

INFLUÊNCIA DA RIGIDEZ DAS LIGAÇÕES VIGA-PILAR NA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE CONCRETO PRÉ-MOLDADO

João Vítor de Oliveira (1); Gerson Moacyr Sisniegas Alva (2)

(1) Graduando, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

(2) Professor Doutor, Universidade Federal de Uberlândia, Faculdade de Engenharia Civil

RESUMO

Esse artigo aborda a importância da rigidez das ligações viga-pilar em edificações de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado para garantir a estabilidade global da estrutura. O objetivo do estudo foi avaliar, de forma qualitativa e quantitativa, a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre a deslocabilidade horizontal em edifícios de múltiplos pavimentos, tanto para o Estado Limite de Serviço quanto para o Estado Limite Último. Por meio de simulações em exemplo numérico de edifício, obteve-se a mínima rigidez secante ao momento fletor necessária às ligações viga-pilar para atender aos critérios de deslocamentos horizontais limites e ao máximo valor do coeficiente γ_z para o controle dos efeitos globais de segunda ordem. O estudo também incluiu a simulação de ligações viga-pilar articuladas para fins de comparação, obtendo-se as seções de pilares necessárias para garantir a estabilidade global nesta condição.

Palavras-chave: Estabilidade global, Estruturas de concreto, Concreto pré-moldado, Ligações viga-pilar.

1. INTRODUÇÃO

O uso de estruturas pré-moldadas em edifícios de múltiplos pavimentos tem se tornado uma tendência na construção civil, devido aos seus benefícios em termos de praticidade, rapidez na construção e redução de desperdícios de materiais. No

entanto, para garantir a estabilidade global da estrutura pré-moldada, é fundamental que as ligações viga-pilar sejam projetadas e dimensionadas adequadamente.

Nesse contexto, a rigidez das ligações viga-pilar exerce influência significativa sobre a deslocabilidade horizontal da estrutura. Com o aumento da altura dos edifícios, a necessidade de enrijecimento do sistema estrutural também aumenta, o que torna o estudo da rigidez das ligações viga-pilar ainda mais relevante. Além disso, Costa *et al.* (2015) destacam que ao se considerar ligações semirrígidas é possível diminuir as seções transversais dos elementos estruturais.

Conforme destacado por Moraes (2017), os deslocamentos laterais excessivos das edificações podem causar efeitos indesejáveis em diversos aspectos, como construtivos, estruturais e psicológicos. Com o objetivo de minimizar esses efeitos, as normas apresentam propostas de limites aceitáveis para os deslocamentos da estrutura.

Diante disso, o objetivo deste trabalho é avaliar a influência da rigidez das ligações viga-pilar na deslocabilidade horizontal em edifícios de concreto pré-moldado, tanto para o Estado Limite de Serviço quanto para o Estado Limite Último. Por meio de simulações numéricas em edifícios de 3, 4, 5, 6 e 7 andares, foram obtidos os valores mínimos do fator de restrição à rotação necessários às ligações viga-pilar para atender aos critérios de deslocamentos horizontais limites e ao máximo valor do coeficiente γ_z para o controle dos efeitos globais de segunda ordem. Foi realizada também a simulação de ligações viga-pilar articuladas para fins de comparação, incluindo a obtenção das seções de pilares necessárias para garantir a estabilidade global.

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

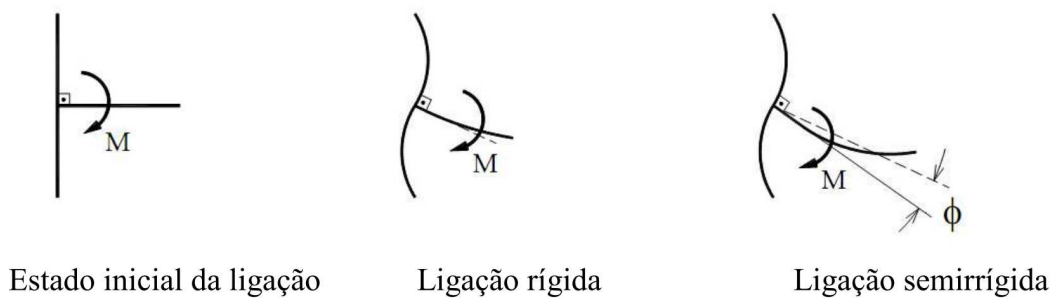
Costa *et al.* (2015) definem a estabilidade estrutural como sendo sob a incidência das ações, de forma que, para garantir a estabilidade é necessário ser feita uma análise de segunda ordem, considerando a posição deformada da estrutura. Os autores completam ainda dizendo que neste tipo de análise, os esforços e

deslocamentos não se relacionam de forma linear com as ações, como ocorre em uma análise de primeira ordem.

Segundo Santos (2016) a rigidez das ligações viga-pilar tem influência nos deslocamentos horizontais de estruturas de concreto armado, sendo essa influência mais expressiva para edificações mais altas. Nos sistemas estruturais pré-moldados, as ligações viga-pilar submetidas à flexão podem ser classificadas quanto ao momento fletor mobilizado nas mesmas e transferido aos elementos estruturais. Essa classificação é dividida em: ligação rígida, ligação semirrígida e ligação articulada.

