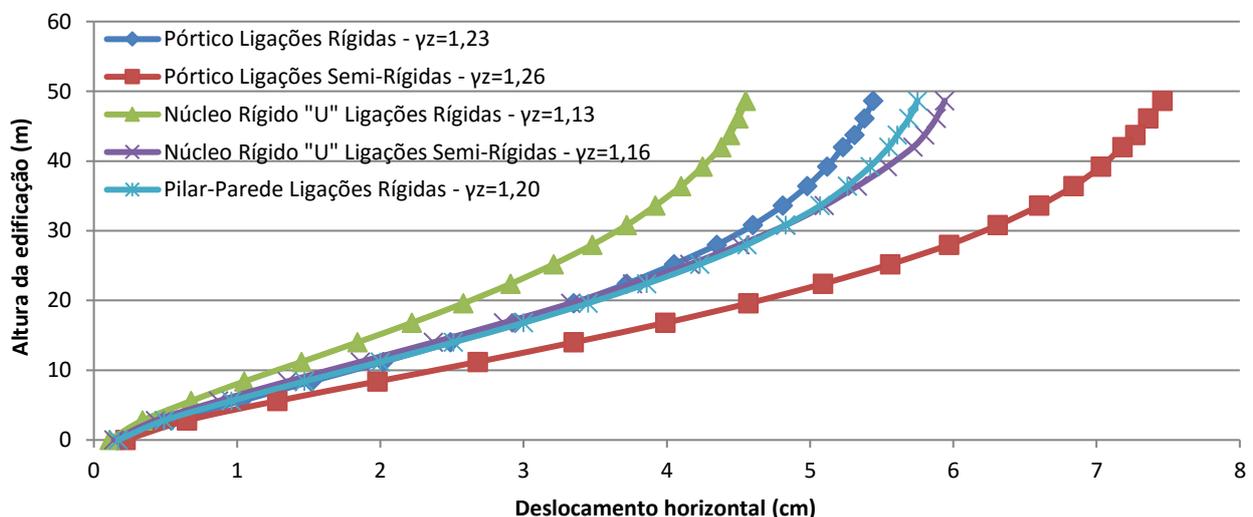


FIGURA 9: Deslocamento Horizontal – Modelos 1,2,3,4,5.

FONTE: Autor (2016).

4.1.6 Modelo 6

Por fim, no último modelo, foram consideradas ligações semi-rígidas com 15% de redução na rigidez entre pilares e vigas. As dimensões dos elementos, da mesma forma que nos exemplos anteriores, foram mantidas iguais, avaliando-se então a influência da rigidez da ligação.

Os valores referentes aos deslocamentos horizontais na análise de primeira e segunda ordem no topo do edifício, bem como a variação do deslocamento no topo da edificação devido as ações característica nas duas direções para o sistema em pilar parede - ligações semi-rígidas estão apresentados na Tabela 11.

TABELA 11: Deslocamentos horizontais devido a ação do vento no topo do edifício - pilar parede - ligações semi-rígidas.

Verificações	0°	180°	90°	270°
Altura total da edificação (cm)	5.145,00			
Deslocamento limite (cm)	3,03			
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem (cm)	2,7	-2,7	6,49	-6,49
γ_{f2}	0,3	0,3	0,3	0,3
Deslocamento combinações frequentes (cm)	0,81	-0,81	1,95	-1,95
Deslocamento horizontal Médios 1ª ordem + 2ª ordem (cm)	3,08	-3,08	7,76	-7,76
Variação do Deslocamento no topo da edificação (%)	14,15	14,15	19,54	19,54

FONTE: Autor (2016).

Através da planta de carga gerada pelo Software EBERICK representada pela Tabela 12, pode-se avaliar os esforços solicitantes gerados na fundação para o sistema de contraventamento com pilar parede – ligações semi-rígidas.

Analogamente ao sistema em pórtico, comparando o modelo 5 e 6, percebe-se que, ao flexibilizar as ligações por meio de ligações semi-rígidas, há uma perda da rigidez do sistema, evidenciado pelo aumento no valor do γ_z que passa a ser (1,23), e nos deslocamentos horizontais

conforme o gráfico da Figura 11, assim como os esforços na fundação demonstrados na Tabela 12. Embora o consumo de aço e concreto da estrutura pouco sofreu alteração em todos os modelos estudados, pois não houve alterações significativas nas seções transversais dos elementos estruturais conforme pode ser verificado na Tabela 13, o aumento dos momentos nas fundações, bem como as forças horizontais ao comparar as Tabelas 10 e 12, também representará em um acréscimo no custo para a fundação.

