

## Análise da influência de ligações viga-pilar semirrígidas em estrutura monolítica de concreto armado

### Analysis of the semi-rigid beam-column connections in monolithic structures of reinforced concrete

*Pablo Pol Saraiva(1); Deise Boito(2)*

1 Universidade de Passo Fundo, Brasil. E-mail: pablopsaraiva@gmail.com

2 Universidade de Passo Fundo, Brasil. E-mail: dboito@upf.br

**Revista de Engenharia Civil IMED**, Passo Fundo, vol. 5, n. 1, p. 102-120, Jan.-Jun. 2018 - ISSN 2358-6508

[Recebido: Novembro 28, 2017; Aceito: Junho 07, 2018]

DOI: <https://doi.org/10.18256/2358-6508.2018.v5i1.2304>

#### Endereço correspondente / Correspondence address

Pablo Pol Saraiva  
Avenida Presidente Vargas 1325, São Cristóvão, Apto 301,  
Passo Fundo/RS, Brasil

Sistema de Avaliação: *Double Blind Review*  
Editora-chefe: Luciana Oliveira Fernandes

Como citar este artigo / How to cite item: [clique aqui! / click here!](#)

## Resumo

Na presente pesquisa foram avaliadas as influências da redução na rigidez das ligações viga-pilar, como escolha de projeto em estruturas monolíticas de concreto armado. A pesquisa possui caráter quantitativo através do estudo de caso de uma edificação residencial de 7 pavimentos utilizando o *software* Eberick. O dimensionamento inicial consistiu na estrutura (denominada “estrutura modelo”) com as ligações rígidas, após aplicou-se a redução na rigidez de (5%, 10%, 15%, 20% e 25%) entre as ligações viga-pilar, mantendo-se as mesmas características (concepção estrutural, carregamentos e dimensões dos elementos) da estrutura modelo. Com os resultados obtidos foram comparados os parâmetros de estabilidade global, redistribuição dos esforços, taxa de armadura nos pilares e consumo de aço total da edificação. Através dos resultados conclui-se, que a rigidez entre as ligações tem influência direta no desempenho de uma estrutura e é uma alternativa a ser utilizada de maneira criteriosa em projetos estruturais.

**Palavras-chave:** Concreto Armado. Dimensionamento. Ligações Monolíticas. Rigidez. Viga-pilar.

## Abstract

On this study the influences of the reduction in the rigidity of the beam-column connections was evaluated as a choice of design in monolithic structures of reinforced concrete. The research has a quantitative character through the case study of a 7 floors residential building using Eberick software. The design started with a rigid connections structure (denominated “model structure”), after that, the rigidity between beam-column connections was reduced (5%, 10%, 15%, 20% and 25%) keeping the same characteristics (the structural design, loads and elements dimensions) of the model structure. Based on the obtained results is possible to conclude that that the rigidity between connections influences directly on a structure performance and is an alternative to be used judiciously in structural projects.

**Keywords:** Concrete. Structural Design. Monolithic Connections. Rigidity. Beam-Column.

## 1 Introdução

O comportamento real de uma estrutura é de difícil previsão. Entre o cálculo e a execução são diversos os fatores que podem influenciá-lo. Isso pode ser verificado nos coeficientes de segurança aplicados no cálculo de uma estrutura no intuito de diminuir as incertezas que cercam um projeto estrutural.

Algo muito complexo em estruturas monolíticas de concreto armado são as ligações entre vigas e pilares, pois seu comportamento é de difícil determinação, já que nesta zona se concentram diferentes esforços.

Estudos na área comprovam que o comportamento real das ligações difere do que se supõe em cálculo, pois ocorrem deslizamentos da armadura, fissuras e rotações relativas que levam a uma perda de rigidez na ligação (ALVA; FERREIRA; EL DEBS, 2009).

Tal perda de rigidez leva a uma redistribuição dos esforços nos elementos, a rigidez entre a viga e o pilar não é mais total, como previsto em projeto. Por consequência, a redistribuição pode levar a maiores e menores taxas de armadura nos elementos. Também, como a rigidez possui ligação direta com a estabilidade global, a perda entre as ligações, possui um efeito desfavorável neste ponto.

Diante do exposto, o presente trabalho, consiste em avaliar uma estrutura em concreto armado de um edifício residencial de múltiplos pavimentos, variando-se a rigidez dos nós, aplicando-se nós semirrígidos de modo a verificar quais os impactos no comportamento da estrutura de concreto armado em relação a estabilidade global, redistribuição dos esforços, taxa de armadura nos pilares e consumo de aço total da edificação.

## 2 Método

Esta pesquisa possui caráter quantitativo, a metodologia utilizada foi o estudo de caso de uma edificação residencial de múltiplos pavimentos, inserida na cidade de Passo Fundo - RS.

Para alcançar o objetivo elencado nesta pesquisa, a mesma foi dividida em duas etapas. Sendo elas:

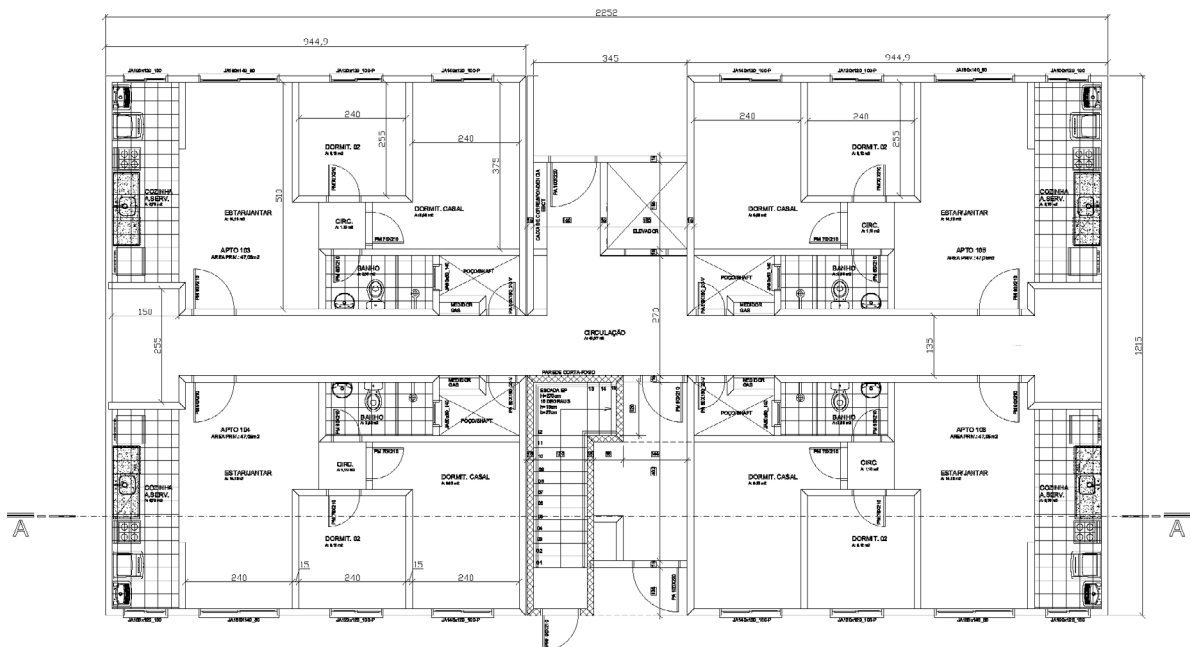
Etapa I: Consiste em dimensionar toda a estrutura do edifício exemplo; edifício residencial em concreto armado, utilizando-se o *software* Eberick V8 considerando-se todas as vinculações dos nós como rígidas, e definindo-se então como modelo 01 (M01-estrutura rígida). Após através da mesma estrutura, mantendo-se as mesmas configurações, dados, dimensões dos elementos, e concepção estrutural, alterou-se a vinculação dos nós da estrutura, de rígidos para semirrígidos, variando-se os valores da rigidez das ligações vigas-pilares.

