

Efeitos da Redução da Rigidez das Ligações Vigas-Pilar de Edifício Com Estrutura em Concreto Armado, Calculada Pelo Modelo de Pórtico Espacial

Effects of Reducing The Rigidity of Building Beam-Column Connections With Reinforced Concrete Structure, Calculated by The Model of Space Portico

Leonardo Leandro Silva (1); Maria de Lourdes Texeira Moreira (2)

(1) Engenheiro Civil, Universidade Federal do Piauí, Brasil, engenheiroleonardoleandro@outlook.com

(2) Professor Doutor, Departamento de Estruturas - Universidade Federal do Piauí, Brasil, mmoreira@ufpi.edu.br

Resumo

Este trabalho foi desenvolvido com a utilização de um software de cálculo estrutural para a elaboração de um projeto estrutural com o objetivo de analisar os efeitos da redução da rigidez das ligações viga-pilar de edifício com estrutura em concreto armado, calculada pelo modelo de pórtico espacial. Inicialmente, foi escolhido um projeto arquitetônico de um edifício residencial de múltiplos pavimentos e, em seguida, foram pré-dimensionados os elementos estruturais. Após o lançamento dos elementos estruturais pré-dimensionados no programa de cálculo estrutural, foram realizadas as análises da estrutura. Além da análise sem a redução da rigidez entre as vigas e os pilares, foram realizadas outras análises com os seguintes valores de redução: 15%, 20% e 25%. Em seguida, foram obtidos os resultados da estabilidade global da edificação, do deslocamento horizontal no topo da estrutura, dos esforços transmitidos para as fundações e dos consumos de aço após o dimensionamento dos elementos estruturais. A comparação destes resultados demonstrou como a estrutura do edifício apresentou mudanças importantes para o dimensionamento de seus elementos estruturais, após a alteração da rigidez das ligações entre vigas e pilares.

Palavra-Chave: Projeto estrutural. Rigidez das ligações viga-pilar. Estabilidade global.

Abstract

This work was developed with the use of a structural calculation software for the elaboration of a structural design with the objective of analyzing the effects of the reduction of the rigidity of the beam-column connections of the building with reinforced concrete structure, calculated by the space frame model. Initially, an architectural design of a multi-storey residential building was chosen and then the structural elements were pre-dimensioned. After the launch of the pre-dimensioned structural elements in the structural calculation program, the analysis of the structure were performed. Besides the analysis without the reduction of the rigidity of the connections between the beams and the columns, other analyzes were performed with the following reduction values: 15%, 20% and 25%. Then, the results of the overall stability of the building, the horizontal displacement at the top of the structure, the stresses transmitted to the foundations and the steel consumption were obtained after the dimensioning of the structural elements. The comparison of these results showed how the structure of the building presented important changes for the dimensioning of its structural elements, after changing the rigidity of the connections between beams and columns.

Keywords: Structural design. Rigidity of beam-column connections. Global stability.

1 Introdução

O presente trabalho teve o intuito de desenvolver um estudo de caso dos efeitos da redução da rigidez das ligações viga-pilar de edifício com estrutura em concreto armado, calculada pelo modelo de pórtico espacial. Isto foi realizado utilizando-se um programa computacional para cálculo e dimensionamento de estruturas, que fornece os esforços, os deslocamentos, os parâmetros de estabilidade global, bem como o consumo de aço da estrutura dimensionada.

A etapa de análise estrutural foi o que se explorou com o desenvolvimento deste trabalho, pois, apesar de a informática ter contribuído bastante nesta parte da elaboração de um projeto estrutural, é uma etapa que requer bastante cuidado. Conforme Alva et al. (2009), a adequada consideração das ligações semirrígidas dos nós de pórtico permite melhorar o desempenho do modelo fazendo-o aproximar-se mais do comportamento real da estrutura.

2 Metodologia

Para a elaboração do estudo foi escolhido o projeto de um edifício de múltiplos pavimentos. O projeto arquitetônico escolhido consistia de um edifício residencial composto por um pavimento térreo, dez pavimentos tipo e um pavimento de cobertura, ou seja, de doze pavimentos. Além desses pavimentos, o edifício dimensionado possui outros níveis designados a abrigar o barrilete, as máquinas dos elevadores e a caixa de água do edifício.

