

EVOLUÇÃO DAS TÉCNICAS DE ANÁLISE E CÓDIGOS DE PROJETO EM ANÁLISE DE 2ª ORDEM DE ESTRUTURAS METÁLICAS

Alex Sander Clemente de Souza⁽¹⁾ & Margot Fabiana Pereira⁽²⁾

Resumo

Apresenta-se e discute-se a evolução dos métodos de análise de 2ª ordem e como esses métodos têm sido introduzidos nos códigos de projeto de estruturas metálicas, especificamente, na norma brasileira NBR 8800:2008. Será desenvolvido um estudo comparativo entre os procedimentos de análise dos principais códigos de projetos como o EUROCODE (EC 3:1994), AISC:2005 e NBR 8800:2008 para obtenção dos esforços finais de 2ª ordem, consideração das imperfeições iniciais e não linearidade do material. Em relação à classificação quanto à deslocabilidade, são comparados também os critérios propostos pelo projeto NBR 8800:2008, com o parâmetro γ_z da NBR 6118:2003. Exemplos numéricos, executados no programa SAP2000, de pórticos com carregamentos e geometria representativos de estruturas reais são utilizados nos estudos comparativos. Os resultados apontam semelhanças fundamentais entre a filosofia de análise dos diversos códigos estudados e uma tendência à utilização de processos de análise mais refinados. Pensando em modelos de análise aproximados, o parâmetro γ_z poderia ser utilizado como classificador de deslocabilidade, assim como o parâmetro B_2 , proposto pela NBR 8800:2008.

Palavras-chave: Estruturas metálicas, estabilidade, segunda ordem, não-linearidade geométrica.

⁽¹⁾ Doctor Professor of the Department of Civil Engineering, Federal University of São Carlos

⁽²⁾ Undergraduate Student of Civil Engineering, Federal University of São Carlos. Department of Civil Engineering, Federal University of São Carlos - UFSCar Rod. Washington Luís (SP-310), km 235, 13565-905 São Carlos, SP, Brazil. E-mail: alex@ufscar.br

1 INTRODUÇÃO

No projeto de um edifício, uma das etapas mais importantes é a análise da estrutura, pois pouco importa o rigor na determinação da capacidade resistente de seus elementos constituintes se os esforços de cálculo não são avaliados de maneira apropriada. A análise estrutural depende das características de rigidez e deformabilidade da estrutura, do comportamento das seções, das imperfeições de fabricação e montagem, do comportamento das ligações e, principalmente, da estabilidade dos elementos e da estrutura como um todo. Portanto, a escolha do modelo de análise para uma dada estrutura deve considerar todos esses aspectos. Do ponto de vista da prática de projeto, ainda não é possível incluir todos esses efeitos nos modelos de análise estrutural, pois algumas técnicas ainda necessitam de amadurecimento e, em geral, exige-se maior tempo de processamento e análise dos resultados e, finalmente, uma parcela significativa dos engenheiros não está familiarizada com essas técnicas.

De forma simplificada, é possível afirmar que uma estrutura tem sua estabilidade garantida se todos os seus elementos componentes e as ligações possuem capacidade resistente para suportar as ações aplicadas considerando o equilíbrio na posição deformada. Logo, para a análise estrutural é possível adotar um modelo elástico linear ou plástico; no primeiro caso, admite-se que as tensões nos elementos da estrutura são inferiores à resistência ao escoamento do material. No segundo, naturalmente, admite-se plastificação em algumas seções da estrutura e redistribuição de esforços; o comportamento da estrutura será dependente do comportamento reológico do material.

A análise da estrutura pode ainda ser realizada em primeira ou em segunda ordem, sendo esta última mais apropriada para a verificação da estabilidade. A análise em primeira ordem pressupõe, para o cálculo de esforços e deslocamentos, o equilíbrio da estrutura em sua posição inicial indeformada. Ao contrário, a análise em segunda ordem estabelece o equilíbrio da estrutura na posição deformada, gerando esforços adicionais devido à ação das forças aplicadas sobre os deslocamentos.

Em estruturas de edifícios de múltiplos andares, ocorrem efeitos de 2ª ordem globais (denominados $P-\Delta$) e locais nos elementos constituintes (denominados $p-\delta$). Esses efeitos são oriundos dos deslocamentos, que geram esforços adicionais e alteram os próprios deslocamentos; caracterizando um comportamento geometricamente não-linear. Já se dispõe de formulações para modelos de análise rigorosos, que incorporam os efeitos não lineares do

material (análise plástica) e da estrutura (análise de 2ª ordem – não-linearidade geométrica); inclusive alguns pacotes computacionais disponíveis no mercado já possuem esses modelos. No entanto, na prática de projeto esses modelos rigorosos ainda não estão plenamente em uso e, mesmo com a utilização de modelos simplificados, recomendados por códigos de projeto, ainda existem muitas incertezas. Essas incertezas estão relacionadas ao comportamento estrutural e à escolha do modelo de análise mais adequado, como também à própria aplicação desses modelos e ao tratamento e avaliação da resposta estrutural, que apresenta grande número de variáveis.

Os primeiros estudos sobre estabilidade estrutural, tendo EULER como pioneiro, concentravam-se na análise do comportamento de barras isoladas. Chen (2000) cita pesquisadores importantes que contribuíram para o estudo da estabilidade estrutural como, por exemplo: Bleich (1952), Goodier (1942) e Vlasov (1961). Contribuições importantes foram dadas por Timochesko (1961) e mais recentemente por Galambos (1998) cujas pesquisas pessoais e compilação de pesquisas de outros autores são publicadas periodicamente incluindo recomendações e procedimentos para a prática de projetos.

Os estudos iniciais, por questões de simplificação, referiam-se a estruturas idealizadas. No caso de pórticos, as primeiras tentativas para determinação do carregamento crítico de instabilidade consideravam as seguintes hipóteses simplificadoras: (i) Estruturas regulares e elementos ortogonais sem imperfeições geométricas, (ii) Barras de seção constante, (iii) Material com comportamento elástico linear e (iv) Cargas aplicadas somente nos nós e proporcionais entre si.

Em pórticos com essas idealizações, a instabilidade ocorre por bifurcação do equilíbrio. Nos casos reais, fora do campo de validade das idealizações, onde estão presentes imperfeições geométricas, imperfeições do material, ações concentradas e distribuídas, a bifurcação do equilíbrio deixa de existir e a trajetória do equilíbrio passa a ser não-linear. A determinação da trajetória não-linear do equilíbrio passa a exigir o estabelecimento do equilíbrio na posição deslocada da estrutura, ou seja, considerando efeitos de 2ª ordem o que exige procedimentos iterativos. Vários métodos têm sido desenvolvidos a fim de determinar essa trajetória não-linear do equilíbrio, permitindo analisar a estabilidade estrutural. As principais diferenças entre os diversos métodos são basicamente: o tipo de formulação, os efeitos considerados e a precisão dos resultados. Além disso, procedimentos simplificados de análise têm sido propostos por normas técnicas para considerar os efeitos de segunda ordem e a análise da estabilidade estrutural.

Este trabalho apresenta o desenvolvimento dos processos e técnicas de análise da estabilidade em estruturas de aço, e como essas técnicas foram introduzidas nos códigos de projeto.

2 ANÁLISE DE 2ª ORDEM

2.1 Processos de análise

Os processos de análise de 2ª ordem podem ser classificados em rigorosos (ou exatos), aproximados e simplificados (1ª ordem modificado).

Nos processos rigorosos é feita, de fato, uma análise não-linear da estrutura com o equilíbrio estabelecido na posição deslocada, podendo ainda serem incluídas as imperfeições geométricas, tensões residuais e a rigidez das ligações, introduzindo modificações adequadas na matriz de rigidez da estrutura e resolvendo o problema de forma incremental-iterativa. Esses processos ganharam força com o desenvolvimento do método dos elementos finitos. A solução não-linear é obtida por um processo de análise incremental-iterativo com o carregamento total dividido em passos de carga; o método de solução mais popular é o método de NEWTON-RAPHSON. Chan (2001) apresenta uma revisão sobre os modelos de análise não linear aplicados a estruturas metálicas desenvolvidos na última década. São discutidas as bases teóricas e formulações numéricas para análise da estabilidade por bifurcação do equilíbrio, análise não linear geométrica incluindo imperfeições iniciais, análise plástica, rígido-plástica e comportamento pós-flambagem. O autor conclui que houve avanços significativos nos métodos de análise, mas ainda são necessários trabalhos que tornem viável a extensão destas técnicas mais sofisticadas à prática de projeto e sua inclusão nos códigos de projeto.

Nos processos aproximados o equilíbrio é estabelecido na posição deslocada, no entanto, os efeitos não lineares ou de 2ª ordem locais e globais, são introduzidos de forma indireta como, por exemplo, com a aplicação de forças adicionais fictícias ou com a redução da rigidez dos elementos. De forma geral, substitui-se um problema não linear por vários problemas lineares de mais fácil solução.

Chen & Lui (1991), Galambos (1998) e Al Mashary & Chen (1990) descrevem alguns métodos analíticos aproximados para a análise de 2ª ordem como o Método dos dois Ciclos Iterativos, Método da Carga Lateral Fictícia, Método do deslocamento Fictício, Método da Carga de Gravidade Iterativa, Método da Rigidez Negativa, Funções de Estabilidade e o Método do Pilar Equivalente.