Destaca-se que o *software* Eberick V8 apresenta seus parâmetros de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2003), no entanto, o mesmo teve seus parâmetros atualizados para NBR 6118 (ABNT, 2014), sendo que as normas supracitadas não apresentam diferenças nos critérios avaliados nesta pesquisa.

Etapa II: Na segunda etapa fez-se a comparação dos resultados obtidos bem como verificou-se os limites da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) para o coeficiente gama z e para a redistribuição dos esforços.

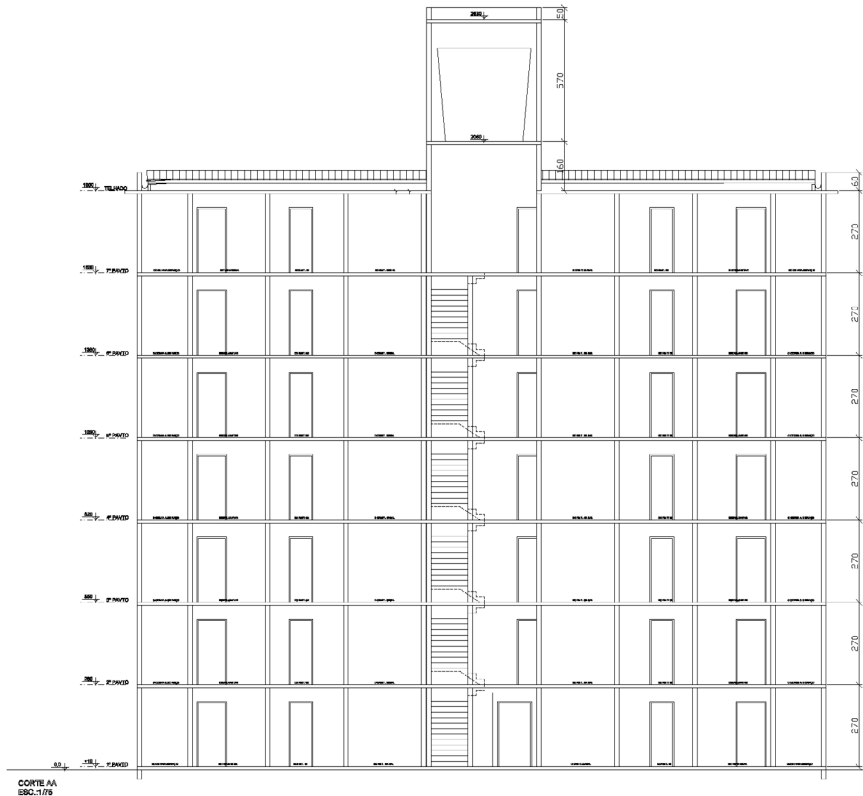
A edificação exemplo utilizada para a pesquisa, foi um edifício exclusivamente residencial, composto por pavimento térreo, 6 pavimentos tipos e casa de máquinas, sendo que o pavimento térreo é igual aos demais pavimentos tipos. A edificação não possui subsolo, as vagas de garagem localizam-se no pátio, sendo composta por 4 apartamentos por andar, conforme ilustrado na Figura 1 e altura de pé esquerdo de 2,70 m (de piso a piso), conforme ilustrado na Figura 2.

**Figura 1.** Projeto Arquitetônico (Planta baixa)



Fonte: Autores (2017).

**Figura 2.** Projeto Arquitetônico (corte AA).



**Fonte:** Autores (2017).

Foram seguidos os parâmetros de dimensionamento estabelecidos nas respectivas normas e inseridos diretamente no software.

A edificação foi dimensionada em concreto armado de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014) utilizando-se: resistência característica do concreto à compressão ( $f_{ck}$ ) de 30 MPa e classe de agressividade ambiental II (Urbano) respeitando o cobrimento mínimo da armadura dos elementos laje, viga e pilar; os quais são de 25, 30 e 30 mm respectivamente.

Os valores referentes aos carregamentos verticais foram elencados de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 1980). A Tabela 2 da norma estabelece que a carga acidental para edifícios residenciais é de 1,5 kN/m<sup>2</sup> para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro, e 2 kN/m<sup>2</sup> para despensa, área de serviço e lavanderia. Neste sentido, as cargas acidentais foram inseridas sobre as lajes.

As cargas de paredes sobre vigas e lajes e de revestimentos foram consideradas nas cargas permanentes. Para estas o peso específico foi retirado da Tabela 1 da NBR 6120 (ABNT, 1980).

Além disso, foi considerada a ação variável horizontal devido ao vento. A definição da pressão dinâmica do vento, seguiu conforme NBR 6123 (ABNT, 1988), sendo de acordo com a norma, a velocidade básica do vento para a região de 45 m/s. O software determina automaticamente a pressão dinâmica, sendo necessário somente

inserir as características do terreno e da edificação. A edificação está inserida, em zona urbanizada, em terreno plano e com a maior dimensão de 26,30 metros.

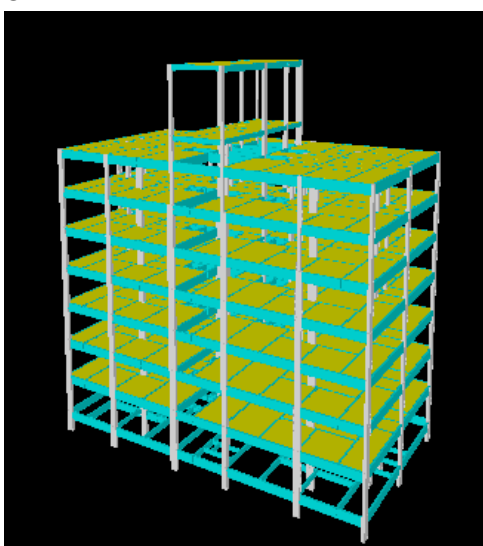
A concepção da estrutura foi elaborada a partir de um pré-dimensionamento. Partiu-se de dimensões de 15x40 cm para pilares e 14x30 cm para vigas. A atribuição se justifica pelo fato de que durante o lançamento da estrutura procurou-se respeitar o projeto arquitetônico de modo a não interferir na estética da estrutura. As lajes utilizadas foram do tipo maciça e com espessura de 10 cm. Atribui-se às fundações blocos com estacas, onde a ligação entre o pilar e bloco foi considerada como rígida, a fim de diminuir os deslocamentos na estrutura.