A ligação é considerada articulada quando não há transmissão de momento fletor entre os elementos estruturais conectados, permitindo a rotação relativa entre eles. Já a conexão é considerada rígida quando há transmissão total do momento fletor e a rotação relativa é nula. Por fim, a conexão semirrígida transmite parte do esforço do momento fletor aplicado, permitindo a rotação relativa entre os elementos. A Figura 1 apresenta uma comparação entre as deformações de ligações rígidas e semirrígidas quando submetidas a um momento.

Figura 1 - Deformabilidade das ligações

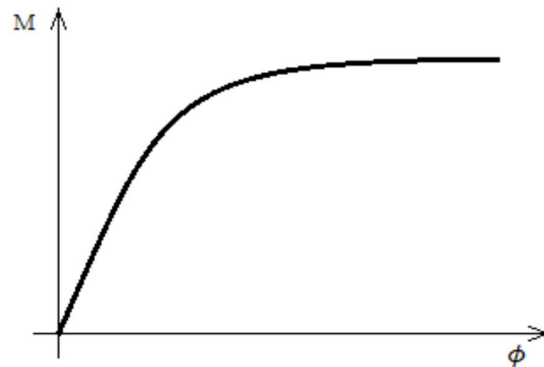


Fonte:El Debs, 2000 apud Neto, 2012

A Figura 2 apresenta a curva de momento fletor pela rotação de uma ligação semirrígida, onde é possível ver que, com o aumento do momento fletor, a rotação da ligação aumenta proporcionalmente, até ocorrer a ruptura, causando uma maior rotação da ligação. Uma ligação perfeitamente rígida apresenta um gráfico vertical, não permitindo a rotação da ligação, até o momento da ruptura. Já uma ligação

perfeitamente articulada não transmite a rotação da viga para o pilar, apresentando um gráfico horizontal.

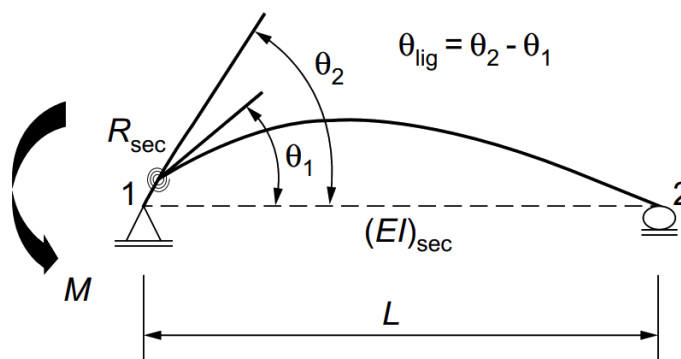
Figura 2 - Momento fletor x rotação



Fonte: El Debs, 2000 apud Neto, 2012

De acordo com os critérios do item 5.1.2 da ABNT NBR 9062 (2017), uma ligação viga-pilar pode ser considerada rígida quando apresentar fator de restrição à rotação maior ou igual a 0,85. Por sua vez, a ligação pode ser considerada articulada quando apresentar fator de restrição à rotação menor que 0,15. Para valores de fator de restrição à rotação compreendidos entre 0,15 e 0,85, a ligação é classificada como semirrígida. O fator de restrição à rotação pode ser definido como sendo a razão da rotação da extremidade do elemento (θ_1) em relação à rotação combinada do elemento e da ligação (θ_2), de acordo com a Figura 3.

Figura 3 - Fator de restrição à rotação



Fonte: NBR 9062:2017

Segundo a NBR 9062:2017, o fator de restrição à rotação (α_R) é dado pela Equação

1:

$$\alpha_R = \frac{\theta_1}{\theta_2} = \left[1 + \frac{3(EI)_{sec}}{R_{sec} L_{ef}} \right]^{-1} \quad \text{(Equação 1)}$$

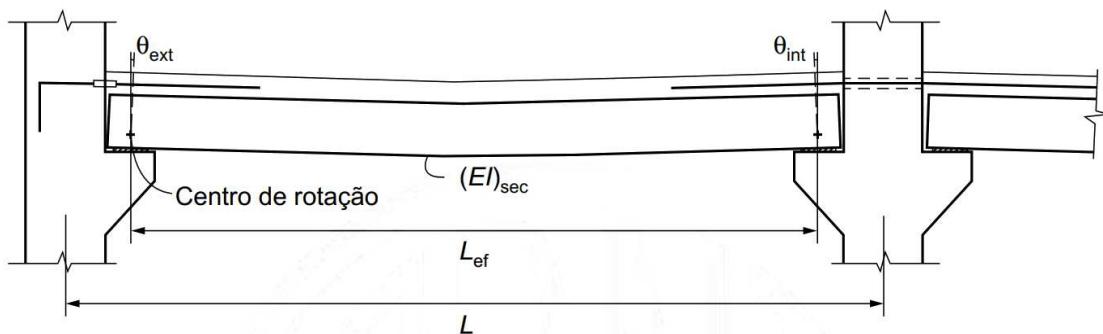
Onde:

$(EI)_{sec}$: rigidez secante da viga considerada na análise estrutural;

