

Estabilidade de pórticos planos de aço com base na ABNT NBR 8800:2007

André Santos Dória⁽¹⁾, Maximiliano Malite⁽²⁾

Trabalho recebido em 03/05/2007 e aprovado para publicação em 01/06/2007.

Resumo

Apresenta-se um estudo sobre a análise estrutural e a classificação das estruturas com base na ABNT NBR 8800:2007. O tradicional método do comprimento efetivo de flambagem, presente na ABNT NBR 8800:1986, é confrontado com um método que emprega forças horizontais equivalentes (forças nocionais) e redução de rigidez para contabilizar os efeitos desestabilizantes, como imperfeições geométricas iniciais, plasticidade e tensões residuais. Uma análise numérica avançada via MEF, que permite a modelagem explícita dos efeitos que contribuem para a instabilidade de pórticos, é empregada como referência na comparação dos resultados. É avaliada a resposta de pilares isolados e de edifícios de múltiplos andares, indicando que ora o método do comprimento efetivo, ora o método da análise direta, apresentam resultados mais próximos em relação aos obtidos pela análise avançada dependendo principalmente da esbeltez das barras e da deslocabilidade da estrutura.

Palavras-chave: Edifícios de aço. Estabilidade estrutural. Comprimento efetivo de flambagem. Forças horizontais equivalentes. Análise estrutural avançada.

¹ M.Sc., Pesquisador, Universidade Federal de Alagoas, Campus A. C. Simões. BR 104 – Norte, km 97, Maceió, AL, Brasil. E-mail: doriaandre@hotmail.com

² Professor Associado, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. Av. Trabalhador São-Carlense, 400, São Carlos, SP, Brasil. E-mail: mamalite@sc.usp.br

1. Introdução

O projeto estrutural deve considerar efeitos que influenciam na estabilidade da estrutura, como a plasticidade, as tensões residuais, as imperfeições geométricas das barras (locais) e da estrutura (globais) e os efeitos de segunda ordem (P- Δ e P- δ).

Embora os programas comerciais de análise estrutural já permitam considerar as não-linearidades física e geométrica, essa modelagem rigorosa, conhecida como análise avançada, envolve mais parâmetros e calibrações, que a tornam um procedimento mais detalhado e, portanto, empregado apenas para calibração de procedimentos simplificados que representam esses efeitos de forma aproximada.

Há duas vertentes de procedimentos simplificados: o do comprimento efetivo de flambagem e o das forças horizontais equivalentes (forças nocionais).

Procedimentos que empregam forças horizontais equivalentes foram apresentados pela ASCE (1997) e Eurocódigo 3 (2003) como alternativa ao comprimento efetivo de flambagem. Maleck e White (2004) propuseram o método da análise direta, baseado em forças horizontais equivalentes e redução de rigidez. O ANSI/AISC 360-05 ainda apresenta o comprimento efetivo de flambagem, mas introduziu o método da análise direta como alternativa.

Na ABNT NBR 8800:2007, em fase de conclusão, o procedimento de comprimento efetivo de flambagem foi substituído por uma versão modificada do método da análise direta. Foi também introduzida uma classificação das estruturas que permite avaliar a importância dos efeitos desestabilizantes na análise estrutural.

Neste sentido, o presente trabalho apresenta uma discussão sobre a classificação das estruturas proposta pela ABNT NBR 8800:2007 e um estudo comparativo entre os dois procedimentos de análise estrutural, tendo como referência os resultados obtidos por meio de uma análise numérica avançada.

2. Análise estrutural

2.1 Classificação das estruturas

A classificação das estruturas quanto à deslocabilidade é um parâmetro que indica a influência dos efeitos de segunda ordem na análise estrutural. Essa influência dos efeitos de segunda ordem pode ser avaliada, por exemplo, pela razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem (u_2/u_1).

De acordo com a ABNT NBR 8800:2007, quando a razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem for igual ou inferior a 1,10, diz-se que a estrutura é de pequena deslocabilidade. Para valores de u_2/u_1 entre 1,10 e 1,40, classifica-se como média deslocabilidade. Finalmente, para valores acima de 1,40, a estrutura é de grande deslocabilidade.

A classificação deve ser feita considerando todos os andares e todas as combinações de ações; portanto, a classificação pode não ser única para uma mesma estrutura. Por simplicidade, a ABNT NBR 8800:2007 permite que a classificação seja feita uma única vez, tomando-se a combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de força gravitacional.

Quanto maior for a deslocabilidade da estrutura, maior será a exigência quanto à consideração dos efeitos desestabilizantes na análise estrutural.

2.2 Expressões de interação

Nas normas de estruturas metálicas, o dimensionamento das barras submetidas à flexão composta é, usualmente, feito com base em expressões de interação. Por exemplo, o ANSI/AISC 360-05 apresenta as seguintes expressões de interação para o dimensionamento de barras submetidas à flexão composta, eqs. (1) e (2):

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad \text{se} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \quad (1)$$

$$\frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{M_{Rd}} \leq 1 \quad \text{se} \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \quad (2)$$

onde N é a força normal e M, o momento fletor. Os índices Sd e Rd referem-se aos esforços solicitantes de cálculo e resistentes de cálculo, respectivamente. Essas expressões foram também incorporadas na ABNT NBR 8800:2007.

