

Estabilidade global de estruturas reticuladas em concreto pré-moldado: influência da plastificação da ligação

Daniel de Lima Araújo¹, Marcelo Araujo Ferreira², Mounir Khalil El Debs³

Trabalho recebido em 03/11/2006 e aprovado para publicação em 12/12/2006.

Resumo

Nas estruturas reticuladas em concreto pré-moldado, a estabilidade global é grandemente influenciada pela resistência e pela rigidez à flexão das ligações viga-pilar. Desde que a maior parte das ligações viga-pilar típicas possuem um engastamento parcial, as idealizações de projeto como articulação ou engastamento perfeito podem ser inadequadas para a determinação dos efeitos de segunda ordem na estrutura. No presente trabalho é apresentado um estudo de caso de um pórtico de cinco pavimentos, no qual foram empregados diferentes tipos de ligações semi-rígidas. Foi analisada a influência do momento de plastificação e da rigidez secante da ligação na estabilidade global do pórtico, bem como a influência da substituição da curva momento *versus* rotação da ligação por uma curva bilinear simplificada. Foi admitido comportamento distinto para ligações com pilares de extremidade e com pilares intermediários. O efeito da fissuração das vigas e dos pilares foi analisado admitindo-os com comportamento elastoplástico com fissuração. Em geral, os resultados mostram que a estabilidade global da estrutura é afetada pela plastificação da ligação e pela redução da inércia de vigas e pilares. O emprego da curva bilinear simplificada, em alguns casos, fornece valores conservadores para o coeficiente γ_z especificado pela NBR 6118.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, ligações semi-rígidas, estabilidade global.

¹ Prof. Dr., Escola de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiânia (UFG). Praça Universitária, s/n, Setor Universitário, CEP 74605-220 – Goiânia – GO – Brasil. Tel: +55...., Fax: +55.... E-mail: dlaraujo@eec.ufg.br

² Prof. Dr., Departamento de Engenharia Civil, Programa de Pós-Graduação em Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos (UFSCar). Rodovia Washington Luís (SP-310), Km 235, CEP 13565-905 – São Carlos – SP – Brasil. Tel: +55...., Fax: +55.... E-mail: marcelof@power.ufscar.br

³ Prof. Dr., Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade São Paulo – São Carlos (USP/SC). Trabalhador São-carlense, 400. CEP 13566-590 – São Carlos – SP – Brasil. Tel: +55...., Fax: +55.... E-mail: mkdebs@sc.usp.br

1. Introdução

A estabilidade é importante no estudo das estruturas pré-moldadas, nas quais a deslocabilidade de primeira ordem é influenciada pelo comportamento das ligações viga-pilar, o que, por sua vez, afeta a análise de segunda ordem. Nas estruturas pré-moldadas com ligações viga-pilar articuladas, a estabilidade global depende da rigidez dos pilares em balanço engastados na base. Neste caso, a deslocabilidade da estrutura pré-moldada é bastante elevada, impossibilitando sua aplicação em edifícios altos. Por outro lado, mesmo quando se têm ligações viga-pilar com resistência à flexão, em virtude de deformações localizadas nestas ligações, as estruturas pré-moldadas ainda apresentam uma deslocabilidade superior à de uma estrutura monolítica, ou com ligações perfeitamente rígidas. Neste caso, as estruturas pré-moldadas podem ser consideradas como pórticos semi-contínuos.

A estabilidade e o equilíbrio de uma estrutura pré-moldada devem ser garantidos para as diferentes etapas da obra. No caso de ligações solidarizadas com concretagem no local, deve-se garantir a estabilidade também durante a montagem da estrutura.

O PCI (PCI 1988) recomenda o método *Beam-Line* para a determinação da interação entre a ligação viga-pilar e a viga pré-moldada adjacente, a qual é considerada linear para o Estado Limite Último (ELU). Segundo o PCI, a resistência das ligações deve garantir o desenvolvimento da capacidade resistente dos elementos estruturais adjacentes, sendo que a plastificação não deve ocorrer na ligação, mas na viga. Em Ferreira e Elliott (2002) é apresentada uma proposta de procedimento de projeto de ligações semi-rígidas em que as ligações devem atender a critérios de resistência e de rigidez simultaneamente. A interação entre a não-linearidade da viga pré-moldada em concreto armado e a não-linearidade da relação momento-rotação da ligação viga-pilar depende de vários fatores e varia para as diferentes combinações de carregamento. Em Gorgun (1997) é utilizado o método *Beam-Line* no Estado Limite Último (ELU) considerando a rigidez secante da ligação viga-pilar e a viga adjacente com seção toda fissurada. Em Ferreira *et al.* (2003) também é considerada a rigidez secante da ligação viga-pilar, mas para a viga adjacente no ELU é considerada a rigidez reduzida para 40% da rigidez elástica ($0,4E_c I$).

No Brasil, com a revisão da norma NBR 9062 (ABNT 1985), tem-se a necessidade de se conhecer em que condições os procedimentos para a estabilidade global dispostos na NBR 6118 (ABNT 2003) também são aplicáveis às estruturas pré-moldadas, nas quais, além da não-linearidade dos elementos de concreto armado, tem-se o efeito da não-linearidade das ligações no comportamento da estrutura. Segundo o procedimento recomendado na NBR 6118, o coeficiente γ_z pode ser empregado para avaliar os efeitos globais de segunda ordem, os quais podem ser desprezados para $\gamma_z < 1,10$ e, para valores entre $1,10 < \gamma_z < 1,30$, as forças horizontais na combinação última devem ser multiplicadas por $0,95\gamma_z$ para se estimarem os deslocamentos e esforços de segunda ordem.

2. Análise de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas

A teoria sobre pórticos com nós semi-rígidos está amplamente divulgada na literatura técnica. Em Ferreira (1993) são apresentados desenvolvimentos matemáticos que empregam matrizes de correção para modificação das matrizes de rigidez dos elementos e das matrizes dos esforços de bloqueio para se levar em conta as deformabilidades das ligações. Essas matrizes são funções do chamado fator de restrição α_R , que é um parâmetro que relaciona a rigidez da ligação em relação à rigidez da viga conectada adjacente, variando entre 0 e 1 para a articulação e o engaste, respectivamente. Para os esforços no ELU, o fator de restrição deverá ser obtido a partir da rigidez secante da relação momento-rotação na região do apoio (S_{sec}) e deve-se considerar a redução da rigidez na região do vão da viga (L_{viga}) através da rigidez equivalente da viga ($E_c I_{eq}$). Assim, o fator de restrição pode ser obtido pela Equação (1):

$$\alpha_R = \left[1 + \frac{3E_c I_{eq}}{S_{sec} L_{viga}} \right]^{-1} \quad (1)$$

A relação entre o momento modificado na extremidade de uma viga (M_E) devido à ligação semi-rígida e o momento de engastamento perfeito no apoio (M_R) pode ser escrita em função do parâmetro α_R e também varia entre 0 e 1 conforme explicitado na Equação (2).

$$\frac{M_E}{M_R} = \left[\frac{3\alpha_R}{2 + \alpha_R} \right], \quad \text{onde} \quad M_R = qL_{viga}^2 / 12 \quad (2)$$

Pelo conceito do Método *Beam-line* o momento na extremidade de uma viga pré-moldada não depende apenas de critérios de resistência, mas da resposta da rigidez relativa da ligação na análise estrutural. Dessa forma, a resistência de uma ligação deve ser compatível com a sua rigidez à flexão, de modo que a curva momento *versus* rotação da ligação seja capaz de ultrapassar a reta *Beam-line*, garantindo, assim, que a falha ocorra no elemento estrutural, não na ligação (Fig. 1).