Após a seleção do projeto arquitetônico, foi realizado o pré-dimensionamento dos elementos estruturais. Após o lançamento da estrutura no software (figura 1), alguns parâmetros de configuração foram definidos, tais como as configurações de ações, de análise, de vento e as de materiais e durabilidade.

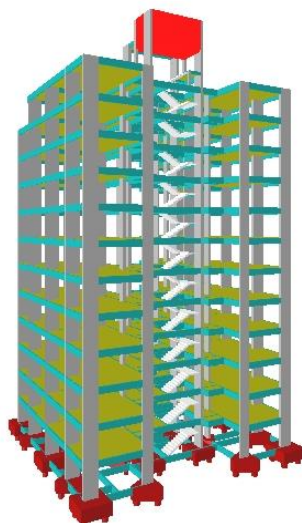


Figura 1 – Pórtico 3D da estrutura lançada

Em seguida, a estrutura foi analisada e dimensionada sem a redução do engastamento entre as vigas e os pilares e, posteriormente, foram aplicadas reduções de 15%, 20% e 25% na rigidez dessas ligações para serem efetuadas novas análises e novos dimensionamentos. Assim, foram obtidos os dados necessários para se realizar as verificações exigidas pela Norma NBR 6118:2014, após a realização da redistribuição dos esforços através da redução da rigidez entre as vigas e os pilares, bem como a comparação dos parâmetros de estabilidade global, dos deslocamentos horizontais no topo da estrutura, das cargas na fundação e do consumo de materiais.

3 Resultados e Discussões

Após a realização dos procedimentos vistos no item anterior, foram realizadas as verificações necessárias e a apropriação dos resultados de cada processamento através dos relatórios gerados no programa. Com esses resultados foi possível verificar as mudanças ocorridas na estrutura após a redução da rigidez entre as vigas e os pilares do edifício. Os resultados de cada análise foram apresentados em tabelas da seguinte forma: para a análise sem a redução da rigidez das ligações entre vigas e pilares foi utilizada a descrição 100% da rigidez; para a análise com redução de 15% da rigidez foi utilizada a descrição 85% da rigidez; para a análise com redução de 20% da rigidez foi utilizada a descrição 80% da rigidez; e para a análise com redução de 25% da rigidez foi utilizada a descrição 75% da rigidez.

3.1 Resultados das Verificações Para Garantia da Dutilidade das Vigas

Após a efetivação das análises, foram realizadas as verificações referentes ao coeficiente de redistribuição δ para se prosseguir com as comparações que serão apresentadas a seguir. Isso é obrigatório de acordo com a Norma NBR 6118:2014 para ser garantida a ductilidade da peça estrutural após a redistribuição.

Com a utilização de uma planilha do Excel, foram verificadas todas as ligações entre vigas e pilares nas quais se aplicou as reduções e constatado que todas as exigências da Norma foram atendidas. Porém, isso só foi possível depois que as vigas mais carregadas do edifício tiveram sua altura aumentada.

Após esses ajustes foi observado que quase a totalidade dos nós apresentou a relação entre a altura da linha neutra e a altura útil um valor menor ou igual a 0,25. Isto significa que nos casos em que os momentos reduzidos resultassem numa redistribuição maior que o permitido, ou seja, maior que os coeficientes de redistribuição calculados, não seria necessária a verificação explícita da capacidade de rotação das rótulas plásticas.

3.2 Comparações dos Parâmetros de Estabilidade Global

Através da comparação dos coeficientes Gama-Z que pode ser observada na tabela 1, pode-se notar que, com a redução da rigidez entre as vigas e os pilares da estrutura, ocorreu o aumento deste parâmetro. Este comportamento já era previsto pelo fato dos nós de pórtico se tornarem menos rígidos e a estrutura se tornar mais deslocável, ou seja, a rigidez do edifício depende também da rigidez dos nós de pórtico.