O método da carga lateral fictícia, também denominado de processo P- Δ , é um dos mais populares sendo discutido por autores como: Wood et al. (1976), Macgregor & Hage (1977), Rutenberg (1981), Rutenberg (1981a), Vandepitte (1982) e Al Mashary & Chen (1990). O processo P- Δ consiste de uma série de análises lineares iterativas buscando os deslocamentos finais na estrutura e pode ser resumido nos seguintes passos:

Análise elástica linear em primeira ordem para determinar os deslocamentos relativos entre pavimentos devido aos carregamentos horizontais;

Determinação das *forças horizontais fictícias*, ao nível de cada pavimento, equivalentes ao binário resultante do momento gerado pelas forças verticais sobre os deslocamentos horizontais.

Essas forças fictícias são somadas às forças horizontais iniciais e é feita uma nova análise determinando novos valores de deslocamentos e de forças horizontais fictícias, que são novamente somadas às forças horizontais iniciais.

Este processo é repetido até a convergência dos deslocamentos.

O processo P- Δ converge rapidamente e os resultados se aproximam satisfatoriamente daqueles obtidos em análises exatas. No entanto, como o processo considera apenas os efeitos de 2ª ordem globais (P- Δ) em estruturas muito esbeltas ou com muitas linhas de pilares os resultados podem divergir dos obtidos em análises exatas.

Nos *processos simplificados* os deslocamentos finais e esforços de 2ª ordem são calculados modificando os esforços e deslocamentos obtidos em uma análise de 1ª ordem, com fatores de modificação. Essa metodologia tem sido adotada por códigos de projeto e é discutida por diversos autores como: Le Messurier (1976), Kanchanalai (1979), Chen (2000) e Chen & Wang (1999). O uso dos coeficientes de modificação é baseado na semelhança entre o modo de instabilidade do pórtico e sua configuração deformada. Como mostram Le Messurier (1976) e KANCHANALAI (1979), esse processo pode ser usado em diversas situações. Inclusive, tal processo é recomendado por códigos de projeto como AISC:2005, EC 3:1994 e NBR 8800:2008.

Outra forma de analisar a estabilidade estrutural em pórticos é por meio do dimensionamento de barras flexo-comprimidas, utilizando o conceito de comprimento efetivo de flambagem com a introdução do coeficiente de flambagem K. A tendência atual é de abandonar essa metodologia de análise, embora como lembram Cheong (1997), White & Hajjar (2003) e Galambos (1998) este tem sido um dos procedimentos mais comuns nos códigos de projeto; como por exemplo na NBR 8800:1988. De forma geral, se a análise estrutural considerar as imperfeições iniciais e os efeitos de 2ª ordem, as barras comprimidas

(pilares) podem ser dimensionadas com $K=1$; caso contrário, o coeficiente de flambagem é modificado em função da rigidez relativa das extremidades das barras.

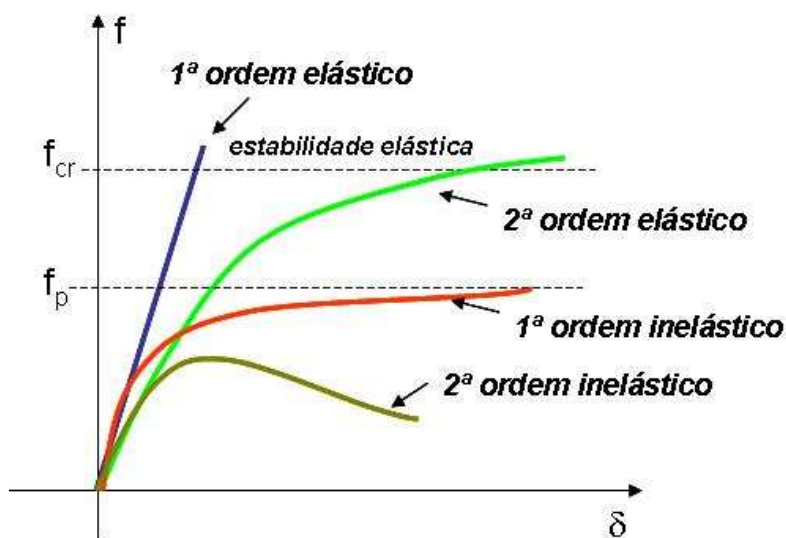


Figura 1 – Resposta da estrutura em função do modelo de análise

Na Figura 1 apresenta-se a resposta *força x deslocamento* de uma estrutura segundo vários tipos de análise. A carga crítica elástica obtida por uma análise de autovalor é utilizado como base para a determinação dos comprimentos efetivos de flambagem, que foram introduzidos nas normas do AISC:2005 desde a década de 60 e continuam presentes em várias normas em suas versões atuais.

2.2 Processos simplificados

Os processos simplificados de análise de 2ª ordem fazem uso de coeficientes de modificação que são baseados na semelhança entre o modo de instabilidade do pórtico e sua configuração deformada.

Assumindo que o comportamento de cada andar seja independente, e que o momento nos pilares decorrente dos efeitos de 2ª ordem seja equivalente aos causados por uma força lateral igual a $\sum F_v \Delta / h$ (binário do momento causado pelo somatório das forças verticais no andar pelo deslocamento horizontal) pode ser determinada a rigidez de cada pavimento fazendo:

$$R = \frac{\text{força horizontal}}{\text{deslocamentolateral}} = \frac{F_H}{\Delta_{1^\text{a ordem}}} = \frac{F_H + \sum F_v \Delta / h}{\Delta_{\text{total}}} \quad (1)$$

Onde

F_H – Força horizontal no andar considerado

F_v – Forças verticais no andar considerado

$\Delta_{1^a \text{ ordem}}$ - Deslocamento horizontal de 1ª ordem

h - Altura do pavimento

Δ_{total} - Deslocamento final total incluindo os efeitos de 2ª ordem

Resolvendo a equação é possível determinar o deslocamento final Δ_{total} por:

$$\Delta_{total} = \left(\frac{1}{1 - \frac{\sum F_v \Delta}{\sum F_H h}} \right) \Delta = B_2 \Delta \quad (2)$$

Como se vê, os deslocamentos finais, incluindo os efeitos de 2ª ordem globais, podem ser estimados multiplicando-se os efeitos de 1ª ordem por um coeficiente de modificação B_2 . Desde que os momentos fletores sejam proporcionais aos deslocamentos laterais, o coeficiente B_2 também pode ser aplicado aos momentos fletores de 1ª ordem para obter os momentos fletores em 2ª ordem.

De forma análoga, é possível demonstrar que os esforços finais de 2ª ordem locais, nas barras que compõem a estrutura, podem ser obtidos multiplicando os efeitos de 1ª ordem por um fator de modificação B_1 dado por:

$$B_1 = \frac{C_m}{1 - \frac{P}{P_e}} \quad (3)$$

Onde:

P – Força normal de cálculo

P_e – Força normal de flambagem elástica

C_m – coeficiente que considera o efeito da distribuição não uniforme de momento fletor na barra (coeficiente de uniformização de momentos).

O coeficiente C_m é função das condições de vinculação das extremidades e do carregamento na barra. Chen (1991) apresenta expressões e recomendações para o cálculo de C_m e valores para diferentes casos de carregamento/vinculação. Mais tarde, Chen & Wang (1999) constatam que o coeficiente de amplificação B_1 pode não ser razoável para prever os

efeitos de 2ª ordem locais em barras submetidas a grandes esforços axiais. Isso porque na definição do coeficiente C_m não são levados em conta esses esforços axiais. Os autores apresentam uma proposta para a determinação do coeficiente C_m que é baseada na solução exata do problema, de forma a expandir os limites de aplicabilidade dos coeficientes de amplificação.

De forma geral, por este procedimento, ou seja, utilizando coeficiente de amplificação, os esforços finais (momento fletor e força normal), considerando os efeitos de segunda ordem locais e globais podem ser determinados pelas expressões seguintes:

$$\begin{aligned} M_r &= B_1 M_{nt} + B_2 M_{lt} \\ P_r &= P_{nt} + B_2 P_{lt} \end{aligned} \quad (4)$$

M_{nt} – Momento de 1ª ordem devido às combinações de ações adequadas, com os deslocamentos horizontais na estrutura impedidos por apoios fictícios.

M_{lt} – Momento de primeira ordem causado pelas reações dos apoios fictícios utilizados para o cálculo de M_{nt} .

Portanto, são necessárias duas análises em primeira ordem conforme ilustra a Figura 2.

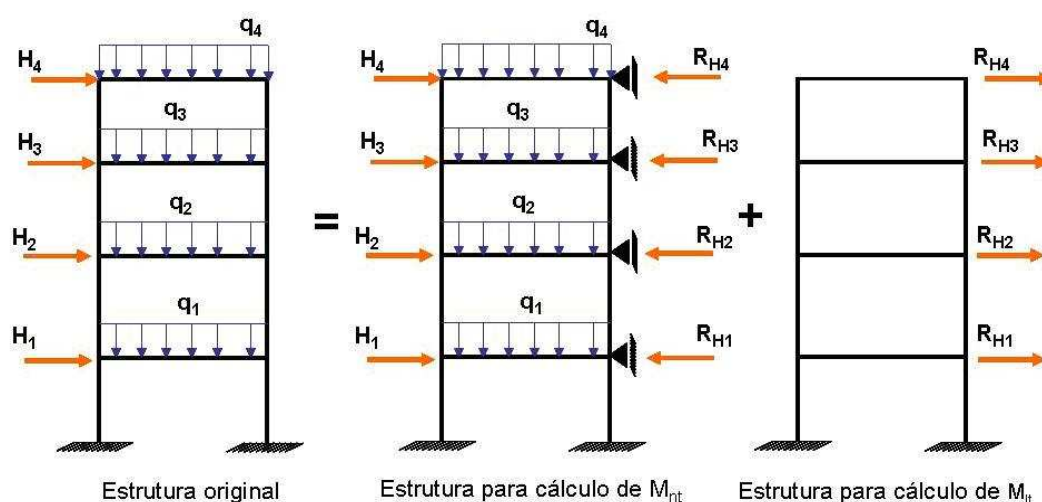


Figura 2 - Esquema para análise de 2ª ordem com coeficientes de amplificação

Os coeficientes B_1 e B_2 são, respectivamente, os coeficientes de amplificação para os efeitos de segunda ordem locais e globais, definidos e deduzidos anteriormente. Esses coeficientes são propostos pelo AISC:2005 e NBR 8800:2008 para análise simplificada de 1ª ordem.