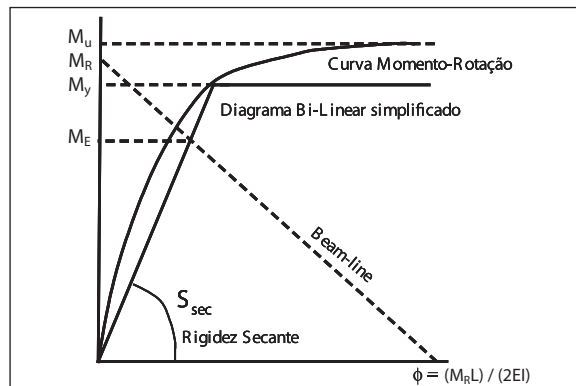


Figura 1: Procedimento teórico para projeto de ligações semi-rígidas (PCI 1988)

3. Resultados experimentais de ligações semi-rígidas

Há na literatura diversos resultados de ensaios em ligações semi-rígidas. Citam-se neste item, de forma resumida, apenas alguns resultados que serão empregados nas análises numéricas que serão desenvolvidas no próximo item.

Em Ferreira *et al.* (2002) são apresentados resultados de ensaios de flexão em dois protótipos com ligações duplas viga-pilar com armadura contínua concretada *in loco*, com apoio da viga sobre camada de *graute* com 10 mm e com chumbador parafusado no topo, conforme ilustrado na Figura 2 (modelo BC-16A). As variáveis analisadas foram a taxa de armadura negativa ($3 \phi 16$ mm e $3 \phi 20$ mm) e o comprimento de apoio na extremidade da viga (180 mm e 250 mm).

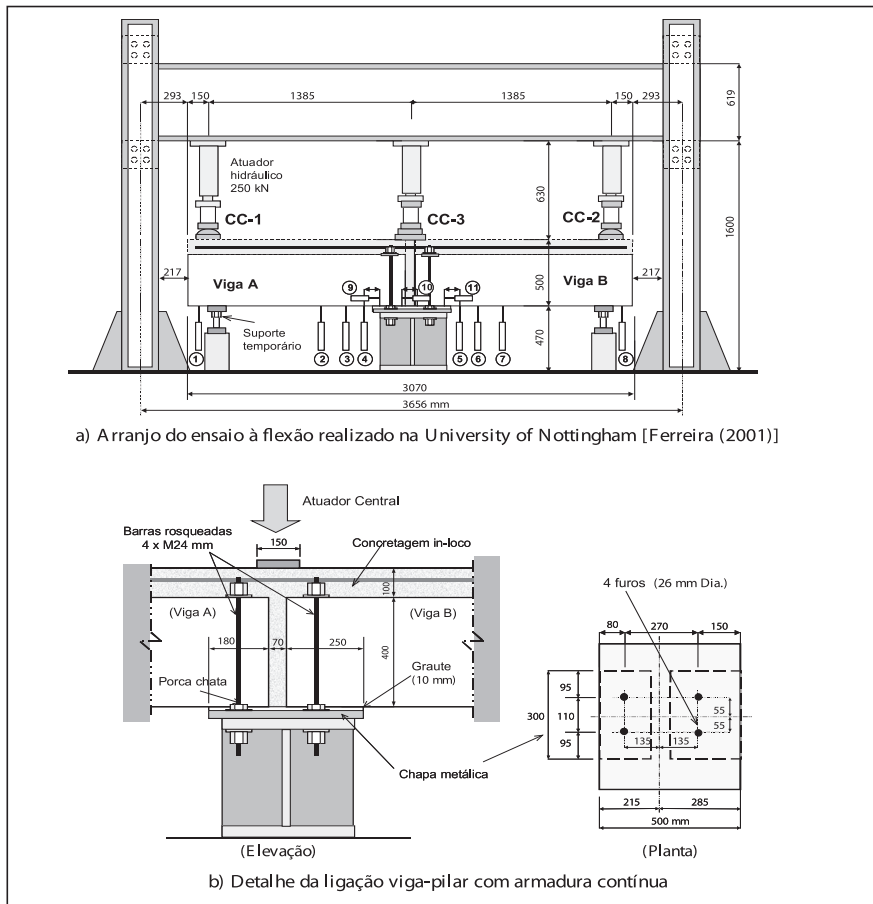


Figura 2: Ensaio em ligação semi-rígida (modelo BC-16A)

Citam-se também os resultados de três tipologias de ligações que foram ensaiadas em programas experimentais do Precast Concrete Institute PCI nos Estados Unidos e do

European Action COST1 no Reino Unido. O arranjo geral dessas tipologias é apresentado na Figura 3. Na ligação BC-16 são utilizadas barras de continuidade para a ligação negativa e chapas soldadas para a ligação positiva sobre o consolo. A ligação BC-26 simula uma ligação monolítica, onde uma viga pré-moldada com barras salientes é solidarizada com os pilares moldados na obra. Resultados dos ensaios dessas tipologias de ligações são encontrados em Stanton *et al.* (1986). O terceiro tipo de ligação foi ensaiado na Universidade de Nottingham e os resultados encontram-se em Gorgun (1997). Nessa ligação (BC-TW1) utiliza-se de armadura de continuidade para a ligação negativa (com laje alveolar em seção T) e a transmissão por cisalhamento é feita por meio de um consolo metálico com chapas soldadas. Neste caso, não existe ligação positiva.