Tabela 1 – Momento de tombamento de cálculo, Momento de 2ª ordem de cálculo e Coeficientes Gama-Z

Análises	Momento de tombamento de cálculo (KN.m)		Momento de 2ª ordem de cálculo (KN.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
100% da Rigidez	8791,6	7695	694,7	610,2	1.09	1.09
85% da Rigidez	8791,6	7695	882,3	781,8	1.11	1.11
80% da Rigidez	8791,6	7695	954,4	848,4	1.12	1.12
75% da Rigidez	8791,6	7695	1031,9	917,9	1.13	1.14

O momento de tombamento de cálculo é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura, não sofrendo nenhuma mudança como pode ser observado. Portanto, o aumento do coeficiente Gama-Z é devido ao aumento dos momentos de 2ª ordem de cálculo.

O aumento nos deslocamentos horizontais dos nós do pórtico foi o responsável pelo aumento dos momentos de 2ª ordem de cálculo, que 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. A seguir, está mais bem representado, pela tabela 2 e pelas figuras 2 e 3, o quanto estes momentos aumentaram.

Tabela 2 – Aumento percentual dos momentos de 2ª ordem de cálculo

Análises	Aumento percentual dos Momentos de 2ª ordem de cálculo			
	Eixo X (KN*m)	Aumento (%)	Eixo Y (N*m)	Aumento (%)
100% da Rigidez	694,7	-	610,2	-
85% da Rigidez	882,3	27,00	781,8	28,12
80% da Rigidez	954,4	37,38	848,4	39,04
75% da Rigidez	1031,9	48,54	917,9	50,43

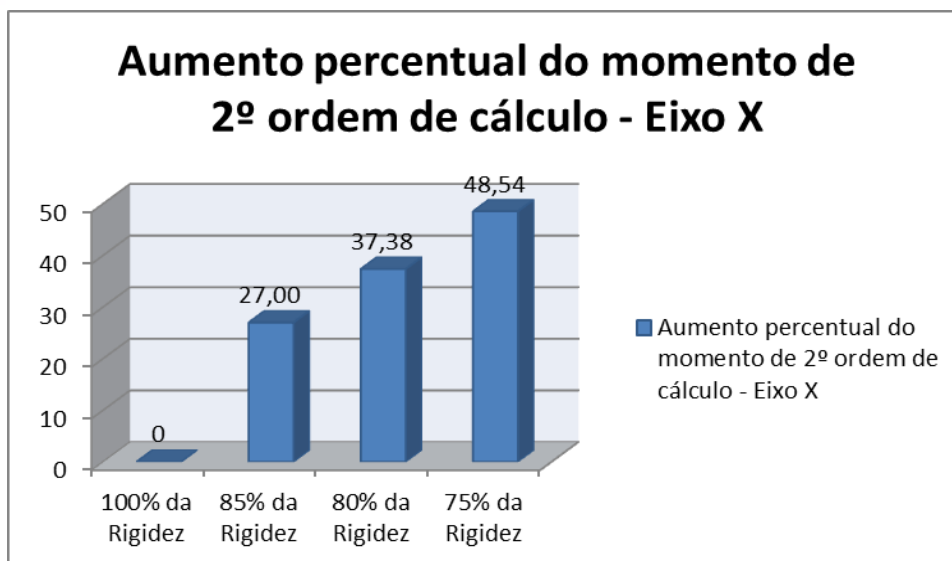


Figura 2 – Gráfico do aumento percentual do momento de 2ª ordem de cálculo – Eixo X

