

MINIMIZAÇÃO DA RIGIDEZ À FLEXÃO DE LIGAÇÕES VIGA-PILAR EM SISTEMAS ESTRUTURAIS PRÉ-MOLDADOS DE CONCRETO

MINIMIZATION OF BENDING STIFFNESS OF THE BEAM-COLUMN CONNECTION IN PRECAST CONCRETE SYSTEMS

Rodrigo Reis de Rezende Costa¹, Maria Cristina Vidigal de Lima², Gerson Moacyr Sisniegas Alva³

¹Mestrando do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG. E-mail: rodrigorrc@hotmail.com

²Professora Doutora na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG. E-mail: macris@ufu.br

³Professor Doutor na Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, MG. E-mail: alva_gerson@yahoo.com.br

RESUMO

Com a finalidade de obter a melhor relação entre as partes de um sistema estrutural de concreto pré-moldado, propõe-se realizar a otimização de pórticos planos com ligações semirrígidas entre vigas e pilares. Para isto, alguns pórticos foram simulados numericamente por meio do Método dos Elementos Finitos, em que vigas e pilares foram modelados por elementos de barra e as ligações viga-pilar por elementos de mola, possibilitando a modificação de sua rigidez. A função objetivo implementada baseou-se na busca da menor rigidez da ligação, que atendesse a estabilidade global da edificação. Ao final do processo, um modelo de ligação com rigidez ótima foi adotado para compor o pórtico, seguindo com a verificação do deslocamento horizontal máximo permitido. A importância da consideração da semirrígidez da ligação está em evitar idealizações de projeto que tendem a considerar as ligações como perfeitamente articuladas ou rígidas. Ligações para pilar central e para pilar de canto com fator de restrição da ordem de 0,31 e 0,26, respectivamente, foram responsáveis por reduzir o momento na base dos pilares em 35,31%, enquanto que a redução do deslocamento no topo do pórtico atingiu 75,27%. Isto comprova que mesmo ligações com baixas restrições geram ganhos significativos do ponto de vista estrutural.

Palavras-chave: análise estrutural, concreto pré-moldado, modelagem numérica, ligações semirrígidas, otimização.

ABSTRACT

In order to obtain the best relation between the parts of a structural system of precast concrete, this work proposes to perform the optimization of plane frames with semi-rigid connections between beams and columns. For this, some frames were simulated numerically using the Finite Element Method, in which beams and columns were modeled by beam elements and the beam-column connections by spring elements, allowing the modification of its stiffness. The implemented objective function was based on the search of less stiffness connection, which would meet the global stability of the building. At the end of the process, a connection model with great stiffness was adopted to compose the frame, followed by checking the horizontal displacement maximum allowed. The importance of considering the stiffness connection is to avoid idealizations project that tend to consider the connections as perfectly articulated or perfectly rigid. Connections in central column and corner column with fixity factor on the order of 0.31 and 0.26, respectively, were responsible for reducing the bending at the base of the columns by 35.31%, while reducing the displacement at the top of the frame reached 75.27%. This proves that even connections with low constraints generate significant gains from a structural point of view.

Keywords: structural analysis, precast concrete, numerical modeling, semi-rigid connections, optimization.

1 – INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto pré-moldado são responsáveis por atribuir um caráter mais racional e econômico à indústria da construção civil, que no Brasil ainda é bastante caracterizada por baixa produtividade, grande desperdício de materiais e baixo controle de qualidade. A demanda por um sistema mais limpo e com melhor aproveitamento de recursos requer a utilização de componentes e processos padronizados, encontrados na pré-fabricação.

Sabe-se que o uso de sistemas estruturais completos em pré-moldado representa uma pequena parcela dos sistemas usuais em edificações de múltiplos pavimentos. Na tentativa de difundir este sistema construtivo e apresentar soluções seguras e de fácil execução, esta pesquisa se justifica ao estudar pórticos planos pré-moldados formados

por ligações semirrígidas entre viga e pilar.

As estruturas de concreto moldado no local, que são monolíticas, apresentam comportamento diferente se comparadas às estruturas de concreto pré-moldado. Esta diferença ocorre principalmente em função das ligações que devem ser realizadas entre os elementos pré-moldados (ELLIOT, 2002).

As ligações exercem forte influência na estabilidade global das estruturas. Admitindo-se que a maioria das ligações empregadas possui engastamento parcial, as idealizações de projeto que insistem em tratá-las ora como perfeitamente articuladas, ora como perfeitamente engastadas, são inadequadas para avaliação dos efeitos de segunda ordem. O efeito das ligações semirrígidas no comportamento das edificações também foi estudado por Görgün (1997), Alva, Ferreira e El Debs (2009), e por

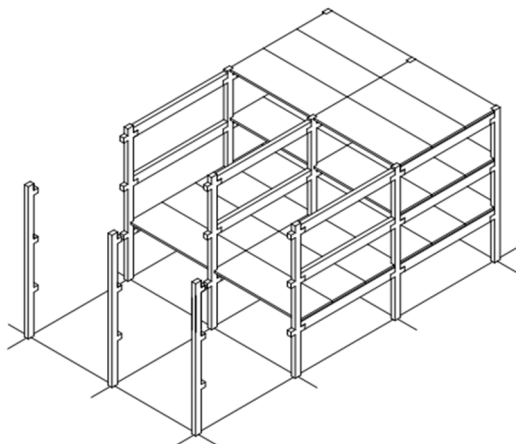
Marin e El Debs (2012).

Ao se considerar a semirrigidez da ligação, aproxima-se do comportamento real da estrutura, permitindo inclusive reduzir as dimensões das seções transversais dos elementos, que passam a ser menos solicitados, se comparados com a situação articulada.

Segundo Mota (2009), Meireles Neto (2012), Alencar, Parente e Albuquerque (2013) e Pinto *et al.* (2013) um pequeno aumento na rigidez da ligação já é responsável por reduzir de forma significativa os deslocamentos laterais e os efeitos globais de segunda ordem.

Este trabalho atém-se aos sistemas estruturais do tipo esqueleto conforme Figura 1. Otimizá-los significa encontrar a melhor configuração capaz de atender a estabilidade global sem comprometer a facilidade de execução. O objetivo principal é mostrar que ligações semirrígidas de baixa restrição já se mostram suficientes para garantir a estabilidade estrutural em edificações de pequena altura, priorizando as facilidades construtivas dadas pela execução simplificada destas ligações.