L_{ef} : vão efetivo entre os centros de giros nos apoios da viga, definido conforme Figura 4;

R_{sec} : rigidez secante ao momento fletor da ligação viga-pilar;

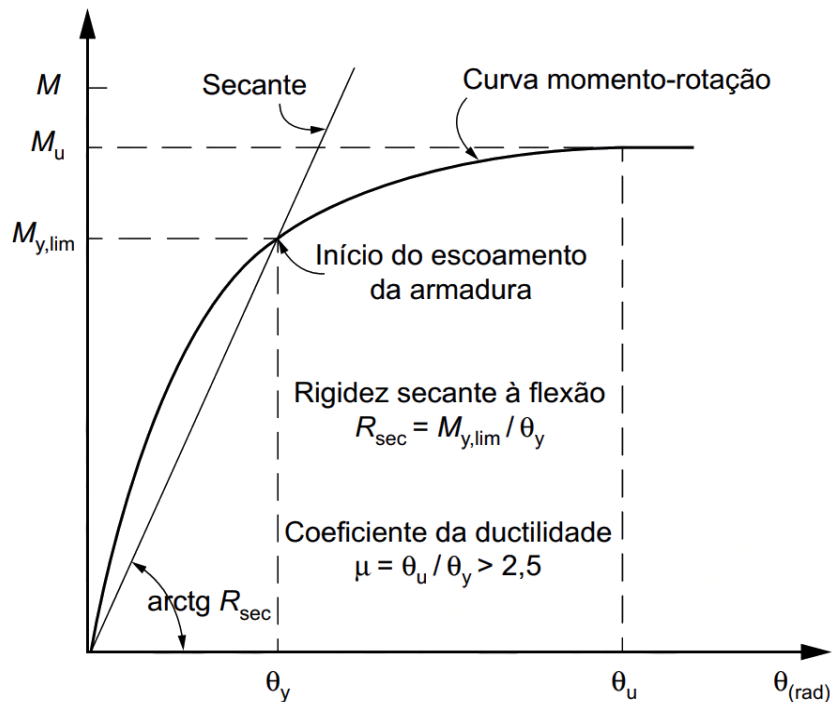
Figura 4 - Comprimento efetivo da viga para cálculo do fator de restrição



Fonte: NBR 9062:2017

A NBR 9062:2017 define o valor da rigidez secante através da Figura 5. Costa *et al.* (2015) traz ainda que o gradiente da curva apresentada na figura determina a rigidez à flexão de uma ligação semirrígida.

Figura 5 - Definição da rigidez secante da ligação viga-pilar



Fonte: NBR 9062:2017

Onde:

R_{sec} : rigidez secante da curva momento-rotação da ligação viga-pilar;

$M_{y,lim}$: momento-limite no início do escoamento da armadura de continuidade da ligação viga-pilar;

M_u : momento último na extremidade da viga no limite de plastificação da ligação viga-pilar;

θ_y : rotação relativa viga-pilar no início do escoamento da armadura de continuidade;

θ_u : rotação relativa viga-pilar máxima no limite de plastificação da ligação;

μ : coeficiente de ductilidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar;

Além da Figura 5, a norma NBR 9062:2017 apresenta em seu item 5.1.2.10 uma tabela com expressões analíticas para o cálculo da rigidez secante para seis tipologias de ligações.

Para avaliar a importância dos esforços de segunda ordem globais a NBR 6118:2014 recomenda em seu item 15.5.3 a utilização do coeficiente γ_z . Esse coeficiente também estima os efeitos globais de segunda ordem a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, através da Equação 2 (para cada combinação de ações):

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

Onde:

$M_{1,tot,d}$: soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momento de tombamento);

$\Delta M_{tot,d}$: 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.

Para a obtenção dos deslocamentos de 1ª ordem, deve-se considerar os efeitos da não linearidade física da ligação (por meio do uso da rigidez secante da relação momento-rotação) e da não linearidade física dos elementos estruturais (aproximada), conforme o Anexo A da NBR 9062:2017:

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci} I_c$: Para vigas em concreto armado;

$(EI)_{sec} = 0,4E_{ci} I_c$: Para pilares com ligações articuladas com um pavimento;

$(EI)_{sec} = 0,55E_{ci} I_c$: Para pilares com ligações semirrígidas com até quatro pavimentos;

$(EI)_{sec} = 0,7E_{ci} I_c$: Para pilares com ligações semirrígidas com cinco ou mais pavimentos;

Onde:

I_c : momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

E_{ci} : módulo de deformação tangente inicial;

A NBR 9062:2017 interpreta o valor do coeficiente γ_z para estruturas em concreto pré-moldado da seguinte forma:

$\gamma_z \leq 1,10$: considera-se a estrutura com deslocabilidade reduzida, para a qual os efeitos de 2° ordem são desprezíveis;

$1,1 < \gamma_z < 1,30$: considera-se a estrutura com deslocabilidade moderada. Neste caso, os efeitos finais (1° ordem + 2° ordem) são obtidos majorando-se as ações horizontais da combinação de ações considerada por γ_z ;

$\gamma_z \geq 1,30$: deve-se proceder a um cálculo rigoroso, considerando a não linearidade física e a não linearidade geométrica;

No Estado Limite de Serviço, os limites de deslocamentos horizontais globais recomendados pela NBR 9062:2017 estão apresentados na Tabela 1. Tais deslocamentos devem ser calculados para a Combinação Freqüente de Serviço.