Por conseguinte, após o processamento da estrutura, verificou-se os elementos, fazendo adaptações na estrutura tais como: alterações nas seções dos elementos, mudanças na concepção da estrutura, entre outras, a fim de que todos os elementos fossem dimensionados obedecendo-se os limites da NBR 6118 (ABNT, 2014) para o estado limite último e de serviço. O procedimento inverso também foi realizado, ou seja, os elementos que apresentaram seções superdimensionadas foram otimizados a fim de se obter uma estrutura mais econômica, realizando-se também, onde foi possível, o engarrafamento dos pilares.

Devido a estrutura apresentar maior esbeltez na direção “y”, a mesma apresentou 18 pilares com sua maior inércia na direção “y” e 14 na direção “x” a fim de conferir maior rigidez no sentido crítico da edificação.

Portanto, após diversos processamentos chegou-se na estrutura desejada para a realização das análises, ou seja, com todos os elementos dimensionados e a estrutura classificada como de nós fixos ( $\gamma_z$  de 1,06 em ambas as direções “x” e “y”), composta por trinta e dois pilares, como mostra o pórtico 3D da estrutura, na Figura 3.

**Figura 3.** Pórtico 3D da estrutura



**Fonte:** Autores (2017).

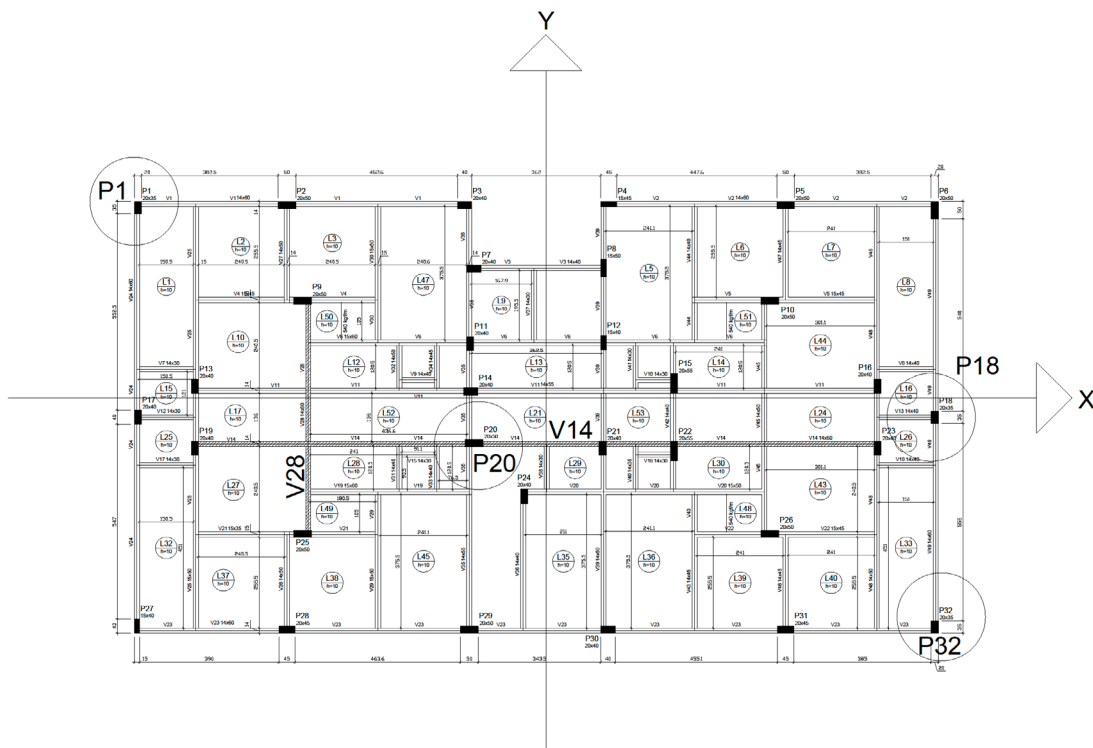
Tendo a estrutura modelo como base e então mantendo-se a concepção estrutural, as mesmas configurações, dados, dimensões dos elementos e carregamentos, alterou-se as vinculações das ligações entre vigas e pilares para semirrígidas. Constituiu-se então outros cinco modelos da estrutura, onde cada modelo recebeu uma redução na rigidez em todas as ligações viga-pilar na ordem de 5%, 10%, 15%, 20% e 25%, respectivamente.

Destaca-se que os percentuais escolhidos são referentes à redução da rigidez na ligação e não diretamente na redistribuição dos esforços, pois a NBR 6118 (ABNT, 2014) no item 14.6.4.3 traz limites para a redistribuição dos esforços, onde os valores para a redistribuição ficam limitados a 10% para estruturas de nós móveis e 25% para estruturas de nós fixos.

Por fim, verificou-se o comportamento da estrutura frente as vinculações, de rígidas aos diferentes valores para nós semirrígidos, verificando o deslocamento no topo da edificação, a redistribuição dos esforços, a taxa de armadura nos pilares, e consumo de aço na edificação.

O primeiro comparativo se deu em relação ao deslocamento horizontal da edificação onde foram comparados, para o estado limite último, os valores obtidos no coeficiente gama z, nas direções x e y, ilustradas na Figura 4. Em seguida fez-se o comparativo (para o estado limite de serviço) do valor numérico do deslocamento horizontal da edificação, comparando-o com os limites estabelecidos por norma.

**Figura 4.** Posição em planta dos elementos estruturais analisados



Fonte: Autores (2017).

O segundo comparativo foi realizado verificando a redistribuição de esforços nas vigas, onde observou-se um trecho da viga V14 (a viga com maior momento fletor na direção “x” da edificação) e a viga V28 (viga com maior momento fletor na direção “y” da edificação), nestas observou-se também a variação do momento positivo no vão e o momento de engastamento da ligação viga-pilar. O comparativo entre os modelos foi realizado entre a viga V14 e V28, do segundo pavimento e do sétimo pavimento, a fim de verificar a influência da altura da edificação em relação a variabilidade da redistribuição dos esforços. Também foi verificado o critério da NBR 6118 (ABNT, 2014) para a redistribuição dos esforços nas vigas analisadas indicadas na Figura 4.

O terceiro comparativo se deu em função da taxa de armadura nos pilares. Para isso analisou-se pilares em diferentes posições na estrutura, tais como: Pilar P1 (na extremidade superior da estrutura), pilar P32 (na extremidade inferior), pilar P20 (no centro da estrutura e pilar de maior carga) e pilar P18 (lateral e centralizado). As posições dos pilares em planta estão representadas na Figura 4.

Para todos os pilares os comparativos foram realizados na prumada do térreo e da cobertura, a fim de mensurar a influência ao decorrer da prumada.

E por fim, o quarto comparativo foi em relação ao consumo de aço na estrutura, com o intuito de verificar o impacto geral nos elementos devido a redistribuição dos esforços.