Figura 1 – Sistema pré-moldado tipo esqueleto

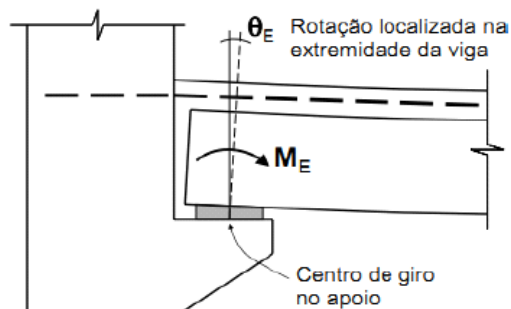


Fonte: El Debs, 2000.

As ligações aqui estudadas podem ser representadas genericamente, conforme Figura 2.

A modelagem numérica dos pórticos planos e sua otimização são realizados por meio do Método dos Elementos Finitos, utilizando o programa computacional ANSYS, versão 11.0.

Figura 2 – Ligação genérica entre viga e pilar.



Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

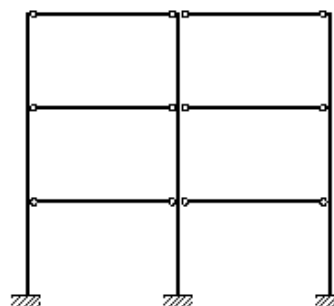
São destacados a seguir os fundamentos relacionados às ligações em estruturas pré-moldadas, à verificação da estabilidade global nestas estruturas e à otimização estrutural.

2.1 Ligações em Estruturas Pré-Moldadas de Concreto

Neste estudo vamos nos ater aos sistemas estruturais de esqueleto com elementos de eixo reto, que são basicamente constituídos por vigas e pilares.

Segundo El Debs (2000) a configuração estrutural de pilares contínuos engastados na fundação e vigas articuladas nos pilares é uma das formas mais empregadas pela facilidade de produção e de realização das ligações conforme Figura 3.

Figura 3 – Esquema estrutural



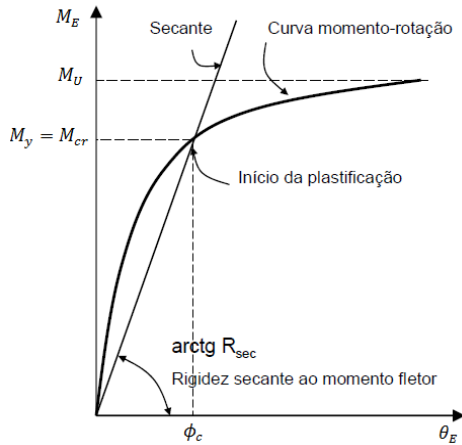
Fonte: El Debs, 2000.

A estabilidade de sistemas estruturais de esqueleto usuais em edifícios fica a cargo dos pilares engastados na fundação, do grau de rigidez das ligações viga-pilar ou pode-se recorrer a um sistema de contraventamento, formado por painéis ou núcleos.

A necessidade de realizar as ligações entre os elementos é um dos principais problemas enfrentados na técnica da pré-moldagem. Sabe-se ainda que essas ligações influenciam principalmente no comportamento da estrutura final.

O comportamento semirrígido de uma ligação é caracterizado por sua curva momento-rotação, sendo que a rigidez à flexão é dada pelo gradiente desta curva, conforme Figura 4. Este tipo de ligação apresenta em geral um comportamento não-linear mesmo em condições elásticas (antes do escoamento das barras tracionadas). Para consideração simplificada da não-linearidade física da ligação pode-se recorrer à utilização da rigidez secante $k_{\phi_s} = M_{cr}/\phi_c$, em que M_{cr} é o momento resistente da ligação no limite de escoamento da armadura tracionada e ϕ_c é a rotação da ligação devido ao momento M_{cr} (FERREIRA; EL DEBS; ELLIOT, 2002). Os modelos teóricos para projeto de ligações semirrígidas propostos pelos autores foram comparados com vários resultados experimentais de ligações típicas disponíveis e apresentaram, em alguns casos, correlações entre os valores teóricos e experimentais superiores a 95% para a relação momento versus rotação, conforme destacado por Elliot *et al.* (2003).

Figura 4 – Rigidez secante ao momento fletor



Fonte: adaptado da ABNT NBR 9062:2006.

A rigidez secante k_{ϕ_s} pode ser escrita na forma de fator de restrição (α_r) da ligação, conforme Equação 1.

$$\alpha_r = \left(1 + \frac{3 \cdot EI_{sec}}{k_{\phi_s} \cdot l_{ef}} \right)^{-1} = \frac{\theta_1}{\theta_2} \quad (1)$$

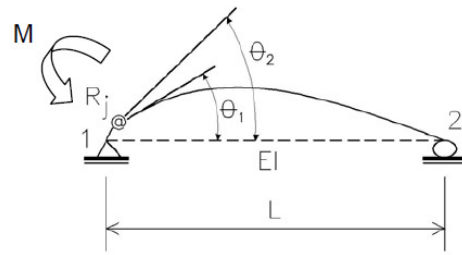
Em que:

EI_{sec} é a rigidez secante da viga de acordo com a ABNT NBR 6118:2014;

l_{ef} é o comprimento efetivo do vão da viga.

Conforme Equação 1, o fator de restrição pode ser expresso em termos da relação entre a rotação θ_1 da extremidade da viga e a rotação combinada θ_2 da viga e da ligação conforme Figura 5.

Figura 5 – Fator de restrição da ligação.



Fonte: ABNT NBR 9062:2006.

Ferreira, El Debs e Elliot (2002) apresentam relações importantes para momento, flecha e rotação, conforme Figura 6, entre vigas submetidas a um carregamento uniforme com diferentes vinculações. Na Tabela 1 são mostradas as relações para cada uma das curvas.