Tabela 1 - Limites de deslocamentos horizontais globais

Caso	Tipo de edificação	Deslocamentos horizontais globais máximos (Combinação frequente)
A	Galpão	$H/400^a$
B	Edifício térreo com laje	$H/500^b$
C	Edifício com um pavimento (mezanino)	$H/500^b$ ou $H_i/750^c$
D	Edifício com múltiplos pavimentos	$H/1200^b$ ou $H_i/750^c$ ou $H_2/500^d$
<p>Onde:</p> <p>a: H corresponde à altura da viga de rolamento da ponte rolante, caso exista, ou altura total do edifício.</p> <p>b: H corresponde a altura total do edifício.</p> <p>c: H_i corresponde ao desnível entre dois pisos consecutivos.</p> <p>d: H_2 corresponde ao desnível entre o último piso e a face inferior da laje da cobertura.</p>		

Fonte: NBR 9062:2017 (adaptado)

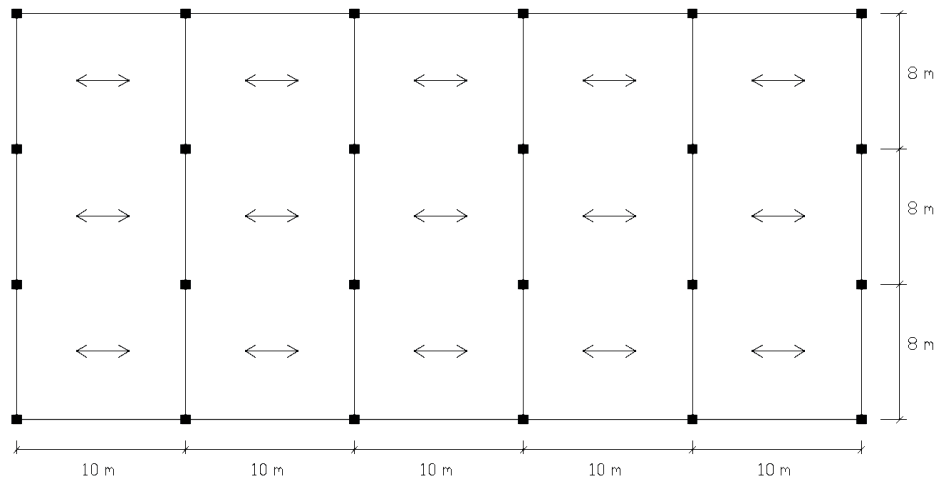
3. EXEMPLOS NUMÉRICOS

Os exemplos numéricos apresentados neste trabalho têm como finalidade comparar estruturas em concreto armado pré-moldado com ligações viga-pilar articuladas e semirrígidas, avaliando-se a influência da rigidez dessas ligações na deslocabilidade da estrutura. Nos exemplos numéricos foram avaliados o comportamento da estrutura em relação aos critérios de deslocamentos horizontais limites no Estado Limite de Serviço (ELS) e aos limites do coeficiente γ_z no Estado Limite Último (ELU).

A estrutura utilizada nos exemplos numéricos foi baseada na estrutura analisada por Moraes (2017), mas com configuração de vigas entre pórticos diferentes. Além disso, foram calculados os carregamentos e demais considerações de forma independente do estudo original. A estrutura utilizada neste trabalho está demonstrada na Figura 6. Trata-se de um edifício de múltiplos pavimentos com laje armada em apenas uma direção. A distância entre pórticos é de 10 metros e a distância entre os pilares do

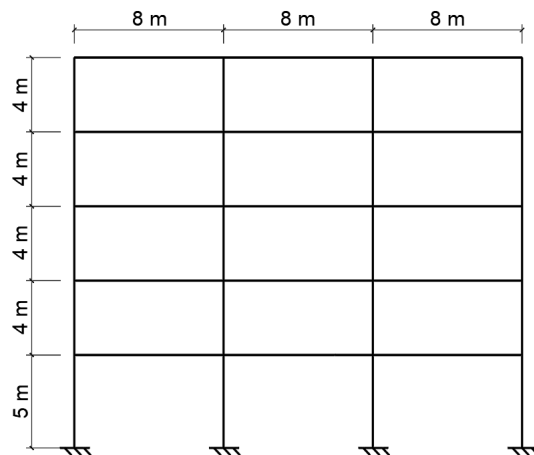
pórtico é de 8 metros. Foram analisados edifícios de 3, 4, 5, 6 e 7 pavimentos, conforme esquematizado na Figura 7. A altura do primeiro pavimento é de 5 metros e os demais possuem altura de 4 metros.