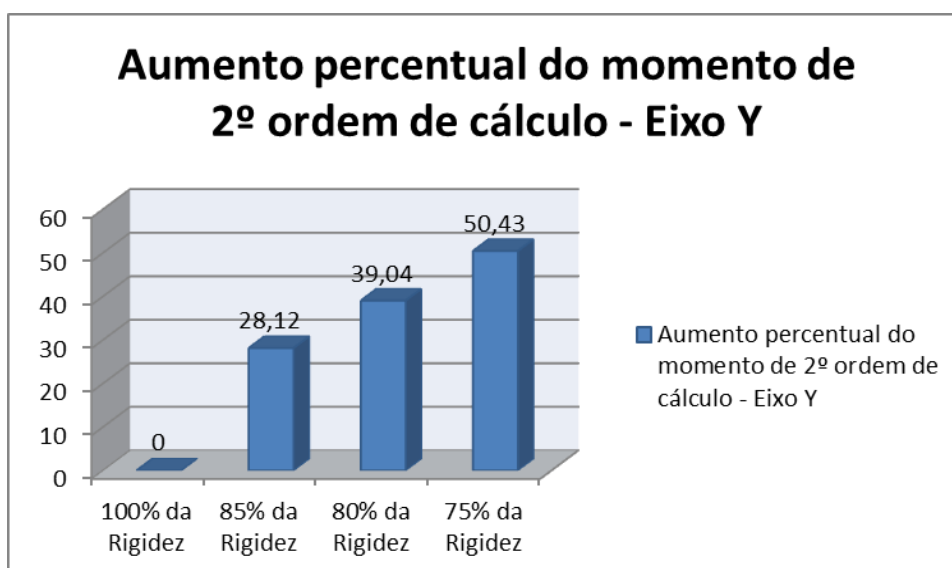


Figura 3 – Gráfico do aumento percentual do momento de 2ª ordem de cálculo – Eixo Y

Esses resultados comprovam a importância da consideração da redução da rigidez entre vigas e pilares, pois uma estrutura considerada como de nós fixos e, portanto, na qual são desconsiderados os efeitos globais de 2ª ordem, seria uma estrutura classificada como de nós móveis numa análise mais refinada e correta, tornando-se obrigatória a consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. Porém vale ressaltar que mesmo uma estrutura sendo classificada como de nós fixos é recomendada a utilização do processo P-Delta na análise, pois este recurso calcula alguns esforços localizados importantes para o dimensionamento.

Além dos coeficientes Gama-Z, os parâmetros de instabilidade α também foram calculados para cada análise da estrutura, como pode ser observado na tabela 3. Como a

estrutura consiste numa estrutura formada por pórticos associados a pilares-parede, o valor adotado para α_1 foi de 0,6. Isso significa que a estrutura foi classificada como de nós móveis desde a primeira análise, pois como pode ser observado no caso da análise sem a redução da rigidez das ligações viga-pilar, apesar do parâmetro de instabilidade α ter ficado com 0,57 para a direção X, o parâmetro calculado para a direção Y resultou num valor maior que α_1 .

Tabela 3 – Cálculo do parâmetro de instabilidade α

Altura total da edificação (m)	44,17	Rigidez Equivalente (KN.m ²)		Cargas Verticais (KN)	Parâmetro de instabilidade α	
Análises		X	Y		X	Y
100% da Rigidez		376030534,35	257305389,22	62004,6	0,57	0,69
85% da Rigidez		278305084,75	198935185,19	62004,6	0,66	0,78
80% da Rigidez		252615384,62	182851063,83	62004,6	0,69	0,81
75% da Rigidez		230186915,89	167851562,50	62004,6	0,72	0,85

Como já colocado neste trabalho, a redução da rigidez das ligações entre vigas e pilares é um fato, portanto não se deve negligenciar este comportamento da estrutura, pois se sabe que nestas ligações ocorre a fissuração do concreto e o alongamento das barras tracionadas, mecanismos responsáveis pela rotação entre as vigas e pilares e, consequentemente, a redistribuição dos esforços, segundo Alva et al. (2009).

3.3 Comparações dos Deslocamentos Horizontais no Topo do Edifício

A outra consequência observada quando se reduz a rigidez da ligação viga-pilar é referente aos deslocamentos horizontais no topo da edificação. Como pode ser observado na tabela 4, com o aumento da redução do engastamento entre vigas e pilares houve o aumento dos deslocamentos nas duas direções.

Apesar de na tabela 4 serem apresentados os deslocamentos característicos obtidos, os valores dos deslocamentos frequentes são os que devem ser comparados com o deslocamento limite, calculado a partir da altura total da edificação como definido na tabela 13.3 da NBR 6118:2014.

Os deslocamentos característicos são os deslocamentos médios no topo da edificação para cada direção de aplicação do vento, considerando somente o carregamento horizontal do vento (não considera qualquer outro tipo de carregamento, como peso-próprio, acidental etc.). Já os deslocamentos frequentes são os deslocamentos médios a serem comparados com o deslocamento limite, obtidos da multiplicação dos deslocamentos característicos com o fator de redução Ψ_1 .