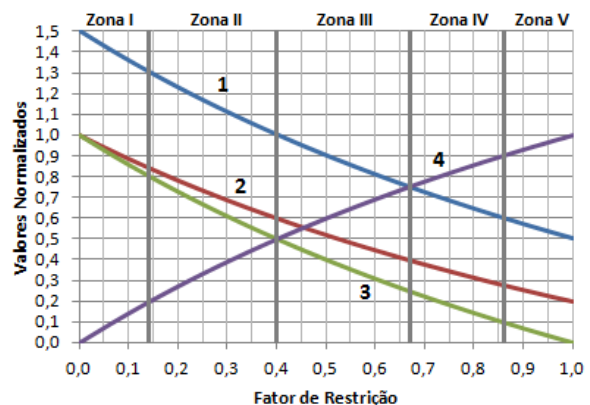
De acordo com a curva 4, ligações semirrígidas com baixa restrição (Zona II) mobilizam de 21% a 50% do momento de engastamento conforme Figura 6.

Conforme a Tabela 2, Ferreira, El Debs e Elliot (2002) apresentam a classificação das ligações feita com base nas curvas da Figura 6.

Tabela 1 – Parâmetros das relações para o fator de restrição

Curva	Parâmetros
1	M_{MS} momento modificado no meio do vão devido à ligação semirrígida
	M_R momento de engastamento no apoio da viga biengastada
2	δ_{MS} flecha efetiva no meio do vão devido à ligação semirrígida
	δ_R flecha no meio do vão da viga biapoiada
3	ϕ_E rotação efetiva na extremidade da viga devido à ligação semirrígida
	θ_R rotação livre na extremidade da viga biapoiada
4	M_E momento modificado na extremidade da viga devido à ligação semirrígida
	M_R momento de engastamento no apoio da viga biengastada

Figura 6 – Relações para o fator de restrição.



$$\begin{aligned}
 \text{1} \quad \frac{M_{MS}}{M_R} &= \left(\frac{3 - 1,5 \cdot \alpha_r}{2 + \alpha_r} \right) & \text{3} \quad \frac{\phi_E}{\theta_R} &= 1 - \left(\frac{3 \cdot \alpha_r}{2 + \alpha_r} \right) \\
 \text{2} \quad \frac{\delta_{MS}}{\delta_R} &= \left(\frac{2 - 1,4 \cdot \alpha_r}{2 + \alpha_r} \right) & \text{4} \quad \frac{M_E}{M_R} &= \left(\frac{3 \cdot \alpha_r}{2 + \alpha_r} \right)
 \end{aligned}$$

Fonte: adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

Tabela 2 – Classificação das ligações

Fator de Restrição α_r	Zona	Classificação
$0 \leq \alpha_r < 0,14$	I	Articulada
$0,14 \leq \alpha_r < 0,4$	II	Semirrígida com baixa resistência à flexão
$0,4 \leq \alpha_r < 0,67$	III	Semirrígida com resistência média à flexão
$0,67 \leq \alpha_r < 0,86$	IV	Semirrígida com alta resistência à flexão
$0,86 \leq \alpha_r < 1$	V	Rígida

Fonte: adaptado de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

2.2 Estabilidade Global

A estabilidade estrutural pode ser entendida como a garantia do equilíbrio da edificação sob a incidência das ações. Para garantia da estabilidade global, deve ser feita uma análise de segunda ordem, em que se considera a posição deformada da estrutura. 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.

A deslocabilidade da estrutura é importante tanto para o estado limite último quanto para o estado de utilização. A classificação quanto à deslocabilidade dos nós é feita em: estrutura de nós fixos (caso os efeitos de segunda ordem sejam menores que 10% em relação aos de primeira) e estrutura de nós móveis (caso contrário).

Na primeira, os efeitos de segunda ordem não geram grandes interferências nos esforços finais. Caso ela seja de nós móveis, os esforços originados pelo deslocamento em relação à posição inicial devem ser considerados obrigatoriamente, sob pena de perda de equilíbrio ou colapso de elementos.

O processo do coeficiente γ_z , conforme Equação 2, é uma forma de verificar a necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem, por meio do cálculo do coeficiente multiplicador do momento de primeira ordem.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (2)$$

Em que:

M_{1d} é o momento de primeira ordem, na base da estrutura, gerado pelas ações que tendem a produzir seu tombamento;

ΔM_d é o momento gerado pelas ações atuantes, calculado com a estrutura deslocada por M_{1d} .

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, se o valor obtido para o coeficiente γ_z for menor que 1,1, não há necessidade de considerar os efeitos globais de segunda ordem. Se o coeficiente estiver entre 1,1 e 1,3, o momento de cálculo M_d é dado pela Equação 3.

$$M_d = 0,95 \cdot \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (3)$$

No entanto, Moncayo (2011) conclui que resultados melhores para o momento de cálculo M_d são obtidos conforme Equação 4.

$$M_d = \gamma_z \cdot M_{1d} \quad (4)$$

Caso o coeficiente encontrado seja maior que 1,3, os efeitos globais de segunda ordem devem ser considerados por meio do processo iterativo de cálculo P- Δ .

2.3 Otimização Estrutural

A otimização estrutural pode ser definida como um processo numérico de obtenção de uma configuração estrutural ótima, segundo alguma medida pré-definida de desempenho respeitando as restrições impostas.

Para se definir um problema de otimização, três fatores devem ser determinados:

- variáveis de projeto: são os parâmetros que definem o sistema, como dimensões e propriedades dos materiais envolvidos, por exemplo;
- restrições de projeto: estabelece os limites ou condições que devem ser respeitados no processo de busca do resultado ótimo;
- função objetivo: é uma função das variáveis de projeto. Seu ponto de mínimo ou de máximo é o interesse do processo iterativo de otimização.

Em resumo, o processo de otimização gera um método sistemático de busca pelo melhor projeto, de forma a diminuir a intervenção do projetista e se tornar uma ferramenta independente da experiência do usuário para se chegar à melhor situação.

Quanto aos métodos usados no processo, a otimização é dividida em determinística e estocástica. Enquanto a primeira faz uso de informações das derivadas da função objetivo, realiza uma busca local e necessita que as funções envolvidas sejam contínuas e diferenciáveis, a segunda se apresenta como um método mais flexível, possibilitando o uso de variáveis contínuas e discretas ao realizar uma busca global pelo ponto ótimo. Sendo assim, deve-se atentar para a escolha de um ponto de partida mais conveniente quando se utiliza os métodos determinísticos, para evitar que o algoritmo estacione em pontos mínimos ou máximos locais.