Figura 6 - Planta baixa da estrutura analisada



Fonte: Moraes, 2017 (adaptado)

Figura 7 - Esquema do pórtico de 5 pavimentos analisado



Fonte: Moraes, 2017 (adaptado)

Além do peso próprio, foram consideradas as cargas permanentes devido ao peso da parede de fechamento das laterais do edifício, força devido ao vento e as cargas variáveis. Para estas últimas, foi considerado $5,0 \text{ kN/m}^2$.

Para a parede de fechamento, foi considerado bloco cerâmico de 14 centímetros de espessura com argamassa. Os pesos específicos foram retirados da NBR

6120:2019. A carga devido à alvenaria foi de 9,26 kN/m. Além disso, foi considerado uma platibanda de 2 metros de altura com o mesmo material, totalizando uma carga de 5,92 kN/m.

Quanto ao peso próprio da estrutura, foi considerado uma laje alveolar de 20,5 centímetros de espessura com peso de 3,05 kN/m², e uma capa de concreto moldado in-loco de 4,5 centímetros de espessura, com peso de 1,20 kN/m². Para a viga, foi considerada seção de 40 x 50 centímetros pré-moldado, com peso de 5,0 kN/m. Pilares foram considerados pré-moldados, de seção quadrada, com dimensões e cargas variando em função do número de pavimentos.

Para determinar as seções dos pilares foi feito um pré-dimensionamento considerando uma carga total (permanente + variável) de pré-dimensionamento de 10 kN/m², concreto C40, aço CA-50 e taxa de armadura longitudinal 2,5%. As dimensões das seções dos pilares estão descritas na Tabela 2:

Tabela 2 - Dimensões das dimensões dos pilares

Nº de Pavimentos	Dimensões da seção (cm)
3	50x50
4	55x55
5	60x60
6	65x65
7	70x70

Na consideração das forças de vento, admitiu-se o edifício situado em uma zona urbana do município de Santa Maria (Categoria de terreno IV), no Rio Grande do Sul, e que foi construído em um terreno plano. Para o cálculo da força de arrasto do vento, a NBR 6123:1988 traz a Equação 3:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad \text{(Equação 3)}$$

Onde:

F_a : Força de arrasto do vento;

C_a : Coeficiente de arrasto, dado pelo ábaco Figura 4 da NBR 6123:1988 para ventos de baixa turbulência;
 q : Pressão dinâmica do vento;
 A_e : Área efetiva de atuação do vento;

Para o cálculo da pressão dinâmica do vento a NBR 6123:1988 traz a Equação 4:

$$q = 0,613V_k^2 \quad (\text{Equação 4})$$

Onde:

q : É obtido em N/m²;
 V_k : Velocidade característica do vento, em m/s;

Já para a velocidade característica do vento, a NBR 6123:1988 fornece a seguinte expressão:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

V_0 : Velocidade básica do vento;
 S_1 : Fator topográfico;
 S_2 : Fator que considera a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação;
 S_3 : Fator estatístico;

Para a cidade de Santa Maria, $V_0 = 45 \text{ m/s}$. Para terreno plano, $S_1 = 1,0$. Para edifícios comerciais, $S_3 = 1,0$. Para o cálculo do fator S_2 , a NBR 6123:1988 apresenta a Equação 6:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot (z/10)^p \quad (\text{Equação 6})$$

Onde:

z : Altura (em metros) do ponto analisado em relação ao solo;

b , F_r e p : Parâmetros meteorológicos dados pela Tabela 1 da NBR 6123:1988;

Para a estrutura analisada, obteve-se $b = 0,85$, $F_r = 0,98$ e $p = 0,125$.

Dessa forma, as forças características do vento correspondentes ao pórtico analisado estão apresentadas na Tabela 3.

Tabela 3 - Forças características do vento no pórtico analisado

Pavimento	F_a (kN)				
	3 pavimentos	4 pavimentos	5 pavimentos	6 pavimentos	7 pavimentos
1°	37,81	37,81	37,81	37,81	38,79
2°	38,93	38,93	38,93	38,93	39,93
3°	42,68	42,68	42,68	42,68	43,78
4°	-	45,64	45,64	45,64	46,82
5°	-	-	48,11	48,11	49,36
6°	-	-	-	50,25	51,55
7°	-	-	-	-	53,50

Neste trabalho, foram analisadas duas combinações de ações para o Estado Limite Último (ELU) e uma combinação para o Estado Limite de Serviço (ELS), empregando-se os coeficientes de majoração de ações conforme o item 11.7 da NBR 6118:2014. Dessa forma, as três combinações de ações analisadas foram as seguintes:

$$1^\circ \text{ combinação ELU: } F_d = 1,3F_{gk} + 1,4F_{qsk} + 0,84F_{qvk}$$

$$2^\circ \text{ combinação ELU: } F_d = 1,3F_{gk} + 0,98F_{qsk} + 1,4F_{qvk}$$

$$1^\circ \text{ combinação ELS: } F_d = 0,3F_{qvk}$$

Onde:

F_d : Valor de cálculo das ações para a combinação;