Tabela 4 – Deslocamentos horizontais no topo da estrutura

Deslocamentos horizontais no topo da estrutura					
Altura total da edificação (cm)		4417.00			
Deslocamento limite (cm)		2.60			
Ψ_1		0.30			
Análises	Verificações	X		Y	
100% da Rigidez	Deslocamento característico (cm)	1.40	-1.40	1.82	-1.82
	Deslocamento frequente (cm)	0.42	-0.42	0.55	-0.55
85% da Rigidez	Deslocamento característico (cm)	1.93	-1.93	2.42	-2.42
	Deslocamento frequente (cm)	0.58	-0.58	0.73	-0.73
80% da Rigidez	Deslocamento característico (cm)	2.14	-2.14	2.66	-2.66
	Deslocamento frequente (cm)	0.64	-0.64	0.80	-0.80
75% da Rigidez	Deslocamento característico (cm)	2.38	-2.38	2.93	-2.93
	Deslocamento frequente (cm)	0.71	-0.71	0.88	-0.88

Tabela 5 – Aumento percentual dos deslocamentos horizontais frequentes no topo da estrutura

Análises	Aumento percentual dos deslocamentos horizontais frequentes no topo da estrutura				
	Deslocamentos frequentes na direção X		Aumento (%)	Deslocamentos frequentes na direção Y	
100% da Rigidez	0,42	-0,42	-	0,55	-0,55
85% da Rigidez	0,58	-0,58	38,10	0,73	-0,73
80% da Rigidez	0,64	-0,64	52,38	0,80	-0,80
75% da Rigidez	0,71	-0,71	69,05	0,88	-0,88

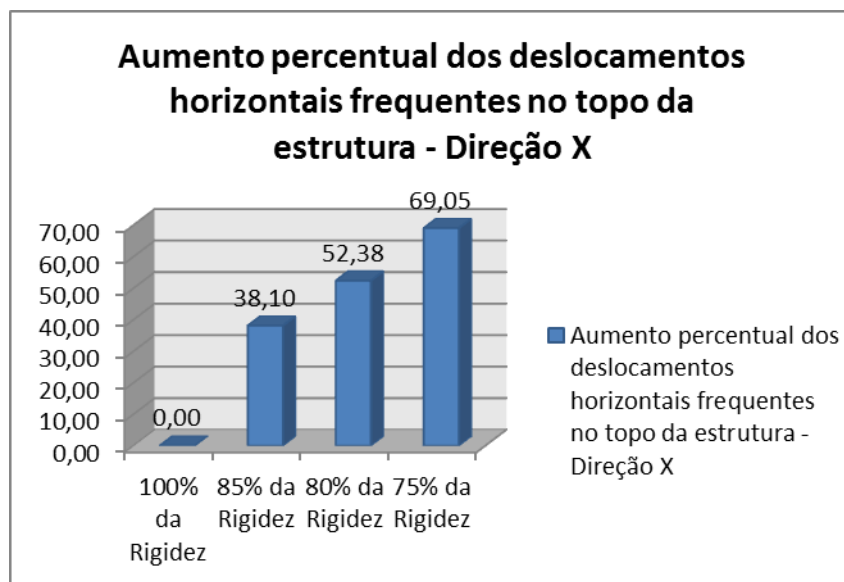


Figura 4 – Gráfico do aumento percentual dos deslocamentos horizontais frequentes no topo da estrutura – Direção X

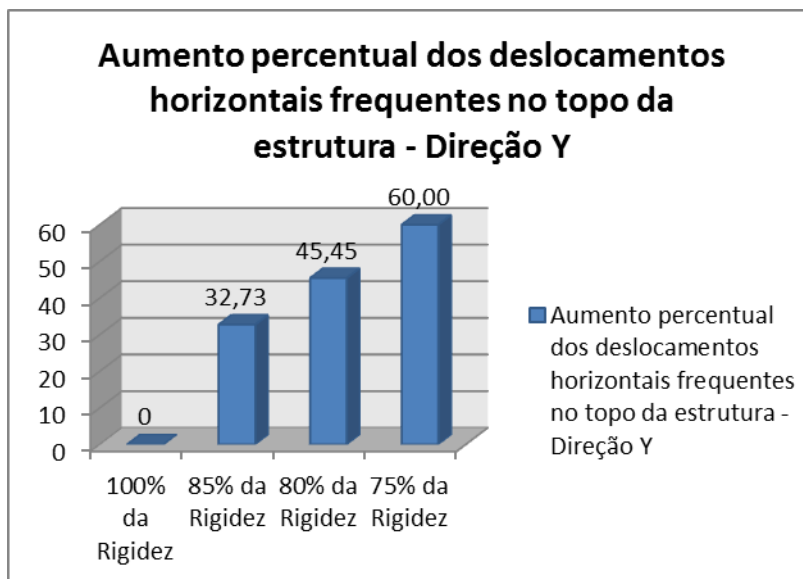


Figura 5 – Gráfico do aumento percentual dos deslocamentos horizontais frequentes no topo da estrutura – Direção Y