A avaliação dos esforços solicitantes e resistentes deve levar em conta os efeitos desestabilizantes. Alguns procedimentos normativos que permitem avaliar esses esforços são apresentados a seguir.

2.3 Comprimento efetivo de flambagem

O conceito de comprimento efetivo de flambagem foi proposto por Jasinski em 1893, e introduzido no AISC em 1963 (ASCE 1997). Efetua-se uma correção do comprimento real de cada barra da estrutura por um coeficiente de flambagem K, obtendo-se o comprimento efetivo (KL). Esse coeficiente considera a contribuição de vigas e pilares rigidamente conectados à barra. Essencialmente, o procedimento consiste em avaliar a força normal resistente, por meio das curvas de resistência, considerando o comprimento efetivo (KL) em vez do comprimento real (L).

A ABNT NBR 8800:1986 e o ANSI/AISC 360-05 apresentam um procedimento para avaliação do coeficiente de flambagem K, baseado em diagramas de alinhamento, provenientes da análise de estabilidade elástica de uma subestrutura que represente um pilar pertencente a um pórtico plano. Essa subestrutura é capaz de representar a contribuição de rigidez dos pilares superior e inferior, bem como das vigas rigidamente conectadas aos nós do pilar considerado.

De acordo com Hajjar e White (2000), esse método de avaliação do coeficiente de flambagem pode apresentar resultados muito conservadores e os procedimentos necessários para melhorar sua precisão são pouco práticos.

2.4 Método da análise direta

O método da análise direta estabelece que a reposta da estrutura deve ser feita com base em análise global de segunda ordem, empregando-se forças horizontais equivalentes para representar os efeitos das imperfeições geométricas globais e de redução de rigidez à flexão e axial para representar os efeitos das tensões residuais e plasticidade. Este método foi apresentado por Maleck e White (2004) e introduzido com algumas modificações no ANSI/AISC 360-05 e na ABNT NBR 8800:2007.

O método propõe a aplicação de uma força horizontal equivalente em cada andar, dada por uma fração (ξ) da força vertical atuante no pavimento, para representar a imperfeição geométrica global. Para uma imperfeição de $L/500$ (L é o vão da barra), o coeficiente de força horizontal (ξ) é igual a 0,2%. As rigidezes reduzidas à flexão e axial são, respectivamente, $EI_{red} = 0,8\tau_b EI$ e $EA_{red} = 0,8EA$, onde τ_b é um parâmetro que depende do nível de força normal solicitante na barra. Essas reduções representam o efeito da plasticidade e das tensões residuais. O parâmetro τ_b é igual a 1,0 se $N_{sd}/N_y \leq 0,39$, onde N_{sd} é a força normal solicitante de cálculo e N_y é a força normal de plastificação. Caso contrário, τ_b é dado pela eq. (3).

$$\tau_b = -2,724 \frac{N_{sd}}{N_y} \ln \left(\frac{N_{sd}}{N_y} \right) \quad (3)$$

Para tornar o procedimento mais prático, a ABNT NBR 8800:2007 propõe uma redução constante em toda a estrutura $E_{red} = 0,8E$ (portanto $\tau_b = 1,0$ sempre) e aumenta a força horizontal para 0,3 % da força vertical atuante no pavimento.

2.5 Análise avançada

A análise avançada consiste na modelagem direta dos efeitos desestabilizantes. Como referência para avaliação dos procedimentos simplificados, Dória (2007) considerou a não-linearidade física por meio de um modelo constitutivo do tipo elastoplástico perfeito associado ao critério de escoamento de von Mises. Foi adotado o valor de cálculo da resistência ao escoamento do aço (f_{yd}), dado pela razão entre a resistência característica (f_{yk}) e o respectivo coeficiente de ponderação (γ_{a1}) igual a 1,10. Foi empregado o programa ABAQUS 6.5 (Hibbit, Karlsson and Sorenson Inc. 2005).

A distribuição de tensões residuais adotada para os perfis foi a proposta por Galambos e Ketter (1959) (Fig. 1). De acordo com Essa e Kennedy (2000), essa distribuição é severa porque toda a alma do perfil está tracionada. No entanto, o valor da tensão residual de compressão (f_{rc}) nas extremidades das mesas, que é a mais significativa para a resistência de pilares, está de acordo com outras distribuições. As tensões residuais

são inseridas no modelo, por meio de uma sub-rotina em Fortran, que define um estado de tensões iniciais para os pontos de integração da seção transversal.

A configuração das imperfeições geométricas iniciais foi adotada conforme o procedimento da ASCE (1997), apresentado na Fig. 2. Foram adotadas amplitudes de $L/1000$ e $L/500$, respectivamente, para as imperfeições local e global (ASCE 1997; ABNT NBR 8800:2007). Cada barra foi discretizada em dez elementos finitos.