O programa computacional ANSYS, versão 11, dispõe de alguns métodos e ferramentas de otimização, que podem ser aplicados ao modelo numérico após sua solução, conforme desenvolvido por Menon (2005) e Zhang, Zhong e Zao (2010).

3 – MODELAGEM NUMÉRICA

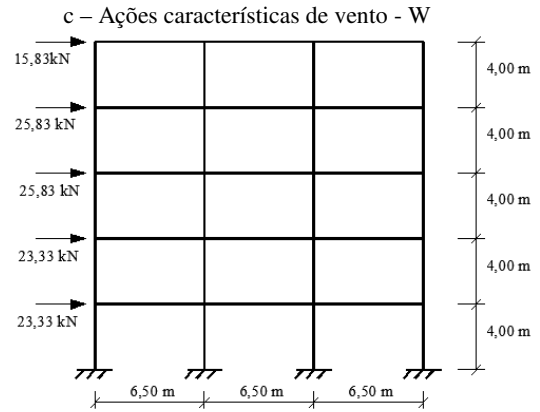
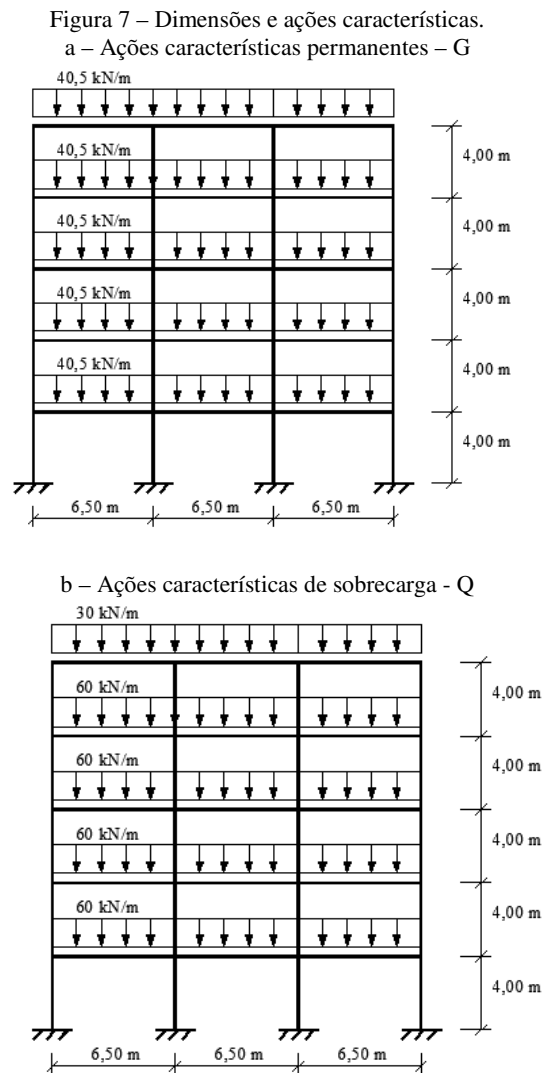
Para as simulações numéricas do pórtico plano realizadas neste trabalho, utilizou-se um modelo em elementos finitos, discretizado no ANSYS. A seguir são apresentadas suas características físicas e geométricas bem como uma análise quanto à variação do fator de restrição da ligação.

3.1 Características Físicas e Geométricas do Modelo

Neste modelo, vigas e pilares foram modelados utilizando o elemento uniaxial BEAM3, com 3 graus de liberdade em cada nó (translações nas direções x e y e rotação em torno do eixo z) passível de ser solicitado à tração, compressão e

flexão. Os pilares são contínuos e engastados na base e as vigas são ligadas aos pilares através do elemento de mola COMBIN14, em que se considera apenas a rotação da mola no eixo z. Para estas ligações, os deslocamentos na direção x e y foram compatibilizados por meio do comando *couple*.

As dimensões do módulo-base do pórtico plano e os carregamentos considerados foram os mesmos utilizados no estudo de Ferreira e El Debs (2003). No entanto, optou-se aqui por acrescentar um pavimento ao pórtico, com a intenção de colocar em evidência a questão da estabilidade global. Na Figura 7 são mostradas as dimensões e os carregamentos usados.



Uma vez que o foco da análise recai no deslocamento do topo da edificação para estudo de estabilidade, a combinação última normal mais adequada utiliza o vento como ação variável principal, conforme ABNT NBR 8681:2003 (Equação 5).

$$F_{d,uti} = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot W + 1,4 \cdot 0,5 \cdot Q \quad (5)$$

Deve ser verificado, também, o deslocamento global máximo que, de acordo com a Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006, deve ser menor do que a relação $H/1200$, na qual H é a altura total do edifício. Para esta verificação, recomenda-se usar a combinação frequente de serviço, prevista na ABNT NBR 8681:2003. Observa-se, na Equação 6, a combinação tomando o vento como ação variável principal.

$$F_{d,uti} = G + 0,3 \cdot W + 0,3 \cdot Q \quad (6)$$

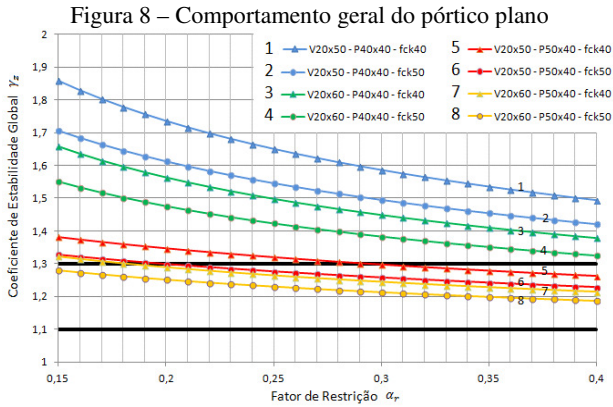
Para consideração aproximada da não-linearidade física, a rigidez das vigas foi reduzida pelo coeficiente 0,4 e a rigidez dos pilares foi reduzida pelo coeficiente 0,7 de acordo com a recomendação de Ferreira e El Debs (2003) para estruturas com fator de restrição variando de 0,14 a 0,67, como é o caso deste estudo.