### 3 Resultados e discussões

A seguir serão representados os resultados obtidos, bem como a interpretação e justificativa dos mesmos, onde buscou-se através das bibliografias explicações plausíveis para os resultados.

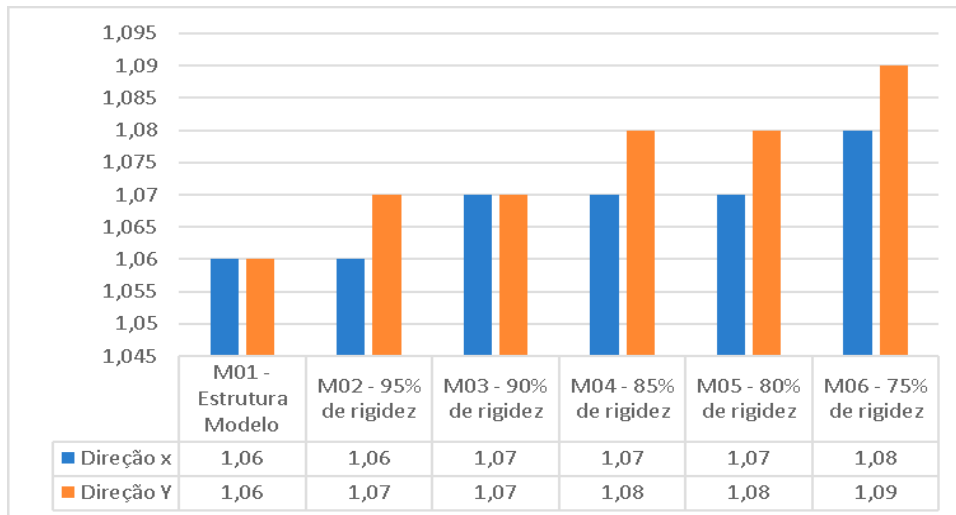
Cada modelo da estrutura, a estrutura de nós rígidos e as demais com nós semirrígidos (5%, 10%, 15%, 20% e 25%), foram denominadas como M01, M02, M03, M04, M05 e M06 respectivamente, para fins de comparação.

#### 3.1 Estabilidade global da estrutura

Conceitualmente a estabilidade global de uma edificação está intimamente ligada à sua rigidez. Conforme citado por Santos (2016) a estabilidade de uma estrutura está relacionada a absorção dos efeitos provocados pelo deslocamento dos seus nós. Portanto ao se reduzir a rigidez entre as ligações o resultado esperado é de que os deslocamentos da estrutura aumentassem, onde o mesmo se validou, como podemos ver na Figura 5, onde o parâmetro para o deslocamento foi o coeficiente gama z.



**Figura 5.** Variação do coeficiente gama z



**Fonte:** Autores (2017).

Como pode ser verificado, houve um aumento considerável entre o coeficiente gama z da estrutura com as ligações rígidas e os demais modelos.

As combinações que geraram os maiores coeficientes nas direções x e y, estão ilustradas respectivamente abaixo:

$$\text{Equação 1: } 1.4G_1+1.4G_2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V_1$$

$$\text{Equação 2: } 1.4G_1+1.4G_2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V_3$$

**Onde:**

G1= peso próprio

G2= adicional

S= solo

Q= acidental

A= água

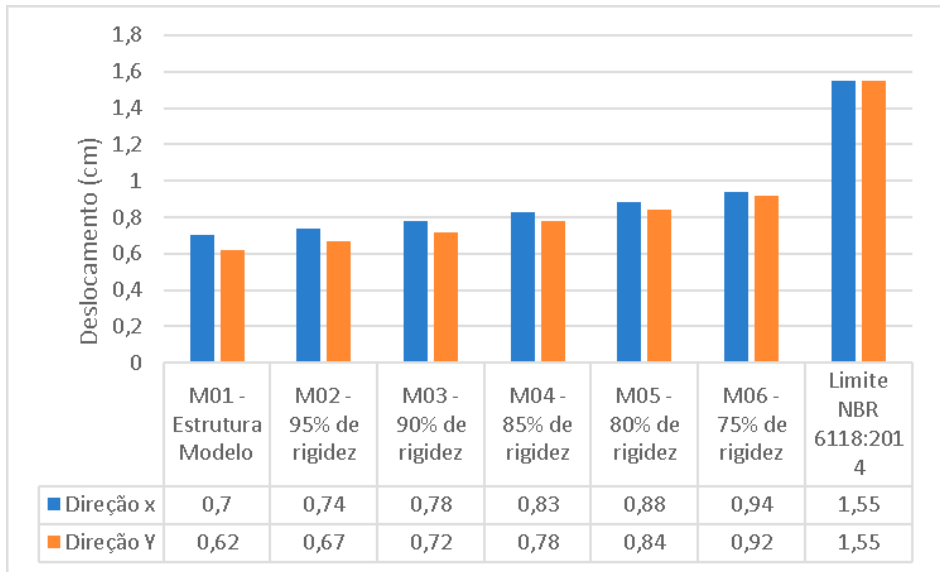
V1= vento 0° (direção x)

V3= vento 90° (direção y)

A estrutura com redução de 25% na rigidez das ligações viga-pilar, denominada como (M06), obteve o maior deslocamento, no entanto manteve a classificação de nós fixos segundo a NBR 6118 (ABNT, 2014), ou seja, apresentou gama z inferior a 1,10, não sendo, portanto, necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem em nenhum dos modelos analisados, conforme preconiza a norma.

Apesar de alguns modelos não terem apresentado variação no coeficiente gama z, foi verificado o deslocamento horizontal no topo da edificação para o estado limite de serviço, porém ficaram dentro dos limites da norma NBR 6118 (ABNT, 2014) de H/1700 (onde H é a altura da edificação), como estão ilustrados na Figura 6.

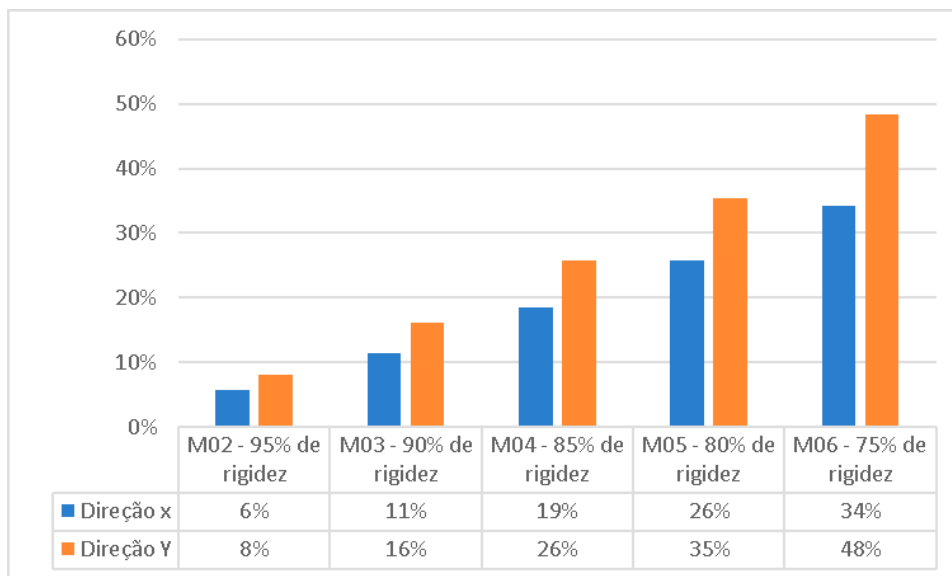
**Figura 6.** Deslocamento horizontal no topo da edificação



Fonte: Autores (2017).