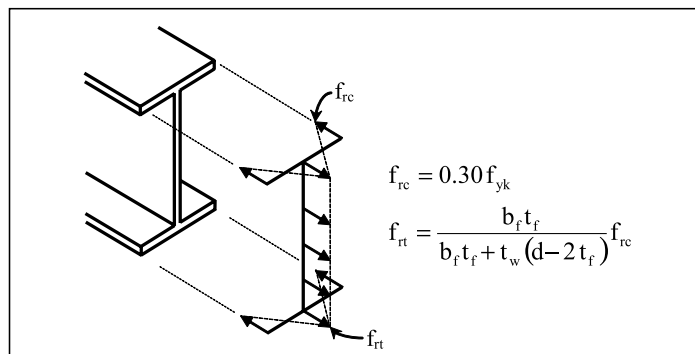


Figura 1: Distribuição de tensões residuais (Galambos e Ketter 1959).

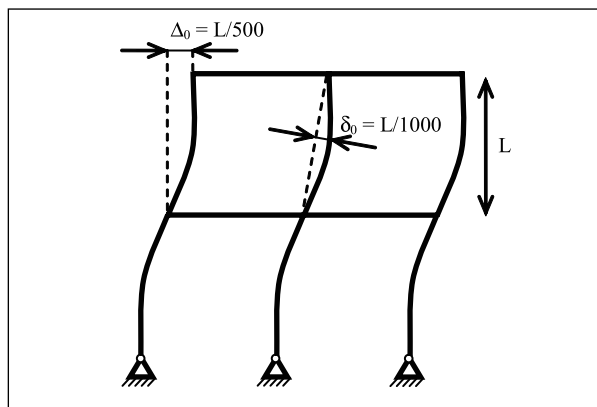


Figura 2: Configuração das imperfeições geométricas iniciais (ASCE 1997).

A Figura 3 apresenta uma comparação entre duas trajetórias de equilíbrio obtidas para a barra sob flexão em torno do eixo de maior inércia e a expressão de interação, eqs. (1) e (2). Cada trajetória representa um valor da amplitude de imperfeição geométrica inicial (δ_0).

A Fig. 4 ilustra uma comparação entre o fator de redução da resistência à compressão (χ) obtido por meio da análise avançada e os valores fornecidos pela curva “a” da ABNT NBR 8800:2007. Essa curva é aplicável a barras em perfil I laminado com instabilidade por flexão em relação ao eixo de maior inércia. Os resultados da análise avançada correspondem a uma imperfeição geométrica igual a $L/1000$.

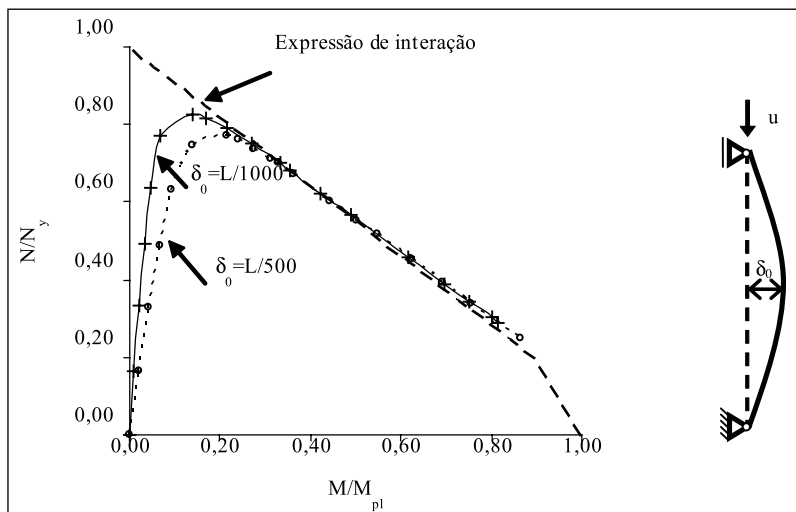


Figura 3: Comparação entre trajetórias de equilíbrio e as expressões de interação (eqs. 1 e 2).

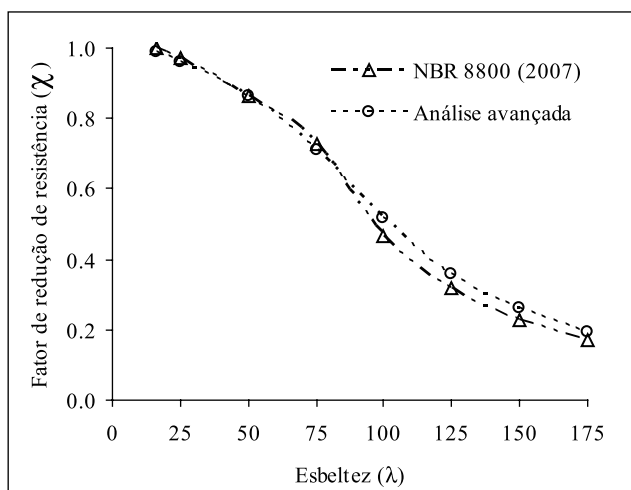


Figura 4: Curva de resistência “a” versus curva obtida via análise avançada.

As Figs. 3 e 4 mostram que a análise avançada proposta reproduz satisfatoriamente o critério de plasticidade e a força normal de compressão resistente, justificando seu emprego como referência para os procedimentos simplificados na análise comparativa apresentada a seguir.