Na tabela 5 e nas figuras 4 e 5 estão apresentados os aumentos percentuais dos deslocamentos horizontais (frequentemente) no topo da estrutura para as duas direções. Como pode ser observado, para a direção X o maior aumento, referente à análise com 25% de redução na rigidez das ligações entre vigas e pilares, foi de 69,05%, e para a direção Y foi de 60%.

Isto explica o que ocorreu com os resultados dos momentos de 2ª ordem de cálculo, pois estes momentos foram maiores para a direção X em todas as análises e foram obtidos a partir dos deslocamentos horizontais dos nós do pórtico.

Apesar do aumento dos deslocamentos após as reduções dos engastes, o valor limite de 2,60 cm não foi ultrapassado, sendo o maior valor 0,88 cm, referente à análise com 25% de redução. Além disso, foi verificado que os deslocamentos entre os pavimentos também estiveram dentro dos limites da tabela 13.3 da Norma NBR 6118:2014.

3.4 Comparações das Cargas nas Fundações

Anteriormente, foi demonstrado que após as reduções no engastamento entre as vigas e os pilares ocorreu o aumento dos momentos de 2ª ordem de cálculo para o cálculo do coeficiente Gama-Z devido ao aumento dos deslocamentos horizontais dos nós. O aumento também pode ser constatado ao se analisar as cargas transmitidas pelos pilares para suas respectivas fundações.

As forças normais máximas apresentaram pouca diferença sendo que em alguns pilares elas aumentaram e em outros diminuíram. Já os momentos fletores aumentaram tanto na direção X como na direção Y em todos os pilares, exceto em dois pilares que não

aumentaram para a direção X. Esse aumento nos esforços transmitidos dos pilares para as suas fundações também demonstra a importância da consideração da redução do engaste entre vigas e pilares, pois negligenciar este fato poderia resultar no mau dimensionamento das fundações, podendo ocorrer de serem utilizados esforços menores que os reais para seu dimensionamento.

3.5 Comparações dos Consumos de Materiais

Para completar os objetivos deste trabalho foi realizada a comparação do consumo de materiais para cada dimensionamento, visto que a estrutura foi dimensionada para cada caso de engastamento. Apesar de na tabela 6 serem colocados os consumos de concreto e de área de forma, estes valores são apenas para demonstrar que os quatro dimensionamentos foram realizados sem mudança nas dimensões das peças, ou seja, não existe diferença para estes dados.

Logo, a comparação propriamente dita foi apenas no consumo de aço, pois com as mudanças dos esforços nos elementos ocasionados pela redução do engaste entre vigas e pilares ocorreram variações nos consumos deste material. As vigas e os pilares foram os elementos estruturais onde ocorreram as mudanças mais importantes nos consumos do aço por serem os elementos onde as mudanças foram aplicadas.

Tabela 6 – Consumo dos Materiais

CONSUMO DOS MATERIAIS						
100% da Rigidez						
	Peso total+10% (Kg)			Volume Concreto (m³)	Área de Forma (m²)	Consumo de Aço (Kgf/m³)
	CA50	CA60	Total	C-30		
Vigas	21804,1	4,5	21808,5	266,4	3816,2	81,9
Pilares	15951,1	7211,8	23162,8	343,7	3173	67,4
Lajes	28250,1	10326,6	38576,7	476,9	885,3	80,9
Escadas	1068,6	166,9	1235,5	23,2	233	53,2
Fundações	7817,2	1800,3	9617,4	144,7	251,1	66,5
Reservatórios	1813,9	78,6	1892,5	20,9	154,3	90,8
Total	76704,9	19588,6	96293,5	1275,8	8513	75,5
85% da Rigidez						
Vigas	21088,9	4	21092,9	266,4	3816,2	79,2
Pilares	16189,7	7110,1	23299,8	343,7	3173	67,8
Lajes	27839,2	10689,1	38528,3	476,9	885,3	80,8
Escadas	1090,1	165,9	1256	23,2	233	54,1
Fundações	7858,8	1806,7	9665,6	144,7	251,1	66,8
Reservatórios	1835,2	78,6	1913,8	20,9	154,3	91,8
Total	75901,9	19854,5	95756,4	1275,8	8513	75,1
80% da Rigidez						