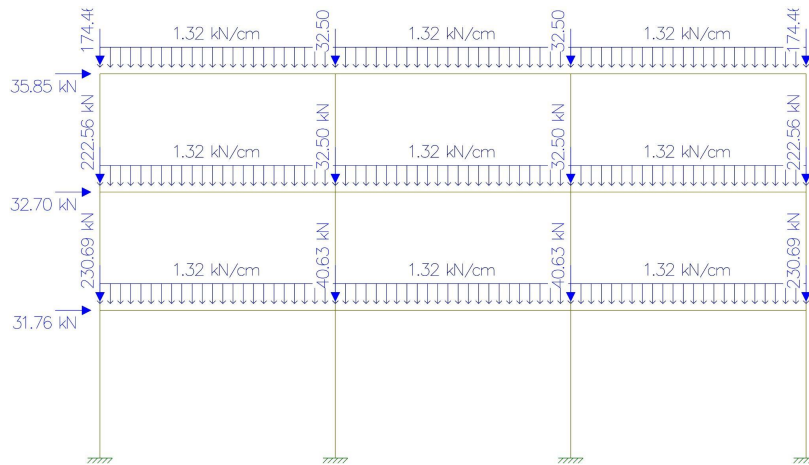
F_{gk} : Ações permanentes diretas;

F_{qsk} : Ações variáveis: cargas variáveis (sobrecarga);

F_{qv} : Ações variáveis: vento;

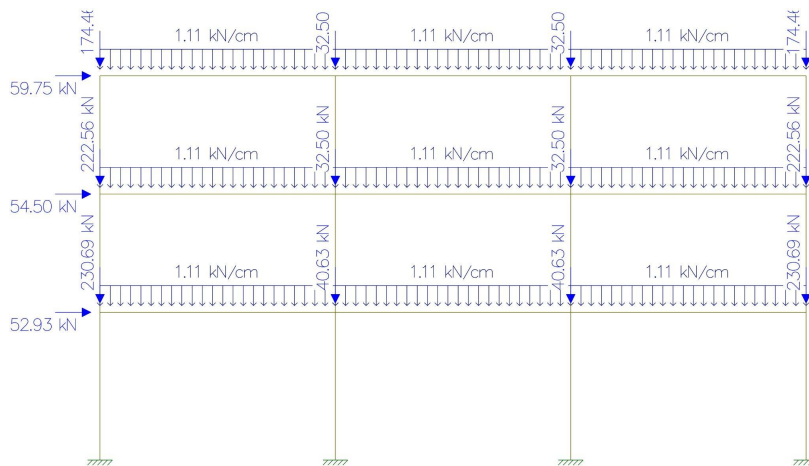
Os valores obtidos dos carregamentos relativos às combinações para o pórtico de 3 pavimentos para a 1ª combinação ELU, 2ª combinação ELU e 1ª combinação ELS foram representados com o auxílio do *software Ftool* nas Figuras 8, 9 e 10.