3. Análise comparativa

Foram realizados estudos em pórticos planos para avaliar a resposta dos procedimentos simplificados (Dória 2007). Para a análise estrutural desses procedimentos simplificados empregou-se o programa SAP 2000 (Computer and Structures Inc. 2004), o qual permite avaliar os efeitos P- δ e P- Δ diretamente. Cada barra (vigas e pilares) é discretizada em quatro elementos finitos.

Os casos ilustrados em seguida correspondem a análises planas de pórticos compostos por barras com seção I, sob flexão em torno do eixo de maior inércia. Admite-se em todos os casos que existe contenção lateral apropriada fora do plano do pórtico e que a instabilidade local não ocorre (seções compactas). Foi adotado módulo de elasticidade $E=20500 \text{ kN/cm}^2$.

O parâmetro de comparação é o resultado das expressões de interação, eqs. (1) e (2), que será avaliado segundo três procedimentos:

- análise global elástica de primeira ordem e comprimento efetivo de flambagem ($K \geq 1,0$), calculado de acordo com a ABNT NBR 8800:1986;
- análise global elástica de segunda ordem e aplicação de forças horizontais equivalentes ($\xi=0,3 \%$), bem como redução de rigidez $E_{\text{red}} = 0,8E$, desconsiderando-se o coeficiente de flambagem, isto é, tomando $K=1,0$. Trata-se do método da análise direta indicado na ABNT NBR 8800:2007;
- análise avançada, conforme seção 2.5.

Vale ressaltar que na análise avançada os efeitos desestabilizantes já são considerados na avaliação dos esforços solicitantes; portanto, a verificação da expressão de interação foi efetuada considerando-se diretamente os esforços resistentes de plastificação.

3.1 Pilar em balanço

Avaliando-se o pilar apresentado na Fig. 5, com base no comprimento efetivo de flambagem ($K=2,1$), sem imperfeição geométrica global, obtêm-se $\lambda=126,5$ e $N_{\text{Rd}}=326 \text{ kN}$ (ABNT NBR 8800:1986). Admitindo-se que a força normal solicitante é igual à força normal resistente de cálculo, não há folga no dimensionamento.

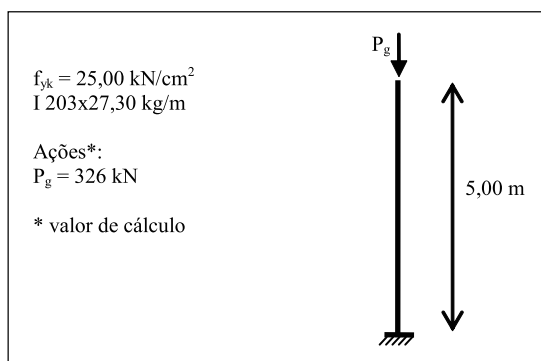


Figura 5: Pilar em balanço sob compressão centrada.

Avaliando-se a estrutura pelo método da análise direta obtém-se $\lambda=60$, em virtude da alteração do coeficiente de flambagem ($K=1,0$). Desse modo, a força normal resistente de cálculo resulta igual a 681 kN. O acréscimo da força normal resistente em relação ao procedimento anterior deve ser compensado pelo acréscimo do momento fletor solicitante, decorrente da análise de segunda ordem com força horizontal equivalente. O pilar é classificado como de grande deslocabilidade, pois apresenta a relação $u_2/u_1=3,02$ (maior que 1,4); portanto, deve-se considerar a redução de rigidez. Os resultados são resumidos na tab. 1.

Tabela 1: Esforços internos no pilar – perfil I203x27,3 (kN e kN·cm).

Procedimento	N_{sd}	N_{rd}	M_{sd}	M_{rd}	Interação
a. Comprimento efetivo de flambagem	326,0	326,0	0,0	6007,0	1,00
b. Análise direta ($\xi=0,2$ %)	326,0	681,0	1750,0	6007,0	0,74
c. Análise numérica avançada	326,0	790,9	1198,3	6007,0	0,59

Nesse caso, a diferença acentuada verificada entre o método do comprimento efetivo de flambagem e o método da análise direta ocorre em razão de dois motivos: a esbeltez elevada da barra, portanto muito sensível aos valores K , e a ausência de forças horizontais significativas, o que implica pequena influência do momento fletor na expressão de interação. A análise avançada indica que ambos os procedimentos resultam a favor da segurança, sendo o método da análise direta o que apresentou resultado mais próximo da análise avançada.

Refazendo o exemplo anterior para um caso de menor esbeltez ($W310 \times 38,7$), $\lambda=80$ (para $K=2,1$), obteve-se $N_{rd}=830,3$ kN. Portanto, admitindo-se $N_{sd}=830,3$ kN, o dimensionamento da barra por meio do procedimento do comprimento efetivo de flambagem não apresenta folga.

Para $N_{sd}=830,3$ kN e avaliando-se o dimensionamento do pilar pelo método da análise direta ($K=1,0$), obtém-se 0,91 para a expressão de interação, ou seja, o desvio entre os dois procedimentos é inferior a 10 %; portanto, menor que o desvio apresentado no caso anterior (26 %). Na análise avançada a expressão de interação resultou igual a 0,92, praticamente coincidente com o resultado obtido pelo método da análise direta.

O resultado da expressão de interação para o exemplo em tela depende essencialmente da parcela referente à força normal, uma vez que o momento fletor solicitante só é induzido pela força horizontal equivalente.