Vigas	21091,6	4	21095,6	266,4	3816,2	79,2
Pilares	16198,4	7113,3	23311,7	343,7	3173	67,8
Lajes	27939,5	11011,5	38951,1	476,9	885,3	81,7
Escadas	1090,4	165,4	1255,8	23,2	233	54,1
Fundações	7906,4	1810,5	9716,8	144,7	251,1	67,1
Reservatórios	1842,1	78,6	1920,7	20,9	154,3	92,1
Total	76068,3	20183,3	96251,7	1275,8	8513	75,4
75% da Rigidez						
Vigas	20999,7	3,4	21003,2	266,4	3816,2	78,8
Pilares	16442,8	7096,5	23539,4	343,7	3173	68,5
Lajes	28217,9	11076,5	39294,4	476,9	885,3	82,4
Escadas	932,1	161,9	1094	23,2	233	47,1
Fundações	7937,3	1814,1	9751,4	144,7	251,1	67,4
Reservatórios	1846,8	78,6	1925,4	20,9	154,3	92,3
Total	76376,6	20231	96607,7	1275,8	8513	75,7

As tabelas 7 e 8 mostram as mudanças ocorridas no consumo de aço para vigas e pilares. Para as vigas houve a queda de 3,7% no consumo, sendo o 2ª e o 3ª dimensionamentos praticamente os mesmos. Já para os pilares ocorreu o efeito inverso, apresentando o aumento de 1,6% no consumo de aço.

Tabela 7 – Redução no consumo de aço das vigas

Redução no consumo de aço das vigas		
Análise	Consumo (Kg)	Redução (%)
100% da Rigidez	21808,50	-
85% da Rigidez	21092,90	3,3
80% da Rigidez	21095,60	3,3
75% da Rigidez	21003,20	3,7

Tabela 8 – Aumento no consumo de aço dos pilares

Aumento no consumo de aço dos pilares		
Análise	Consumo (Kg)	Aumento (%)
100% da Rigidez	23162,80	-
85% da Rigidez	23299,80	0,6
80% da Rigidez	23311,70	0,6
75% da Rigidez	23539,40	1,6

No caso das vigas, pode ser afirmado que, apesar da armadura de combate aos momentos positivos ter aumentado após as redistribuições, a redução nas armaduras de combate aos momentos negativos foi maior, ou seja, ocorreu a queda do consumo. Já para os pilares, acredita-se que com o aumento dos efeitos de 2ª ordem foram

necessárias maiores quantidades de aço no dimensionamento destes elementos. Apesar das reduções terem sido aplicadas nas ligações das vigas com as extremidades das barras dos pilares, a maioria dos momentos fletores nestas extremidades não sofreu redução, ou seja, os efeitos de 2ª ordem provocaram o aumento destes momentos.

As lajes também apresentaram diferença no consumo de aço porque seus momentos resultantes sofreram interferências após a redução do engaste das ligações entre vigas e pilares, principalmente nos momentos negativos. As fundações apresentaram pouca diferença no consumo de aço, apesar das diferenças nos momentos apresentadas no item anterior. O reservatório e as escadas também apresentaram pequena diferença no consumo de aço. Essas diferenças nestes elementos estruturais demonstram como o modelo de pórtico espacial é um modelo integrado em que todos os elementos estão inter-relacionados, o que colabora para a migração dos esforços de um elemento para o outro.

A tabela 6 também mostra a relação entre o consumo de aço e o consumo de concreto e como pode ser observado o dimensionamento que teve o menor valor desta relação, e consequentemente o menor consumo de aço total, foi o dimensionamento com 15% de redução da rigidez entre vigas e pilares, sendo este valor de 75,1 Kg/m³. A redução do consumo de aço desse dimensionamento em relação ao dimensionamento sem a redução do engaste entre as vigas e os pilares foi de 573,1 Kg de aço. Isto significaria uma economia para o orçamento da estrutura.

4 Conclusões

Diante dos resultados alcançados com o desenvolvimento deste trabalho foi possível observar os efeitos causados pela redução da rigidez da ligação entre vigas e pilares da estrutura de um edifício, em concreto armado, calculada pelo modelo de pórtico espacial. Como já esperado, esses efeitos ocorreram tanto nestes elementos estruturais, onde foi aplicada a mudança, como em todo o resto da estrutura.

O comportamento semirrígido das ligações influenciou, de fato, o comportamento da estrutura como um todo, pois foram constatadas mudanças na estabilidade global da edificação, no deslocamento horizontal do topo da estrutura, nos esforços transmitidos para as fundações e nos consumos de aço, após a análise do edifício e o dimensionamento dos elementos estruturais. Apesar das modificações terem ocorrido somente nas ligações entre as vigas e os pilares, foram constatadas interferências ao longo de todos os elementos estruturais, e consequentemente, nos valores dos consumos de aço. Isto demonstra como o modelo de pórtico espacial possibilita a transferência de esforços entre os elementos estruturais após a redistribuição dos esforços.

A rotação relativa entre viga e pilar é devido ao alongamento da armadura tracionada da viga correspondente ao comprimento de ancoragem dentro do pilar e à deformação por flexão da extremidade da viga na região de descontinuidade, conforme Ferreira (1999 apud ALVA et al., 2009, p.7). Este modelo teórico ainda contempla a não linearidade física causada pela fissuração da viga. Além disso, segundo Miotto (2002), a deformabilidade

das ligações nas extremidades dos elementos da estrutura promove uma modificação na rigidez dos elementos, gerando uma redistribuição dos esforços e deslocamentos ao longo de toda a estrutura.

Em estruturas hiperestáticas, como a do edifício utilizado neste trabalho, ocorre a redistribuição dos esforços internos para trechos adjacentes antes não aproveitados. Esta redistribuição só é possível caso a posição da linha neutra atenda certos limites estabelecidos pela Norma NBR 6118:2014. Quanto menor for o valor da relação entre a linha neutra e a altura útil, menor será a área de concreto comprimido e maior será a contribuição do aço na resistência da peça, que por ser um material mais dúctil que o concreto permite uma maior redistribuição dos esforços.

Portanto, o desenvolvimento deste trabalho demonstrou como é importante o entendimento e a avaliação correta dos parâmetros associados à rigidez das ligações entre vigas e pilares, não podendo ser negligenciados pelos profissionais que utilizam programas computacionais para elaborar projetos estruturais, pois a redução da rigidez dessas ligações provoca influências em toda a estrutura e deve ser realizada conforme as recomendações normativas.

5 Referências

ALVA, G. M. S. **Estudo teórico-experimental do comportamento de nós de pórtico de concreto armado submetidos a ações cíclicas**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2004. Disponível em: <

<http://www.teses.usp.br/teses/disponiveis/18/18134/tde-17052006-150221/pt-br.php> >.

Acesso em: 5 de jun. 2016.

ALVA, G. M. S. et al. Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v.2, n.4, p. 356 – 379, 2009. Disponível em: <

http://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/riem/volume2_n4.asp >. Acesso

em: 6 jun. 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014. CARVALHO, R. C.; FIGUEIREDO, F. J. R. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usuais de Concreto Armado: segundo a NBR 6118:2003**. 3ed. São Carlos: Editora UFSCar, 2007.

FERREIRA, M.A. **Deformabilidade de ligações viga-pilar de concreto pré-moldado**. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999. Disponível em: <

http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1999DO_MarcelodeAraujoFerreira.pdf >

Acesso em: 3 jun. 2016.



Anais do 59º Congresso Brasileiro do Concreto
CBC2017
Outubro-Novembro / 2017



@ 2017 - IBRACON - ISSN 2175-8182

MIOTTO, A.M. **Ligações viga-pilar de estruturas de concreto pré-moldado: análise com ênfase na deformabilidade ao momento fletor.** Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2002. Disponível em:
<
http://site.abcic.org.br/pdf/PCT12_Miotto.pdf > Acesso em: 3 jun. 2016.