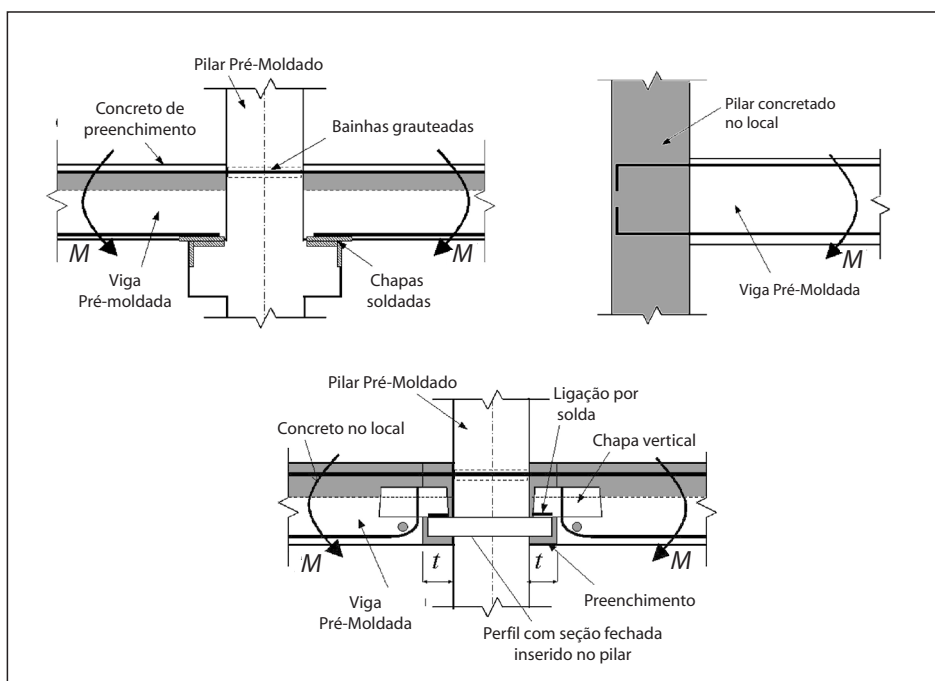


Figura 3: Tipologias típicas de ligações semi-rígidas

Na Figura 4 são apresentadas as curvas experimentais momento *versus* rotação para as ligações BC-16A, BC-16, BC-26 e BC-TW1. Observa-se que as ligações BC-TW1 e BC-16A apresentam aproximadamente a mesma rigidez inicial, porém resistências diferentes. As ligações BC-16 e BC-26 apresentam uma menor rigidez inicial, porém possuem resistência muito superiores às das outras ligações.

Em Miotto (2002) é proposta uma modificação de uma ligação viga-pilar de uso corrente nas estruturas de concreto pré-moldado para alturas de até 12 metros (Fig. 5). Em relação à ligação usualmente empregada, e que normalmente é considerada pelos projetistas como articulação, apresenta as seguintes diferenças: (a) substituição da almofada de elastômero por almofada de argamassa especial e (b) preenchimento do es-

paço entre a parte superior da viga e o pilar por *graute*. As modificações não alteram a ligação em relação à estética e às tolerâncias envolvidas. Em relação à execução, existe um trabalho adicional que é o grauteamento do espaço entre a parte superior da viga e o pilar. Já em relação ao comportamento, há uma transmissão significativa de momentos fletores negativos e positivos pela ligação.

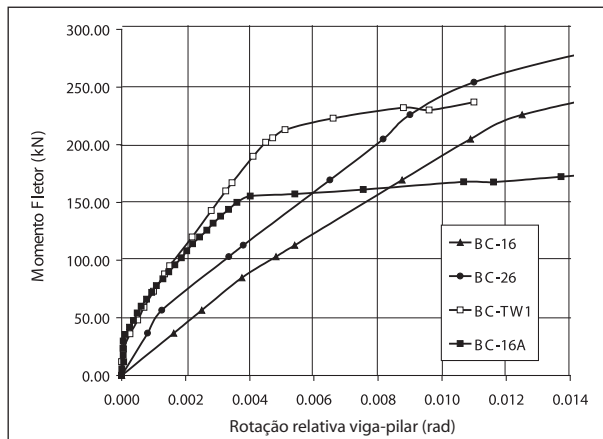


Figura 4: Curvas experimentais momento *versus* rotação para ligações semi-rígidas

O programa experimental realizado incluiu dois protótipos. O protótipo 1 correspondia a um pilar interno da estrutura e o protótipo 2 representava um pilar de extremidade. As armaduras do pilar e do consolo, bem como as armaduras da viga, foram dimensionadas admitindo uma modulação de vão de 6,0 m por 6,0 m. A armadura de continuidade foi estimada com base nesta modulação, considerando as cargas que atuariam após a efetivação da ligação. Na distribuição da armadura de continuidade, adotou-se metade da área de aço calculada na forma de barras passando dentro do pilar e a outra metade na forma de barras distribuída na capa de concreto estrutural. Sendo assim, a armadura passando pelo pilar nos protótipos 1 e 2 era de 2 ϕ de 16 mm (400 mm²) e pela capa era de 6 ϕ de 10 mm (470 mm²). No protótipo 2, as barras passando pela capa eram ancoradas na extremidade da laje e as demais passavam pelo pilar, como no protótipo 1.

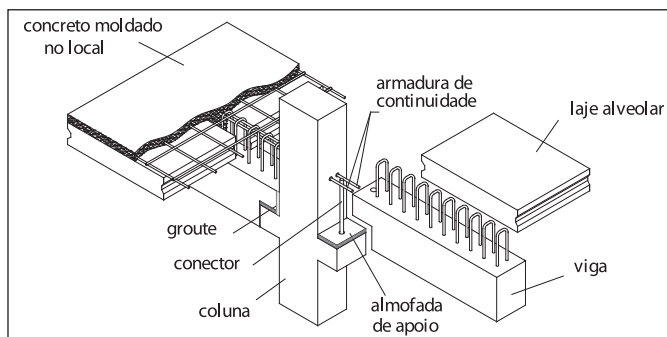


Figura 5: Ligação viga-pilar (protótipo 1) relatada em Miotto (2002)

Baseado nos resultados experimentais obtidos, são propostas equações para a determinação de uma curva teórica para a ligação, admitida bilinear. Na Tabela 1 são mostrados os valores característicos das curvas teóricas para momento fletor positivo e negativo. Na Figura 6 são mostradas as curvas experimentais e teóricas para momento fletor negativo (Miotto 2002).

Tabela 1: Valores característicos das curvas momento fletor *versus* rotação (Miotto 2002)

	Pilar interno		Pilar externo	
	Momento fletor negativo	Momento fletor positivo	Momento fletor negativo	Momento fletor positivo
Rigidez secante (S_{sc}) – MN/rad	165,8	8,1	88,7	7,4
Momento de plastificação (M_y) – kN.m	230,0	31,4	107,8	33,6

4. Exemplo Numérico

Para a análise da estabilidade global de estruturas pré-moldadas com ligações semi-rígidas, foi realizado um estudo de caso em um pórtico plano com cinco pavimentos. Os pilares possuem seção de 50 cm x 50 cm e as vigas possuem seção de 30 cm x 60 cm. Para o concreto foi admitido um módulo de elasticidade (E_c) de 35 GPa. As cargas permanentes referem-se ao peso-próprio das vigas, das lajes e do capeamento de 5 cm em concreto e foram aplicadas ao pórtico na forma de cargas concentradas nos nós. As forças horizontais de vento também foram aplicadas como forças concentradas nos nós, sendo o vento considerado como ação variável principal. A sobrecarga (ação variável secundária) foi aplicada na estrutura como carga uniformemente distribuída. Na Figura 7 é mostrado o carregamento de cálculo para a análise da estabilidade global. Nessa figura também é mostrado o carregamento de cálculo utilizado para a análise da estabilidade global na fase construtiva. Neste caso, as ligações foram admitidas rotuladas e o vento foi admitido como ação variável principal. O seu valor foi obtido a partir da NBR 6123 (ABNT 1988) admitindo a estrutura reticulada.