Em geral, os pilares de edifícios pertencentes a estruturas não contraventadas são solicitados por momento fletor significativo. Neste caso, a diferença na avaliação da parcela referente à força normal tem uma influência menor no resultado da expressão de interação e os dois procedimentos apresentam praticamente o mesmo resultado.

3.2 Pórtico irregular e assimétrico

A Figura 6 apresenta um pórtico irregular e assimétrico. As forças horizontais correspondem à ação do vento. Em virtude da assimetria, também foi avaliada a configuração com força de vento atuando no sentido oposto ao apresentado na Fig. 6.

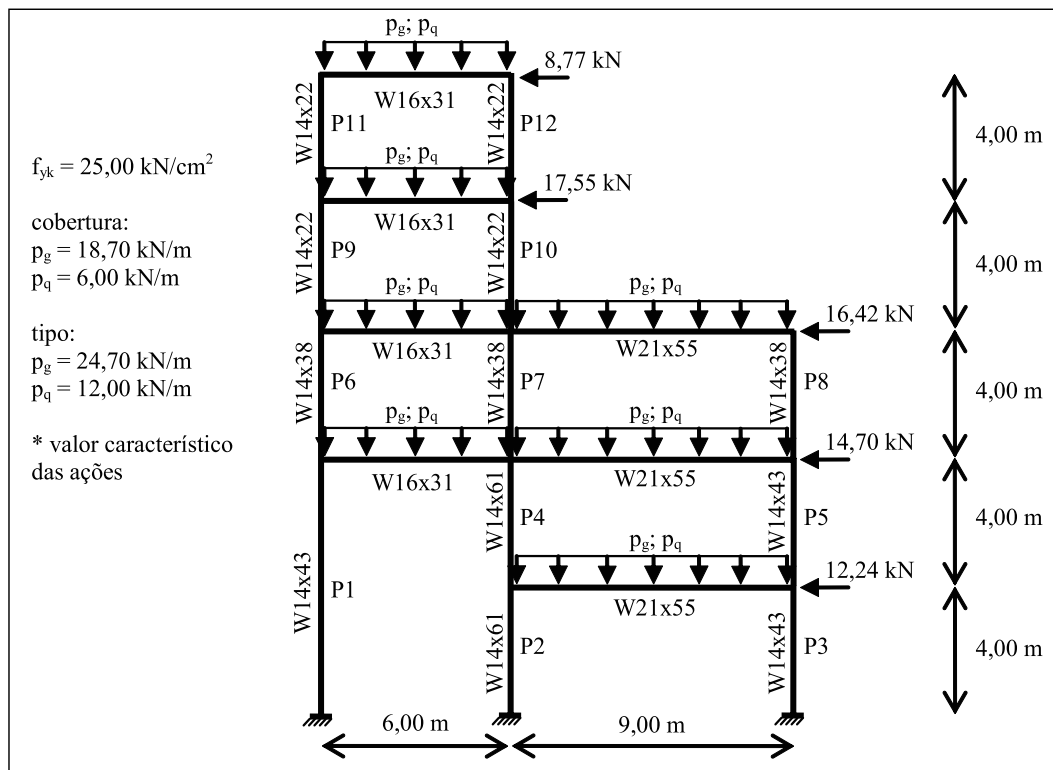


Figura 6: Pórtico irregular e assimétrico com cinco pavimentos.

Na Tabela 2 são apresentados os valores críticos (mais elevados) da razão u_2/u_1 para duas combinações de ações: (i) sem força de vento e (ii) com força de vento. Para classificação da estrutura adotou-se um coeficiente de força horizontal equivalente (FHE) correspondente a uma imperfeição global igual a 1/500 ($\xi=0,2 \%$).

Tabela 2: Parâmetros para classificação da estrutura quanto à deslocabilidade.

Combinação de ações	pav.	u_1 (cm)	u_2 (cm)	u_2/u_1	$M_2/M_1^{(a)}$
1,4g+1,4q+FHE ($\xi=0,2 \%$)	3	0,010	0,016	1,600	1,005
1,4g+1,4v+1,5(0,7q)+FHE ($\xi=0,2 \%$)	1	0,940	1,000	1,064	1,044

^(a) Máxima razão entre o momento fletor de segunda ordem pelo de primeira ordem para os pilares do pavimento.

O sentido das forças horizontais é o indicado na Fig. 6.

Observa-se que a máxima razão u_2/u_1 resultou maior que 1,40 para a combinação de ações gravitacionais. Portanto, a rigor, a estrutura deveria ser classificada como de grande deslocabilidade. Entretanto, quando os esforços internos são avaliados por meio de uma análise de segunda ordem, obtêm-se resultados praticamente iguais aos obtidos por meio de uma análise de primeira ordem (relação $M_2/M_1=1,005$), ou seja, os

efeitos de segunda ordem não são relevantes na análise estrutural. A inconsistência da classificação por meio da relação u_2/u_1 , no caso da combinação de ações gravitacionais, acontece porque os valores absolutos obtidos para os deslocamentos horizontais u_2 e u_1 são baixos, resultando num valor elevado para a razão u_2/u_1 .

