

Resumo

O presente trabalho compreende o estudo de parâmetros de verificação do estado-limite de deformações excessivas (razão flecha/altura) e da estabilidade global (parâmetros α e γ_z) de estruturas usuais de edifícios em alvenaria estrutural. Um amplo espectro de casos estudados fundamentou o presente trabalho, em que se avaliam os parâmetros citados, sua representatividade e sua correlação em edifícios de alvenaria estrutural.

Palavras-chave: alvenaria estrutural, efeitos de segunda ordem, estabilidade global.

Introdução

Na atualidade, percebe-se no Brasil um aumento no número médio de pavimentos em edifícios de alvenaria estrutural. Esse fato tem ocorrido de maneira cada vez mais intensa, sendo impulsionado por fatores tais como: economia propiciada pela utilização desse processo construtivo em comparação com o tradicional em concreto armado, maior domínio da tecnologia associada à alvenaria estrutural, melhoria da qualidade dos materiais empregados e aumento do número de fornecedores de unidades de alvenaria de maior resistência.

O aumento do número de pavimentos e a conseqüente elevação da esbeltez das edificações levam a uma natural necessidade de desenvolvimento do projeto com a incorporação de parâmetros de controle da rigidez lateral e avaliação dos efeitos de segunda ordem.

A estrutura de um edifício submetida a ações horizontais e verticais simultâneas apresenta acréscimos de segunda ordem nos esforços tanto maiores quanto mais elevada a sua deslocabilidade. Usualmente, a avaliação do acréscimo de esforços devido à consideração da segunda ordem é feita de forma iterativa. Para tanto, existem processos que podem ser chamados de rigorosos, que incorporam automaticamente a consideração da não-linearidade geométrica (Corrêa, 1991; Pinto, 2002). Alternativamente, sob o ponto de vista prático, podem ser utilizados processos simplificados, como, por exemplo, o chamado processo P- Δ , que permite a atualização da configuração de equilíbrio com procedimento iterativo simples. Esse procedimento inclui o cálculo de binários de forças adicionais ao longo da altura do edifício por equivalência estática aos momentos provenientes das ações verticais atuando nos deslocamentos horizontais, que são sucessivamente atualizados até a convergência da solução.

O processo P- Δ apresenta, em geral, resultados satisfatórios para as estruturas usuais de edifícios e seu desenvolvimento pode ser facilmente automatizado, demandando recursos computacionais simples, conforme menciona França (1985).

Por analogia às estruturas de concreto armado, consideram-se desprezíveis os efeitos de segunda ordem que sejam inferiores a 10% dos valores de primeira ordem. Para a avaliação desse limite, pode-se lançar mão dos chamados parâmetros de estabilidade, que estimam de forma simplificada a rigidez da estrutura quanto às ações horizontais. Justifica-se sua utilização, pois a identificação de uma estrutura como indeslocável elimina a necessidade de avaliação detalhada dos efeitos de segunda ordem, por serem eles desprezíveis nesse caso.

Um desses parâmetros, idealizado por Beck & König (1966), é conhecido por parâmetro α e foi adotado pelo CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978).

Outro parâmetro interessante é o γ_z , idealizado por Franco & Vasconcelos (1991) e que está hoje incorporado à NBR 6118 (2003). Este parâmetro apresenta a vantagem adicional de que o seu valor fornece uma estimativa do acréscimo de esforços devidos à consideração de segunda ordem, sendo por causa disso considerado mais adequado que o parâmetro α anteriormente citado.

Pretende-se mostrar que a razão flecha/altura, embora sempre interessante de ser verificada, não está correlacionada com os parâmetros de estabilidade global citados. Entretanto, entre os parâmetros α e γ_z existe uma correlação muito boa, a exemplo do que já se mostrou para os edifícios usuais em concreto armado (Carmo, 1995; Corrêa & Ramalho, 1995). Os resultados obtidos servirão de subsídios para projetistas e para a revisão da norma de projeto de estruturas de alvenaria, atualmente em andamento.

Processo P-Δ

O processo P-Δ não leva em consideração a não-linearidade geométrica de um modo rigoroso. A forma de preparação de dados é relativamente simples e o tempo de processamento é muito menor que no caso dos processos rigorosos. Entretanto, ainda é um procedimento iterativo, como os demais processos de avaliação de acréscimos de segunda ordem.