Para que fique mais claro a grandeza da variabilidade do deslocamento, na Figura 7, estão ilustrados os percentuais de variação do deslocamento horizontal no topo da edificação dos modelos, em relação à estrutura rígida. No modelo M06, que apresentou maior deslocamento horizontal, a diferença chegou a 48% na direção “y” (direção mais esbelta da edificação).

**Figura 7.** Percentual de variação dos deslocamentos em relação à estrutura rígida.



Fonte: Autores (2017).

Santos (2016) realizou análises semelhantes em quatro edificações, mantendo a seção dos pilares constantes e seção da edificação quadrada. Analisou edificações de 19, 15, 10 e 5 pavimentos, e fez o comparativo do deslocamento horizontal no topo da edificação, verificando que a influência da flexibilidade dos nós é maior nas edificações mais altas, e que quanto maior a flexibilidade maior foi o deslocamento.

Como a edificação em estudo apresenta 7 pavimentos, porém com seção dos pilares variáveis e com esbelteza maior em uma das direções, não é possível um comparativo adequado, todavia pode-se identificar o mesmo comportamento da edificação em estudo, nas edificações apresentadas por Santos (2016).

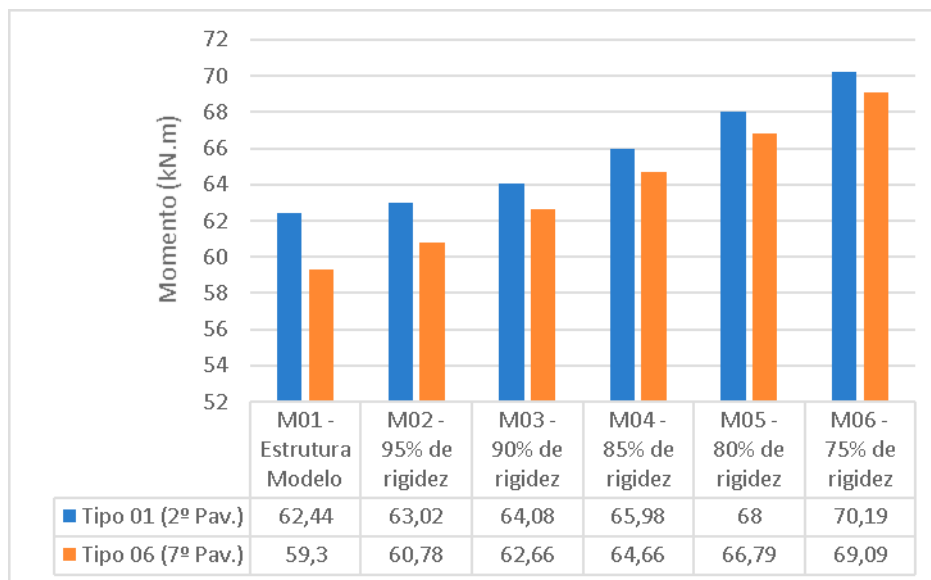
Com os resultados obtidos, pode-se verificar que ao reduzir a rigidez nas ligações, aumenta-se o deslocamento horizontal no topo da edificação, isto porque segundo Santos (2016) as ligações se tornam menos rígidas a flexão e permite-se uma maior rotação nos nós gerando um aumento na deslocabilidade da estrutura.

### 3.2 Redistribuição dos esforços nas vigas

Segundo Moncayo (2011), as redistribuições dos esforços ocorrem devido aos mesmos tenderem às áreas mais rígidas, com isso, ao se reduzir a rigidez em uma ligação o resultado esperado é de que o momento de engastamento (momento negativo) na ligação viga-pilar seja reduzido, enquanto o momento positivo no meio do vão aumente.

Para o comparativo foi selecionado o trecho da viga V14 (viga mais solicitada na direção “x”) e viga V28 (viga mais solicitada na direção “y”), no segundo pavimento e no sétimo pavimento. A seguir na Figura 8 estão representados os valores obtidos para o momento positivo máximo atuante no vão da viga V14.

**Figura 8.** Comparativo entre os momentos positivos máximos V14

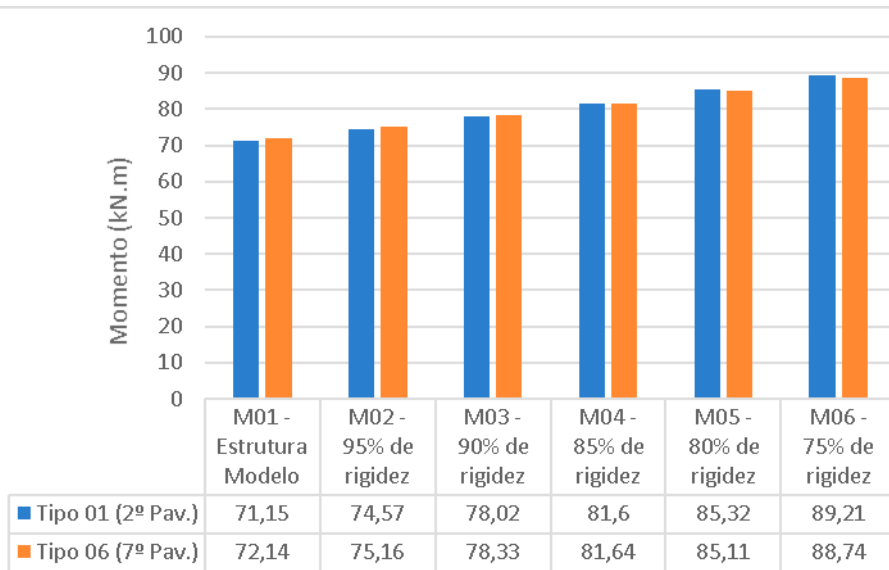


**Fonte:** Autores (2017).

Como era o esperado, o momento positivo no meio do vão, é inversamente proporcional à redução da rigidez na ligação, isto se dá pelo fato de que o meio do vão passa a apresentar maior rigidez que a ligação, e os esforços tendem ao mesmo, ratificando o conceito apresentado por Moncayo (2011).

O mesmo comportamento pode ser percebido na viga V28, representado na Figura 9.