A ABNT NBR 8800:2007 é mais cuidadosa em relação ao ANSI/AISC 360-05, pois permite e recomenda que a classificação seja efetuada apenas para a combinação com vento. Nesse caso, a inconsistência mostrada anteriormente deixa de existir, pois as forças horizontais são suficientes para induzir deslocamentos significativos na estrutura.

De acordo com os resultados ilustrados na Figura 7, a resposta dos métodos simplificados resulta próxima entre si e também daquela obtida pela análise avançada, exceto no caso dos pilares P1 e P12. Isso acontece porque a estrutura é de pequena deslocabilidade, conforme classificação para a combinação com vento ($u_2/u_1 < 1,1$), ou seja, é pouco sensível aos efeitos de segunda ordem. Além disso, os pilares desse pórtico apresentam esbelteza mediana e a redução da força normal resistente é pequena quando se considera o comprimento efetivo de flambagem.

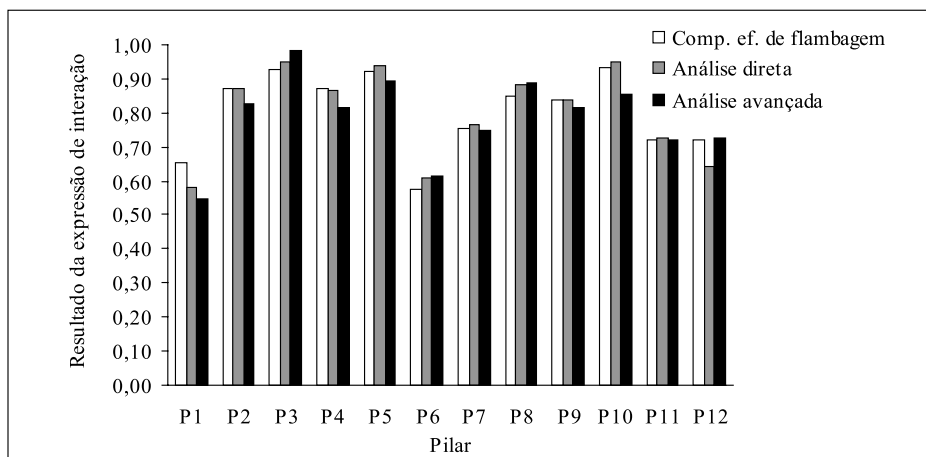


Figura 7: Resultado da expressão de interação para os pilares do pórtico irregular.

3.3 Edifício de múltiplos pavimentos

A Figura 8 ilustra a planta de um edifício com 15 pavimentos (Englekirk 1994). Todos os andares apresentam altura teórica de 4,60m. Foram consideradas ações permanentes e variáveis aplicadas nas lajes, ambas com intensidade igual a 4,30 kN/m². Adotou-se $f_{yk} = 34,5$ kN/cm². Foram analisados os dois pórticos de contraventamento na direção y (pórticos de extremidade).

Essa estrutura apresentou uma razão u_2/u_1 máxima igual a 1,41 e 1,44 para a combinação sem vento e com vento, respectivamente. Portanto, é classificada como de grande deslocabilidade. De acordo com a ABNT NBR 8800:2007, em estruturas de grande deslocabilidade, as forças horizontais equivalentes devem ser consideradas em

todas as combinações de ações, inclusive na combinação que inclui a ação do vento, isto é, as forças horizontais equivalentes devem ser somadas às forças do vento.

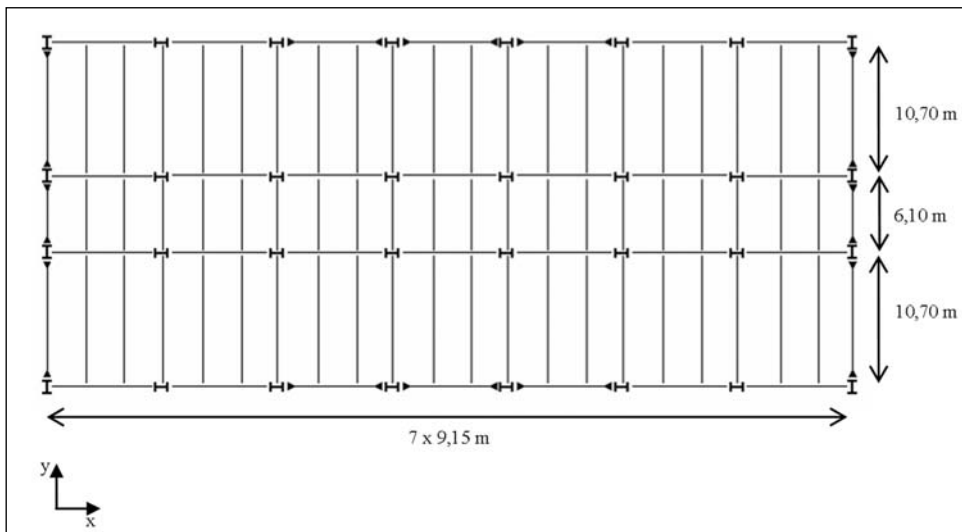


Figura 8: Planta do pavimento tipo.