Figura 8 - 1ª combinação ELU para pórtico de 3 pavimentos



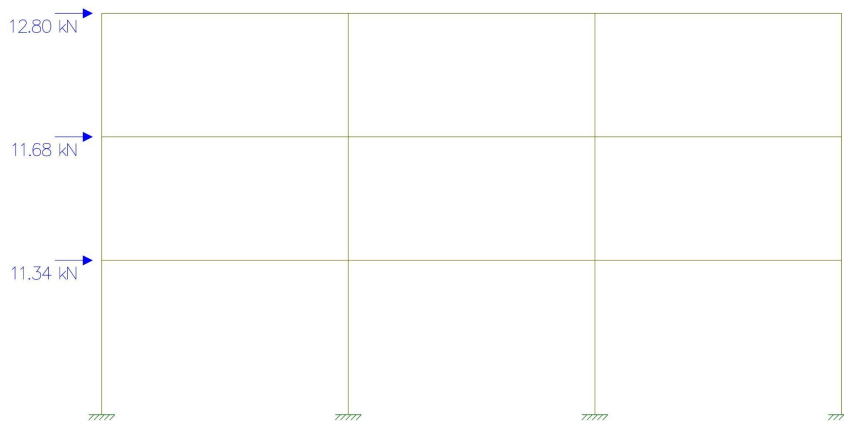
Fonte: Autores

Figura 9 - 2ª combinação ELU para pórtico de 3 pavimentos



Fonte: Autores

Figura 10 - 1ª combinação ELS para pórtico de 3 pavimentos



Fonte: Autores

Análise estrutural: ligações viga-pilar com restrição ao giro

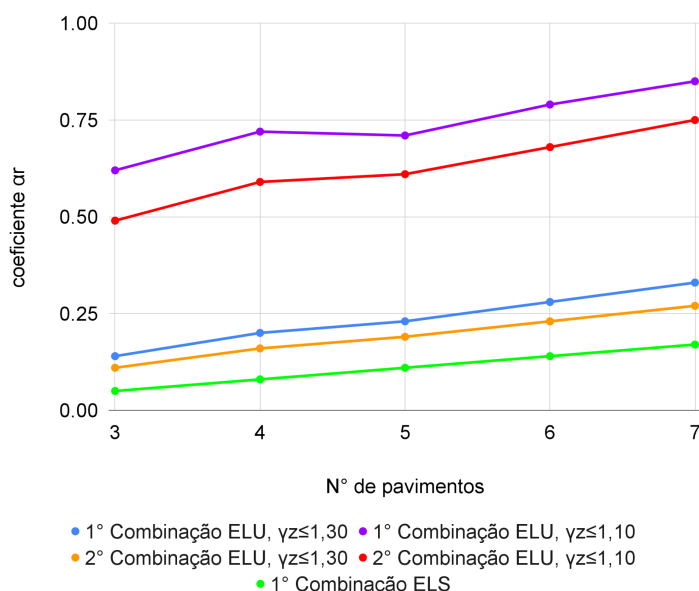
Para a obtenção dos esforços solicitantes e dos deslocamentos em cada estrutura foi utilizado o Programa de Resolução de Pórticos Planos com Ligações Semirrígidas ao Momento Fletor (PPSR) desenvolvido pelo professor Gerson Alva. No programa PPSR é possível definir o fator de restrição à rotação para cada ligação viga-pilar. Com o auxílio do programa, para as combinações ELU foi encontrado, através do programa, o menor valor de α_R para o atendimento de duas situações: $\gamma_z \leq 1,30$ e $\gamma_z \leq 1,10$ (obtidos de acordo com a Equação 2). Para a combinação do ELS, foi obtido o menor valor de α_R para garantir que os deslocamentos horizontais não ultrapasassem os limites de deslocamentos horizontais da NBR 9062:2017, apresentados na Tabela 1.

Os valores de α_R obtidos para cada uma das situações analisadas estão apresentados na Tabela 4 e na Figura 11.

Tabela 4 - Valores de α_R obtidos para cada situação

N° de pavimentos	1° combinação ELU		2° combinação ELU		1° combinação ELS
	$\gamma_z \leq 1,30$	$\gamma_z \leq 1,10$	$\gamma_z \leq 1,30$	$\gamma_z \leq 1,10$	
3	0,14	0,62	0,11	0,49	0,05
4	0,20	0,72	0,16	0,59	0,08
5	0,23	0,71	0,19	0,61	0,11
6	0,28	0,79	0,23	0,68	0,14
7	0,33	0,85	0,27	0,75	0,17

Figura 11 - Valores de α_R obtidos para cada situação



A primeira conclusão que se pode tirar dos resultados é que, as combinações do ELU apresentaram valor de α_R superior a combinação do ELS.

É possível notar também que, o valor requerido para α_R aumenta com o aumento do número de pavimentos. Esse resultado é esperado, já que com a adição de novos pavimentos, aumenta-se também a deslocabilidade horizontal devido às forças do vento. Além disso, nota-se que a 1° combinações do ELU governa o valor mínimo requerido para o fator de restrição

É possível concluir também que, permitindo efeitos de segunda ordem até no máximo $\gamma_z = 1,30$, é possível projetar ligações viga-pilares articuladas para a estrutura de 4 pavimentos, pois o fator da restrição mínima exigida é menor que 0,15, e com 5 ou mais pavimentos é necessário projetar ligações viga-pilares semirrígidas. Já para os efeitos de segunda ordem globais pequenos (máximo valor de $\gamma_z = 1,10$) é necessário projetar ligações rígidas para a estrutura a partir de 7 pavimentos, enquanto para estruturas com 6 ou menos pavimentos é possível projetar ligações semirrígidas.

Comparações: ligações viga-pilar articuladas vs ligações com restrição ao giro

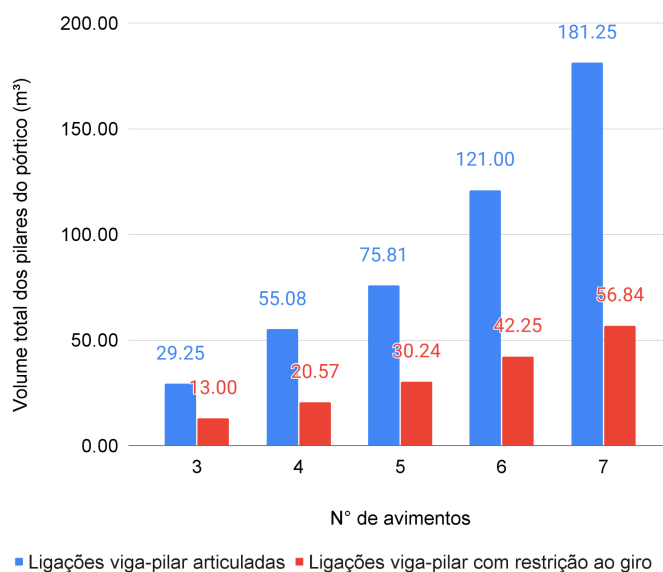
Foram também realizadas simulações numéricas considerando os mesmos carregamentos a mesma configuração estrutural das Figuras 6 e 7, porém com a utilização de ligações viga-pilar articuladas. Dessa forma, buscou-se obter a menor dimensão dos pilares que atendem às mesmas três combinações (ELU e ELS), permitindo uma análise comparativa da influência da rigidez das ligações nas estruturas de concreto pré-moldado (articuladas e com restrição ao giro).

As seções dos pilares obtidas para ligações articuladas e ligações semirrígidas estão apresentadas na Tabela 5 e o volume dos pilares do pórtico está representado na Figura 12.