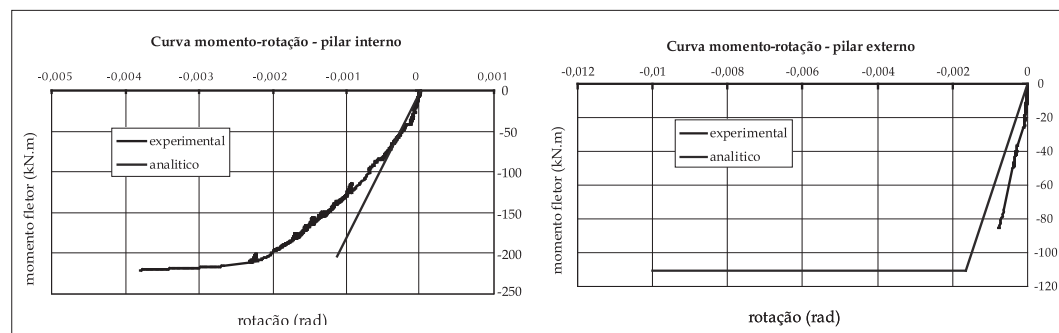


Figura 6: Curva momento *versus* rotação relatada em Miotto (2002)

A não-linearidade física (NLF) dos elementos foi considerada pela redução das inércias das seções das vigas e dos pilares conforme recomendações da NBR 6118, ou seja, adoção de $0,4E_c I$ para a rigidez equivalente das vigas e de $0,8E_c I$ para os pilares. A estabilidade global foi avaliada pelo coeficiente γ_z especificado por essa norma.

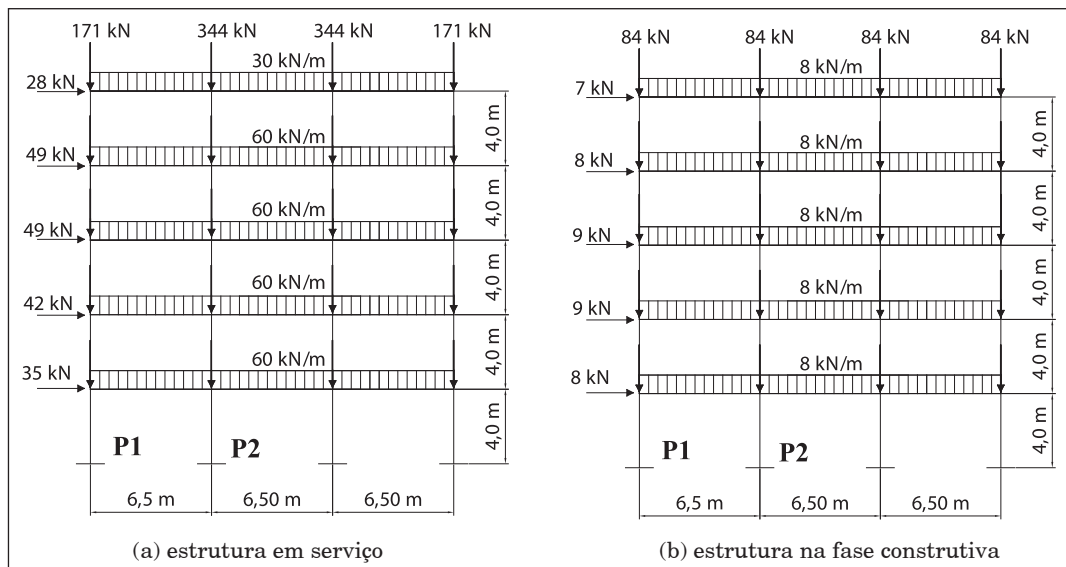


Figura 7: Carregamento de projeto no pórtico de cinco pavimentos

A primeira análise consistiu na modelagem, no programa ANSYS 6.1 (Ansys 2002), do pórtico na fase construtiva com as ligações rotuladas. Nesta análise foi admitido que as vigas e os pilares possuíam rigidez integral, ou seja, que não havia fissuração de vigas e pilares. Foi obtido um coeficiente γ_z de 1,21, o que demonstra a necessidade de consideração dos efeitos de segunda ordem globais na fase construtiva. Caso se deseje uma estrutura indeslocável nesta etapa, basta que seja executada uma continuidade na ligação durante a montagem da estrutura que garanta a transferência de no mínimo 5% do momento de engastamento perfeito ($\alpha_r = 0,07$). Neste caso, o coeficiente γ_z do pórtico é reduzido para 1,11.

A segunda análise consistiu do estudo da influência da plastificação da ligação na estabilidade global da estrutura. Para tanto, foram utilizados os dados das ligações relatados em Miotto (2002) para pilares internos e externos (apenas momento fletor negativo). Foram admitidos três casos distintos de comportamento para a ligação. No primeiro caso, admitiu-se que a ligação não apresentava plastificação; no segundo caso foram empregadas as curvas teóricas mostradas em Miotto (2002) e, no terceiro caso, o momento de plastificação na ligação dos pilares internos foi reduzido. Este último caso visa simular uma situação de retirada de parte da armadura negativa na ligação com o objetivo de forçar a plastificação da ligação, aumentando o momento fletor positivo na viga adjacente. Estes três casos estão ilustrados na Figura 8.