3.2 Variação do Fator de Restrição da Ligação

De forma geral, o comportamento do pórtico frente ao carregamento ocorre conforme Figura 8, para cada valor de α_r dentro da zona de ligações semirrígidas com baixa restrição.

Nas curvas de 1 a 4, os pilares tiveram suas dimensões fixadas em $40 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}$. Já nas curvas de 5 a 8, as dimensões dos pilares foram alteradas para $50 \text{ cm} \cdot 40 \text{ cm}$. O aumento de 10 cm ocorreu na direção paralela à força, para consequente aumento do momento de inércia. Os valores de resistência à compressão do concreto também foram variados entre 40 MPa e 50 MPa , para verificar a redução do coeficiente de estabilidade global γ_z .

Todos os oito modelos foram simulados em elementos finitos por meio do ANSYS 11.0.



As curvas 5, 6 e 7 atenderam o limite superior do γ_z (igual a 1,3) para valores de α_r iguais ou maiores que 0,29, 0,20 e 0,18, respectivamente. A curva 8 respeitou o intervalo $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$ para todos os fatores de restrição entre 0,15 e 0,40.

Para melhor entendimento do efeito dado pela variação da rigidez ao momento fletor da ligação, comparou-se três casos, conforme Tabela 3. Nestes modelos, as vigas possuem seção transversal de $30\text{ cm} \cdot 60\text{ cm}$, os pilares de $50\text{ cm} \times 50\text{ cm}$ e a resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}) adotada para vigas e pilares é igual a 40 MPa . Os resultados obtidos evidenciam a diminuição do coeficiente γ_z e do deslocamento do topo do pórtico na medida em que se aumenta o fator de restrição (α_r) da ligação.

Tabela 3 – Análise dos casos

Caso	α_r	ΔM_d [kN · m]	M_{1d} [kN · m]	γ_z	Desloc. topo [cm]
A	0	546,47	- 1.847,6	1,42	6,55
B	0,3	110,02	- 739,22	1,18	0,73
C	1	36,95	- 455,89	1,09	0,24

4 – OTIMIZAÇÃO

Foram realizados dois testes de otimização. O primeiro foi definido conforme os dados contidos na Tabela 4. Para sua convergência utilizou-se a combinação de duas ferramentas e um método de otimização. A primeira ferramenta (Random Design Generation) foi usada como forma de testar valores aleatórios de partida para as variáveis de projeto. Em seguida, aplicou-se o método de 1ª Ordem, que usa a informação da primeira derivada das funções e define direções precisas para a busca da solução ótima no extenso espaço de projeto. Por fim, utilizou-se a ferramenta *Sweep Generation* para refinar a busca evitando pontos ótimos locais, na busca do ótimo global.

Tabela 4 – Teste de otimização 1

Parâmetro	Restrições laterais		Ponto de partida	
	Limite inferior	Limite superior		
f_{ck} [MPa]	40	60	50	
α_r	0,14	0,39	0,30	
b_v [m]	0,20	0,30	0,25	
h_v [m]	0,50	0,60	0,55	
d_1 [m]	0,40	0,65	0,50	
d_2 [m]	0,40	0,50	0,45	
Restrições de projeto	γ_z	1,1	1,3	-
Função objetivo	k [kNm / rad]	Minimizar		

Na Tabela 4, f_{ck} indica a resistência do concreto à compressão, α_r é o fator de restrição da ligação, b_v e h_v são respectivamente as dimensões da base e da altura da viga de seção retangular, d_1 é a dimensão do pilar paralela ao plano do pórtico, d_2 denota a dimensão do pilar perpendicular ao plano do pórtico, γ_z indica o parâmetro de estabilidade global de acordo com a Equação 2 e k é a rigidez da ligação viga-pilar.

O fator de restrição deve ser mantido no intervalo de 0,14 a 0,39 para que a ligação seja considerada semirrígida com baixa resistência à flexão, de acordo com a classificação de Ferreira, El Debs e Elliot (2002).

O interesse em manter o parâmetro γ_z no intervalo de 1,1 a 1,3 está em permitir que a estrutura trabalhe próximo aos limites dos Estados Limites Último e de Serviço, o que indicaria um melhor aproveitamento de sua capacidade resistente. Vale ressaltar que valores menores que 1,1 também são factíveis. Para o teste de otimização 1, o limite inferior do γ_z foi testado com valor de 1,0 e gerou resultados idênticos aos da Tabela 6, calculados para γ_z entre 1,1 e 1,3.

Os limites superiores e inferiores das demais variáveis de projeto são escolhidos pelo projetista de acordo com sua experiência prévia.

Os resultados obtidos ao final do processo estão organizados na Tabela 5. Foram necessárias 105 iterações. Para fins práticos e construtivos, adotou-se um valor ótimo para cada parâmetro que fosse o mais próximo possível do valor ótimo obtido.

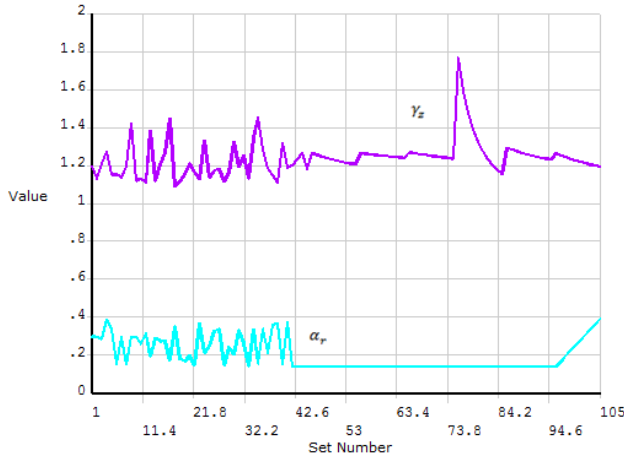
Tabela 5 – Resultados do teste de otimização 1

Parâmetro	Valor ótimo obtido	Valor ótimo adotado	
f_{ck} [MPa]	40	40	
α_r	0,14	recalcular	
b_v [m]	0,20	0,20	
h_v [m]	0,50	0,50	
d_1 [m]	0,55	0,65	
d_2 [m]	0,44	0,45	
Restrições de Projeto	γ_z	1,27	recalcular
Função Objetivo	k [kNm / rad]	2.217,6	$\geq 2.217,6$

A dimensão d_1 do pilar foi adotada como 65 cm para atender o limite de deslocamento máximo no topo do pórtico recomendado pela ABNT NBR 9062:2006, como pode ser verificado na Tabela 4.