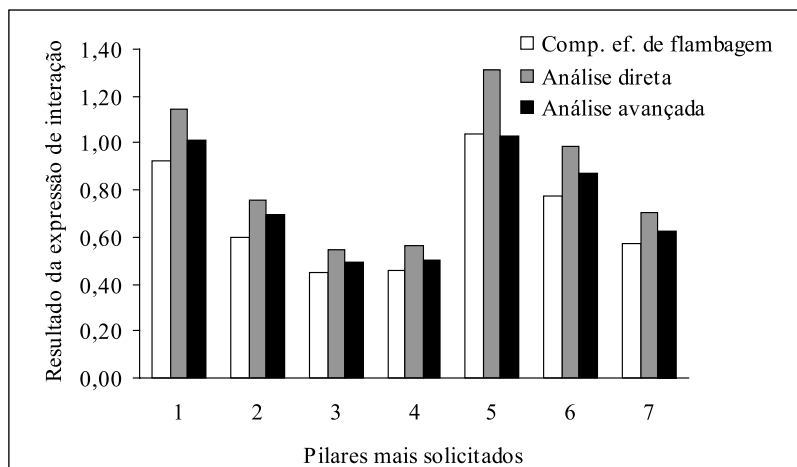


Figura 9: Resultado da expressão de interação para os pilares mais solicitados.

Observa-se que, exceto para o pilar 5, o método do comprimento efetivo apresentou resultados inferiores aos indicados pela análise avançada, portanto contra a segurança, ao passo que o método da análise direta apresentou sempre resultados a favor da segurança. Pode-se concluir, neste caso, que a análise de primeira ordem não resultou satisfatória, uma vez que os efeitos de segunda ordem são significativos.

O método da análise direta apresentou resultados, em média, 14% superiores aos obtidos pelo método do comprimento efetivo, considerando os pilares críticos. Esse desvio chegou a 27% para o pilar 5. Essa folga é consequência do acréscimo no momento de tombamento induzido pelas forças horizontais equivalentes, que foi maior que o efeito das imperfeições geométricas consideradas diretamente na análise avançada. No exemplo anterior (seção 3.2), esse efeito foi pouco relevante porque a esbeltez do edifício é relativamente menor; portanto, as forças horizontais equivalentes não superestimaram o efeito das imperfeições geométricas.

4. Conclusões

Um procedimento de análise avançada foi apresentado e utilizado como referência na análise comparativa entre procedimentos simplificados. A análise avançada reproduziu bem o critério de plasticidade definido pelas expressões de interação e a resistência à compressão obtida pela curva de resistência.

Constatou-se que a classificação quanto à deslocabilidade, por meio da razão entre os deslocamentos de segunda e primeira ordem (u_2/u_1), pode induzir a resultados equivocados para combinações que envolvem apenas ações gravitacionais, pois valores elevados da razão u_2/u_1 não implicam, necessariamente, influência significativa dos efeitos de segunda ordem. Assim, a recomendação da ABNT NBR 8800:2007 para que a classificação seja feita uma única vez, com base na combinação de ações que fornecer, além de forças horizontais, a maior resultante de força gravitacional, simplifica e elimina eventuais inconsistências na classificação.

Tomando-se por base outros exemplos, além dos três aqui apresentados, pode-se relatar como conclusão geral que, ora o método do comprimento efetivo, ora o método da análise direta apresenta resultados mais próximos em relação aos obtidos pela análise avançada.

A diferença entre os resultados obtidos por meio do comprimento efetivo de flambagem e pelo método da análise direta foi mais acentuada nos pilares de maior esbeltez e sob força normal mais elevada. Neste caso, a diferença na avaliação da força normal resistente é significativa e a parcela associada à força normal exerce mais influência no resultado da expressão de interação.

Em estruturas de grande deslocabilidade, as forças horizontais equivalentes associadas à redução de rigidez podem conduzir a amplificações nos momentos fletores solicitantes superiores às aquelas provocadas quando as imperfeições geométricas globais e a não-linearidade física são consideradas diretamente (análise avançada).

A estratégia de representação das imperfeições geométricas e plasticidade por meio de forças horizontais equivalentes e redução de rigidez, respectivamente, proposta pelo método da análise direta, mostrou-se interessante, pois facilita a compreensão e a avaliação da influência desses efeitos pelo projetista.

Em estruturas de pequena deslocabilidade, a influência dos efeitos de segunda ordem, das imperfeições geométricas globais e do regime inelástico não foi relevante, ou seja, não houve variação significativa nos esforços internos solicitantes. Portanto, esses efeitos poderiam ser desprezados na análise, mesmo adotando $K=1$ no cálculo da força normal de compressão resistente.

Agradecimento

Os autores agradecem ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) pela concessão da bolsa de estudos.