**Figura 9.** Comparativo entre os momentos positivos máximos V28



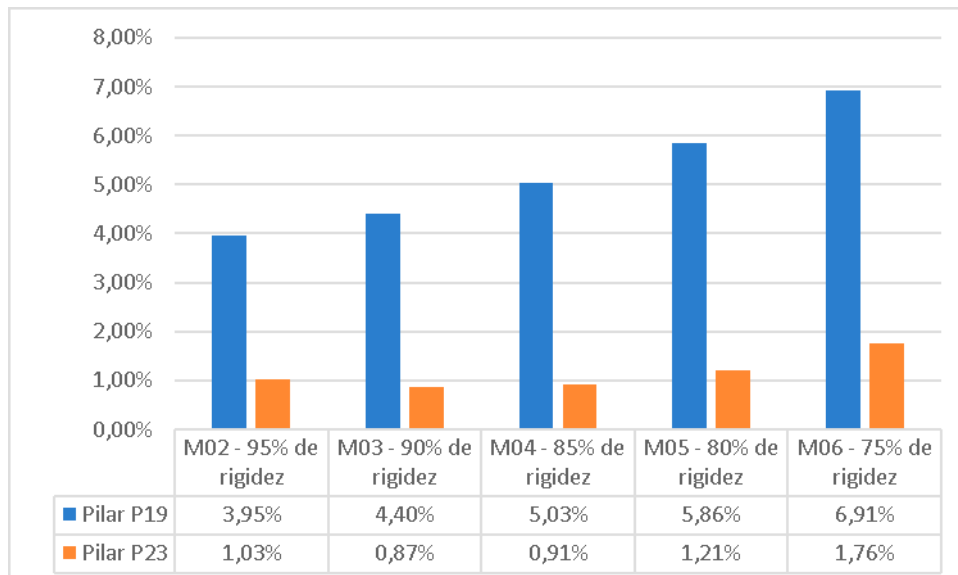
**Fonte:** Autores (2017).

Como pode ser notado, quanto maior a redução da rigidez na ligação, maior o momento positivo no vão da viga. Fica mais claro a variabilidade na viga V28; no entanto, a mesma apresenta vão único entre pilares e está na posição crítica do vento, já a viga V14 apresenta vãos variados e a redistribuição dos esforços é menos evidente, conquanto a redistribuição se torna mais complexa.

Devido a amostragem de vigas analisadas ser muito pequena, não há a possibilidade de tirar conclusões em relação a variabilidade dos momentos fletores e a altura da edificação. Isso porque a redistribuição de esforços ocorre em toda a estrutura e não somente nos pórticos analisados, como pode-se notar na viga V14, a maior variabilidade do momento fletor ocorre no sétimo pavimento, enquanto a viga V28 apresenta no segundo pavimento. Sendo que cada estrutura tem suas peculiaridades; Santos (2016) ao analisar as diferentes estruturas de 19 e 05 pavimentos, encontrou maior variabilidade nos momentos fletores nas vigas da estrutura de 19 pavimentos, ou seja na estrutura de maior altura.

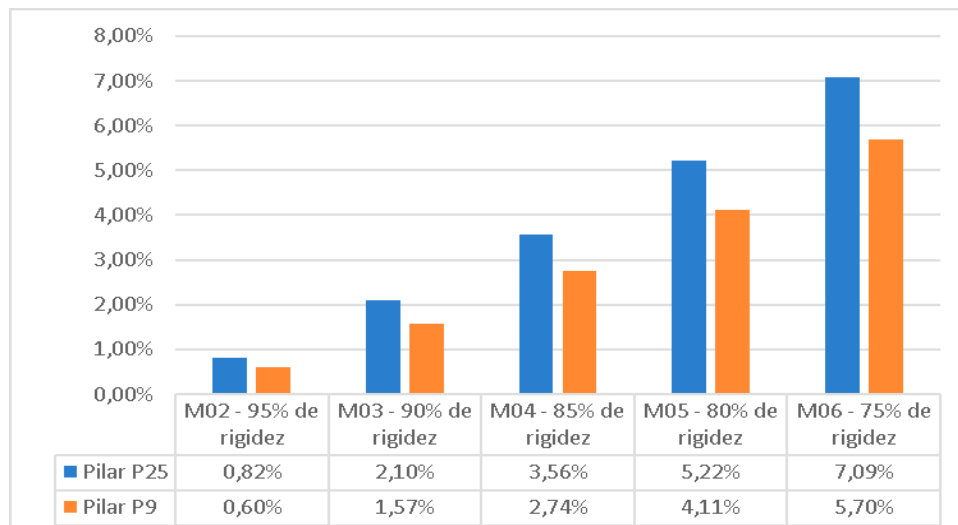
Para verificar a variabilidade no momento de engastamento da ligação, comparou-se o a viga V14 e dois de seus apoios os pilares P19 e P23 no segundo pavimento e para a viga V28 e seus apoios os pilares P25 e o P9 no sétimo pavimento. Foi notado que os momentos de engastamento foram reduzindo, conforme reduziu-se a rigidez das ligações, nas Figuras 10 e 11, estão representados os percentuais de redução do momento de engastamento em relação a estrutura rígida.

**Figura 10.** Redução do momento de engastamento (-) viga V14 em relação à estrutura rígida



Fonte: Autores (2017).

**Figura 11.** Redução do momento de engastamento (-) viga V28 em relação à estrutura rígida



Fonte: Autores (2017).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 14.6.4.3 traz limites para redistribuição dos esforços, na redução do momento de engastamento na ligação viga-pilar, sendo permitido a redução máxima de 25% para estruturas de nós fixos e 10% em estruturas de nós móveis. Como mostrado anteriormente todos os modelos da estrutura foram classificados como de nós fixos, portanto, como o maior percentual de redução ocorreu na viga V28 do sétimo pavimento com o modelo M06, e este apresentou uma redução de somente 7,09% no momento fletor da ligação em relação a estrutura rígida, este critério da NBR 6118 (ABNT, 2014) foi então atendido nestas vigas analisadas.

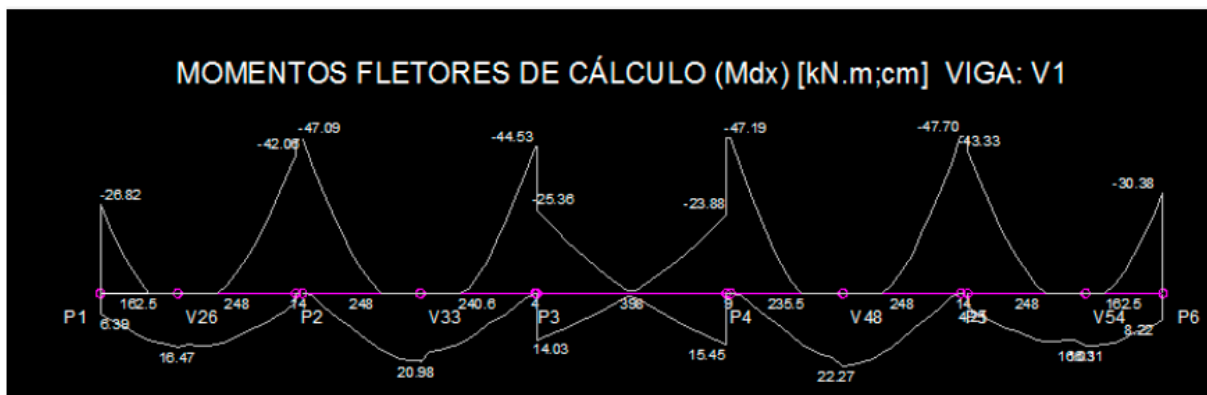
### 3.3 Influência nos pilares

Nos pilares o comparativo se deu em função da taxa de armadura nos elementos. O resultado esperado era de que conforme se reduzisse a rigidez na ligação, a taxa de armadura nos pilares também reduzisse conforme o conceito apresentado por Moncayo (2011) de que ao se reduzir a rigidez em uma ligação os esforços tendem a migrar para as áreas mais rígidas, levando a um menor momento de engastamento transferido pela ligação viga-pilar.