TABELA 12: Sistema em pilar parede - Esforços solicitantes de cálculo em pilares com ligações semi-rígidas.

Nome	Seção (cm)	Carga Máx. (kN)	Mx (kN.m)	My (kN.m)	Fx (kN)	Fy (kN)	$\sigma_{\text{méd}}$ (kN/cm ²)
P1	30x125	4517,00	866	31	9	128	1,20
P2	30x125	7441,00	63	302	44	15	1,98
P3	30x125	6283,00	78	306	50	31	1,68
P4	30x130	5458,00	74	364	58	21	1,40
P5	30x125	7795,00	65	329	82	14	2,08
P6	30x120	6862,00	65	256	46	20	1,91
P7	30x125	4454,00	866	30	8	130	1,19
P8	30x125	7260,00	65	277	49	16	1,94
P9	30x125	6134,00	74	320	80	27	1,64
P10	25x65	2621,00	139	8	3	52	1,61
P11	25x65	2693,00	124	8	3	35	1,66
P14	25x55	2640,00	60	42	21	26	1,92
P15	25x50	2607,00	41	23	9	14	2,09
P16	30x125	4696,00	93	275	46	43	1,25
P17	30x125	5056,00	89	270	45	43	1,35
P18	30x120	3456,00	555	24	8	75	0,96
P19	30x130	4409,00	53	315	75	25	1,13
P20	30x120	3218,00	558	29	20	110	0,89
P21	20X190	3970,00	1698	19	15	240	1,04
P22	20X190	4453,00	1634	21	22	224	1,17

FONTE: Autor (2016).

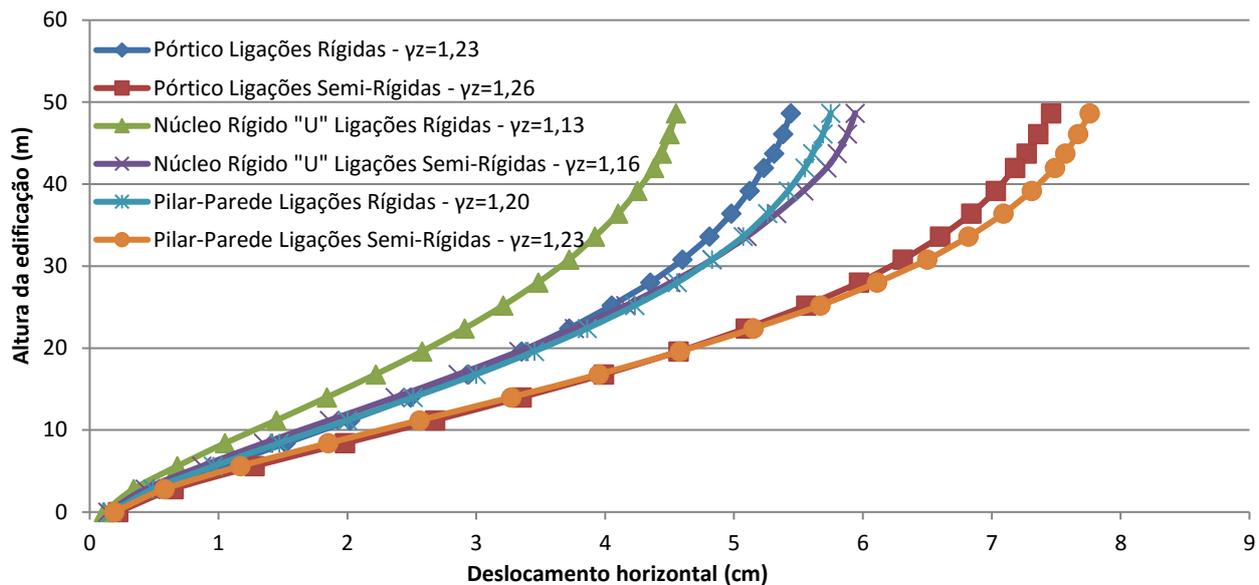


FIGURA 10: Deslocamento Horizontal – Modelos 1,2,3,4,5,6.

FONTE: Autor (2016).

TABELA 13: Resumo Geral dos Modelos em Estudo.