A primeira etapa consiste na análise da estrutura submetida simultaneamente às ações verticais e horizontais, obtendo-se os deslocamentos relativos Δ_i em cada andar. Esses deslocamentos proporcionam um acréscimo de momento (P_i.Δ_i) ao longo da altura do edifício. Os acréscimos de momento são, então, substituídos por um binário de mesmo efeito (F_i.l_i), causado por forças horizontais equivalentes (F_i = (P_i.Δ_i)/l_i), Figura 1. A soma algébrica das forças na parte superior e inferior de um pavimento i resulta na força horizontal adicional (H_i) nele atuante. Essa força horizontal adicional é, então, somada à ação original.

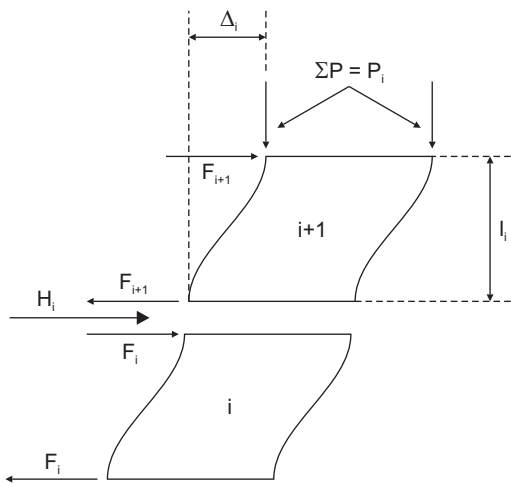


Figura 1 Processo P-Δ.

$$H_i = \frac{P_i \cdot \Delta_i}{l_i} - \frac{P_{i+1} \cdot \Delta_{i+1}}{l_{i+1}} \quad (1)$$

Numa segunda etapa, a estrutura é novamente processada, agora submetida às ações originais e aos acréscimos produzidos na etapa anterior. São obtidos novos deslocamentos nodais que provocam novos acréscimos de momento e, conseqüentemente, novas ações horizontais.

Dessa forma, o processo continua até que os acréscimos obtidos para deslocamentos, esforços ou ações sejam suficientemente pequenos, de tal forma que se possa admitir a sua convergência.

Parâmetros de Estabilidade

Os parâmetros de estabilidade fornecem subsídios para o projetista definir a necessidade de uma análise em segunda ordem. Serão tratados neste trabalho dois parâmetros de estabilidade. O primeiro deles é o chamado parâmetro α e o outro, o parâmetro γ₂.

Parâmetro α

Idealizado primeiramente por Beck & König (1966), o parâmetro α pode ser avaliado pela equação (2):

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}} \quad (2)$$

em que:

- α: parâmetro de estabilidade
- H: altura total do edifício
- P: peso total da edificação
- EI: rigidez à flexão do sistema de contraventamento

A definição de α é válida dentro do regime elástico. Os acréscimos de segunda ordem são considerados desprezíveis (inferiores a 10% dos de primeira ordem) se o referido parâmetro for:

- α ≤ 0,7: para sistemas compostos apenas por paredes.
- α ≤ 0,6: para sistemas mistos.
- α ≤ 0,5: para sistemas compostos apenas por pórticos.

Quando α excede os valores apresentados acima, o projetista deve necessariamente analisar o edifício em teoria de segunda ordem.

Um detalhe importante no cálculo do parâmetro α é a determinação da rigidez equivalente EI. Optou-se neste trabalho por determiná-la através de uma analogia com uma viga engastada na base e livre no topo, utilizando-se uma força horizontal concentrada na extremidade livre. Assim, através da expressão analítica da flecha da viga, pode-se obter a rigidez EI equivalente, sendo conhecida a força aplicada, como se apresenta na equação (3). Essa simplificação é suficiente para os objetivos do presente trabalho.

$$(EI)_{eq} = \frac{FH^3}{3f} \quad (3)$$

em que:

- (EI)_{eq}: rigidez equivalente da estrutura de contraventamento
- F: força concentrada adotada
- H: altura da edificação
- f: flecha obtida no topo

Parâmetro γ_z

Esse parâmetro surgiu da tentativa de obter um método mais simples para avaliar se a estrutura é de nós móveis ou fixos, com o benefício adicional de estimar com boa aproximação os esforços de segunda ordem, quando relevantes. Foi idealizado por Franco & Vasconcelos (1991) e está hoje incorporado à NBR 6118 (2003), sendo considerado atualmente mais adequado que o parâmetro α .

Com apenas uma análise simples da estrutura submetida simultaneamente às ações verticais e horizontais, é possível avaliar a intensidade dos efeitos de segunda ordem. Corresponde a se estimarem os valores de convergência de um processo P- Δ apenas com os resultados da primeira iteração.