Tabela 5 - Dimensões das seções dos pilares obtidos para ligações viga-pilar articuladas e com restrição ao giro

N° de pavimentos	Ligações viga-pilar articuladas (cm)	Ligações viga-pilar com restrição ao giro (cm)
3	75	50
4	90	55
5	95	60
6	110	65
7	125	70

Figura 12 - Comparativo entre os volumes dos pilares do pórtico para ligações viga-pilar articuladas e com restrição ao giro



Conforme o esperado, observa-se que nas estruturas analisadas as ligações viga-pilar com restrição ao giro (semirrígidas e rígidas) resultam em volumes de concreto para os pilares menores em comparação com as estruturas que possuem ligações viga-pilar articuladas, em especial à medida que a altura do edifício aumenta. O próximo passo é analisar qual a economia que a ligação viga-pilar semirrígida traz para a seção transversal do pilar.

A Tabela 6 contém um resumo comparativo do volume de concreto dos pilares para as duas situações de ligações.

Tabela 6 - Comparativo do volume de concreto dos pilares do pórtico

Nº de pavimentos	Ligações viga-pilar articuladas (m³)	Ligações viga-pilar com restrição ao giro (m³)	Economia no volume
3	29,25	13,00	80,25 %
4	55,08	20,57	86,05 %
5	75,81	30,24	84,09 %
6	121,00	42,25	87,81 %
7	181,25	56,84	90,17 %

A análise da Tabela 6 demonstra que, à medida que o número de pavimentos aumenta, ocorre um significativo aumento na economia de volume de concreto dos pilares. Essa economia se manteve acima de 80% em todas as situações estudadas.

4. CONCLUSÕES

O presente trabalho avaliou de forma qualitativa e quantitativa a influência da rigidez das ligações viga-pilar sobre a deslocabilidade horizontal em edifícios de múltiplos pavimentos, tanto para o Estado Limite de Serviço quanto para o Estado Limite Último. Através de simulações numéricas em um exemplo de edifício, determinou-se a rigidez secante mínima ao momento fletor necessária nas ligações viga-pilar para atender aos critérios de deslocamentos horizontais limites e ao máximo coeficiente γ_z para o controle dos efeitos globais de segunda ordem. Adicionalmente, foram realizadas simulações de ligações viga-pilar articuladas para efeitos de comparação.

As principais constatações das simulações numéricas deste trabalho foram:

- Observou-se que o valor mínimo requerido de fator de restrição à rotação (ou seja, a rigidez secante) das ligações viga-pilar aumenta à medida que o número de pavimentos cresce, para um mesmo critério de pré-dimensionamento estabelecido, o qual foi balizado na estimativa de cargas verticais e na resistência à compressão do concreto;
- Para o caso em que se permitiu valor máximo de $\gamma_z = 1,30$, foram requeridas ligações semirrígidas a partir de 4 pavimentos;
- Na simulação em que a decisão em projeto foi mais rigorosa em relação aos efeitos globais de segunda ordem, não se permitindo valores de γ_z superiores a 1,10, foram requeridas ligações semirrígidas com elevados fatores de restrição (0,62 a 0,79) para os edifícios até 6 pavimentos e ligações rígidas para o edifício com 7 pavimentos (fator de restrição igual a 0,85);
- Verificou-se que a utilização de ligações viga-pilar semirrígidas/rígidas resultou em uma redução significativa na área da seção transversal dos pilares, o que gera uma economia no volume de concreto na construção.

Além disso, observou-se que essa economia é mais considerável à medida que o número de pavimentos (altura do edifício) aumenta.

5. REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - procedimento. Rio de Janeiro: 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120: Ações para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro: 2019.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro: 2017.

COSTA, R. R. R.; LIMA, M. C. V.; ALVA, G. M. S. Minimização da rigidez à flexão de ligações viga-pilar em sistemas estruturais pré-moldados de concreto. *Ciência & Engenharia*, v. 24, p. 53-62, 2015. Disponível em: https://www.researchgate.net/profile/Gerson-Alva/publication/291998894_Minimization_of_bending_stiffness_of_the_beam-column_connection_in_precast_concrete_systems/links/59f775e7a6fdcc075ec7b8b2/Minimization-of-bending-stiffness-of-the-beam-column-connection-in-precast-concrete-systems.pdf. Acesso em: 18 jun. 2023.

MORAIS, W. S. Verificação de pórticos pré-moldados no estado limite de serviço – Estudo dos deslocamentos horizontais. 2017. 97f. Dissertação (Mestrado em Estrutura e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, São Carlos, 2017.

NETO, MARCELO MEIRELES. Estabilidade de edificações de concreto pré-moldado com ligações semirrígidas. 2012. 122 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2012. Disponível em:

https://repositorio.ufc.br/bitstream/riufc/5652/1/2012_dis_mmeirelesneto.pdf. Acesso em: 13 maio 2023.

SANTOS, Júlia Borges dos. Análise da influência da rigidez das ligações viga-pilar no comportamento estrutural de edifícios de múltiplos pavimentos em concreto armado. 2016. 161 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufu.br/handle/123456789/14230>. Acesso em: 18 jun. 2023.