Outra forma de obter um coeficiente de amplificação para uma análise simplificada é partir da relação entre carga crítica de flambagem do pórtico e o carregamento de cálculo

aplicado conforme Eq. (5).

$$\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}} \quad (5)$$

F_{cr} – Força crítica de flambagem para a estrutura como um todo

F_{ED} – Forças de calcula aplicadas a estrutura

Sendo os esforços de 2ª de segunda ordem obtidos multiplicado-se os esforços de 1ª ordem por:

$$C_a = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}} \quad (6)$$

Nos casos em que os esforços normais nas vigas sejam pequenos, pode-se utilizar a Eq. (7) para determinar α_{cr} .

$$\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{ED}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right) \quad (7)$$

Onde:

$\delta_{H,Ed}$ - Deslocamento horizontal relativo entre topo e base de um andar devido às forças horizontais de cálculo acrescida da forças horizontais equivalentes às imperfeições iniciais.

h_i – altura do andar

H_{ED} – reação horizontal no topo do pavimento considerado

V_{ED} – reação vertical no topo do pavimento considerado

Observa-se que, substituindo (7) em (6), resulta uma expressão para o coeficiente de amplificação C_a semelhante à expressão de B_2 . As Eq. (5) a Eq. (7) são apresentadas pelo EC 3:1994.

Portanto, os coeficientes de amplificação têm origens comuns, porém cada norma os apresenta de uma forma e os aplica de maneira distinta.

A NBR 6118:2003, norma brasileira para estruturas de concreto armado adota um coeficiente de amplificação γ_z , também denominado parâmetro de estabilidade. O parâmetro γ_z foi introduzido nas normas nacionais por Franco & Vasconcelos (1991), decorre da aplicação do processo P- Δ , admitindo que o desenvolvimento progressivo dos deslocamentos

horizontais forme uma progressão geométrica decrescente e é expresso por:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (8)$$

$M_{1,tot,d}$ = Momento de tombamento. Somatório dos momentos de todas as forças horizontais de cálculo em relação à base.

$\Delta M_{tot,d}$ = Soma do produto das ações verticais de cálculo da combinação considerada pelos deslocamentos horizontais, nos seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em análise de 1ª ordem.

Esse parâmetro pode ser encarado como uma medida da sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. E, ao contrário, do parâmetro B_2 que deve ser calculado para cada pavimento o γ_z é calculado para a toda a estrutura. Para obter os esforços de 2ª ordem a NBR 6118:2003 recomenda-se multiplicar os esforços de 1ª ordem por $0,95 \gamma_z$, porém somente se $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$; caso contrário admite-se que a estrutura seja analisada em 1ª ordem.

Diversos trabalhos têm sido desenvolvidos no sentido de aferir a validade e aplicabilidade destes parâmetros comparando-os com análises exatas. Entre esses trabalhos destacam-se: Carmo (1995), Pinto (1997), Lima (2001). Doria (2007) comparou procedimentos de classificação das estruturas quanto a deslocabilidade utilizando os parâmetros B_2 e γ_z , concluindo que o γ_z corresponde à média dos valores de B_2 calculados em cada pavimento. Silva (2007) e Avakia (2007) também obtiveram resultados semelhantes.

3 RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS

Até bem pouco tempo as normas técnicas costumavam tratar o problema da estabilidade de estruturas de edifícios exclusivamente verificando a estabilidade e a resistência de vigas-coluna (elementos flexo-comprimidos) por meio de equações de interação e de comprimento efetivo de flambagem, utilizando os esforços obtidos em análise de primeira ordem. Este procedimento adota os seguintes critérios de projeto:

Consideração dos efeitos de 2ª ordem por meio de coeficientes de amplificação dos esforços obtidos em 1ª ordem;

Curvas de resistência para determinação da resistência à compressão simples considerando as imperfeições iniciais dos elementos e as tensões residuais nas seções;

Modificação do comprimento de barras comprimidas por meio de coeficientes de flambagem K ;

Equações de interação para esforços normais e de flexão combinados.

Ou seja, os elementos que constituem a estrutura são tratados isoladamente.

Logicamente existem interações entre os elementos, as ligações e a estrutura como um todo, que interferem na determinação dos esforços internos e na estabilidade. As normas têm tratado essa interação barra-estrutura por meio dos coeficientes de flambagem, mas este procedimento apresenta limitações que se originam nas hipóteses simplificadoras adotadas na sua definição.

A tendência em algumas normas é eliminar o conceito de comprimento efetivo de flambagem (Galambos, 1998) e verificar separadamente a estabilidade global da estrutura e de seus elementos componentes, exigindo modelos de análises mais rigorosos para a determinação de esforços e deslocamentos. Desta forma passa-se a exigir uma análise de 2ª ordem mesmo que por meio de um processo simplificado.

Normas como a AISC:2005 e EC 3:1994 e NBR 8800:2008 já incluem essa nova filosofia de análise. Portanto, características de rigidez e deslocabilidade da estrutura definem que tipo de análise é a mais adequada e quais efeitos, (imperfeições iniciais, não linearidade do material e geométrica) devem ser considerados nesta análise.

3.1 Classificação quanto a deslocabilidade

Os efeitos que devem ser incluídos no modelo de análise estrutural depende de características de deslocabilidade e rigidez da estrutura que estão relacionados aos modos de instabilidades possíveis. Neste sentido as normas costumam classificar as estruturas, mesmo que de forma implícita, em função da deslocabilidade dos nós em estruturas de nós fixos (estruturas indeslocáveis ou estruturas contraventadas) e estruturas de nós móveis (estruturas deslocáveis ou estruturas não contraventadas). Em função dessa classificação ou de parâmetros que refletem a deslocabilidade da estrutura são definidos os efeitos que devem ser considerados no modelo de análise.

A NBR 8800:2008 classifica as estruturas em pequena, média e grande deslocabilidade. A estrutura é dita de pequena deslocabilidade quando a relação entre os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem não ultrapassarem 1,1; Média deslocabilidade quando essa relação estiver entre 1,1 e 1,4; e grande deslocabilidade quando a relação entre os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem ultrapassarem 1,4. A relação entre os deslocamentos em 2ª ordem e os deslocamentos em 1ª ordem pode ser determinada de forma aproximada pelo parâmetro B_2 . E, como demonstrado por Doria (2007),

Silva (2007) e Avakian (2007), poderia ser utilizado também o parâmetro γ_z . A norma americana AISC:2005 não classifica explicitamente as estruturas quanto a deslocabilidade. Porém, trata diferentemente a análise das estruturas em função do parâmetro B_2 , tendo como limite divisor o valor $B_2=1,5$.

O EC 3:1994 classifica as estruturas em deslocáveis e indeslocáveis em função do parâmetro α_{cr} (equações 5 e 7). Na TABELA 1 apresentam-se, comparativamente, os parâmetros para a classificação quanto a deslocabilidade segundo diferentes normas.

3.2 Modelo de análise

De modo geral as normas passam a exigir que seja feita a determinação dos esforços em 2ª ordem utilizando qualquer método que inclua os efeitos de 2ª ordem local e global, rigidez das ligações e as imperfeições geométricas e de materiais. Na Tabela 1 estão relacionados os modelos de análise admitidos por diferentes normas estabelecendo os parâmetros para definição de cada modelo.

Tabela 1 – Classificação quanto à deslocabilidade e modelo de análise aplicável

Norma	Classificação quanto à deslocabilidade		
NBR 8800:2008 $B_2 = \frac{\delta_{2^a}}{\delta_{1^a}}$ Razão entre os deslocamentos em segunda e primeira ordem para cada pavimento.	Pequena deslocabilidade $B_2 \leq 1,1$ Em todos os pavimentos. Os efeitos de 2ª ordem podem ser desconsiderados se as forças axiais de cálculo nas barras que participam do sistema de estabilidade lateral não superem 50% da força axial de plastificação. Além disso, as imperfeições geométricas iniciais devem ser sempre incluídas na análise.	Média deslocabilidade $1,1 < B_2 \leq 1,4$ Em pelo menos 1 pavimento. Admite-se análise de 2ª ordem simplificada utilizando os parâmetros B_1 e B_2 ; que devem ser calculados com a rigidez da estrutura reduzida para considerar as imperfeições de material.	Grande deslocabilidade $B_2 > 1,4$ Em pelo menos 1 pavimento. Deve ser feita análise de 2ª ordem rigorosa incluindo imperfeições geométricas e de material.
NBR 8800:1986	Não avalia a eficiência do sistema de contraventamento em relação a sua rigidez e deslocabilidade e, portanto, classifica as estruturas em apenas contraventadas e não-contraventadas. Esta classificação é questionável, pois nem sempre uma estrutura contraventada pode ser considerada indeslocável.		
EC 3:1994 $\alpha_{cr} = \frac{F_{cr}}{F_{ED}}$ Razão entre a força crítica para o pórtico e a solicitação de cálculo. $\alpha_{cr} = \left(\frac{H_{ED}}{V_{ED}} \right) \left(\frac{h_i}{\delta_{H,Ed}} \right)$	Indeslocável $\alpha_{cr} \geq 10$ Admite-se análise em 1ª ordem incluindo imperfeições geométricas iniciais.		Deslocável $\alpha_{cr} < 10$ Admite-se análise de 2ª ordem simplificada multiplicando as ações horizontais por: $C_a = \frac{1}{1 - \frac{1}{\alpha_{cr}}}$ A consideração de imperfeições geométricas locais e globais deve ser avaliada.
AIC:2005 $B_2 = \frac{\delta_{2^a}}{\delta_{1^a}}$ Não estabelece uma classificação explícita mas, trata de maneira diferentes as estruturas em função do parâmetro B_2 .	Pouco deslocável $B_2 \leq 1,5$ 2ª ordem simplificada sem imperfeições iniciais. S		Muito deslocável $B_2 > 1,5$ Direct analysis method – análise de 2ª ordem que considera explicitamente as imperfeições geométricas e de material. Alternativamente utilizar o método de amplificação B_1 - B_2 , com rigidez reduzida e imperfeições geométricas.
	Admite análise de 1ª ordem se a solicitação normal de cálculo nos pilares que participam do contraventamento inferior a 50% da força normal que provoca o escoamento da seção e considerado forças horizontais fictícias iguais a 0,42% das ações verticais em cada andar.		
NBR 6118:2003 $\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$	Indeslocável $\gamma_z < 1,1$	Deslocável $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$	Muito deslocável $\gamma_z > 1.3$