Referências

- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (1986). *Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios: método dos estados limites*. NBR 8800:1986. Rio de Janeiro.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas – ABNT (2007). *Projeto e Execução de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios – Procedimento*. Projeto de Revisão da NBR 8800, Rio de Janeiro, maio 2007.
- American Institute of Steel Construction – AISC (2005). *Specification for Structural Steel Buildings*. Chicago.
- American Society of Civil Engineers – ASCE (1997). *Effective Length and Notional Load Approaches for Assessing Frame Stability: implications for American steel design*. By the Task Committee on Effective Length. New York.
- Computer and Structures Inc. (2004). *SAP 2000 Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures*. University Ave, Berkley, USA.
- Dória, A.S. (2007). *Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias*. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos.
- Englekirk, R. (1994). *Steel Structures: Controlling Behavior through Design*. John Wiley & Sons.
- Essa, H.S. and Kennedy, D.J.L. (2000). Proposed Provisions for the Design of Steel Beam-Columns in S16-2001. *Can. J. Civ. Eng.*, n. 27, p. 610-619.
- European Committee for Standardization (2003). *prEN 1993-3: Eurocode 3: Design of Steel Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings*. Final Draft. Brussels.
- Galambos, T.V. and Ketter, R.L. (1959). Columns under Combined Bending and Thrust. *J. Eng. Mech. Div.*, ASCE, v. 85, n. EM2, p. 1-30.
- Hajjar, J.H. and White, D.W. (2000). Stability of Steel Frames: The Case for Simple Elastic and Rigorous Inelastic Analysis/Design Procedures. *Eng. Struct.*, v. 22, n. 200, p. 155-167.
- Hibbitt, Karlsson and Sorenson Inc. (2005). *ABAQUS Analysis User's Manual*.
- Maleck-S.A.E. and White, D.W. (2004). Alternative Approaches for Elastic Analysis and Design of Steel Frames I: Overview. *J. Struct. Eng.*, ASCE, v. 130, n. 8, p. 1186-1196.

Steel frame stability according to the ABNT NBR 8800:2007

Abstract

Two strategies for assessing steel frame stability and beam-column design are studied and compared with focus on the new Brazilian Specification ABNT NBR 8800:2007 provisions. The traditional procedure based on effective lengths, presented in ABNT NBR 8800:1986 is compared with direct analysis method, which proposes a set of notional loads and stiffness reduction for account stability effects such as out-of-plumbness, plasticity and residual stresses. The results are compared with an advanced analysis using FEM, which consists in an explicit modeling of stability effects. Isolated columns and multistory frames are investigated and results show that neither effective length nor direct analysis is accurate at all.

Keywords: Steel buildings. Structural stability. Buckling effective length. Notional loads. Structural advanced analysis.

1. Effective length

The effective length approach was introduced into AISC specification in 1963 (ASCE 1997). A modified length (KL) is considered for each member to account the influence of beams and columns connected. In essence, the effective length factor changes member compressive resistance evaluated by buckling curves. The ANSI/AISC 360-05 and ABNT NBR 8800:1986 provides a procedure based on alignment charts for evaluate K factors.

2. Direct analysis

The direct analysis method was proposed in Maleck and White (2004) and adopted into ANSI/AISC 360-05 and ABNT NBR 8800:2007. This method proposes a set of notional loads given by $\xi \Sigma P$, where ξ is the factor of total gravity load ΣP . For an initial out-of-plumbness as $L/500$ the notional load factor ξ is given by 0,2%. A reduced stiffness is also considered as $EI_{red} = 0,8\tau_b EI$ and $EA_{red} = 0,8EA$, where τ_b is a parameter given by Eq. (3). The reduced stiffness account plasticity and residual stresses effects.

In order to provide a more practical procedure NBR 8800 (2007) proposes a constant reduced modulus $E_{red} = 0,8E$ and raises the notional load factor to 0,3%.

3. Advanced analysis

A nonlinear advanced analysis was performed in ABAQUS 6.5 (Hibbit, Karlsson and Sorenson Inc. 2005). Steel constitutive model was assumed to be elastic-perfect plastic governed by the von Mises yielding criterion. The elastic range is up to the design yield stress (f_{yd}). Following Galambos and Ketner (1959) the residual stress pattern used is that of Fig. 1. The imperfect shape is presented in Fig. 2 (ASCE 1997). The initial out-of-plumbness and out-of-straightness are taken as $L/500$ and $L/1000$, respectively (ASCE 1997; ABNT NBR 8800:2007). More details are discussed in Dória (2007).

4. Comparative analysis

Three frames are investigated: (i) cantilever column, (ii) non-regular five-story frame and (iii) regular fifteen-story frame. The structures are braced laterally to exclude lateral-torsional buckling in order that in-plane strength governs.

The in-plane strength given by Eqs. (1) and (2) is determined for all columns by three different methods: first order elastic analysis with effective length ($K \geq 1,0$), second order elastic analysis with notional loads given by $0,003\Sigma P$ and reduced modulus ($E_{red}=0,8E$) and advanced analysis.

5. Conclusions

The second-order drift to first-order drift ratio could not reflect properly the influence of second order effects, especially for gravity-only load combination. Therefore, the ABNT NBR 8800:2007 provision is suitable because, for simplicity, the ratio u_2/u_1 should be given by the load combination with the higher gravity and horizontal loads.

Based on another frames beyond the presented herein neither effective length nor direct analysis is accurate at all. So, in some cases effective length better fits advanced analysis but in other ones direct analysis is more suitable.

The difference between effective length and direct analysis increases for high slenderness columns under high axial load. The conservative results given by effective length method is due to compressive resistance force evaluated with K factor.

On the other hand, for high slenderness frames, the notional loads may overestimate bending moments given by explicit global imperfection modeling. So, the direct analysis method may present conservative design as well.