A convergência dos valores para o fator de restrição da ligação α_r , e para o parâmetro de estabilidade global γ_z encontram-se na Figura 9.

Figura 9 – Otimização do α_r e γ_z no teste 1



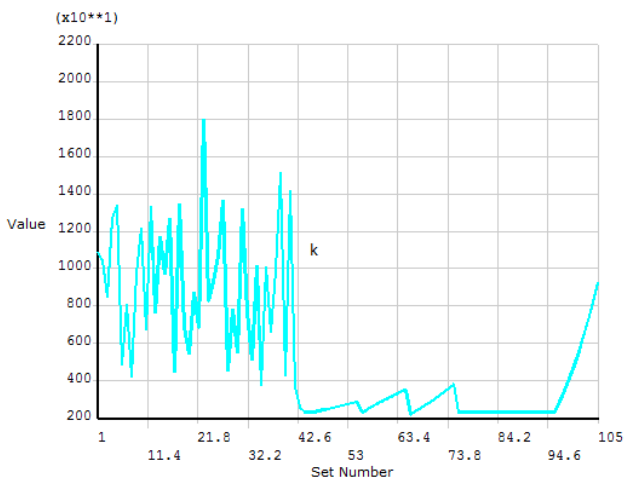
Fonte: ANSYS.

Na Figura 10 é mostrada a busca pela menor rigidez (k) da ligação viga-pilar, que respeita as restrições de projeto.

Como pôde ser percebido, para atender as condições impostas, o processo utilizou a possibilidade de aumentar a área da seção transversal dos pilares, com a finalidade de enrijecer o pórtico, uma vez que o f_{ck} manteve-se próximo ao limite inferior da banda pré-estabelecida.

No segundo teste (Tabela 6) procurou-se atender as restrições pelo aumento da resistência à compressão do concreto, limitando a base da viga (b_v) em 20 cm e a dimensão d_2 do pilar em 40 cm.

Figura 10 – Otimização do k no teste 1



Fonte: ANSYS.

Tabela 6 – Teste de otimização 2

Parâmetro	Restrições laterais		Ponto de partida	
	Limite inferior	Limite superior		
Variáveis de projeto	f_{ck} [MPa]	40	60	50
	α_r	0,14	0,39	0,30
	b_v [m]	0,20	0,20	0,20
	h_v [m]	0,50	0,60	0,55
	d_1 [m]	0,40	0,50	0,45
	d_2 [m]	0,40	0,40	0,40
Restrições de projeto	γ_z	1,1	1,3	-
Função objetivo	k [kNm / rad]	Minimizar		

Os resultados para o teste 2 foram obtidos em 84 iterações, conforme Tabela 7.

Tabela 7 – Resultados do teste de otimização 2

Parâmetro	Valor ótimo obtido	Valor ótimo adotado	
Variáveis de projeto	f_{ck} [MPa]	60	60
	α_r	0,14	recalcular
	b_v [m]	0,20	0,20
	h_v [m]	0,50	0,50
	d_1 [m]	0,50	0,50
	d_2 [m]	0,40	0,40
Restrições de projeto	γ_z	1,30	recalcular
Função objetivo	k [kNm / rad]	2.727,1	$\geq 2.727,1$

Também se recorreu à combinação dos três processos (Random Design Generation, 1ª Ordem, Sweep Generation) para solução do problema.

Observa-se que o valor do f_{ck} encontrado aqui está mais próximo do limite superior estabelecido, o que indica que a deslocabilidade do pórtico foi impedida em parte pelo efeito do aumento da resistência do concreto.

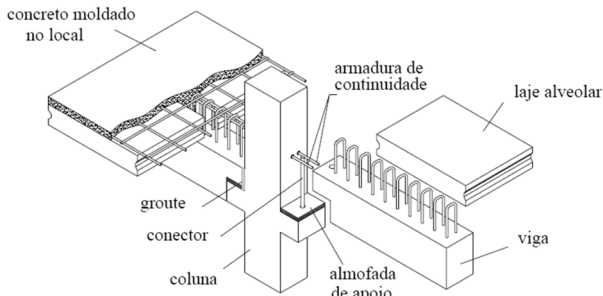
Fica a cargo do projetista a escolha entre as soluções dadas pelos Testes 1 e 2. Na primeira, têm-se elementos de concreto mais robustos e resistência à compressão menor para o concreto, já na segunda os elementos são mais esbeltos, porém, é necessário que a resistência à compressão do concreto seja maior.

Independente da solução escolhida, deve-se adotar um modelo de ligação que consiga satisfazer as condições encontradas pela otimização, seguindo com a verificação do modelo quanto ao coeficiente γ_z e à deslocabilidade máxima do topo do pórtico, como será visto a seguir.

5 – LIGAÇÃO RECOMENDADA

Para atender ao valor ótimo da rigidez da ligação, propõe-se utilizar o modelo de Miotto (2002) composto por armadura de continuidade, chumbador e almofada de apoio, conforme Figura 11.

Figura 11 – Ligação com armadura de continuidade, chumbador e almofada de apoio



Fonte: Miotto, 2002.

Enquanto a armadura de continuidade tem a função de transmitir o momento negativo atuante na ligação, o chumbador e a almofada são responsáveis pela transmissão do momento positivo, a depender da sollicitação.

Nas ligações que apresentam armadura de continuidade, dois são os principais mecanismos de deformação que causam rotações relativas entre a viga e o pilar, decorrente da sollicitação por momento fletor. O primeiro deles refere-se ao deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar e o segundo refere-se ao deslizamento induzido pela formação das fissuras de flexão na extremidade da viga, dentro de um comprimento que depende da altura útil da viga. Na bibliografia internacional, modelos analíticos que levam em conta o efeito desses mecanismos são encontrados em Park e Paulay (1975), em Paultre *et al.* (1989) e, mais recentemente, nos trabalhos de Sezen e Moehle (2003), Sezen e Setzler (2008) e Kwak e Kim (2010).