Outro fator importante na análise é a consideração das imperfeições iniciais; sejam as imperfeições de material ou geométricas globais (desaprumo da estrutura) e locais (imperfeições dos elementos estruturais).

No caso das imperfeições geométricas a estrutura pode ser modelada com essas imperfeições ou pode-se considerá-las de forma indireta por meio de forças horizontais fictícias. A consideração ou não das imperfeições depende basicamente da deslocabilidade da estrutura e do nível de solicitação das barras que compõem o sistema de estabilização lateral.

As imperfeições de material podem ser consideradas de forma simplificada por meio de redução de rigidez dos elementos constituintes; as imperfeições de material são oriundas, principalmente, das tensões residuais nas seções. Na Tabela 2 apresenta-se um panorama comparativo sobre os critérios para consideração de imperfeições iniciais adotados pelas normas em estudo.

Tabela 2 – Imperfeições iniciais

Norma	Classificação quanto à deslocabilidade	Imperfeições geométricas	Imperfeições de material
NBR 8800:2003	<i>Pequena deslocabilidade</i> $B_2 \leq 1,1$	1. Modelar a estrutura considerando deslocamentos interpavimentos igual a $h/333$ sendo h a altura do pavimento. 2. Aplicação de forças horizontais fictícias (Fnoc) correspondentes a 0,3% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar. Não há necessidade de somar estas forças as ações laterais do vento.	Não considera
	<i>Média deslocabilidade</i> $1,1 < B_2 \leq 1,4$		Reduzir a rigidez a flexão e a compressão dos elementos para $0,8EI$ e $0,8EA$, respectivamente.
	<i>Grande deslocabilidade</i> $B_2 > 1,4$		
AISC:2005	<i>Pequena deslocabilidade</i> $B_2 \leq 1,5$	Considerar Fnoc ao nível de cada pavimento somente se não atuar força do vento.	Não considera
	<i>Grande deslocabilidade</i> $B_2 > 1,5$	Aplicação de Fnoc correspondentes a 0,3% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar.	Reduzir a rigidez a flexão e a compressão dos elementos para $0,8EI$ e $0,8EA$, respectivamente
		Aplicação de Fnoc correspondentes a 0,2% das ações verticais atuantes nos pilares de cada andar.	$EI = 0,8\tau_b EI$ $\tau_b = 1 \text{ se } \alpha \frac{P_r}{P_y} \leq 0,5$ $\tau_b = 4[\alpha P_r / P_y (1 - \alpha P_r / P_y)] \text{ se } \alpha \frac{P_r}{P_y} >$ P_r : força normal de cálculo P_y : força normal de plastificação
EC 3:1994	$H_{ED} \geq 0,15V_{ED}$	Não considera	Não considera
	$H_{ED} < 0,15V_{ED}$	1. Modelar a estrutura com uma inclinação: $\phi = \frac{1}{200} \frac{2}{\sqrt{h}} \sqrt{0,5 \left(1 + \frac{1}{m} \right)}$ onde: ϕ – ângulo de inclinação da estrutura. h – altura total da estrutura em metros. m – número de pilares no sistema de contenção lateral. 2. Aplicar forças horizontais fictícias em cada andar com valores iguais a $H_i = \phi \cdot Q_i$ onde Q_i correspondem as ações verticais no andar.	Não considera

No procedimento do EC 3:1994, caso a força normal de cálculo atuante em qualquer pilar do pórtico (que faça parte do sistema de estabilização da estrutura) supere 25% da força normal crítica de flambagem elástica as imperfeições geométricas locais devem ser consideradas na análise. As imperfeições geométricas locais podem ser consideradas com a modelagem de elementos curvos ou com a aplicação de forças distribuídas transversais aplicadas as barras. Vale lembrar que na formulação das curvas de resistência utilizadas para verificação de elementos comprimidos já estão embutidas imperfeições geométricas nas barras,

portanto, caso essas imperfeições sejam consideradas na análise a verificação da estabilidade da barra isolada não é necessária.

Em síntese, os principais códigos normativos estudados ainda não exigem explicitamente o uso de processos exatos para a análise de 2ª ordem, embora claramente se perceba uma transição dos métodos de análise simplificados para os aproximados ou exatos, o que se justifica pelos avanços e maior acesso às técnicas computacionais. No entanto, as técnicas de análise simplificadas não perdem a sua importância, pois permitem aos projetistas diferentes análises expeditas antes do dimensionamento final ou da escolha do método de análise mais adequado.

4 ANÁLISES COMPARATIVAS

Os procedimentos normativos apresentados anteriormente serão aplicados à análise de pórticos simples com o intuito de comparar os resultados finais para esforços e deslocamentos obtidos pelos métodos simplificados apresentados nas diversas normas e com análise exata de 2ª ordem. Para a análise numéricas dos pórticos foi utilizado o programa SAP2000 V11, sendo que na análise não-linear geométrica (2ª ordem exata) não foram considerados as imperfeições iniciais. As Figura 3 e Figura 4 apresentam detalhes das estruturas analisadas.