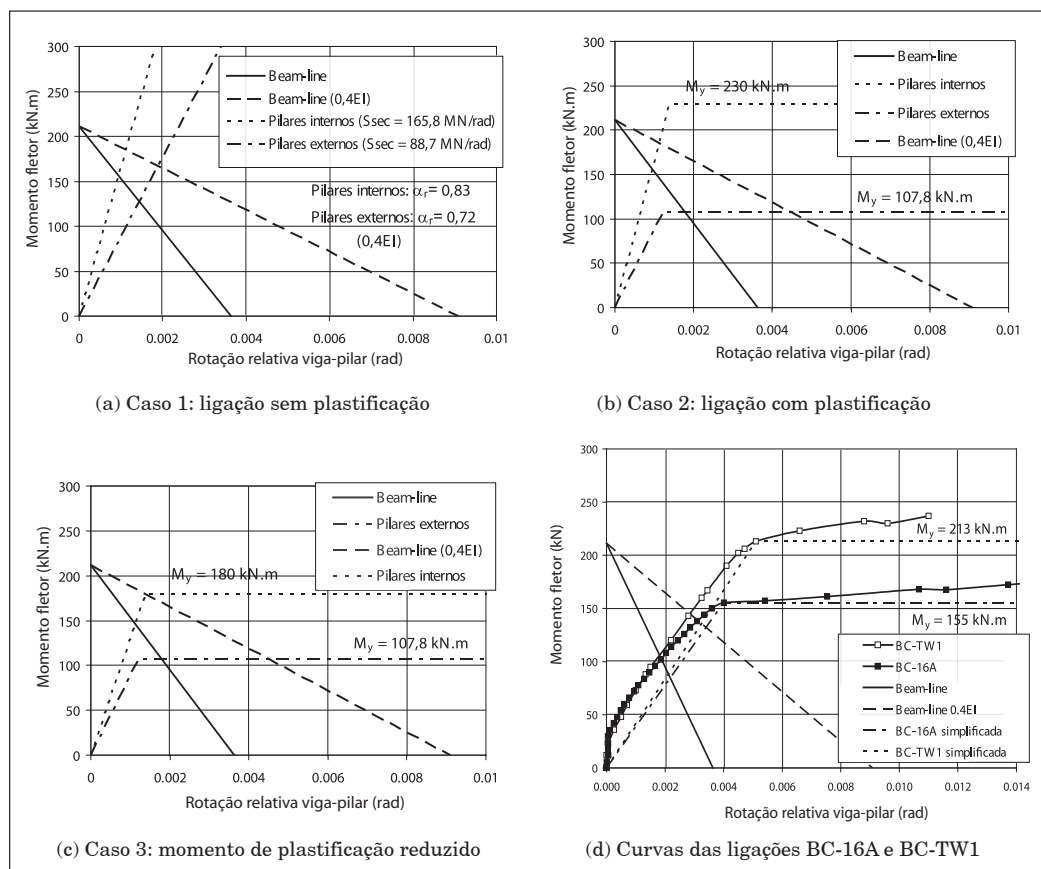


Figura 8: Curva momento *versus* rotação utilizada nas ligações do pórtico de cinco pavimentos

Na Tabela 2 são apresentados os coeficientes γ_z e os momentos fletores na base dos pilares obtidos a partir desses três casos, admitindo-se a NLF simplificada da NBR 6118. Para efeito de comparação, também são apresentados os valores para o pórtico com ligações monolíticas. Nota-se que no caso 1 há um aumento na deslocabilidade da estrutura, entretanto esta ainda pode ser considerada praticamente indeslocável. Isso ocorre porque as ligações apresentam fator de restrição superior a 0,67, o que as caracteriza como de alta restrição. Ao se permitir a plastificação das ligações com o momento de plastificação do pilar externo menor que a reta *beam-line*, nota-se um sensível aumento da deslocabilidade da estrutura, com o coeficiente γ_z atingindo 1,19. Isso se deve não somente pela plastificação nos pilares de extremidade, mas também à plastificação em algumas ligações nos pilares internos do primeiro ao quarto pavimentos (ligações à esquerda nos vãos). Tal comportamento é acentuado no caso 3, no qual o coeficiente γ_z atinge o valor de 1,25, o que aumenta em 134% o momento de primeira ordem na base do pilar P1.

A terceira análise teve como objetivo verificar a influência da substituição da curva momento *versus* rotação real da ligação pela curva simplificada. Para tanto, o pórtico foi

modelado com as curvas real e simplificada das ligações BC-16A e BC-TW1 mostradas na Figura 8(d) (aplicadas a pilares internos e externos). Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 3. Essas ligações apresentam fator de restrição que as caracterizam como de média restrição ($0,4 \leq \alpha_r \leq 0,67$ ou $0,5 \leq M_E/M_R \leq 0,75$). Nota-se que praticamente não há alteração no valor do coeficiente γ_z quando a curva real é substituída pela curva simplificada com rigidez secante. Isso ocorre, principalmente, porque os valores do fator de restrição nas curvas real e simplificada são muito próximos e porque tanto a curva real quanto a curva simplificada apresentam um momento de plastificação bem definido.

Na quarta análise procurou-se identificar a influência da rigidez da ligação na estabilidade global da estrutura. Para tanto foram utilizadas as curvas reais das ligações BC-16A, BC-TW1, BC-26 e BC-16. Os resultados obtidos são mostrados na Tabela 4. Apesar da variação no valor do fator de restrição das ligações, todas podem ser caracterizadas como de média restrição. Nota-se que com a diminuição do fator de restrição há um aumento no valor do coeficiente γ_z , evidenciando a influência da rigidez da ligação na estabilidade global da estrutura. Por exemplo, com a redução do fator de restrição de 0,59 para 0,38, ocorre um aumento de 25% no momento na base do pilar P1. A ligação BC-16A, entretanto, apresentou comportamento distinto. Apesar de possuir um fator de restrição próximo ao da ligação BC-TW1, a estrutura apresentou-se muito mais flexível, tendo, inclusive, um coeficiente γ_z maior que o da estrutura com a ligação BC-16. Isso se deve ao fato de que nessa estrutura as rotações das ligações à esquerda do Pilar P2 foram maiores que nas demais estruturas, devido ao momento de plastificação bem definido na ligação BC-16A e pouco superior à reta *beam-line*.

Tabela 2: Influência da plastificação da ligação na estabilidade global

	Monolítico	Semi-rígido caso 1*	Semi-rígido caso 2*	Semi-rígido caso 3*
Coeficiente γ_z	1,07	1,11	1,19	1,25
Momento fletor na base do pilar P1 (kN.m)	99,70	146,65	201,49	233,42
Momento fletor na base do pilar P2 (kN.m)	158,97	189,75	244,90	244,90

* Os casos indicados na tabela se referem às ligações mostradas na Figura 8.

Tabela 3: Influência do emprego da curva bi-linear na estabilidade global

	BC-16A		BC-TW1	
	Real ($\alpha_r = 0,56$)	Secante ($\alpha_r = 0,53$)	Real ($\alpha_r = 0,59$)	Secante ($\alpha_r = 0,54$)
Coeficiente γ_z	1,23	1,22	1,15	1,14
Momento fletor na base do pilar P1 (kN.m)	220,38	216,43	168,30	163,26
Momento fletor na base do pilar P2 (kN.m)	252,00	247,30	209,56	203,53

Tabela 4: Influência da rigidez da ligação na estabilidade global

	BC-16A ($\alpha_r = 0,56$)	BC-TW1 ($\alpha_r = 0,59$)	BC-26 ($\alpha_r = 0,46$)	BC-16 ($\alpha_r = 0,38$)
Coefficiente γ_z	1,23	1,15	1,19	1,21
Momento fletor na base do pilar P1 (kN.m)	220,38	168,30	196,83	209,83
Momento fletor na base do pilar P2 (kN.m)	252,00	209,56	231,20	239,86

Nas análises até aqui apresentadas, a não-linearidade física de vigas e pilares foi considerada de forma simplificada seguindo as recomendações da NBR 6118. Visando verificar a validade dessa simplificação, o pórtico em análise foi modelado no programa ANSYS 6.1. Nesta modelagem, a ligação foi representada com suas dimensões reais, incluindo a discretização da armadura de flexão (Fig. 9). Para representar o concreto, foi utilizado um modelo elastoplástico com fissuração disponível na biblioteca desse programa. Esse modelo é capaz de representar com boa precisão o comportamento não linear de vigas de concreto armado quando submetidas a carregamentos crescentes. Maiores detalhes sobre esse modelo, incluindo a comparação com resultados experimentais, podem ser encontrados em Carmo (2005). Para a armadura foi admitido um comportamento elastoplástico perfeito.