O pilar de canto P1, não apresentou variabilidade em sua taxa de armadura devido a mesma ter sido a mínima, tanto no térreo quanto na cobertura. No entanto, houve um pequeno aumento no momento fletor atuante na prumada do pilar conforme a redução da rigidez nos três primeiros pavimentos da edificação; o que acaba por contrariar o conceito de Moncayo (2011), como pode ser verificado nos diagramas de momentos representados pelas Figuras 12 e 13.

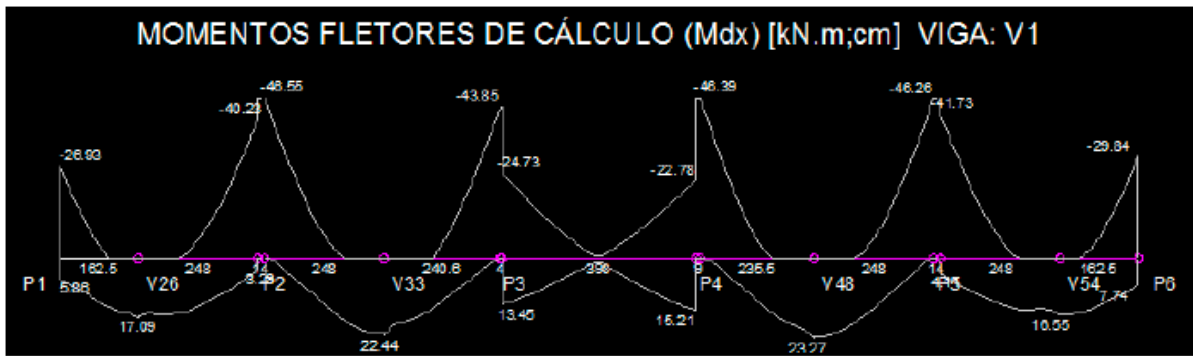
Verificando o momento de engastamento do pilar P1 e a viga V1, para o nó rígido e o nó com 5% de redução em sua rigidez fica evidenciado que não ocorreu a redução no momento de engastamento e sim houve um pequeno aumento de 26,82 kN.m para 26,93 kN.m.

**Figura 12.** Diagrama de momentos fletores viga do térreo apoiada no pilar P1 (M01 - Estrutura rígida)



Fonte: Autores (2017).

**Figura 13.** Diagrama de momentos fletores viga térreo apoiada no pilar P1 – (M02 – 95% da rigidez nas ligações)



Fonte: Autores (2017).

Como pode-se verificar, a redução na rigidez da ligação provocou um aumento no momento de engastamento (mesmo que muito pequeno cerca de 0,4%). Isto ocorreu do 1º ao 3º pavimento. Porém neste pilar no 4º pavimento o momento de engastamento já fica reduzido, conforme se reduz a rigidez na ligação.

Para evidenciar este comportamento foram retiradas as relações Mrd/Msd (momento resistente de cálculo pelo momento solicitante de cálculo) do pilar P1.

**Tabela 1.** Análise dos momentos fletores atuantes no pilar P1

| Modelo / Pavimento    | Relação Mrd/Msd |      |      |      |      |      |      |
|-----------------------|-----------------|------|------|------|------|------|------|
|                       | 1º              | 2º   | 3º   | 4º   | 5º   | 6º   | 7º   |
| M01 -Estrutura Modelo | 1,31            | 1,15 | 1,12 | 1,18 | 1,19 | 1,16 | 1,06 |
| M02 - 95% de rigidez  | 1,28            | 1,14 | 1,11 | 1,18 | 1,19 | 1,16 | 1,06 |
| M03 - 90% de rigidez  | 1,24            | 1,12 | 1,1  | 1,18 | 1,2  | 1,17 | 1,07 |
| M04 - 85% de rigidez  | 1,19            | 1,1  | 1,1  | 1,19 | 1,21 | 1,18 | 1,08 |
| M05 - 80% de rigidez  | 1,15            | 1,09 | 1,1  | 1,19 | 1,22 | 1,19 | 1,1  |
| M06 - 75% de rigidez  | 1,1             | 1,07 | 1,1  | 1,2  | 1,23 | 1,21 | 1,12 |

Fonte: Autores (2017).

Quanto maior a relação Mrd/Msd menor é o momento atuante na seção, portanto pode-se verificar na Tabela 1, que o pilar P1 apresentou um aumento do momento fletor solicitante nos três primeiros pavimentos, conforme se reduziu a rigidez nas ligações viga-pilar.

Tal comportamento ficou mais evidente no primeiro e no segundo pavimento e com as ligações mais flexíveis, porém no quarto pavimento isto já se inverte e o momento fletor transferido para o pilar vai sendo reduzido conforme se reduz a rigidez na ligação.

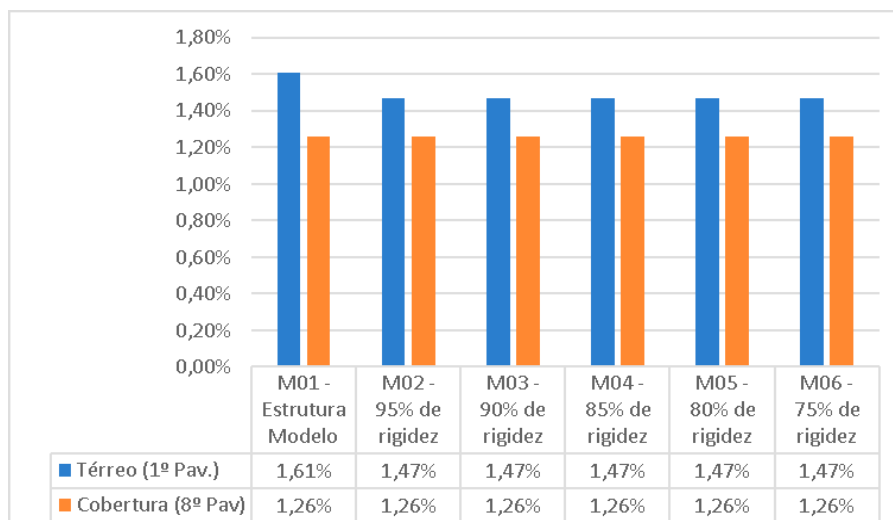
Os pilares P32 de canto e P18 de extremidade apresentaram comportamento semelhante ao pilar P1, a diferença é que os momentos fletores atuantes nos pilares se invertem, em relação a estrutura rígida, em outro pavimento. Destaca-se que quanto maior a redução na rigidez da ligação maior foi o momento fletor atuante no pilar, ou seja, efeito totalmente contrário ao esperado. Isto retrata a complexidade de uma

estrutura e como a redistribuição de esforços deve ser avaliada, pois caso contrário o emprego de nós semirrígidos pode trazer resultados contrários aos esperados.