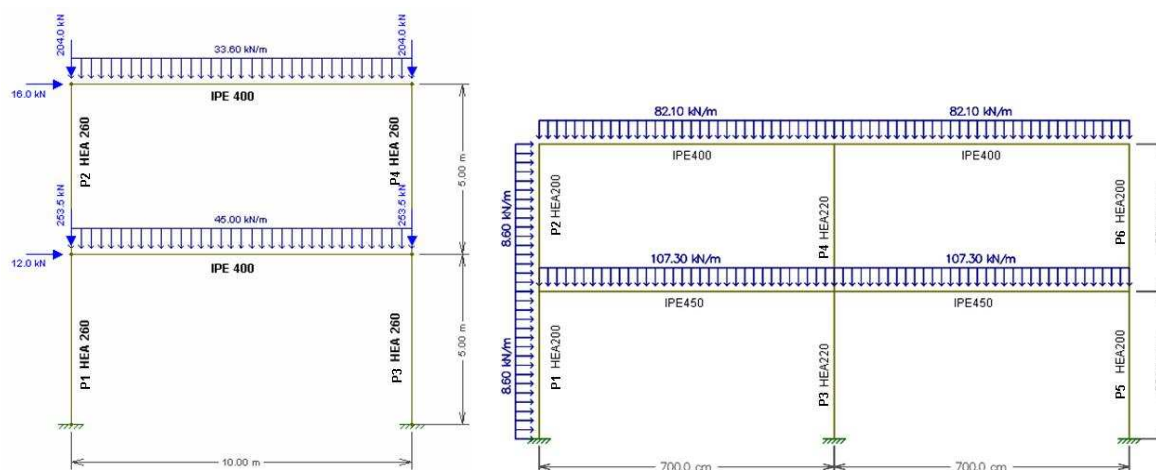


Figura 3 – Estruturas analisadas – Pórtico 1 e Pórtico 2

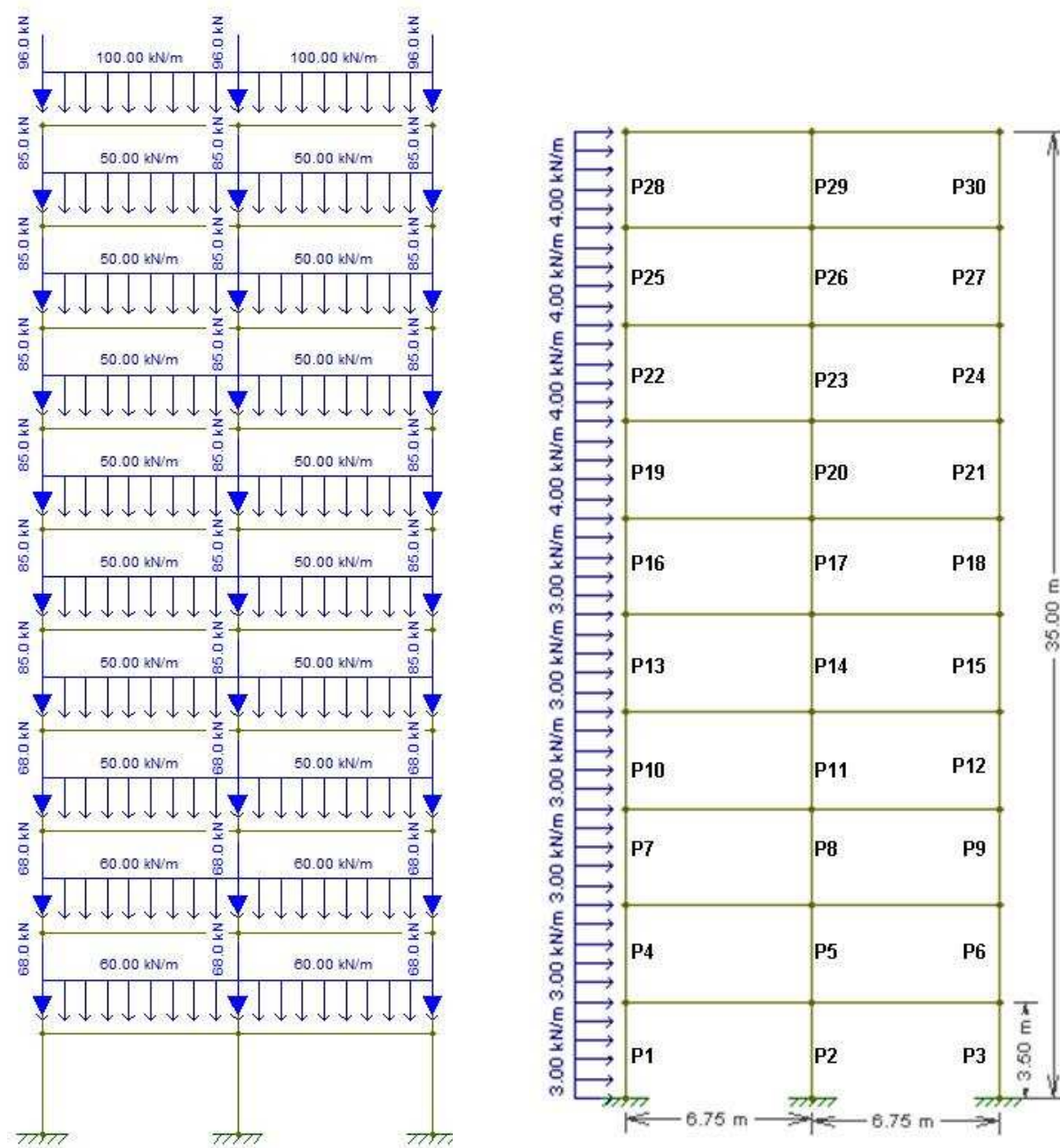


Figura 4 – Estruturas analisadas – pórtico 3

Nas vigas do Pórtico 3 foi utilizada seção tipo W460X52 nos pilares 1 ao 12 seção CVS400x103; no pilares 13 ao 21 seção CVS400x87 e nos pilares 22 ao 30 CVS 350 x73. Os carregamentos apresentados nas Figuras 3 e 3ª correspondem as combinações de ações mais desfavorável para a edificação em termos de esforços de 2ª ordem.

As Tabelas 3 a 5 apresentam a classificação das estruturas quanto a deslocabilidade segundo as normas estudadas. Ressalta-se que os parâmetros de estabilidades para classificação das estruturas são calculados segunda análise linear sem considerar imperfeições

geométricas ou de material. Posteriormente, para o cálculo dos esforços finais esses parâmetros são recalculados caso seja necessária a consideração das imperfeições.

Tabela 3 – Classificação das estruturas – Pórtico 1 e Pórtico 2

Pórtico		NBR 8800	AISC:2005	EC 3:1994	NBR 6118
P1	1º Pavimento	$B_2 = 1,18$	$B_2 = 1,18$	$\alpha_{cr} = 7,89$	$\gamma_z = 1,13$
	2º Pavimento	$B_2 = 1,11$	$B_2 = 1,11$	$\alpha_{cr} = 11,02$	
	Média	$B_{2médio} = 1,14$		$C_a = 1,14$	
	Classificação	Média deslocabilidade	Pouco deslocável	Deslocável	Deslocável
P2	1º Pavimento	$B_2 = 1,16$	$B_2 = 1,16$	$\alpha_{cr} = 8,8$	$\gamma_z = 1,11$
	2º Pavimento	$B_2 = 1,07$	$B_2 = 1,07$	$\alpha_{cr} = 14,9$	
	Média	$B_{2médio} = 1,11$		$C_a = 1,13$	
	Classificação	Média deslocabilidade	Pouco deslocável	Deslocável	Deslocável

Tabela 3 – Classificação das estruturas – Pórtico 3

Pórtico P3	NBR 8800	AISC:2005	EC 3:1994	NBR 6118
1º Pavimento	$B_2 = 1,17$	$B_2 = 1,17$	$\alpha_{cr} = 8,27$	$\gamma_z = 1,26$
2º Pavimento	$B_2 = 1,32$	$B_2 = 1,32$	$\alpha_{cr} = 4,81$	
3º Pavimento	$B_2 = 1,33$	$B_2 = 1,33$	$\alpha_{cr} = 4,76$	
4º Pavimento	$B_2 = 1,30$	$B_2 = 1,30$	$\alpha_{cr} = 5,09$	
5º Pavimento	$B_2 = 1,30$	$B_2 = 1,30$	$\alpha_{cr} = 5,55$	
6º Pavimento	$B_2 = 1,22$	$B_2 = 1,22$	$\alpha_{cr} = 6,42$	
7º Pavimento	$B_2 = 1,18$	$B_2 = 1,18$	$\alpha_{cr} = 7,65$	
8º Pavimento	$B_2 = 1,16$	$B_2 = 1,16$	$\alpha_{cr} = 8,39$	
9º Pavimento	$B_2 = 1,15$	$B_2 = 1,15$	$\alpha_{cr} = 10,57$	
10º Pavimento	$B_2 = 1,03$	$B_2 = 1,03$	$\alpha_{cr} = 12,20$	
Média	$B_{2médio} = 1,23$		$C_a = 1,27$	
Classificação	Média deslocabilidade	Pouco deslocável	deslocável	Nós móveis

Como não poderia deixar de ser os parâmetros de classificação da NBR8800:2008 e do AISC:2005 são iguais, embora os intervalos de classificação sejam diferentes. A rigor o AISC:2005 não classifica explicitamente as estruturas.

Comparando-se os parâmetros de classificação da NBR8800:2008 e da NBR6118:2003 percebe-se que o γ_z se aproxima da média dos valores de B_2 para cada pavimento, e desta forma a classificação, quanto a deslocabilidade, por estas duas normas seriam equivalentes. O uso do parâmetro γ_z da NBR 6118:2003 se mostra mais vantajoso pela praticidade de cálculo, pois é determinado um parâmetro global para a estrutura, ao contrário do B_2 que deve ser calculado para cada pavimento.

Nos gráficos das Figuras 4 a 6 são comparados os resultados mais relevantes de momento fletores, nos pilares das estruturas analisadas, obtidos pelo procedimento da NBR 8800:2008 com as demais normas e com análise de 1ª ordem e 2ª ordem exata.

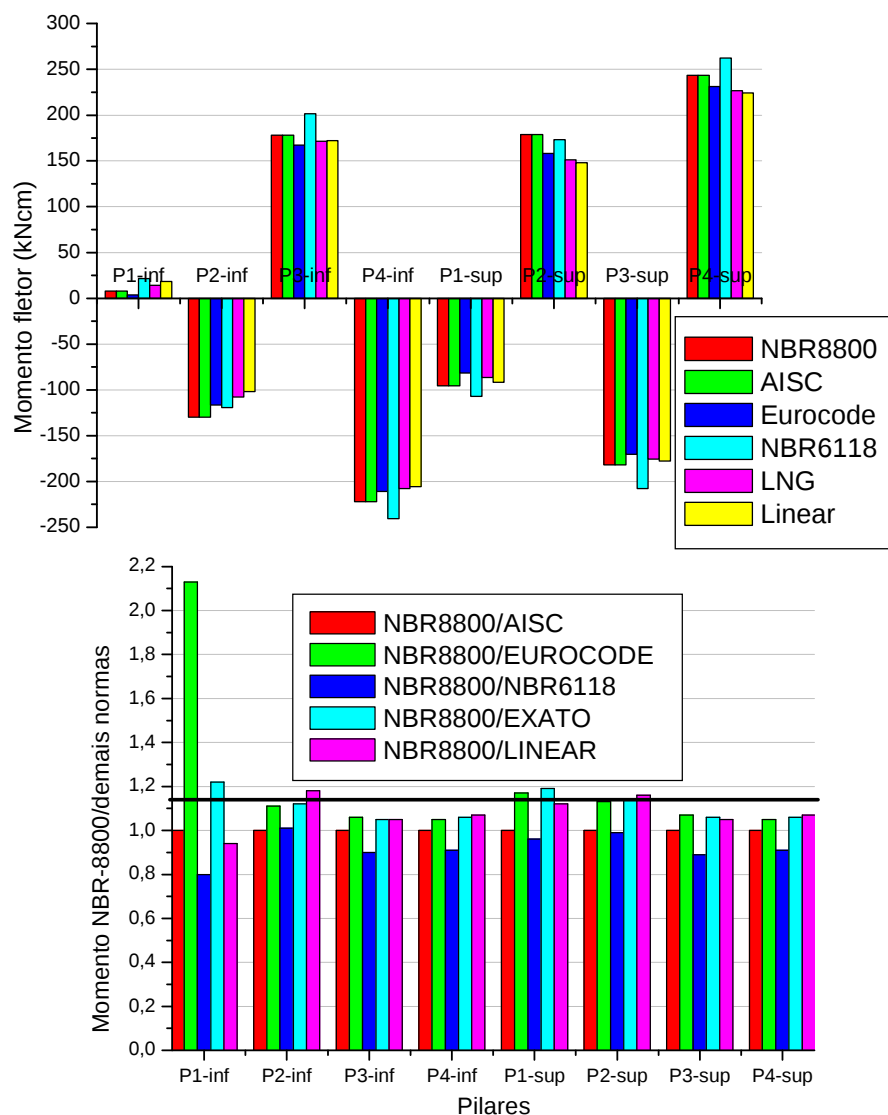


Figura 4 – Comparação de resultados para os pórticos P1

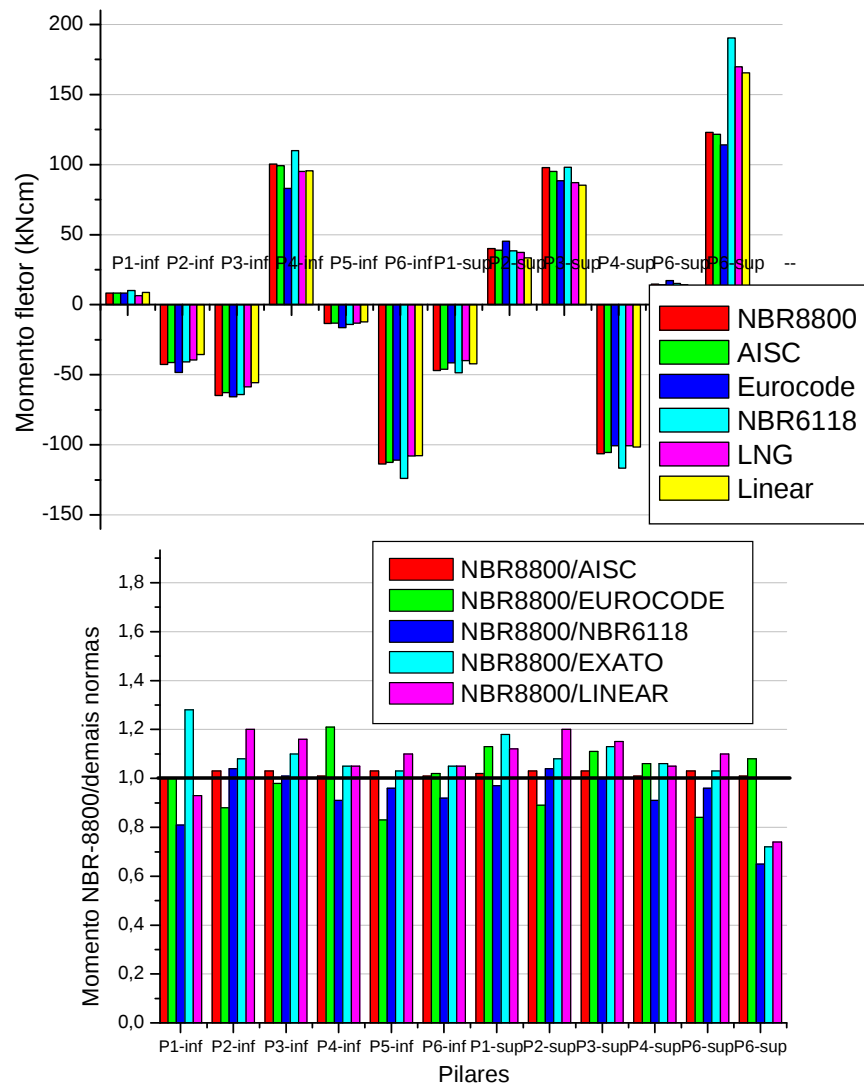


Figura 5 – Comparação de resultados para os pórticos P2

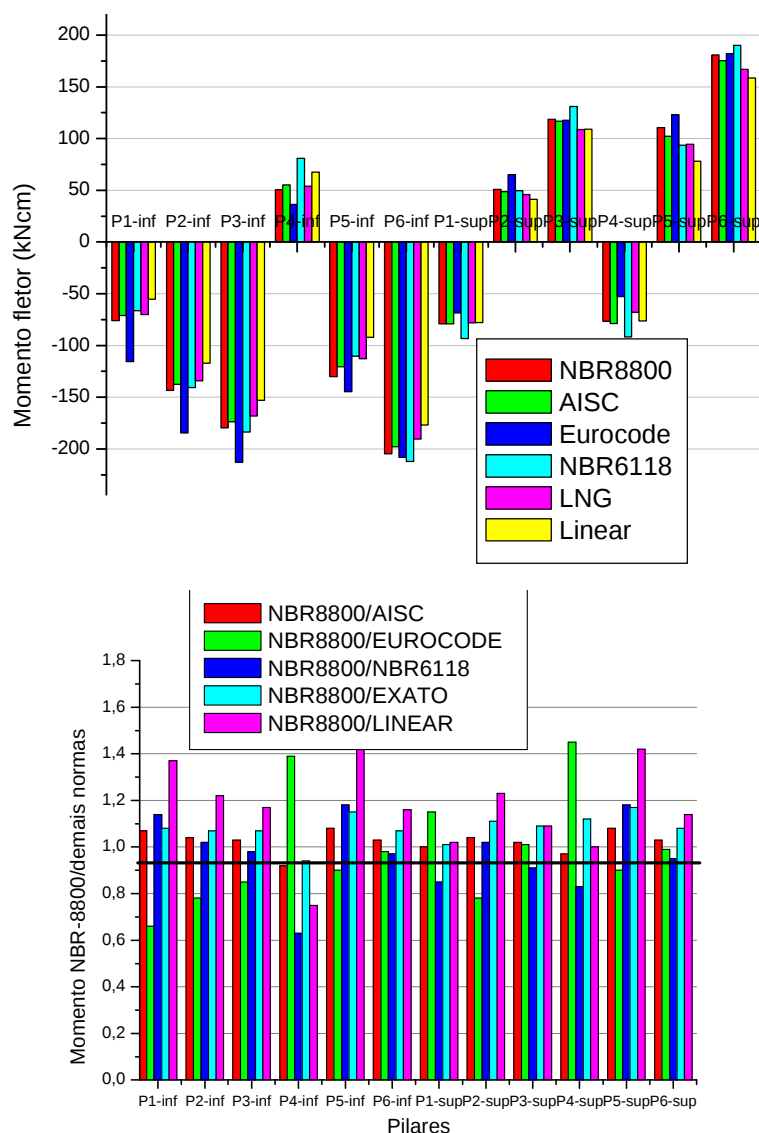


Figura 6 – Comparação de resultados para os pórticos P3

De modo geral não se percebe, para as estruturas em estudo, diferenças significativas entre as normas apresentadas. Maiores diferenças observadas entre os resultados do NBR8800:2008 e EC 3:1994 são explicáveis pelo fato das forças nocionais, no caso do EC 3:1994, serem sempre somadas às combinações de ações que contem ação de vento; enquanto que pela NBR8800:2008 estas forças nocionais são consideradas como ações mínimas e não necessitam serem somadas a ação do vento.

6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Os procedimentos para análise de 2ª ordem das normas aqui apresentadas têm origens comuns, embora aplicadas de formas diferentes. Todas as normas estudadas apresentam procedimentos simplificados para análise de 2ª ordem, embora permitam o uso de análises mais refinadas.

Percebe-se uma tendência ao uso de análises mais refinadas e o desuso de procedimentos tradicionais como o método do comprimento efetivo de flambagem, embora tal método ainda esteja presente em versões atuais de normas como o AISC:2005 e EC 3:1994.

Com relação à classificação das estruturas quanto à deslocabilidade, em se tratando de estruturas regulares, como são os exemplos apresentados, o parâmetro γ_z se aproxima da média dos valores de B_2 nos pavimentos, portanto, o parâmetro γ_z poderia ser utilizado como parâmetro classificador e com a vantagem de ser um parâmetro global para a estrutura e mais simples de se determinar.

Com base na bibliografia e nos exemplos apresentados todos os processos de análise simplificada (NBR 8800:2008, AISC:2005, EC 3:1994, NBR 6118:2003) apresentaram correlações satisfatórias quando comparados entre si e com análise elástica de 2ª ordem.

Os esforços finais de 2ª ordem obtidos segundo as diversas normas estudadas não variaram de forma significativa. Os procedimentos da NBR 8800:2008 e AISC:2005 são equivalentes diferindo apenas nos intervalos e na forma de classificação quanto à deslocabilidade e consideração das imperfeições de material.

Pensando na praticidade da análise de 2ª ordem os processos das normas NBR 6118 e EC 3:1994 são de solução mais simples, porém os procedimentos da NBR 8800:2008 e do AISC:2005 que separam os efeitos locais e globais como também os feitos das imperfeições geométricas (forças horizontais fictícias) e de material (redução da rigidez) tornam o procedimento mais claro do ponto de vista conceitual.

AGRADECIMENTOS

Os autores agradecem a Fundação de Amparo a Pesquisa o Estado de São Paulo.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- Al Mashary, A. and Chen, W.F. (1990). Elastic second-order analysis for frame design. *Journal of Constructional Steel Research*. n.15, p. 303-322, 1990.
- AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTIONS - *AISC-LRFD* (2005). Specification for structural steel buildings. Chicago – Illinois. March, 2005.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 8800 (1986). Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios. Rio de Janeiro, 1986.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS - NBR 8800 (2008). Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123 (2003). Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- Avakian, A. C. (2007). Estruturas aporticadas mistas aço-concreto: Avaliação de metodologias de análise. Rio de Janeiro. *Dissertação (Mestrado)* – Coordenação dos Programas de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2007.
- Bleich, F. (1952). Buckling strength of metal structures. New York. MacGraw-Hill.
- Carmo, R.M.S. (1995). Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado. São Carlos. *Dissertação (Mestrado)* - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1995.
- Chan, S.L. (2001). Non-linear behavior and design of steel structures. *Journal of Constructional Steel Research*. n.57. p.1217-1231. 2001.
- Chen, S. and Wang, W.(1999). Moment amplification factor for p-d effect of steel beam column. *Journal of Structural Engineering* - february 1999.
- Chen, W. F. and Lui, E. M. (1991). Stability Design of Steel Frames, CRC Press, Inc., Boca Raton, FL. 1991.
- Chen, W.F. (1991). Design of Beam-Columns in Steel Frames in the United States. *Thin-Walled Structures*. n.13. p.1-83. 1991.
- Chen, W.F. (2000). Structural stability: from theory to practice. *Engineering Structures* n. 22. p. 116-122. 2000.
- Cheong-Siat-Moy, F. (1997). Multiple K-factors of a leaning column. *Engineering Structures* n.1, v. 19, p. 50-54. 1997.
- Doria, A. (2007). Análise da estabilidade de pórticos planos de aço com base no conceito de forças horizontais fictícias. São Carlos. *Dissertação (Mestrado)* - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2007.
- EUROPEAN COMMITTEE OF STANDARDIZATION (1994). ENV 1994-1-1: EC 3:1994 – Design of steel and structures, Part 1.1: General rules and rules for buildings. Bressels.
- Franco, M. and Vasconcelos, A.C. (1991). Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. 1991. Proceedings. p. 307-324.
- Galambos, T.V. (1998) Guide to stability design criteria for metal structures. 5a Edição. John Wiley editor, New York, 1998.

- Goodier, J.N. (1942). Torsional and flexural buckling of bars of thin-walled open sections compressive and bending loads. *Journal Applied Mechanics – ASCE*. 1942.
- Kanchanalai, T. and Le-Wu, L. (1979). Analysis and Design of Framed Columns Under Minor Axis Bending. *Engineering Journal, AISC*, v. 16, n. 2, p. 29-41, 1979.
- LeMessurier, W.J. (1976). A Practical Method of Second Order Analysis, Part 1 -Pin-Jointed Frames, *Engineering Journal, AISC*, V. 13, N. 4, p. 89-96. 1976.
- Lima, J.S. (2001). Verificação de punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: Desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. São Carlos. *Dissertação (Mestrado)* - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2001.
- MacGregor, J.G. and Hage, S.E. (1977). Stability analysis and design of concrete frames. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v. 103, n. ST10, p. 1953-1970, Oct.
- Pinto, R.S. (1997). Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. São Carlos. *Dissertação (Mestrado)* - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1997.
- Rutenberg, A. (1981). Simplified P-Delta Analysis for Asymmetric Structures, *ASCE - Journal of the Structural Division*, V. 108, N. 9, Sept. 1981.
- Rutenberg, A. (1981). A direct P-Delta analysis using standar plane frame computer program. *Computer Structures*, V. 12, N. 1-2, p. 97-102. 1981.
- Silva, R.G.L. (2007). Avaliação dos efeitos de 2ª ordem em edifícios de aço utilizando métodos aproximados e análise rigorosa. Belo Horizonte. *Dissertação (Mestrado)* – Departamento de Estruturas, Universidade Federal de Minas Gerais, 2007.
- Timosshenko, S.P. and Gere, J.M. (1961). Theory of elastic stability. Editora Mcgraw-Hill, Tokyo, 1961.
- Vandepitte, D. No-interactive analysis of frame including the P-delta effect. *Journal of Constructional steel Research*. v. 2, n. 2, June, 1982.
- Vlasov, V. Z. (1961). Thin walled elastic beams. Washington, National Science foudation, 2. ed. 1961.
- Wood, B.R.; beaulieu, D.; Adams, P.F. (1976). Column design by P-D method. *Journal of the Structural Division, ASCE*, v. 102, n. ST2, p. 411-427, Feb.
- White, D.E. and Hajjar, J.F. (2003). Stability of Steel Frames: Application of second-order elastic analysis in lrf research to practice. *American Institute of Steel Construction*. 2003.

Evolution of Analytical and Design Code Techniques in the Second-Order Analysis of Steel Structures

Abstract

This paper discusses the evolution of second-order analysis methods and how these methods have been introduced into structural steel design codes, specifically in the Brazilian NBR 8800:2008 code. The principal codes are compared in terms of second-order analysis procedures, considering initial imperfections and material nonlinearity. With regard to sway and no-sway classification criteria, a comparison is made of the criteria proposed by the NBR 8800:2003 code and the γ_z parameter of the NBR 6118:2003 code. Examples of planar steel frames with representative loads are solved using SAP2000 software and are used in the comparisons. The results show similarities among the analytical procedures of the various codes under study, as well as a trend for the use of more refined analysis processes. With regard to approximate analysis procedures, the results indicate that parameter $\square_z$ could be used as a sway classifier, as well as the B_2 parameter proposed by the NBR 8800:2008 code.

Key words: Steel structures, stability, second-order analysis, geometric nonlinearity.

1 INTRODUCTION

Second-order analysis processes can be classified into refined (or exact), approximate and simplified (modified first-order).

Refined second-order processes involve a nonlinear analysis of the structure with equilibrium established in the displaced position, and may also include geometric imperfections, residual stresses, and connection stiffness, introducing adequate modifications in the stiffness matrix of the structure and solving the problem incrementally and iteratively.

In *approximate processes*, equilibrium is established in the displaced position; however, nonlinear or local and global second-order effects are introduced indirectly, e.g., by applying additional fictitious forces or by reducing the stiffness of the elements. In general, a nonlinear problem is substituted by various linear problems that are easier to solve.

In *simplified processes*, final displacements and second-order forces are calculated by modifying the loads and displacements obtained in a first-order analysis, using modification factors. Another way to analyze the structural stability of frames is by the dimensioning of flexurally compressed bars, using the concept of effective buckling length through the introduction of the buckling coefficient K .

2 NORMATIVE RECOMMENDATIONS

The effects that should be included in the structural analysis model depend on the characteristics of sway and stiffness of the structure, which are related to the possible instability modes. In this context, the codes usually classify structures, even if only implicitly, as a function of the sway of their nodes. The effects that should be considered in the analysis model are defined according to this classification or to parameters that reflect the structure's sway.

The NBR 8800:2008 standard classifies structures into small, average and large sways. A structure is classified as having low sway when the ratio between second-order and first-order displacements does not exceed 1,1. In average displacement, this ratio ranges from 1,1 to 1,4 and large displacement is when the ratio between second-order and first-order displacements exceeds 1,4. The ratio between second-order and first-order displacements can be determined approximately by means of the B_2 parameter. The American AISC:2005 standard does not classify structures explicitly in terms of sway. However, it treats structural analysis differently as a function of the B_2 parameter, using as the divider limit the value $B_2=1,5$. The EC 3:1994 code classifies structures as swayable and unswayable as a function of the α_{cr} parameter.

In general, the codes now require the determination of second-order loads using any method that includes local and global second-order effects, connection stiffness, and geometric and material imperfections.

3 COMPARATIVE ANALYSES

The procedures of the codes under study will be applied to the analysis of simple frames in order to compare the final results for forces and displacements obtained by the simplified methods presented in the various codes against those obtained by refined second-order analysis. The numerical analysis of the frames was performed with SAP2000 V11 software, and the geometric nonlinear analysis (refined second-order) did not consider initial imperfections. The geometry, loads and sections of the elements adopted for the space frames studied here are representative of steel structures of buildings normally constructed.

Graphs 1 to 3 compare the most relevant results of flexural moments in the columns of the analyzed structures obtained by the NBR 8800:2008 code against those obtained by the other codes and by refined first- and second-order analysis.