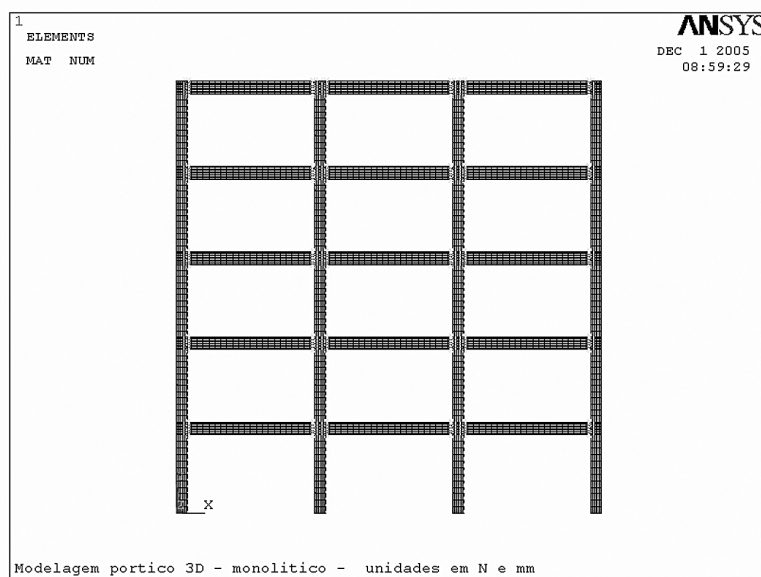


Figura 9: Discretização do pórtico no programa ANSYS 6.1.

Inicialmente, foi validada a capacidade do programa ANSYS 6.1 de representar a curva momento *versus* rotação de ligações semi-rígidas. Para tanto, foi modelada a ligação BC-16A, sendo as curvas numérica e experimental mostradas na Figura 10. Como

pode ser visto na figura, houve uma boa concordância entre as duas curvas.

Como a viga do pórtico em estudo possuía 60 cm de altura e carregamento diferente do utilizado no ensaio da ligação BC-16A, a curva momento *versus* rotação dessa ligação foi obtida a partir da modelagem no programa ANSYS 6.1. Para tanto, foi necessário determinar a quantidade de armadura negativa na ligação, que foi pré-dimensionada em 4 ϕ 12,5 mm. Para as vigas, foi dimensionada uma armadura positiva de 5 ϕ 16 mm e, para os pilares, foi adotada uma armadura de 8 ϕ 16 mm. Adotou-se um concreto com resistência à compressão característica (f_{ck}) de 30 MPa e módulo de elasticidade de 30 GPa. A curva momento *versus* rotação para esta ligação obtida da modelagem é mostrada na Figura 10(b). Nesta figura também é mostrada a curva de outra ligação (ligação 1), onde foi adotado 3 ϕ 12,5 mm para a armadura negativa na ligação e foi desprezada a aderência entre o concreto da capa e a face interna do pilar.

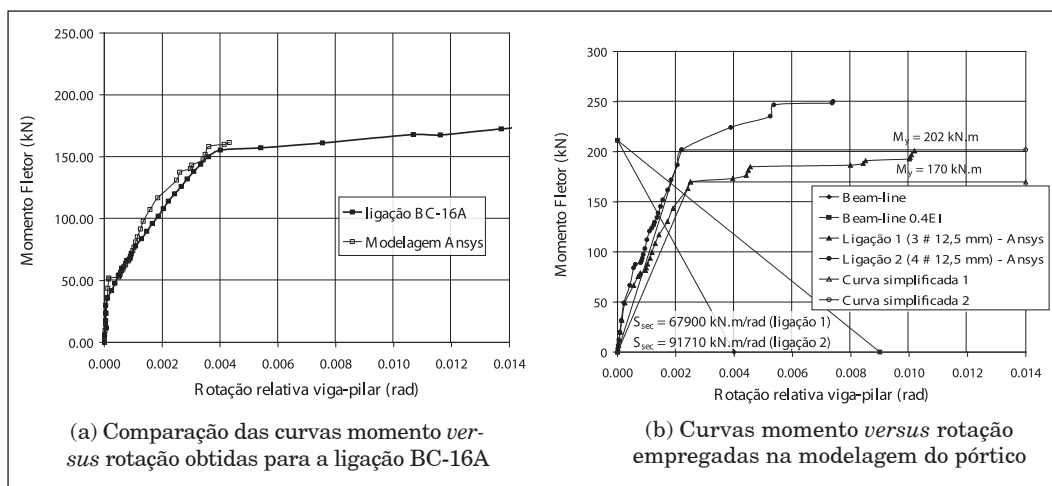


Figura 10: Curva momento *versus* rotação obtida da modelagem no programa ANSYS 6.1

Na Tabela 5 são mostrados os valores do coeficiente γ_z obtidos da modelagem do pórtico no programa ANSYS 6.1. Também são mostrados os valores do coeficiente γ_z obtidos da modelagem do pórtico plano, empregando as curvas momento *versus* rotação obtidas da Figura 10(b). Neste caso, foram realizadas modelagens considerando as inércias reduzidas de acordo com a NBR 6118 e sem redução das inércias. Observa-se que o coeficiente γ_z obtido da análise bidimensional com redução das inércias apresenta-se maior que o coeficiente obtido da modelagem no programa ANSYS 6.1. Isso se deve, principalmente, ao fato de se admitir uma redução de inércia constante para a viga ao longo de todo o seu vão. Observando o panorama de fissuração obtido para o pórtico (Figura 11), nota-se que há uma concentração de fissuras na região de momento fletor positivo no meio do vão e na região de momento fletor negativo na ligação com os pilares. Isso faz com que a rigidez da viga não seja constante ao longo do vão. Além disso, nota-se claramente a ausência de fissuração nos pilares para este nível de carregamento.

Tabela 5: Influência da não linearidade física (NLF) das vigas e pilares

Tipo de análise	Coefficiente γ_z
Modelagem no ANSYS 6.1 com ligação 1	1,13
Bidimensional com ligação 1 e NLF simplificada*	1,23
Bidimensional com ligação 1 sem NLF*	1,12
Modelagem no ANSYS 6.1 com ligação 2	1,09
Bidimensional com ligação 2 e NLF simplificada*	1,17
Bidimensional com ligação 2 sem NLF*	1,10

* Nesta análise foi adotada a curva momento *versus* rotação real da ligação mostrada na Figura 10(b).

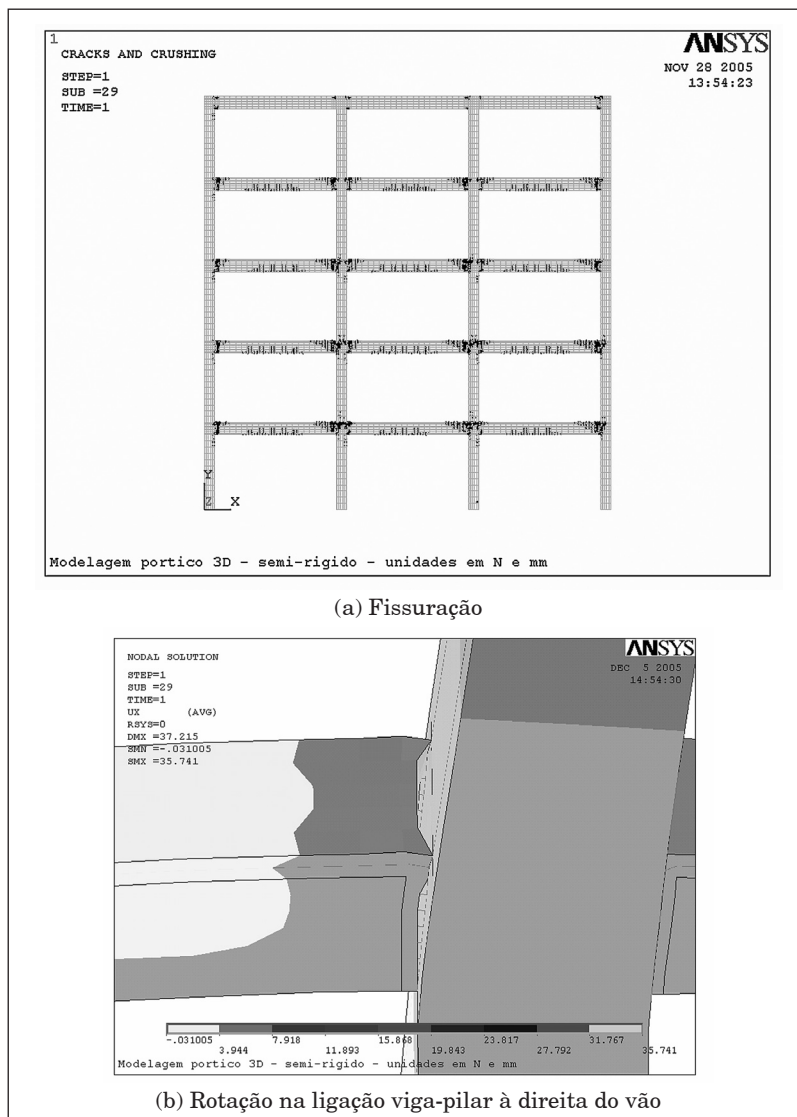


Figura 11: Fissuração no pórtico e detalhe da rotação na ligação viga-pilar

Procedeu-se a nova análise usando a inércia elástica das vigas e dos pilares, sendo os valores também mostrados na Tabela 5. Observa-se, neste caso, uma boa aproximação da análise bidimensional sem redução das inércias com os valores obtidos da modelagem no programa ANSYS 6.1, o que, a princípio, sugere a não-redução da rigidez das vigas e pilares. Contudo, a rotação da ligação nas análises bidimensionais apresentou-se maior que a rotação na modelagem no programa ANSYS 6.1 (Tab. 6), tendo atingido o momento de plastificação da ligação. Isso mostra que os maiores valores do coeficiente γ_z nas análises bidimensionais decorre da consideração, conjunta, de uma menor rigidez para as vigas e pilares e de uma plastificação da ligação que, na realidade, não aconteceu na modelagem no programa ANSYS 6.1.

Tabela 6: Rotação da ligação viga-pilar (primeiro vão do primeiro pavimento) [radianes]

Tipo de análise	Ligação à esquerda	Ligação à direita
Modelagem no ANSYS 6.1 com ligação 1	0,00047	0,0020
Bidimensional com ligação 1 e NLF simplificada*	0,00064	0,0070
Modelagem no ANSYS 6.1 com ligação 2	0,00046	0,0008
Bidimensional com ligação 2 e NLF simplificada*	0,00095	0,0032

* Nesta análise foi adotada a curva momento *versus* rotação real da ligação mostrada na Figura 10(b).

5. Conclusões

A principal conclusão obtida dessa análise é que a plastificação da ligação afeta a estabilidade global da estrutura, mesmo em situações em que o momento de plastificação da ligação se encontra acima da reta *Beam-line*. Tal comportamento, normalmente verificado a partir de análises simplificadas considerando um pórtico plano com redução de inércia de vigas e pilares, acarreta uma deslocabilidade excessiva para a estrutura. Esse comportamento, porém, não é confirmado a partir dos resultados obtidos da modelagem por elementos finitos que consideram a fissuração do concreto. Tal divergência ocorre devido à redução excessiva da inércia de vigas e pilares ou pela maior rotação da ligação na análise simplificada. Desse modo, sugere-se que na análise simplificada seja adotada uma inércia variável ao longo das vigas que efetivamente represente o panorama de fissuração das mesmas, não apenas uma redução constante para todo o vão da viga conforme recomendado pela NBR 6118. Quando isso não for realizado, sugere-se que se adote um momento de plastificação para a ligação suficientemente distante da reta *Beam-line* de modo a evitar a rotação excessiva da ligação na análise simplificada. Se tais medidas não forem consideradas, corre-se o risco de se adotar em projeto uma estrutura mais flexível que a estrutura real, o que em última instância inviabiliza o aumento do número de pavimentos das estruturas reticuladas em concreto pré-moldado.

Referências

- ANSYS Release 6.1. U.S.A.: SAS IP, Inc., 2002, Windows 2000.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1985). *Projeto e Execução de Estruturas de Concreto Pré-Moldado*. NBR 9062, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). *Forças devidas ao vento em edificações*. NBR 6123, Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas (2003). *Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento*. NBR 6118, Rio de Janeiro.
- Carmo, L.C. (2005) *Ductilidade de vigas de concreto armado convencional e de alta resistência reforçadas com fibras metálicas: análise via método dos elementos finitos*. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Goiás, Escola de Engenharia Civil.
- Ferreira, M.A. (1993). *Estudo de Deformabilidades de Ligações para Análise Linear em Pórticos Planos de Elementos Pré-Moldados de Concreto*. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Ferreira, M. A. and Elliott, K.S. (2002). *Strength-Stiffness Requirement Approach for Semi-Rigid Precast Connections*. RESEARCH REPORT, University of Nottingham, UK.
- Ferreira, M.A.; El Debs, M.K. and ELLIOTT, K.S. (2002). Modelo Teórico para Projeto de Ligações Semi-Rígidas em Estruturas de Concreto Pré-Moldado. In: *44º Congresso Brasileiro do Concreto - IBRACON*, Belo Horizonte, MG.
- Ferreira, M.A.; El Debs, M.K. and ELLIOTT, K.S. (2003). Determinação Analítica da Relação Momento-Rotação em Ligações Viga-Pilar de Estruturas Pré-Moldadas de Concreto. In: *V Simpósio EPUSP sobre estruturas de concreto*, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- Gorgun, H. (1997). *Semi-rigid behaviour of connections in precast concrete structures*. PhD Thesis, University of Nottingham, United Kingdom.
- Miotto, A. M. (2002). *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.
- Precast Concrete Institute, PCI (1988). *Design and Typical Details of Connections for Precast and Prestressed Concrete*. Chicago, ILLINOIS.
- Stanton, J.F.; Anderson, R.G.; Dolan, C. and McCleary, D.E. (1986). *Moment Resistant Connections and Simple Connections*. PCI SPECIAL RESEARCH PROJECT N.º 1/ 4, PRECAST/ PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE. Chicago, IL, 436 p.

Stability analysis of multi-storey precast concrete frames: influence of connection yield.

1. Abstract

In precast framed structures, the global stability is greatly influenced by the flexural strength and rotational stiffness of beam-column connections. Since most of moment resistant connections have a semi-rigid behaviour in flexure, being partially restrained, idealizations such as perfect restrained connections may result in inadequate design criteria to determine second order effects of precast framed structures. This paper presents the analysis of a 5-storey precast frame, in which different types of semi-rigid connections were considered. Concerning the global second order analysis of precast frames, it has been studied the influence of the following parameters: the rotational secant stiffness of connections; the yield moment of connections; the difference between considering the characteristic curve for the moment-rotation relationship of a given connection by a simplified bi-linear diagram. The cracking along the elements of beams and columns was considered within the analysis by assuming a special non-linear model for concrete available on software ANSYS®. In general, the results indicate that the global stability of framed structures is influenced by the yield of the connections and by the reduction of flexural stiffness due to cracking along beams and columns. In some cases, the use of simplified diagrams for the moment-rotation relationship conducted to conservative values for the γ_z coefficient, according to NBR-6118 code.

Key words: Precast concrete, Semi-rigid connections, Global stability.

2. Introduction

In Brazil, the procedure for the analysis of global stability of concrete framed structures is given by the Brazilian code NBR 6118 (ABNT 2003). According to this procedure, the γ_z coefficient can be used to evaluate the second order effects, where for values $\gamma_z < 1,10$ these effects can be ignored and for values between $1,10 < \gamma_z < 1,30$ the second order moments at the frame can be estimated by majoring the horizontal wind forces (for ULS combinations) by a factor of $0,95\gamma_z$. During the recent revision of the Brazilian code NBR-9062 (ABNT 2006) it was needed to understand in which conditions the procedure for global stability analysis given by NBR-6118 can be directly applied for precast framed structures. In this case, there is an important non-linear behaviour of the beam-column connections.

3. Study case

For the study of global stability analysis in precast framed structures, it has been considered a 5-storey frame with semi-rigid beam-column connections comprising columns squared sections of 500 cm x 50 cm and beams rectangular sections of 30 cm x 60 cm. A concrete with Young modulus of $E_c = 35 \text{ kN/mm}^2$ has been considered. The wind forces were considered as concentrated forces applied to the lateral nodes of the frame, being also considered as the main variable actions for the ULS combination.

The non-linear behaviour of reinforced concrete members was considered by means of reductions of moments of inertia for beams and columns according to the recommendations given in NBR-6118, such as reduction of $0,4E_cI$ for beams and reduction of $0,8E_cI$ for columns. The global stability of the frame was evaluated by the γ_z coefficient which is specified by NBR-6118.

The analysis consisted of the study of the influence of the connection yield on the global stability, wherein three distinct cases for the connection behaviour were considered. In the first case, it was assumed the perfectly elastic behaviour for the connection. In the second case, it has been considered curves that represent the moment-rotation relationships obtained from experimental tests. Finally, for the third case, the yield moment for the internal connections was reduced.

The results of first case indicate the increase of horizontal displacements for the precast frame, compared with a monolithic frame. However, even considering the semi-rigid connections the precast frame almost behaved as a non-sway structure ($\gamma_z = 1.11$). This occurred because the semi-rigid connections considered for this analysis comprised a fixity factor higher than 0.67 (high capacity for rotational restriction). For the second case, when the yield of the connections was allowed, with the plastic moment of the external connection inferior than the beam-line, it has been observed a significant increase of the horizontal deflections of the frame, with the γ_z coefficient reaching 1.19. This was due to yield of both internal and external connections. This effect was even more significant for the third case, wherein the γ_z coefficient reached the value of 1.25, comprising an increase of 134% of the first order moments at the column bases.

The second analysis aimed to study the influence of the substitution of the moment-rotation relationship curve by the simplified bi-linear diagram. The connections used within this analysis comprised fixity factors between $0.4 \leq \alpha_r \leq 0.67$, with a medium capacity of rotational restriction. No significant change for the γ_z coefficient has been observed when the moment-rotation curve was replaced by the secant linear stiffness. This occurred because the values of the fixity factors for the actual curves and the secant stiffness were very close and in both cases the yield moment was well established.

The third analysis aimed to identify the influence of the rotational stiffness of the connection on the global stability, wherein it has been observed that the decrease of the value of the fixity factor leads to the increase of the value of the γ_z coefficient, being evident the direct impact of the rotational stiffness of beam-column connections on the global stability. For instance, the reduction of 36% of the value of the fixity factor (reduction from 0.59 to 0.38) increase 25% of the second order moment at the column bases.

Finally, the precast frame was modeled using ANSYS® 6.1 (ANSYS 2002), wherein the beam-column connection was represented by real dimensions, including the simulation of the reinforcing continuity bars. In order to represent the concrete, a special non-linear model with cracking was applied. In addition, an elastic perfectly plastic behaviour was considered for the steel bars. The results indicate that the γ_z coefficient obtained from the bi-dimensional analysis with simplified reduction of the inertias for the concrete members was higher than the coefficient obtained from the tri-dimensional model simulated within the program ANSYS® 6.1. This difference is mainly due to the reduction of inertia was considered constant along the beams and the columns, which was not observed on ANSYS® analysis. In fact, this last analysis showed a concentration of cracking on mid-span of the beams and on negative moment regions at the ends of the beams. Furthermore, it was observed an absence of cracking along columns for the combination analyzed.

4. Conclusion

The first conclusion of this paper is that the connection yield affects the global stability of the precast frame even for those cases where the yield moment of the connections are higher than the intersection between the rotational stiffness of the connections with the beam-line. When this behaviour was combined with the simplified consideration for the non-linear behaviour of concrete members through the inertia reduction for beams and columns it leads to excessive displacement of the structure. However, the same behaviour is not confirmed by the results when finite elements are used to consider the concrete cracking (in this paper using ANSYS® 6.1). Because of this, the present paper suggests that even for simplified analysis it is important the consideration of the variation of the flexural stiffness (moment of inertia) along the concrete members to represent the cracking effect. When this is not applied, it is recommended to adopt a higher yield moment for the connections, conveniently higher than the intersection between the connection rotational stiffness and the beam-line in order to avoid an excessive connection rotation within the simplified analysis. When these measures are not considered, it is possible that the designed global stiffness of the precast frame is much lower than the real one, diminishing the viability of the use of precast framed structures for taller buildings.