Modelo	γ_z	Desc. Horiz. Cobertura (cm)	Volume de Concreto (m^3)	Peso de Aço (Kg)
Pórtico Ligações Rígidas	1,23	5,45	2035,00	120.211,70
Pórtico Ligações Semi-Rígidas	1,26	7,46	2035,00	121.965,40
Núcleo "U" Ligações Rígidas	1,13	4,55	2065,20	119.722,00
Núcleo "U" Ligações Semi-Rígidas	1,16	5,94	2065,20	120.814,00
Pilar Parede Ligações Rígidas	1,20	5,75	2043,20	121.686,30
Pilar Parede Ligações Semi-Rígidas	1,23	7,76	2043,20	122.222,50

FONTE: Autor (2016).

5. CONCLUSÕES

O presente artigo mostra que é tecnicamente possível, conceber sistemas de contraventamento para estruturas de aproximadamente 15 pavimentos utilizando tanto a solução por núcleos rígidos em formato "U", pilares-parede ou a solução em pórticos formados por vigas e pilares.

Com a utilização de nós semi-rígidos nas ligações das vigas para os três diferentes sistemas de contraventamento deixou evidente que, quanto menor for a participação das vigas no contraventamento da estrutura, maiores serão os valores dos parâmetros de instabilidade, deslocamentos e esforços solicitantes, ocasionando em maiores custos não só para as fundações como também para a própria estrutura.

A vantagem pela utilização de núcleos rígidos é que devido a garantia da estabilidade em função de sua elevada rigidez, permite a redução das seções transversais dos demais elementos da superestrutura constituintes da edificação, por mais que no presente trabalho não foram reduzidas as seções transversais dos elementos estruturais gerando uma economia no consumo de aço e concreto. Em contrapartida gera complicações para a execução das fundações tanto sob a ótica construtiva quanto econômica, por conta dos maiores esforços solicitantes (momentos fletores e forças horizontais).

Além disso, a solução por núcleos rígidos tem maiores impactos arquitetônicos devido a sua grande dimensão quando comparados pela solução em pórticos, e ainda, por mais que a estrutura venha

a ter sistemas combinados por pórticos e núcleos de grande dimensão, os pórticos formados por vigas e pilares apresentam papel significativo na estabilidade global da mesma, sendo comprovado no Modelo 4.

Recomenda-se então, para edifícios de porte baixo a médio nos quais a estabilização da estrutura costuma ser relativamente simples, a adoção de sistemas de contraventamento constituídos exclusivamente por pórticos, utilizando núcleos rígidos ou pilares-parede somente quando a solução por pórticos não atender aos requisitos técnicos de projeto, evitando desta forma maiores custos para as fundações.

Tendo em vista que o uso de pórticos tem mostrado um bom desempenho para a estabilidade global, a solução que parece ser ideal para este projeto é a de constituir o sistema de contraventamento aproveitando toda a capacidade resistente possível dos mesmos e, na medida do necessário, utilizar os menores pilares-parede possíveis, evitando assim a transmissão de esforços de grande magnitude para as fundações. Nesse conceito, os pilares em formato "U" foram transformados em pilares-parede retangulares, alinhados na direção y, desprezando os flanges horizontais.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: **Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

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

_____. NBR 6120: **Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1980.

_____. NBR 6123: **Força devidas ao vento em edificações – Procedimento**. Rio de Janeiro, 1988.

FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, n. 2, p. 196-224, 2015.

PASSOS, V. M., FEITOSA, L. A, ALVES, E. C., AZEVEDO, M. S. **Análise da Instabilidade de Edifícios Altos com Lajes Protendidas e Lajes Nervuradas**. Anais do 57º Congresso Brasileiro do Concreto. Espírito Santo, 2015.

COELHO, J. A. **Comparação entre os sistemas de contraventamento através de pórticos e pilares-parede**. Santa Catarina, 2010. Disponível em: <http://faq.altoqi.com.br/content/406/684/pt-br/compara%C3%A7%C3%A3o-entre-os-sistemas-de-contraventamento-atraves-de-p%C3%B3rticos-e-pilares_parede.html>. Acesso em: 07 maio 2015.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. D.; **Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª ordem em Edifícios Altos**. Colóquiumonthe Rio CEB-FIP-ModelCode 90, Rio de Janeiro, 1991.

WORDELL, F. **Avaliação da instabilidade global de edifícios altos**. 2003. 91 f. Trabalho de Conclusão (Mestrado em Engenharia) – Mestrado Profissionalizante em Engenharia da Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado**. São Paulo: Pini, 2013. v.2.