Ferreira, El Debs e Elliot (2002) propõem que a rigidez secante da ligação à flexão negativa ($k_{\phi n}$) seja calculada conforme Equação 7.

$$k_{\phi n} = \left(\frac{l_e}{0,9 \cdot E_s \cdot A_s \cdot h^2} + \frac{l_p}{E_{cs} \cdot I_{cr}} \right)^{-1} \quad (7)$$

Em que:

l_e : comprimento de embutimento da armadura de continuidade dentro do pilar;

l_p : comprimento da região da ligação, correspondente à metade do comprimento do consolo somado a altura útil d da viga, na extremidade sobre o apoio;

E_s : módulo de elasticidade longitudinal do aço da armadura de continuidade;

A_s : área da armadura negativa, passante no pilar;

h : altura efetiva na extremidade da viga;

E_{cs} : módulo de elasticidade secante do concreto;

I_{cr} : momento de inércia da seção homogeneizada fissurada no Estádio II.

Destaca-se, na Equação 7, que a primeira parcela refere-se ao mecanismo de deslizamento da armadura de continuidade no interior do pilar e a segunda, ao mecanismo de deslizamento induzido pela formação de fissuras na extremidade da viga.

Para o cálculo da rigidez secante à flexão positiva ($k_{\phi p}$), Ferreira e El Debs (2003) indicam o uso da Equação 8.

$$k_{\phi p} = \frac{0,45 \cdot E_s \cdot d^2 \cdot \phi_b^4}{(h_a + 2 \cdot \phi_b)^3} \quad (8)$$

Em que:

E_s : módulo de elasticidade longitudinal do aço do chumbador;

d : altura útil na extremidade da viga;

ϕ_b : diâmetro do chumbador;

h_a : espessura da almofada de apoio.

Uma vez que as ligações do pórtico em questão não são sollicitadas a momento positivo, estes não serão calculados. No entanto, a almofada de apoio e o chumbador serão utilizados com a finalidade construtiva de manter a estabilidade e a melhor acomodação entre viga e pilar.

O cobrimento nominal adotado foi de 3 cm, correspondente à classe de agressividade ambiental II, de acordo com a Tabela 7.2 da ABNT NBR 6118:2014. Para determinar a altura útil da viga, adotou-se ainda estribo de 5 mm.

Na Tabela 8 são apresentados os parâmetros determinados e resultados encontrados para as ligações viga-pilar realizadas em pilar central do pórtico para o primeiro teste de otimização.

Tabela 8 – Ligação para pilar central do teste 1

Momento	Parâmetros	Rigidez da ligação (k)	Fator de restrição da ligação (α_r)
M-	l_e 32,5 cm	5.987,98 kN · m / rad	0,31
	l_p 66 cm		
	E_s 200 GPa		
	A_s 2 ϕ 10		
	h 50 cm		
	E_{cs} 30.104,88 MPa		
M+	I_{cr} 18.115 cm ⁴	finalidade construtiva	
	ϕ_b 7 mm		
	h_a 1 cm		

Os valores para as ligações em pilar de canto para o teste 1 estão contidos na Tabela 9.

Após obtenção dos fatores de restrição das ligações em pilar de canto e central, o modelo foi verificado, conforme Tabela 10, quanto ao deslocamento horizontal global máximo limitado pela Tabela 2 da ABNT NBR 9062:2006 em $H/1200$, onde H corresponde a altura total do edifício.

Tabela 9 – Ligação para pilar de canto do teste 1

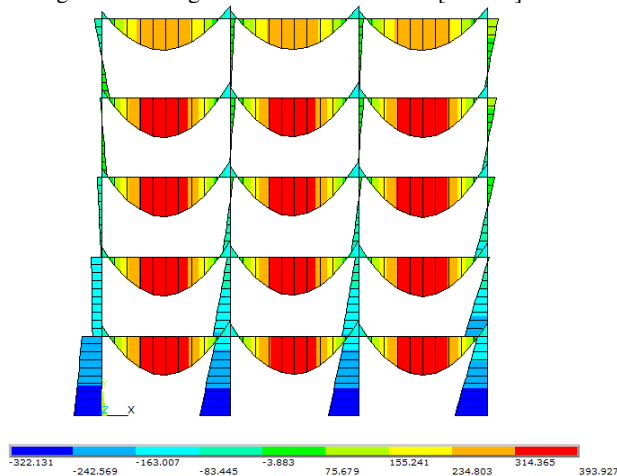
Momento	Parâmetros	Rigidez da Ligação (k)	Fator de Restrição da Ligação (α_r)
M-	l_e	62 cm	4.790,76 kN · m / rad
	l_p	66 cm	
	E_s	200 GPa	
	A_s	2 ϕ 10	
	h	50 cm	
	E_{cs}	30.104,88 MPa	
M+	I_{cr}	18115 cm ⁴	finalidade construtiva
	ϕ_b	7 mm	
	h_a	1 cm	

Tabela 10 – Verificação do teste de otimização 1

ΔM_d [kN · m]	M_{1d} [kN · m]	γ_z	D_{topo} [cm] (ELS)	D_{limite} [cm] (ELS)
138,32	-1.195,15	1,13	1,62	1,67

Na Figura 12 pode ser visto o diagrama de momento fletor do pórtico com as ligações finais, com rigidez determinada anteriormente.

Figura 12 – Diagrama de momento fletor [kN · m] - ELU.



Fonte: ANSYS.

Neste modelo, observa-se que ligações semirrígidas com valor médio igual a 0,29 para o fator de restrição já são suficientes para que o coeficiente de estabilidade global γ_z fique abaixo de 1,3 e para que o deslocamento do pórtico seja 3,09% menor que o deslocamento máximo permitido ($H/1200$).

Já no teste de otimização 2, as dimensões do pilar foram menores exigindo o uso de um concreto com maior resistência à compressão. Nesta configuração foram necessárias 2 barras de aço de diâmetro igual a 12,5 mm para compor a armadura de continuidade, gerando um fator de restrição de 0,37 para ligação central e de 0,33 para ligação de extremidade. Como consequência, o deslocamento do topo da edificação foi 0,60% menor que o deslocamento máximo permitido, conforme Tabela 11.