A diferença na obtenção dos resultados se verifica, pois, pilares com rigidezes menores são mais influenciados com a alteração da rigidez na ligação, também a redistribuição dos esforços tem grande relação com a concepção estrutural (SANTOS, 2016).

No pilar centralizado e de maior carga P20, fez-se a comparação da taxa de armadura entre os modelos. Verificou-se no térreo e na cobertura, como pode ser visto na Figura 14, que o pilar apresentou o efeito esperado em relação a redistribuição de esforços, com redução em sua taxa de armadura devido ao menor momento fletor transmitido na ligação. No entanto, houve uma redução somente entre a ligação rígida (M01) e as semirrígidas. Entre os demais modelos (ligações semirrígidas) não houve alteração, sendo que para a cobertura não reduziu em nenhum dos modelos.

**Figura 14.** Taxa de armadura pilar P20



Fonte: Autores (2017).

Entre os modelos realizados nesta pesquisa, destaca-se que o pilar P27 (pilar de canto) não apresentou resistência suficiente frente as solicitações no segundo pavimento do modelo M06. Neste caso haveria a necessidade de aumentar sua seção, justificando tal efeito devido ao comportamento apresentado por alguns pilares, conforme ilustrado anteriormente na Tabela 1 em relação ao pilar P1.

### 3.3 Consumo de aço na edificação

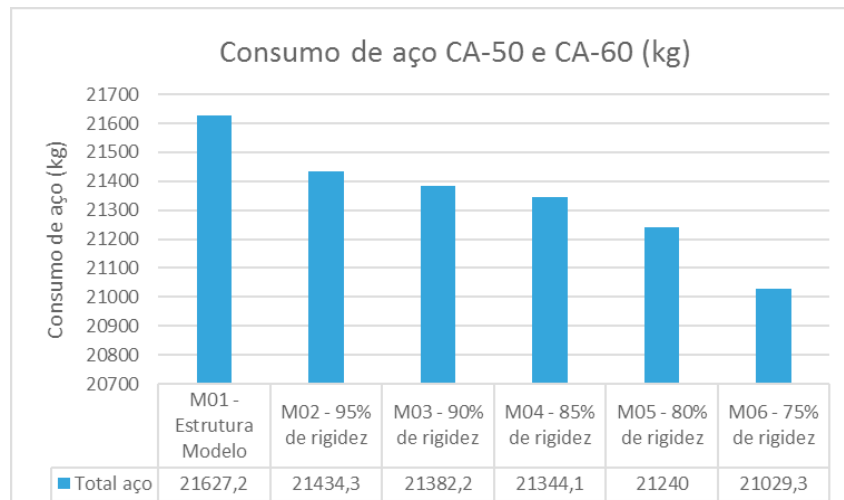
Como evidenciado no comportamento dos pilares a redistribuição de esforços gerada pela redução da rigidez nas ligações, pode levar a maiores e menores taxas de armaduras nos elementos.

Devido os elementos analisados anteriormente representarem uma amostra muito pequena da estrutura, fez-se o quantitativo geral do consumo de aço, nos elementos



de lajes, vigas e pilares, como não houve mudanças de seção dos elementos entre os modelos, através do consumo total de aço fica evidenciado os impactos gerais nas taxas de armaduras dos elementos.

**Figura 15.** Comparativo do consumo de aço



Fonte: Autores (2017).

Como mostra a Figura 15, no geral o consumo de aço diminui conforme a redução da rigidez nas ligações, ou seja, mesmo com alguns pilares apresentando maior momento no início de suas prumadas, os elementos possuíram menor taxa de armadura, no entanto não houve uma redução considerável, pois a redução entre a estrutura rígida e o modelo M06 (maior redução) ficou próxima de 2,8%.

## 4 Considerações Finais

Com a realização da presente pesquisa verificou-se que o deslocamento da edificação aumentou de acordo com a redução na rigidez das ligações viga-pilar, fato este já esperado devido a estabilidade de uma edificação estar profundamente ligada a rigidez de seus pórticos.

As vigas analisadas V14 e V28 também apresentaram resultados esperados, ou seja, aumento do momento positivo no meio do vão e redução do momento negativo.

Dentre os pilares avaliados destaca-se que somente o pilar P20 apresentou o comportamento apresentado por Moncayo (2011), com respectiva redução da taxa de armadura com a flexibilização da ligação, porém não houve variação progressiva conforme se reduziu a rigidez na ligação. Os demais pilares P1, P18 e P32 apresentaram taxa de armadura constante devido a mesma ser a mínima, porém o momento fletor não foi reduzido nos primeiros pavimentos como o esperado e sim houve um aumento, no entanto, isto acaba se invertendo conforme os pavimentos mais altos. Este comportamento ficou evidenciado no segundo lance do pilar P27 no modelo M06, onde o pilar não apresentou seção suficiente frente as solicitações.

A partir da análise dos resultados pode-se verificar que o modelo M05 com 20% de redução na rigidez da ligação viga-pilar apresentou melhor desempenho, devido o mesmo ter apresentado seus deslocamentos dentro dos limites estabelecidos pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) para estruturas de nós fixos, e menor consumo de aço em relação à estrutura rígida.

Por fim conclui-se que a rigidez das ligações tem influência direta em diversos aspectos na estrutura de uma edificação, sendo uma alternativa de projeto que deve ser utilizada com cautela de acordo com a necessidade do projetista, pois em alguns casos dependendo de como ocorre a redistribuição dos esforços, os resultados podem se inverter em relação aos esperados.

Cabe ressaltar conforme citado por Alva, Ferreira e El Debs (2009), que o comportamento real de uma edificação é com nós semirrígidos, porém a presente pesquisa avaliou a adoção de nós semirrígidos como critério de projeto. Destaca-se a orientação de Araújo (2009) sobre projetar ligações mais rígidas, a fim de reduzir as rotações.

## Referências

ALTOQI EBERICK V8. Versão V8.4. Florianópolis: S3ENG - Tecnologia Aplicada à Engenharia LTDA, 2014. 1 CD-ROM.

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

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

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

ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. *Engastamento parcial de ligações viga-pilar em estruturas de concreto armado*. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 2 n.4, p. 356-379, 2009.

ARAÚJO, J. M. *Projeto estrutural de edifícios de concreto armado*. Rio Grande: Dunas, 2009.

MONCAYO, W. J. Z. *Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado*. 2011. 221 f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Escola de engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, São Carlos.

SANTOS, J. B. *Análise da influência da rigidez das ligações Viga-Pilar no comportamento estrutural de edifícios em múltiplos pavimentos em concreto armado*. 2016. 161 f. Dissertação (mestrado em engenharia civil) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia.