

The use of γ_z parameter to evaluate second order effects on reinforced concrete buildings

Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado



R. S. Pinto^a
rivpinto@uol.com.br
M.R.S. Corrêa^b
mcorrea@sc.usp.br
M.A. Ramalho^c
ramalho@sc.usp.br

Abstract

This paper deals with global second order effects in concrete buildings, discussing simplified procedures for considering geometric non-linearity for structural analysis. A detailed study on the γ_z parameter is carried out showing that increasing the first order internal forces with that parameter is possible to assess the second order effects. Finally, advantages and limitations of its use are clearly established.

Keywords: Reinforced concrete; Tall buildings; Global instability.

Resumo

Neste trabalho são abordados os efeitos globais de segunda ordem em estruturas de contraventamento de edifícios de concreto armado, sendo discutidos os resultados obtidos por um procedimento simplificado para a consideração da não-linearidade geométrica (NLG) na análise de edifícios. Um estudo detalhado do parâmetro γ_z , proposto como um majorador dos esforços em primeira ordem para a obtenção dos esforços finais em segunda ordem, é apresentado. Desse modo são estabelecidas de forma mais clara e objetiva as vantagens e as limitações deste procedimento.

Palavras-chave: Concreto armado, Edifícios altos; Instabilidade Global.

^{a, b, c} Departamento de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos/USP, 13566-590, São Carlos, Brasil

1 Introdução

No cálculo das estruturas de edifícios altos é necessário que o projetista esteja atento ao problema da estabilidade global, pois a estrutura é solicitada simultaneamente por ações verticais e horizontais. De fato, as ações adicionais provenientes do deslocamento horizontal da estrutura podem ocasionar o aparecimento de acréscimos de esforços capazes de conduzi-la ao colapso.

É importante ressaltar que os deslocamentos horizontais estão presentes, em maior ou menor grau, em quase todas as edificações, sendo provenientes de diversas fontes, como por exemplo, ação dos ventos, assimetrias da geometria ou do carregamento, imperfeições construtivas, etc.

Esse tipo de análise, na qual se considera o equilíbrio da estrutura em sua posição deslocada, é o que se denomina análise com não-linearidade geométrica, NLG, ou ainda análise em teoria de segunda ordem.

Deve-se sempre considerar que, no cotidiano dos escritórios de projeto, o projetista necessita determinar o grau de mobilidade da estrutura de forma simples, sem a necessidade de se realizar uma análise de segunda ordem completa. Para tanto, critérios seguros e de fácil aplicação prática têm sido pesquisados de forma que se possa realizar a classificação das estruturas quanto a esse grau de mobilidade de forma não muito complexa.

O CEB-FIP Code modèle 77 [1] incorporou o parâmetro α , idealizado por BECK&KÖNIG [2] para uma coluna engastada na base e livre no topo com o carregamento vertical uniformemente distribuído ao longo da altura. FRANCO [3] mostra que se pode empregar esse parâmetro para edifícios completos de múltiplos pavimentos, mediante o emprego de conceitos como "rigidez equivalente" e "parâmetro de forma da linha elástica".

O CEB-FIP Model Code 90 [4] abandonou o parâmetro α . Assim, no sentido de preencher essa lacuna, FRANCO&VASCONCELOS [5] propuseram o parâmetro γ_z como novo parâmetro de instabilidade. Esse parâmetro apresenta a importante vantagem adicional de que o seu valor fornece uma previsão dos esforços internos finais de segunda ordem e não apenas do grau de mobilidade da estrutura.

Finalmente, é importante ressaltar que, pela sua simplicidade, os parâmetros de instabilidade são de fácil implementação, tornando-se ferramentas úteis para que o projetista considere os efeitos de segunda ordem na estrutura.

2 O parâmetro γ_z

Esse parâmetro foi proposto por FRANCO & VASCONCELOS [5] como um coeficiente majorador dos esforços em primeira ordem, para a obtenção dos esforços finais que incluem os em segunda ordem.

Partindo-se de uma análise linear para as ações horizontais, na qual seja calculado o momento de primeira ordem M_1 em relação à base da estrutura e os deslocamentos horizontais de cada pavimento, verifica-se que esses deslocamentos combinados com as ações verticais ocasionam o aparecimento de acréscimos de momentos ΔM_2 . Esses

acréscimos proporcionam o surgimento de novos deslocamentos. O processo se repete sucessivamente ao longo de várias etapas até que os acréscimos sejam insignificantes, se a estrutura for estável. Com os diversos acréscimos de momentos determinam-se os momentos finais em segunda ordem:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_j \quad (1)$$

na qual j é o número de iterações, considerando-se M_1 como a primeira iteração.

O CEB-FIP Manual of Buckling and Instability [6] sugere que os momentos M_1 , ΔM_2 , ΔM_3 , ΔM_j constituam uma progressão geométrica decrescente de razão $r \leq 1$. Assim:

$$r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{j-1}} \quad (2)$$

Fazendo-se $\Delta M_j = r \cdot \Delta M_{j-1}$, a equação (1) torna-se, então:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{j-1}) M_1 \quad (3)$$

No limite, para j tendendo ao infinito, a soma da progressão da equação (3) vale:

$$\lim(1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{j-1}) M_1 = \frac{1}{1-r} M_1 \rightarrow \infty \quad (4)$$

A razão $r = \Delta M_j / \Delta M_{j-1}$ pode ser escrita como $r = \Delta M_2 / \Delta M_1 = \Delta M / M_1$, de forma que, considerando-se $j = 1$ como a análise linear, tem-se que $\Delta M_2 = \Delta M$ e $\Delta M_1 = M_1$. A equação (4), considerando-se os valores de cálculo das grandezas envolvidas, pode ser expressa como:

$$M_{2d} \cong \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} M_{1d} \quad (5)$$

Chamando-se de parâmetro γ_z o fator que multiplica a parcela M_{1d} , tem-se:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (6)$$

Desse modo, pode-se obter uma aproximação dos esforços em segunda ordem da estrutura, de modo simplificado, a partir de uma análise em primeira ordem.

Segundo o CEB-FIP Model Code 90[4] um edifício pode ser considerado de nós fixos se os efeitos de segunda ordem, devidos à deslocabilidade horizontal da estrutura, resultam em acréscimos inferiores a 10% nos momentos fletores relevantes obtidos de uma análise em primeira ordem. Esse critério é conhecido como condição de imobilidade dos nós. Portanto, se $\gamma_z \leq 1,1$ a estrutura pode ser classificada como de nós fixos.

3 Metodologia para estudo do uso do parâmetro γ_z para estimar efeitos de 2ª ordem

A fim de se estudar de modo mais detalhado o coeficiente γ_z , e sua real capacidade de estimar os efeitos de 2ª ordem, serão processados diversos edifícios em primeira e em

segunda ordem, de modo que se possa determinar os acréscimos de esforços ocorridos nos diversos elementos constituintes da estrutura. Esses acréscimos serão comparados com os acréscimos previstos pelo processo aqui chamado de simplificado, no qual os esforços finais em segunda ordem são obtidos pelo produto dos esforços em primeira ordem, produzidos pelas ações horizontais, pelo coeficiente γ_z .

A metodologia a ser empregada, de modo sistemático, consiste nas seguintes etapas:

- Realização de uma análise da estrutura em teoria de primeira ordem considerando-se apenas as ações horizontais e levando-se em conta a não-linearidade física (NLF) de forma simplificada, ou seja, através de uma redução na inércia dos elementos estruturais;
- Cômputo dos esforços de primeira ordem para cada elemento da estrutura;
- Cálculo dos valores do parâmetro γ_z correspondentes às duas direções principais do edifício, chamadas x e y;
- Análise da estrutura em teoria de segunda ordem, portanto com as ações horizontais e verticais, considerando-se a NLG através de alterações incrementais na matriz de rigidez e a NLF de modo simplificado;
- Cômputo dos esforços de segunda ordem para cada elemento da estrutura;
- Comparação entre os valores obtidos em teoria de segunda ordem e os valores previstos através do emprego do coeficiente γ_z para a estrutura como um todo e para faixas ao longo da altura da edificação.

Ressalta-se que as mencionadas comparações foram realizadas através de valores médios, pois as dispersões são pequenas, conforme se pode verificar em PINTO [11].

Para tornar viável a execução das análises propostas, será utilizado o sistema LASER, desenvolvido por RAMALHO [7] e adaptado por CORRÊA [8] para a consideração da NLG. Esse sistema permite a análise de estruturas compostas por barras, dispostas no espaço tridimensional e submetidas a carregamentos aplicados nos nós.

4 Conceitos básicos e simplificações adotadas

Neste item são apresentados os principais conceitos empregados e as simplificações adotadas para a análise dos edifícios.

4.1 Não-linearidade física do material

A NLF será considerada de maneira simplificada, tomando-se os coeficientes indicados por FRANCO[9]:

- Colunas: $I=0,8 I_g$
- Vigas (armadura duas faces): $I=0,5 I_g$
- Vigas (armadura uma face): $I=0,4 I_g$

Sendo I o momento de inércia reduzido e I_g o momento de inércia pleno da seção.

4.2 Coeficientes aplicados aos carregamentos vertical e horizontal

Para o carregamento aplicado na estrutura são propostos coeficientes diferenciados conforme a NBR 8681[10]. Esta prescreve que, ao se considerar a não-linearidade geométrica, o coeficiente de ponderação de ações γ_f pode ser desdobrado nos coeficientes parciais γ_{f1} , γ_{f2} e γ_{f3} :

$$S_d = \gamma_{f3} \cdot S(\gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot F_k) \quad (7)$$

na qual S_d é o valor de cálculo dos esforços atuantes e F_k o valor característico das ações.

O coeficiente $\gamma_{f3} = \psi_0$ é o fator de combinação, definido na NBR 8681[10], cujos valores prescritos são:

- $\psi_0 = 0,4$ para casos gerais
- $\psi_0 = 0,7$ para elevadas concentrações de pessoas
- $\psi_0 = 0,8$ para livrarias, garagens, etc.

Já o coeficiente γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o γ_{f3} considera possíveis erros na avaliação dessas ações.

Nos casos em que se considera a NLG, a NBR 8681[10] prescreve que não se deve tomar γ_{f3} menor que 1,10. No presente trabalho adota-se $\gamma_{f3} = 1,15$. Isso porque a determinação dos esforços através do método dos elementos finitos, considerando-se a NLG, contribui para uma melhoria significativa na determinação dos efeitos das ações sobre a estrutura, em relação aos métodos convencionais de cálculo.

Para os edifícios em concreto armado é razoável admitir-se, conforme recomendam FRANCO&VASCONCELOS[5], 80% da carga total como sendo carregamento permanente e 20% da carga total com sendo a parcela das cargas variáveis. Desse modo, o carregamento vertical e as ações horizontais podem ser assim ponderados:

Carregamento permanente ($\psi_0 = 1$):

$$\begin{aligned} \gamma_g &= 1,3 \\ \gamma_r &= \gamma_g = 1,3 = \gamma_{r1} \cdot \gamma_{r3} = \gamma_{r1} \cdot 1,15 \\ \gamma_{g1} &= 1,130 \end{aligned}$$

Carregamento variável:

$$\begin{aligned} \gamma_q &= 1,4 \\ \gamma_r &= \gamma_q = 1,4 \cdot \psi_0 = \gamma_{r1} \cdot \psi_0 \cdot \gamma_{r3} = \gamma_{r1} \cdot \psi_0 \cdot 1,15 \\ \gamma_{q1} &= 1,217 \end{aligned}$$

$$\text{Assim, } \gamma_f = \frac{\gamma_{g1} \cdot g + \gamma_{q1} \cdot q \cdot \psi_0}{g + q} = 0,8 \cdot \gamma_{g1} + 0,2 \cdot \gamma_{q1} \cdot \psi_0$$

$$\gamma_{fv} = 0,8 \cdot 1,130 + 0,2 \cdot 1,217 \cdot \psi_0$$

$$\gamma_{fv} = 0,904 + 0,243 \cdot \psi_0 = \begin{cases} 1,001 \rightarrow \psi_0 = 0,4 \\ 1,074 \rightarrow \psi_0 = 0,7 \\ 1,098 \rightarrow \psi_0 = 0,8 \end{cases}$$

Para a ação horizontal, considerada como ação variável principal ($\psi_0 = 1$), é razoável adotar-se:

$$\gamma_{fh} = 1,4 = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3} = \gamma_{f1} \cdot 1,15 \therefore \gamma_{f1} = 1,217$$

Dessa maneira, serão empregados os seguintes valores para os edifícios analisados neste trabalho:

Carregamento vertical:

$$\gamma_{fv} = 1,00 \text{ (casos gerais)}$$

Carregamento horizontal:

$$\gamma_{fh} = 1,22$$

Importante ressaltar que, após a análise, deve-se multiplicar os esforços obtidos pelo fator $\gamma_{f3} = 1,15$, conforme o que estabelece a Equação (7).

5 Avaliação do uso do parâmetro γ_z para estimar efeitos de 2ª ordem

Neste item são apresentados os resultados obtidos do processamento de 25 edifícios de concreto armado segundo duas direções diferentes em planta, conforme PINTO [11]. Portanto, o que se tem na realidade são 50 diferentes estruturas quando se considera apenas o sistema de contraventamento. Os resultados provenientes desta análise possibilitam a determinação do modo como o coeficiente γ_z estima os acréscimos de segunda ordem ocorridos nos esforços produzidos pelas ações horizontais.

Todas essas edificações são casos reais de estruturas concebidas por diferentes projetistas. Assim, acredita-se que esta amostra possa ser considerada representativa das estruturas de contraventamento usualmente projetadas em nosso meio técnico.

Na Tabela 1 estão listados os edifícios analisados neste trabalho com seus respectivos nomes, direção de atuação do vento considerada, número de pavimentos, valores do parâmetro γ_z e o local para onde foram projetados. Ressalta-se que as diferentes estruturas estão organizadas em ordem crescente de valor do parâmetro γ_z .

Algumas dessas estruturas foram tomadas na fase de anteprojeto apresentando assim valores de parâmetro γ_z fora de limites recomendados. Dessa forma, pôde-se obter um intervalo mais abrangente de valores para a avaliação do coeficiente γ_z .

As comparações foram efetuadas para a estrutura como um todo e para cinco faixas ao longo da altura da edificação. Essas faixas foram estabelecidas de modo que a faixa 1 esteja sempre compreendida entre a fundação e o primeiro piso do edifício. Os demais pavimentos foram distribuídos, da maneira mais uniforme possível, em quatro outras faixas.

Os resultados serão sempre apresentados em gráficos que mostram as diferenças percentuais obtidas entre o procedimento rigoroso de cálculo da NLG e a estimativa obtida com o parâmetro γ_z . Na vertical encontra-se sempre o valor do parâmetro γ_z , ao invés do número da estrutura considerada. Assim, torna-se evidente a diferença percentual sempre em relação ao valor do parâmetro γ_z , que é o objetivo deste trabalho.

Dentro do esquema utilizado, quando as diferenças são positivas, ou seja, quando a barra aparece à direita do valor zero, a estimativa do parâmetro γ_z resultou contrária à segurança. Em oposição, quando as diferenças são

negativas, ou seja, quando a barra se desenvolve à esquerda do zero, a estimativa é favorável à segurança.

Tabela 1 - Estruturas Analisadas.

Nº	Estrutura	Dir	Nº Pav	γ_z	Localização
1	Saint Regis	y	16	1,040	Campinas-SP
2	Saint Regis	x	16	1,043	Campinas-SP
3	Padova-Luca	y	16	1,047	Santos-SP
4	Conde do Pinhal	y	14	1,059	São Carlos-SP
5	Spazio Uno	x	17	1,060	Rib. Preto-SP
6	Córsega	y	18	1,065	São Paulo-SP
7	Andaluzia	y	20	1,068	Sto André-SP
8	Stradus	y	12	1,071	Brasília-DF
9	Maison Bougainville	y	20	1,076	Sto André-SP
10	Córsega	x	18	1,095	São Paulo-SP
11	Corinto	x	18	1,099	São Paulo-SP
12	Andaluzia	x	20	1,104	Sto André-SP
13	Torre Perdizes	y	30	1,104	São Paulo-SP
14	Porto Bello	y	11	1,111	Manaus-AM
15	Maison Etoile	x	21	1,113	São Paulo-SP
16	Ville Dijon	y	15	1,113	Taubaté-SP
17	Maison Etoile	y	21	1,116	São Paulo-SP
18	Ville Florence	x	16	1,122	Jundiaí-SP
19	Ville Florence	y	16	1,124	Jundiaí-SP
20	Maison Bougainville	x	20	1,128	Sto André-SP
21	Porto Bello	x	11	1,129	Manaus-AM
22	Ville Dijon	x	15	1,130	Taubaté-SP
23	Premium	y	15	1,133	Goiânia-GO
24	Corinto	y	18	1,138	São Paulo-SP
25	Av. Circular	y	14	1,140	Goiânia-GO
26	Torre Perdizes	x	30	1,141	São Paulo-SP
27	Lion Dior	y	19	1,151	Rib. Preto-SP
28	Conde do Pinhal	x	14	1,156	São Carlos-SP
29	Spazio Uno	y	17	1,157	Rib. Preto-SP
30	Cartier Tower	y	18	1,159	Rib. Preto-SP
31	Premium	x	15	1,160	Goiânia-GO
32	Butantã	x	15	1,162	São Paulo-SP
33	Lion Dior	x	19	1,170	Rib. Preto-SP
34	J. F. Guimarães	y	18	1,174	Rib. Preto-SP
35	Padova-Luca	x	16	1,183	Santos-SP
36	Maison Classic	x	15	1,195	Recife-PE
37	Espaço São Paulo II	y	21	1,196	São Paulo-SP
38	Rua Indiana	y	25	1,199	São Paulo-SP
39	Av. Circular	x	14	1,209	Goiânia-GO
40	Top Life	y	20	1,225	Juiz de Fora-MG
41	Butantã	y	15	1,257	São Paulo-SP
42	Espaço São Paulo II	x	21	1,261	São Paulo-SP
43	Top Life	x	20	1,276	Juiz de Fora-MG
44	Cartier Tower	x	18	1,277	Rib. Preto-SP
45	J. F. Guimarães	x	18	1,290	Rib. Preto-SP
46	Maison Classic	y	15	1,298	Recife-PE
47	Condomínio III	y	24	1,389	São Paulo-SP
48	Condomínio III	x	24	1,444	São Paulo-SP
49	Stradus	x	12	1,458	Brasília-DF
50	Rua Indiana	x	25	1,557	São Paulo-SP

5.1 Esforços normais nos pilares

Os resultados relativos aos acréscimos médios dos esforços normais nos pilares são apresentados na Figura 1. Estes acréscimos de 2ª ordem são correspondentes aos esforços devidos unicamente à ação horizontal e foram obtidos descontando-se a parcela do esforço normal devida ao carregamento vertical do esforço final em segunda ordem, assumindo-se, por simplicidade, válida a superposição de efeitos.

Uma análise dos resultados obtidos mostra que, de modo geral, o parâmetro γ_z é adequado para uma estimativa desses acréscimos de 2ª ordem para os esforços normais. As diferenças não ultrapassam a casa dos 5%, sendo os maiores valores favoráveis à segurança.

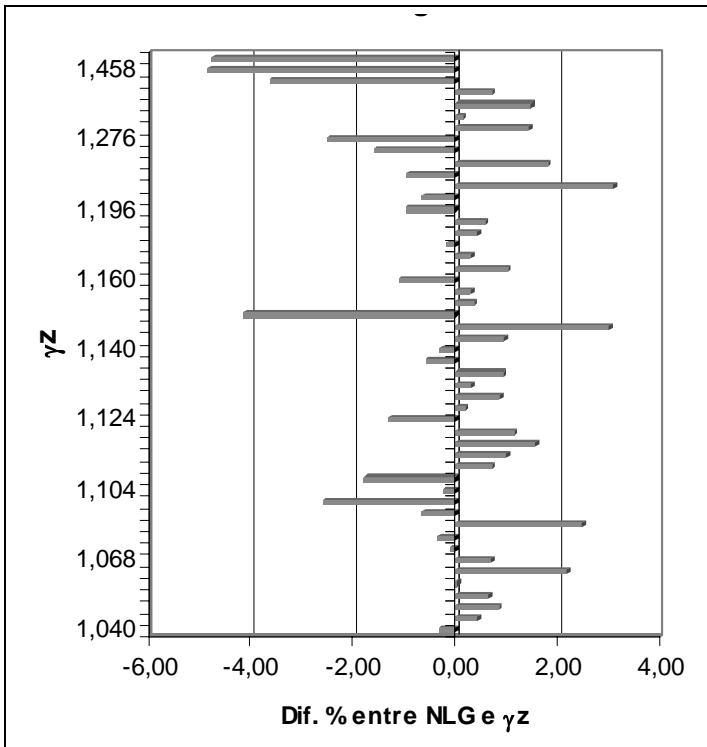


Figura 1 - Dif. % de acréscimos com NLG e γ_z - Esforços Normais em pilares - Global.

5.2 Momentos fletores nos pilares

As diferenças percentuais entre acréscimos nos momentos fletores para os pilares, na estrutura como um todo, são apresentadas na Figura 2. Nela observa-se que para valores do parâmetro γ_z até 1,15 os percentuais se mantêm em torno de 2%, ora a favor, ora contra a segurança. A única exceção é a estrutura 23 ($\gamma_z = 1,133$) que apresenta uma diferença de 3,7% contra a segurança.

Para valores de parâmetro γ_z entre 1,15 e 1,25 começam a aparecer diferenças da ordem de 3% contra a segurança. Acima de 1,25 as diferenças tendem a aumentar para valores acima de 5%, sendo que a maioria delas se mostra contra a segurança.

Na Figura 3 são apresentados os resultados obtidos para a faixa 1. Observa-se que a maioria dos edifícios apresenta acréscimos de segunda ordem menores que os esperados através do parâmetro γ_z . Nesta faixa, o resultado que mais contrariou a tendência geral observada foi o da estrutura 43 ($\gamma_z = 1,276$), cujos acréscimos resultaram 3,2% acima do parâmetro γ_z .

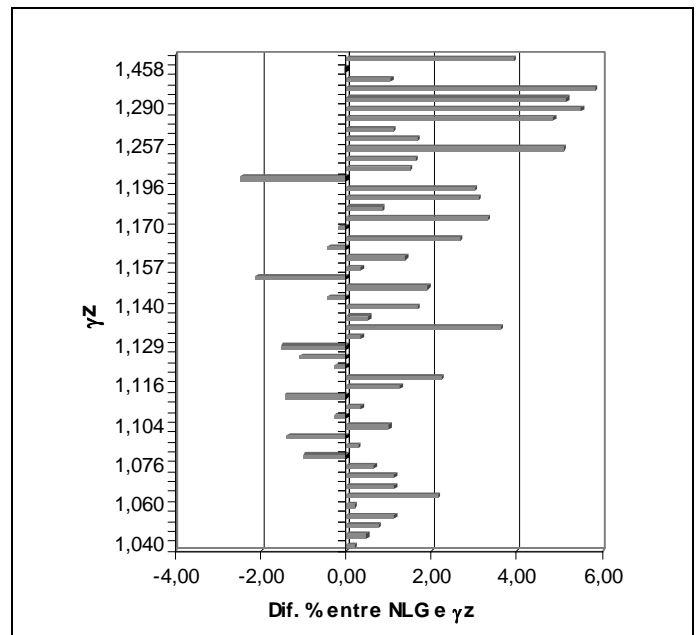


Figura 2 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z - Momentos Fletores em pilares - Global.

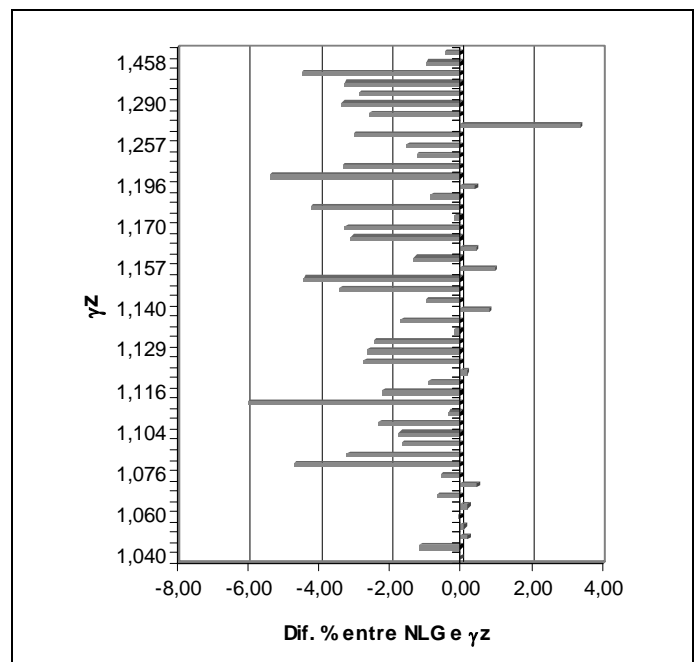


Figura 3 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z - Momentos Fletores em pilares - Faixa 1.

Para a faixa 2, cujos resultados são apresentados na Figura 4, observa-se que a grande maioria das estruturas apresenta resultados contra a segurança, ou seja, os acréscimos obtidos com o procedimento de segunda ordem são maiores que os valores previstos pelo parâmetro γ_z . As diferenças tornam-se maiores à medida que o parâmetro γ_z aumenta. Para parâmetro γ_z acima de 1,25 essas diferenças estão acima de 6% contra a segurança, atingindo até um valor da ordem de 19% para a estrutura 50 ($\gamma_z = 1,557$).

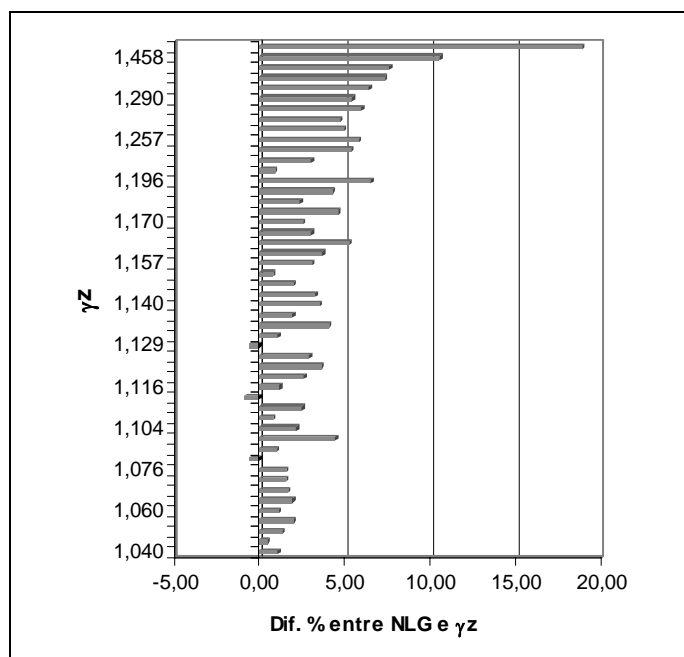


Figura 4 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores em pilares – Faixa 2.

As diferenças para a faixa 3 se comportam de modo semelhante à faixa 2. Entretanto, observa-se agora um maior número de exemplares com diferenças percentuais acima de 5% contra a segurança mesmo para valores mais baixos de parâmetro γ_z , conforme o que se pode ver na Figura 5.

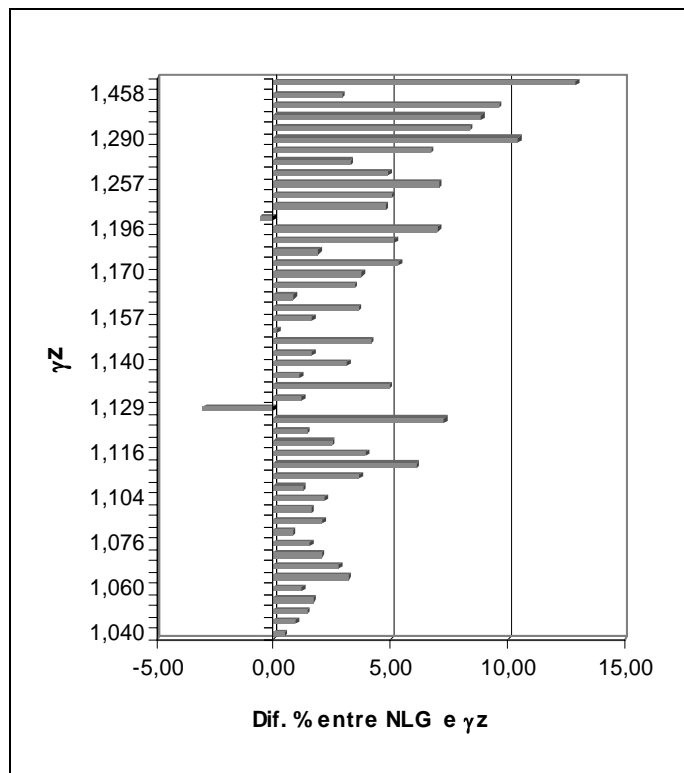


Figura 5 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores em pilares – Faixa 3.

O processo simplificado apresenta, para a faixa 4, resultados ora a favor, ora contra a segurança, independentemente dos valores do parâmetro γ_z , conforme o que se apresenta na Figura 6. Para algumas estruturas se verificam acréscimos médios até 10% inferiores aos valores do parâmetro γ_z . Já as diferenças contra a segurança apresentam-se mais acentuadas apenas para valores do parâmetro γ_z acima de 1,25, para os quais atingem valores acima de 10%.

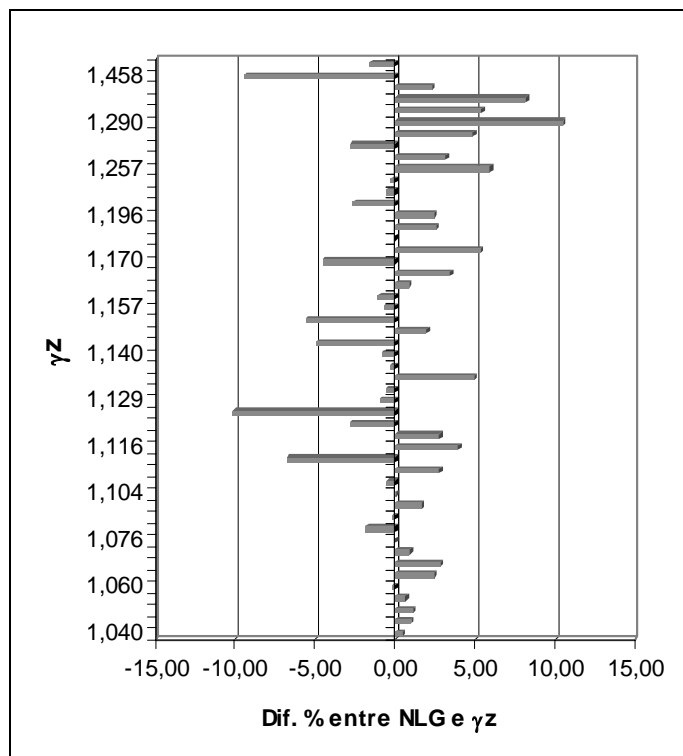


Figura 6 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores em pilares – Faixa 4.

Finalmente, na Figura 7 observa-se uma tendência do processo simplificado apresentar resultados seguros para a faixa 5, quase que independentemente da magnitude dos valores do parâmetro γ_z .

De forma geral, os resultados para os momentos fletores nos pilares indicam que diferenças entre o processo simplificado e os acréscimos médios em segunda ordem crescem com o aumento do valor do parâmetro γ_z . As diferenças são geralmente a favor da segurança para as faixas 1 e 5, sendo que para as faixas 2 e 3 a previsão efetuada pelo parâmetro γ_z se mostra contra a segurança. Já para a faixa 4 não existe uma tendência definida.

Considerando-se que, para todos os casos, não é recomendável que o parâmetro γ_z ultrapasse o valor 1,25, pode-se verificar que o máximo erro cometido para a estimativa dos momentos fletores de 2ª ordem em pilares utilizando-se esse procedimento simplificado seria da ordem de 5%. Esse parece ser um erro aceitável, principalmente quando se considera que a simplificação obtida é bastante significativa e que esse procedimento deve ser utilizado principalmente no projeto de estruturas usuais.

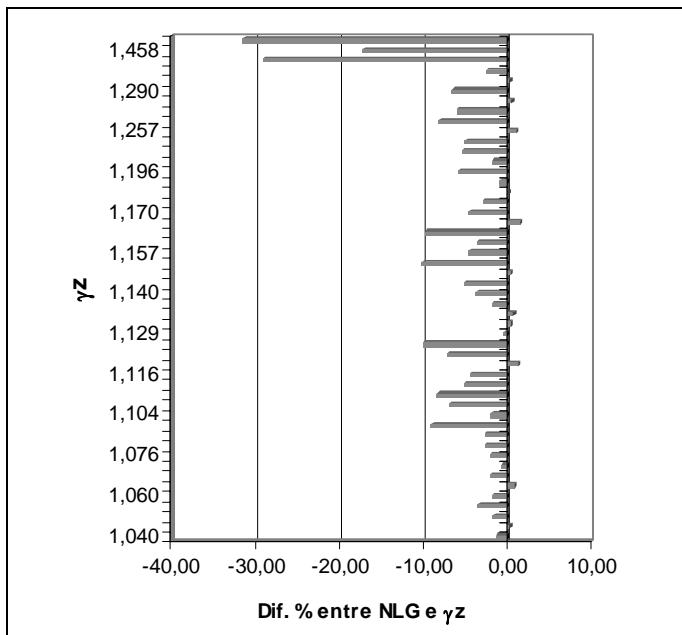


Figura 7 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores em pilares – Faixa 5.

5.3 Esforços cortantes nas vigas

Para a estrutura como um todo, observa-se, através da Figura 8 que os acréscimos médios de esforços estão próximos ao parâmetro γ_z mesmo para valores mais elevados. Para parâmetro γ_z menor que 1,25 a maior diferença contra a segurança observada é da ordem de 2%. Para valores acima de 1,25 surgem diferenças pouco maiores, que podem chegar a 3% contra a segurança.

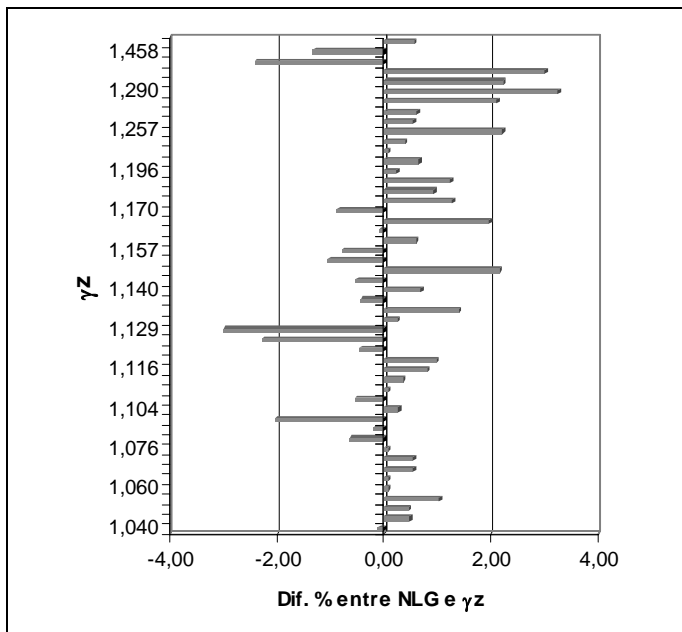


Figura 8 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Global.

Estudando-se o comportamento do parâmetro γ_z para as faixas ao longo da altura, percebe-se pela Figura 9 que para a faixa 1 os acréscimos médios de esforços se apresentam,

para a maior parte dos casos, oscilando cerca 2% em torno do parâmetro γ_z . As maiores diferenças contra a segurança surgem para parâmetro γ_z maior que 1,4. Entretanto, a estrutura 31 ($\gamma_z = 1,16$), apresenta uma diferença de 4% contra a segurança, resultado este que se encontra fora da tendência geral observada para as demais estruturas.

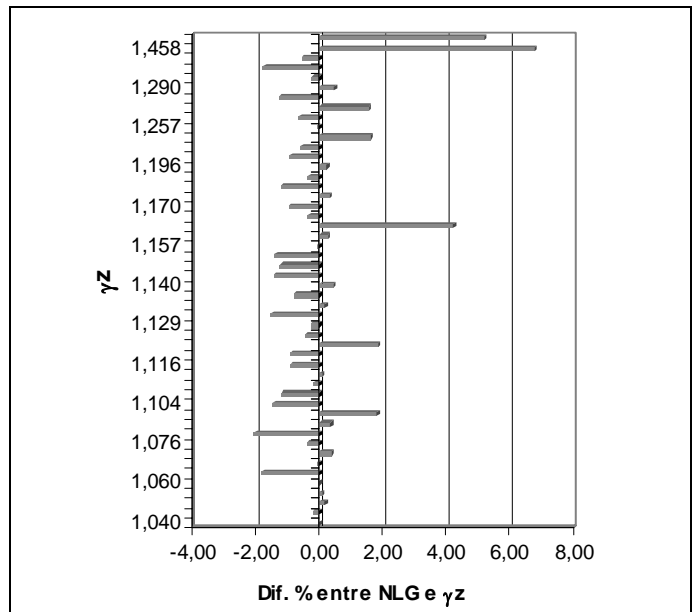


Figura 9 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Faixa 1.

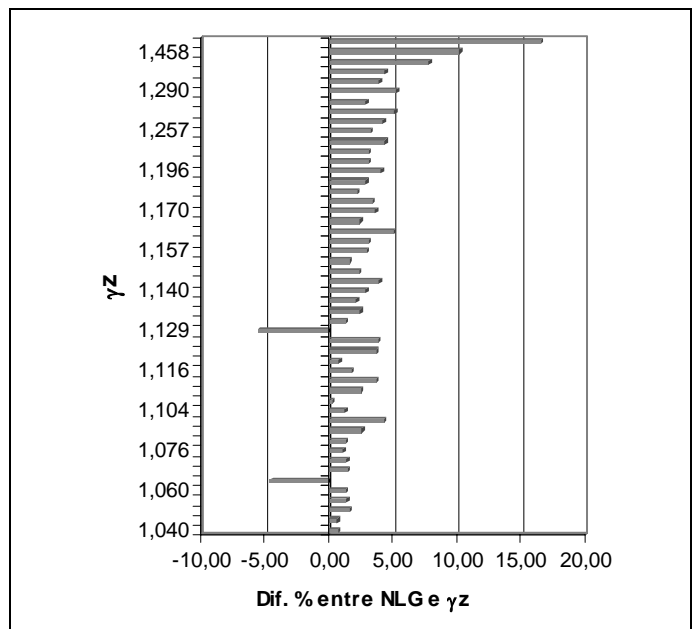


Figura 10 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Faixa 2.

Interessante ressaltar que as diferenças entre os acréscimos com NLG e o processo simplificado tornam-se maiores à medida que o parâmetro γ_z aumenta. Entretanto, essas diferenças só ultrapassam valores da ordem de 5% para parâmetro γ_z acima de 1,30.

A faixa 3, cujos resultados são mostrados na Figura 11, apresenta resultados semelhantes aos da faixa 2, exceto pela estrutura 33 ($\gamma_z = 1,170$) cujos acréscimos médios são cerca de 9,5% maiores que o parâmetro γ_z .

Já para a faixa 4, Figura 12, o parâmetro γ_z produz previsões a favor da segurança para a maior parte das estruturas. As diferenças percentuais a favor da segurança chegam a valores próximos de 11%, mesmo para valores baixos do parâmetro γ_z , chegando a 13% para valores acima de 1,30. Já as diferenças contra a segurança verificadas são menores, não ultrapassando 4,5%.

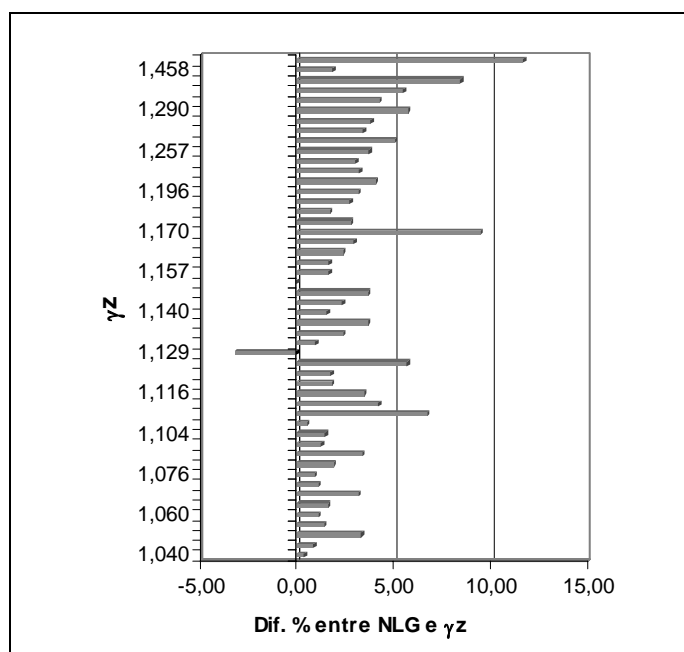


Figura 11 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Faixa 3.

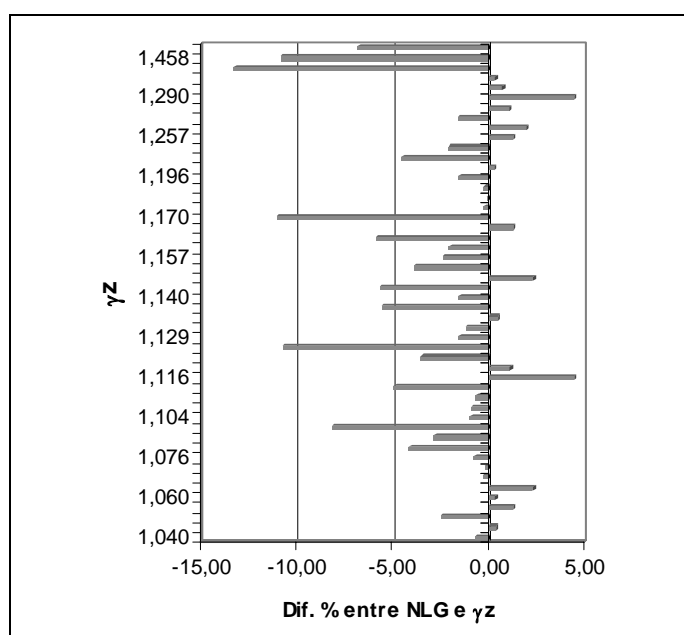


Figura 12 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Faixa 4.

Finalmente, os acréscimos de 2ª ordem nos esforços cortantes em vigas para a faixa 5, Figura 13, apresentam a clara tendência de se manterem a favor da segurança. Muitos destes estão mais de 5% abaixo do valor do parâmetro γ_z , sendo que as maiores diferenças constatadas podem chegar a quase 30%. Entretanto, deve-se lembrar que os valores mais significativos são todos a favor da segurança e os próprios esforços cortantes para as vigas dessa faixa não são importantes quando se considera o seu valor absoluto.

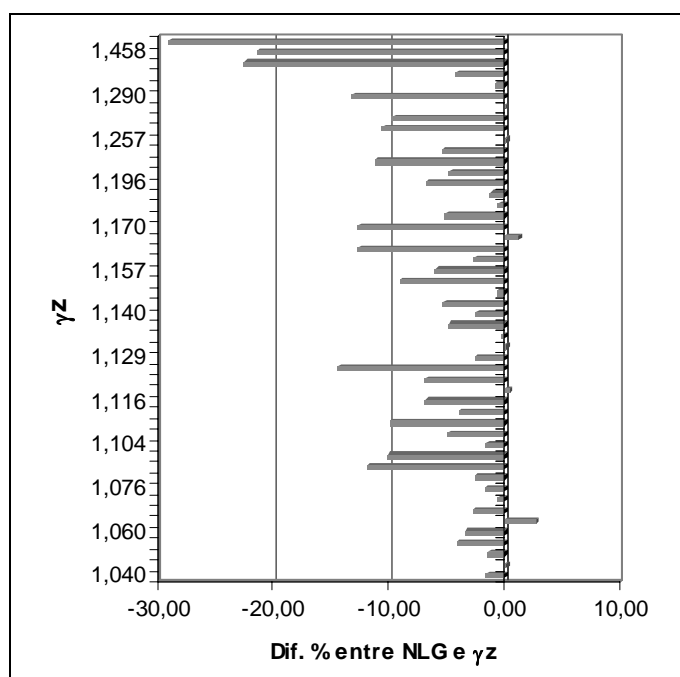


Figura 13 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Esforço Cortante nas vigas – Faixa 5.

De modo geral o esforço cortante para as vigas é bem estimado pelo coeficiente γ_z . Para as regiões mais significativas, faixas 1, 2 e 3, as diferenças percentuais entre esse procedimento simplificado e a NLG não ultrapassam 5% para valores do parâmetro γ_z menores que 1,25. Apenas para a faixa 4 e especialmente para a faixa 5 essas diferenças tendem a crescer, mas sempre a favor da segurança. Como para essas últimas faixas os próprios valores dos esforços em 1ª ordem são relativamente pequenos, essa estimativa superior não é um problema sério para que se execute o dimensionamento ou verificação das peças com base nesses valores.

5.4 Momentos fletores nas vigas

Os acréscimos médios nos momentos fletores nas vigas considerando-se a NLG se apresentam próximos aos valores previstos pelo parâmetro γ_z . Isso é o que se pode observar na Figura 14, que apresenta as diferenças considerando toda a estrutural. Para parâmetro γ_z menor que 1,25 as diferenças oscilam em torno de 2%, seja a favor ou contra a segurança. A exceção é a estrutura 21 ($\gamma_z = 1,129$), cujos acréscimos médios nos esforços considerando a NLG são cerca de 3% menores que os previstos com o parâmetro γ_z . Já para valores acima de 1,25, surgem diferenças pouco maiores que 3% contra a segurança.

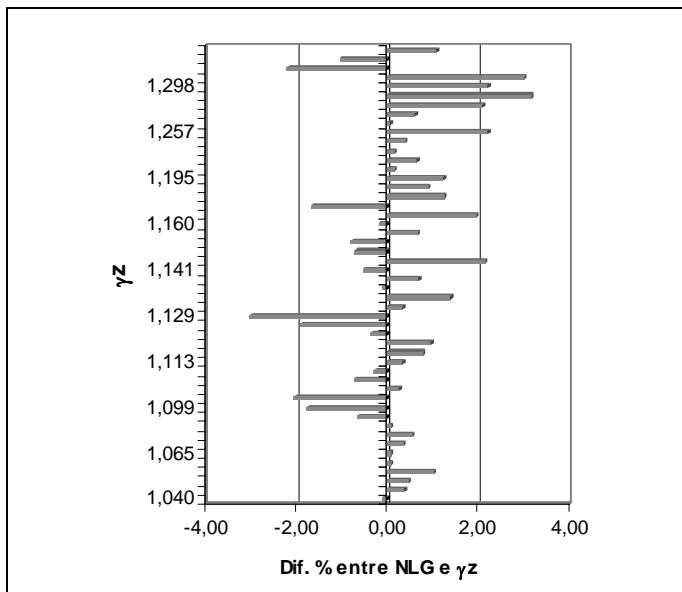


Figura 14 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Global.

Para a faixa 1 os resultados são apresentados na Figura 15 e mostram as diferenças entre a NLG e o parâmetro γ_z menores que 2%, para valores menores que 1,25.

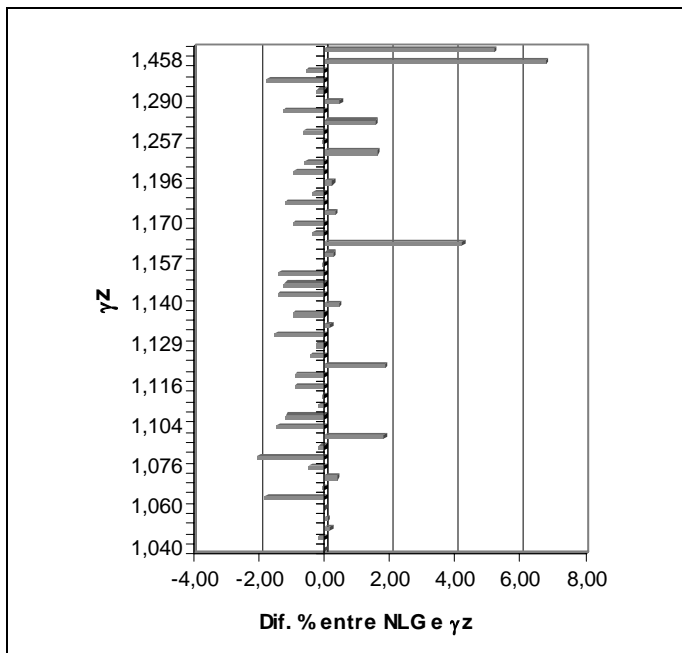


Figura 15 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Faixa 1.

Ainda para a faixa 1, a única exceção é a estrutura 31 ($\gamma_z = 1,160$), para a qual a diferença é um pouco maior que 4% e contrária à segurança.

A faixa 2, Figura 16, apresenta, para a maior parte dos exemplos, diferenças contrárias à segurança mas menores que 5% para valores do parâmetro γ_z abaixo de 1,25. As exceções são as estruturas 6 ($\gamma_z = 1,065$) e 21 ($\gamma_z = 1,129$) para as quais as diferenças resultam a favor da segurança. Entretanto, para valores do parâmetro γ_z acima de 1,30, as

diferenças crescem significativamente atingindo valores maiores que 15% contra a segurança.

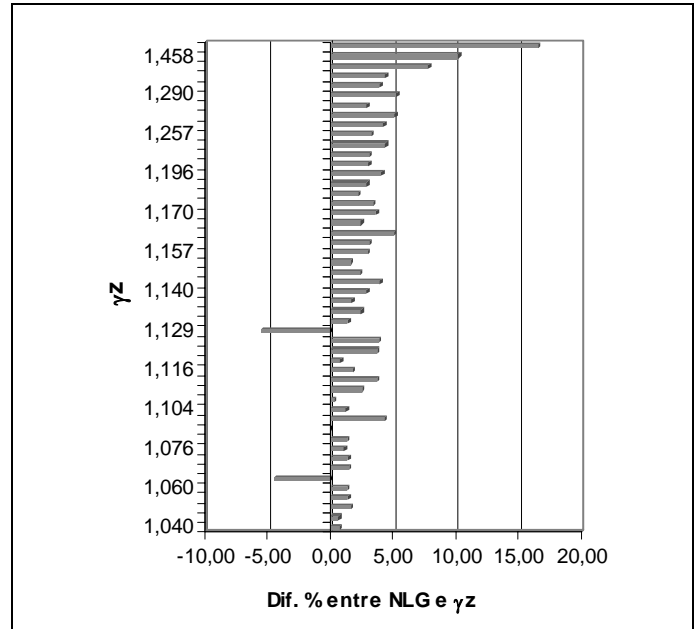


Figura 16 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Faixa 2.

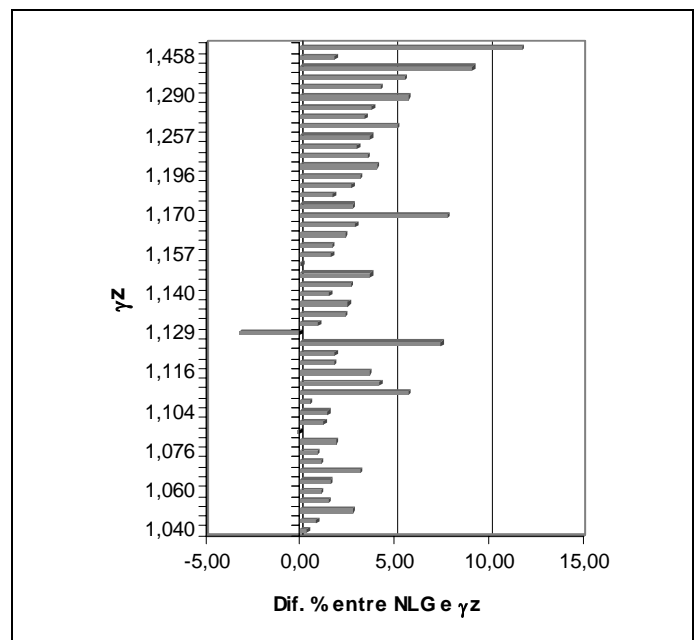


Figura 17 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Faixa 3.

A Figura 17 ilustra o comportamento das diferenças entre a NLG e o parâmetro γ_z para a faixa 3. Nela se observa que, de modo análogo à faixa 2, a tendência geral é a de se obterem diferenças contrárias à segurança. Apenas deve ser ressaltado que, neste caso, observa-se um maior número de exemplares com diferenças percentuais acima de 5% contra a segurança, mesmo para valores mais baixos do parâmetro γ_z . Exemplos desse comportamento são as estruturas 20 ($\gamma_z = 1,128$) e 33 ($\gamma_z = 1,170$) cujas diferenças se aproximam dos 8% contra a segurança.

Para a faixa 4, Figura 18, a maior parte das estruturas apresenta diferenças entre a NLG e o processo simplificado a favor da segurança. Essas diferenças percentuais a favor da segurança se aproximam de 13%, mesmo para valores relativamente baixos do parâmetro γ_z . Já as diferenças contrárias à segurança são todas inferiores a 4%.

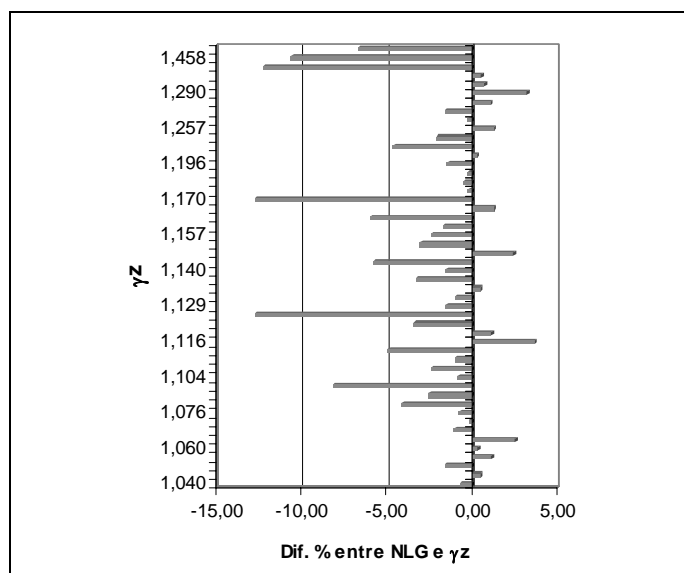


Figura 18 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Faixa 4.

Finalmente, para a faixa 5 (Figura 19) observa-se uma tendência geral das diferenças entre a NLG e o parâmetro γ_z serem a favor da segurança, se bem que com alguns valores que se aproximam de 30%. Entretanto, vale aqui a observação já feita anteriormente de que os valores absolutos desses esforços são relativamente pequenos e que, portanto, essas diferenças não têm grande significado prático.

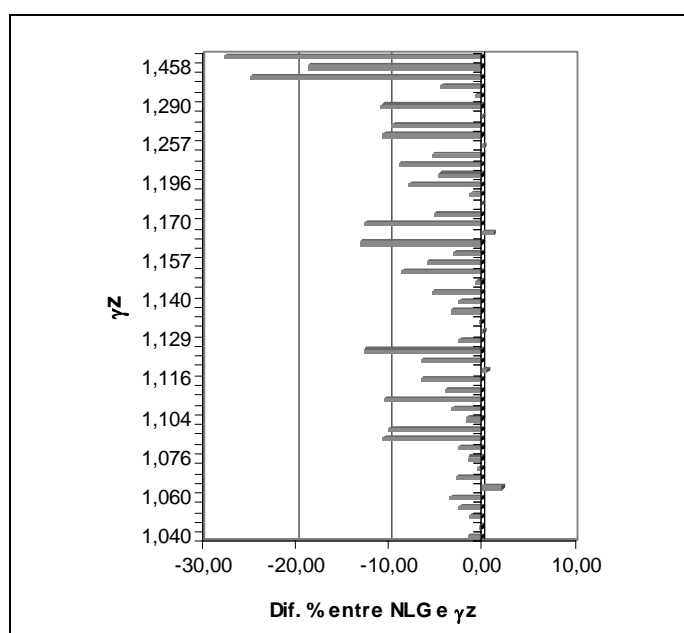


Figura 19 - Dif. % entre acréscimos com NLG e γ_z – Momentos Fletores nas vigas – Faixa 5.

6 Conclusões

Neste trabalho foram analisadas 50 estruturas utilizando-se dois tipos de análise em segunda ordem: um processo simplificado, para o qual os esforços em primeira ordem são majorados pelo parâmetro γ_z , e um processo rigoroso, para o qual a NLG é considerada através de alterações incrementais na matriz de rigidez.

Em ambos os procedimentos, a NLF é considerada através de simples reduções na inércia dos elementos estruturais. Comparando-se os esforços obtidos através desses dois procedimentos de análise, pode-se aferir a acuidade do processo simplificado para o edifício como um todo e para faixas ao longo de sua altura.

Para os esforços normais, tomando-se toda a estrutura, os acréscimos de 2ª ordem considerando-se a NLG rigorosa mostram-se próximos aos previstos com o parâmetro γ_z . As máximas diferenças são de 3%, contra a segurança, e 5%, a favor da segurança.

Já para os momentos fletores nos pilares, também considerando-se toda a estrutura, as diferenças obtidas entre a NLG e o parâmetro γ_z estão abaixo de 4% para valores até 1,20. Acima de 1,20, as diferenças tendem a aumentar para valores acima de 5%, sendo que a maioria destas se mostra contra a segurança.

Considerando-se o comportamento ao longo da altura, as diferenças entre os procedimentos rigoroso e simplificado apresentam-se a favor da segurança para trechos de pilares próximos à base. Para os trechos intermediários, as diferenças são contrárias à segurança, voltando a ser favoráveis nos trechos próximos ao topo. Importante mencionar que, para valores do parâmetro γ_z até 1,25, as diferenças contrárias à segurança são sempre menores que 5%.

Já para os esforços nas vigas, cortantes e momentos fletores apresentam comportamento muito semelhante, em decorrência da sua relação de dependência.

Quando se observa toda a estrutura, as diferenças são menores que 2% contra a segurança para valores do parâmetro γ_z até 1,25. Acima desse limite, as diferenças crescem até aproximadamente 3%.

Quando se considera o comportamento ao longo da altura, esses esforços apresentam-se ora a favor ora contra a segurança para as peças próximas à base. A máxima diferença obtida, contra a segurança, foi de 4% para parâmetro γ_z até 1,25. Apenas para valores acima de 1,30 aparecem diferenças contra a segurança e da ordem de 7% nessa região.

Para as peças situadas nas regiões intermediárias, a estimativa do parâmetro γ_z mostra-se contra a segurança, com diferenças de até 5% para parâmetro γ_z até 1,25. Para valores maiores que 1,30, as diferenças crescem e podem chegar até 17%. Finalmente, para peças próximas ao topo, ainda considerando-se os esforços nas vigas, a estimativa através do parâmetro γ_z volta a ser a favor da segurança, ainda que algumas diferenças obtidas possam atingir quase 30%. Entretanto, deve-se ressaltar que nessa região os valores absolutos dos esforços são relativamente pequenos

e essas diferenças obtidas não têm grande significado prático.

De todos os resultados obtidos, pode-se concluir que a utilização do parâmetro γ_z como procedimento para se estimar os acréscimos de 2ª ordem a serem considerados no dimensionamento é satisfatória dentro de certos limites. O limite de 1,20, sugerido por FRANCO & VASCONCELOS[5], parece ser até um pouco conservador, podendo-se estender este limite para valores do parâmetro γ_z até 1,25.

A utilização do parâmetro γ_z para valores acima de 1,25 deve ser evitada, uma vez que nas faixas intermediárias, para as quais os valores dos esforços devidos à ação horizontal são maiores, a estimativa se mostra contra a segurança.

De qualquer modo, respeitando-se o limite proposto de 1,25 para o parâmetro γ_z , as máximas diferenças contrárias à segurança devem ser da ordem de 5%, o que é bastante satisfatório para o dimensionamento de estruturas usuais.

7 Referências bibliográficas

- [1] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. Code modèle CEB-FIP pour les structures en béton. CEB Bulletin D'Information, n.124/125. Paris. 1977
- [2] BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, Oxford. Proceedings. p.513-536. 1966.
- [3] FRANCO, M. O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos. Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas, Lisboa, n.23, p.69-72. 1985.
- [4] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. CEB-FIP model code 1990: final draft. CEB Bulletin D'Information, n.203/204/205.
- [5] FRANCO, M; VASCONCELOS, A.C. Pratical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, Rio de Janeiro. Proceedings. p.307-324. 1991.
- [6] COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1978). CEB-FIP: Manual of buckling and instability. Lancaster, England. The Construction Press. (Bulletin D'Information, n.123)
- [7] RAMALHO, M.A. (1990). Sistemas para análise de estruturas considerando interação com o meio elástico. São Carlos. 389p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP.
- [8] CORRÊA, M.R.S.(1991). Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios. São Carlos. 331p. Tese(Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP. 1991.
- [9] FRANCO, M. Global and local instability of concret tall buildings. In: SYMPOSIUM ON SPACE STRUCTURES, Milan, May. Proceedings. 1995.
- [10] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR-8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas. Rio de Janeiro, ABNT.
- [11] PINTO, R.S. (1997) Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. 108p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - USP.