Tabela 11 – Verificação do teste de otimização 2

ΔM_d [kN · m]	M_{1d} [kN · m]	γ_z	D_{topo} [cm] (ELS)	D_{limite} [cm] (ELS)
153,90	-866,17	1,22	1,66	1,67

CONCLUSÕES

São destacadas com esta pesquisa a importância e as vantagens do processo de otimização aplicado à modelagem numérica para análise estrutural. Neste contexto, vale lembrar a necessidade de que os projetistas de estruturas pré-moldadas considerem as ligações com suas rigidezes efetivas, para melhor dimensionamento dos elementos estruturais, como vigas, pilares e fundações, bem como verificação dos efeitos globais de segunda ordem, obrigatória em estruturas de nós móveis.

Após modelagem e otimização do pórtico, as conclusões obtidas podem ser agrupadas como segue:

- ✓ Os aumentos da rigidez da ligação, da resistência à compressão do concreto e das dimensões das seções transversais dos elementos estruturais promovem enrijecimento do pórtico com diminuição do coeficiente de estabilidade global γ_z ;
- ✓ Quanto maior é o fator de restrição da ligação, menores são os momentos na base dos pilares e o deslocamento no topo da edificação;
- ✓ As ligações para o Teste 1 apresentaram redução de 35,31% no momento da base dos pilares e 75,27% no deslocamento horizontal máximo, se comparadas às ligações articuladas;
- ✓ Para o Teste 2, a redução foi de 53,12% para o momento da base e 74,66% para o deslocamento do topo do pórtico, comparando-se com a situação articulada.

De maneira geral, é possível perceber que mesmo as ligações com baixa restrição à flexão são capazes de garantir a estabilidade global do pórtico, constituindo assim mais uma vantagem para as estruturas pré-moldadas de concreto, por manter a importância da viabilidade construtiva.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem à CAPES pelo apoio financeiro.

REFERÊNCIAS

- ALENCAR, P. H. L.; PARENTE Jr., E.; ALBUQUERQUE, A. T. **Determinação da Rigidez à Rotação de Ligações Pré-Moldadas utilizando o Método dos Componentes**. 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.
- ALVA, G. M. S.; FERREIRA, M. A.; EL DEBS, A. L. H. C. Partially Restrained Beam-Column Connections in Reinforced Concrete Structures. **IBRACON Structures and Material Journal**, Brazil, v. 2, n. 4, p. 356-379, 2009.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

- _____. **NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado**. Rio de Janeiro, 2006.
- _____. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- EL DEBS, M. K. **Concreto Pré-moldado: Fundamentos e Aplicações**. São Carlos. Projeto REENGE, EESC-USP, 2000.
- ELLIOT, K. S. **Precast Concrete Structures**. Londres: Butterworth-Heinemann, 2002.
- ELLIOTT, K. S.; DAVIES, G.; FERREIRA, M. A.; GORGUN, H.; MADHI, A. A. Can Precast Concrete Structures be designed as semi-rigid frames? Part 2: Analytical Equations and Column Effective Length Factors. **The Structural Engineer: International Journal of the Institution of Structural Engineers**, London, UK, v. 81, n. 16, p. 28-37, 2003.
- FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K.; ELLIOT, K. S. **Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado**. 44º Congresso Brasileiro de Concreto, 2002.
- FERREIRA, M. A.; EL DEBS, M. K. **Análise de Estrutura Pré-Moldada com Ligações Semi-Rígidas para Múltiplos Pavimentos**. 45º Congresso Brasileiro de Concreto, 2003.
- GÖRGÜN, H. **Semi-rigid Behaviour of Connections in Precast Concrete Structures**. Tese (Doutorado). Department of Civil Engineering, University of Nottingham, 1997.
- KWAK, H. G.; KIM, S. P. **Simplified monotonic moment-curvature relation considering fixed-end rotation and axial force effect**. *Engineering Structures*, 32, 69-79, 2010. <http://dx.doi.org/10.1016/j.engstruct.2009.08.017>.
- MARIN, M. C.; EL DEBS, M. K. Contribution to Assessing the Stiffness Reduction of Structural Elements in the Global Stability Analysis of Precast Concrete Multi-Storey Buildings. **IBRACON Structures and Material Journal**, Brazil, v. 5, n. 3, p. 316-342, 2012. <http://dx.doi.org/10.1590/s1983-41952012000300005>.
- MEIRELES NETO, M. **Estabilidade de Edifícios de Concreto Pré-Moldado com Ligações Semirrígidas**. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Estrutural e Construção Civil, Universidade Federal do Ceará, 2012.
- MENON, A. **Structural Optimization Using ANSYS and Regulated Multiquadric Response Surface Model**. Dissertação (Mestrado). The University of Texas, Arlington, 2005.
- 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, 2002.
- MONCAYO, W. Z. M. **Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado**. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2011.
- MOTA, J. E. **Avaliação Numérica da Eficiência de uma Ligação Viga-Pilar Semi-Rígida em estruturas de Concreto Pré-Moldado**. 2º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2009.
- PARK, R.; PAULAY, T. **Reinforced concrete structures**. New York: John Wiley & Sons, 1975. <http://dx.doi.org/10.1002/9780470172834>.
- PAULTRE, P.; CASTELE, D.; RATTRAY, S.; MITCHELL, D. **Seismic response of reinforced concrete frame subassemblages – a Canadian code perspective**. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 16, 627-49, 1989. <http://dx.doi.org/10.1139/l89-097>.
- PINTO, J. F. A.; SILVA Jr., L. A.; DUTRA, C. M.; PAES, J. L. R. **Estudo do comportamento estrutural de um edifício de pequena altura em concreto pré-moldado, considerando a continuidade de ligações viga-pilar**. 3º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado, 2013.
- SEZEN H.; MOEHLE, J. P. **Bond-slip behavior of reinforced concrete members**. In: fib-Symposium (CEB-FIP) – Concrete Structures in Seismic Regions. Athens, Greece, 2003.
- SEZEN H.; SETZLER, E. J. **Reinforcement slip in reinforced concrete columns**. *ACI Structural Journal*, 105(3): 280-9, 2008.
- ZHANG, J.; ZHONG, J.; HE, L.; GAO, R. **An Improved Method of Structural Optimization Based on ANSYS**. Second International Conference on Computer Modeling and Simulation, 2010. <http://dx.doi.org/10.1109/ICCMS.2010.433>.