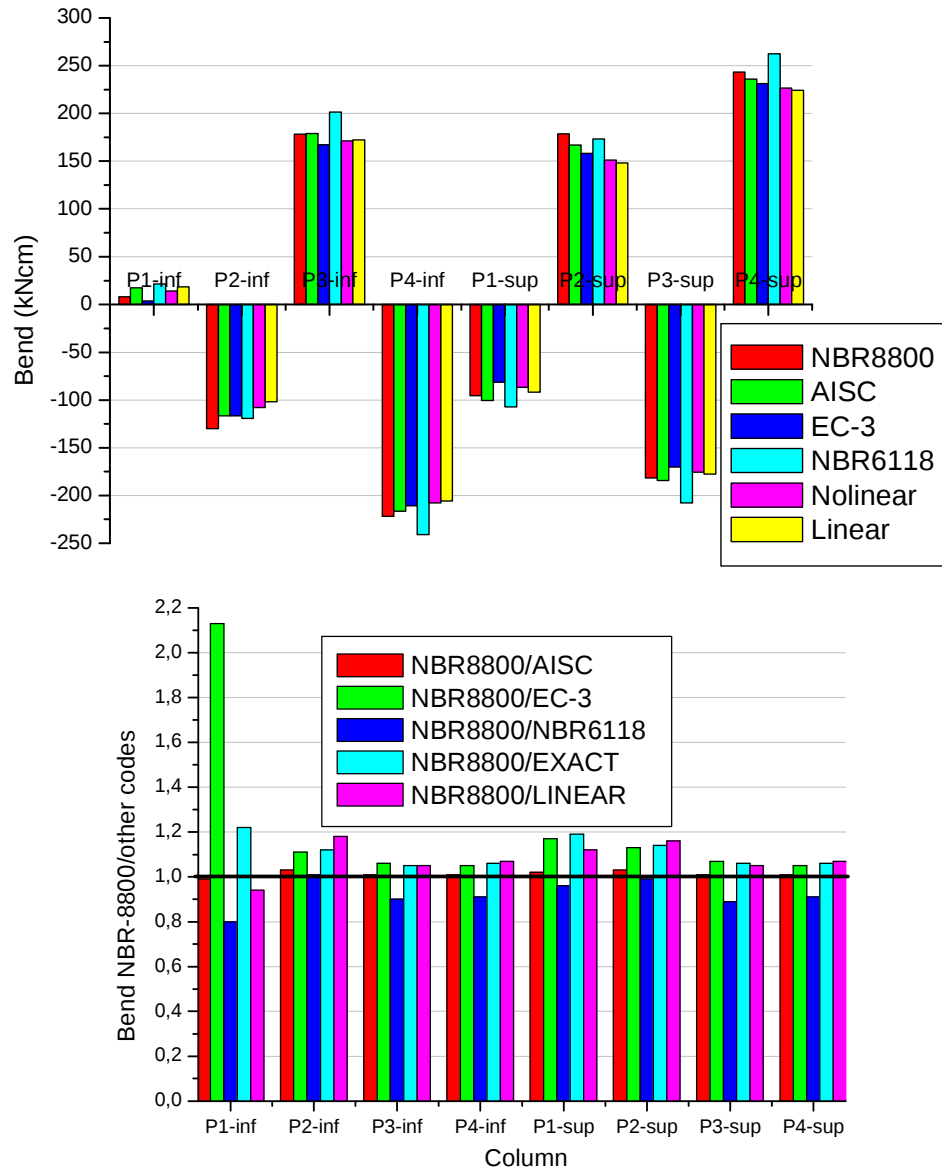


Figure 1 – Comparison of the results obtained for P1 frame

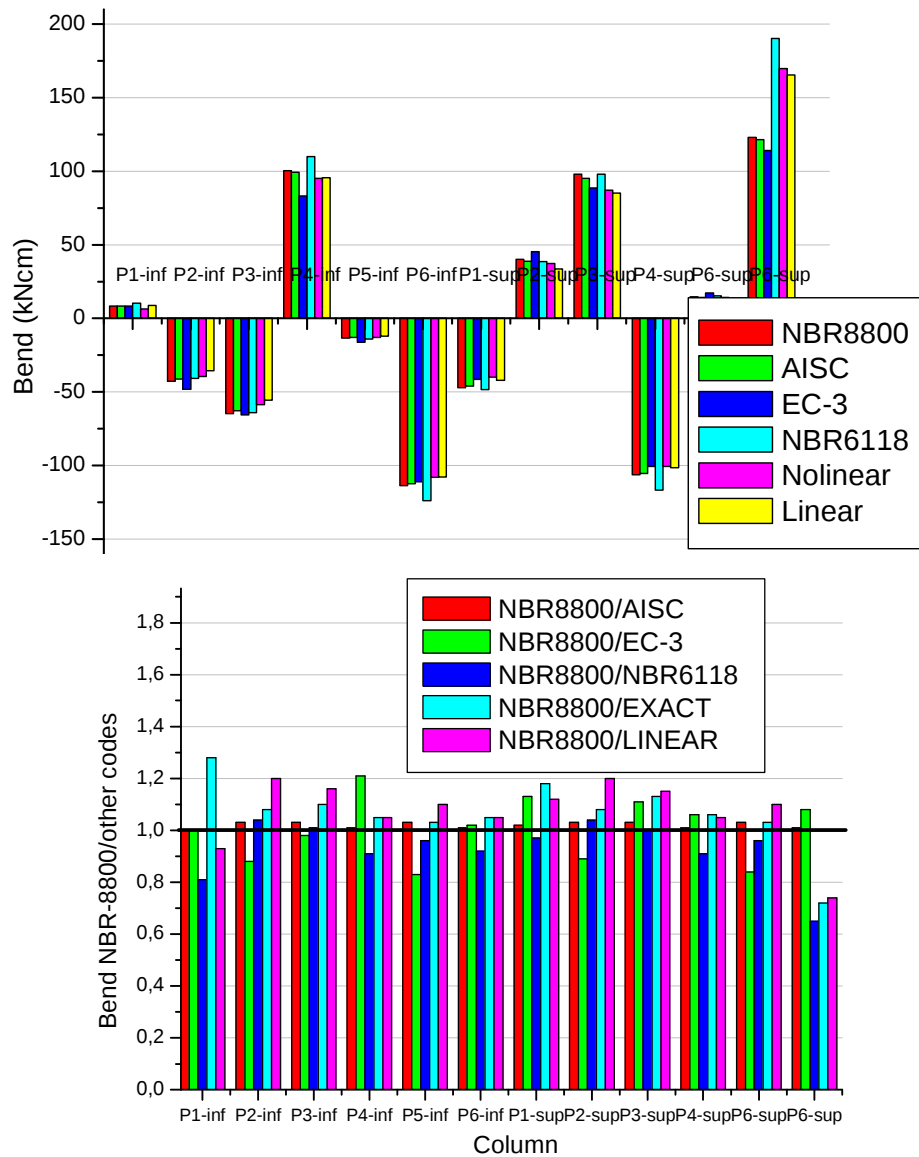


Figure 2 – Comparison of the results obtained for P2 frame

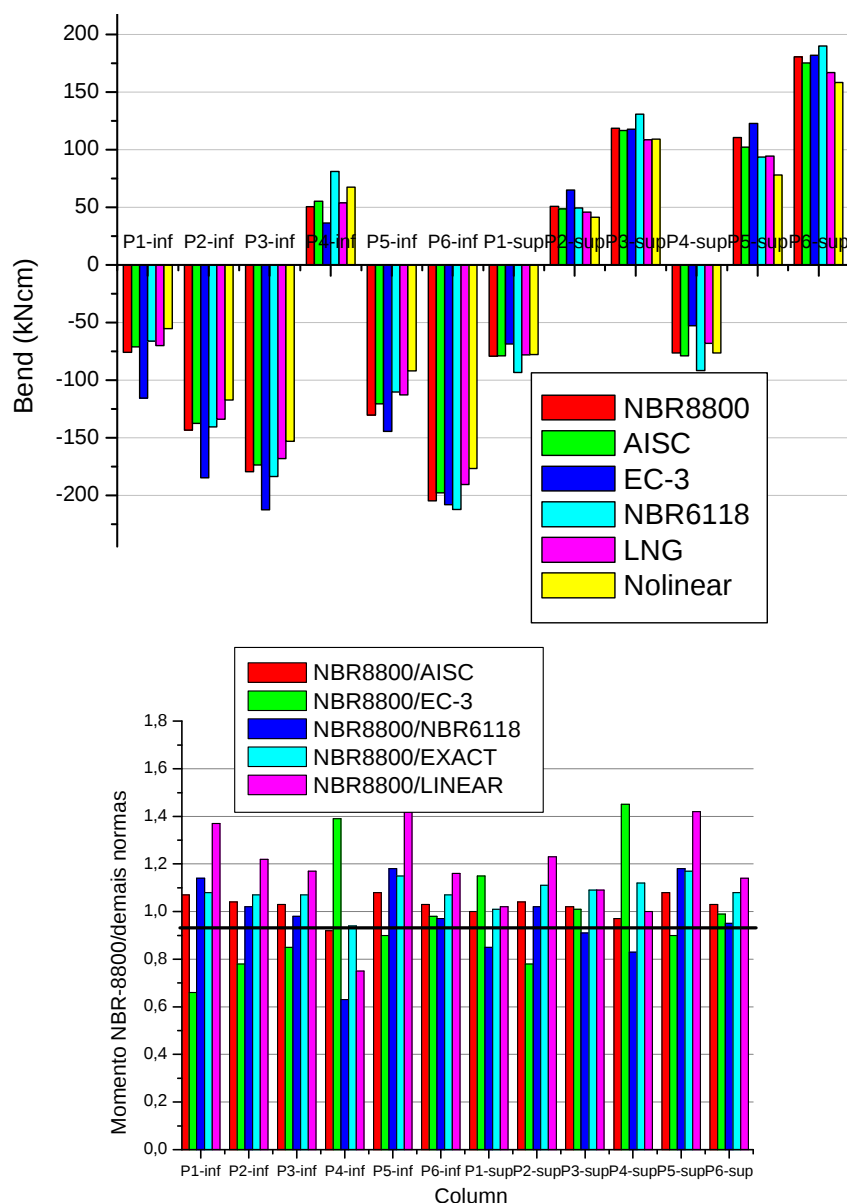


Figure 3 – Comparison of the results obtained for P3 frame

4 CONCLUSIONS

A tendency was found for the use of more refined analyses in preference over traditional procedures such as the effective buckling length method, although this method is still present in current versions of codes such as AISC:2005 and EC 3:1994.

For regular structures, the γ_z parameter approaches the mean of the values of B_2 hence, the γ_z can be used as a classifying parameter of steel structures.

The simplified analysis processes (NBR 8800:2008, AISC:2005, EC 3:1994, and NBR 6118:2003) show satisfactory correlations when compared to each other and to second-order elastic analysis.

The final second-order forces obtained by the various codes studied here did not vary significantly. The procedures of the NBR 8800:2008 and AISC:2005 codes are equivalent.

The processes of the NBR 6118:2008 and EC 3:1994 standards are easier to solve, but the procedures of the NBR 8800:2008 and AISC:2005 codes for stiffness are more conceptually refined.