Partindo de uma análise linear das ações horizontais, calculam-se o momento de tombamento de primeira ordem M_1 em relação à base do edifício e os deslocamentos horizontais dos nós de cada pavimento da estrutura. Combinando-se os deslocamentos com as ações verticais, obtêm-se os acréscimos de momento ΔM_2 . Na primeira análise, M_1 é o próprio ΔM_1 . Os acréscimos de momento, por sua vez, geram novos deslocamentos, proporcionando novos acréscimos, e assim sucessivamente. Esses acréscimos vão diminuindo até se tornarem praticamente nulos, se a estrutura for estável. Somando-se o momento de primeira ordem M_1 aos acréscimos obtidos, tem-se o momento final de segunda ordem M_2 :

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_i \quad (4)$$

em que i é o número de iterações.

O CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978) sugere que os momentos M_1 , ΔM_2 , ΔM_3 , etc. constituem uma progressão geométrica decrescente de razão menor que a unidade ($r < 1$). Assim:

$$r = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_i}{\Delta M_{i-1}} \quad (5)$$

Fazendo $\Delta M_i = r \cdot \Delta M_{i-1}$, a equação (4) torna-se, então:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{i-1}) \cdot M_1 \quad (6)$$

Calculando o limite da soma apresentada na equação (6) para i tendendo ao infinito, obtém-se:

$$\lim_{i \rightarrow \infty} M_2 = \frac{1}{1-r} \cdot M_1 \quad (7)$$

Considerando apenas a 1ª análise linear, pode-se escrever:

$$r = \frac{\Delta M}{M_1} \quad (8)$$

Assim, a partir das equações (7) e (8) pode-se reescrever a equação (6) como:

$$M_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} \cdot M_1 \quad (9)$$

A fração do segundo membro da equação (10) que amplifica o momento M_1 é a que define o cálculo do parâmetro γ_z , ou seja:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} \quad (10)$$

em que:

ΔM : acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais

M_1 : momento de primeira ordem

Assim, calculado esse parâmetro, pode-se classificar a estrutura como indeslocável (nós fixos), se $\gamma_z \leq 1,10$, ou deslocável (nós móveis), em caso contrário.

Pode-se adicionalmente utilizar o próprio parâmetro como ponderador de esforços de primeira ordem para a obtenção dos de segunda ordem, quando o seu valor se encontra entre 1,10 e 1,20 (Franco & Vasconcelos, 1991).

$$M_2 = \gamma_z \cdot M_1 \quad (11)$$

Considerações Adotadas

A análise das estruturas dos edifícios em alvenaria foi feita no presente estudo adotando-se as seguintes considerações:

- Existência de pelo menos um eixo de simetria.
- Material de comportamento elástico-linear.
- Consideração de abas na composição das paredes interconectadas.
- Inclusão da deformação por cisalhamento.
- Consideração de associação plana de paredes isoladas.
- Uniformidade nos parâmetros do vento (velocidade básica, fatores topográfico e estatístico e categoria).
- Igualdade de forma de todos os pavimentos de cada edifício.

Escolha de Estruturas de Edifícios em Alvenaria

Na primeira etapa deste trabalho foram analisadas as estruturas de 11 edifícios de alvenaria, escolhidas em diferentes escritórios de projetos estruturais. Buscaram-se estruturas com variados números de pavimentos e formas geométricas.

Na segunda etapa, optou-se por gerar novas estruturas, com aumento no número de pavimentos dos 11 edifícios anteriores, respeitando-se o máximo de 20 níveis, visto que na prática os edifícios em alvenaria estrutural raramente ultrapassam esse limite. Dessa forma, foi possível obter exemplares com características necessárias para conseguir um domínio de dados bastante amplo.

Ao aumentar o número de pavimentos, foram adotados novos valores para a resistência de compressão dos blocos usados ao longo da altura da edificação.

Na Tabela 1 são apresentados os edifícios analisados nas duas etapas deste trabalho. A tabela mostra o nome, a altura total, o número de pavimentos e o tipo de bloco utilizado para cada edifício.

Para facilitar a identificação, o nome dos edifícios será seguido de (1) ou (2), quando se referirem à primeira ou à segunda etapa, respectivamente.

Metodologia

A metodologia empregada para a análise de todas as estruturas pode ser resumida nas seguintes etapas:

- Realização de uma análise linear da estrutura, avaliando-se os efeitos de primeira ordem, a razão flecha/altura e o parâmetro γ_z .
- Aplicação do processo iterativo P- Δ para avaliação dos efeitos de segunda ordem.
- Cálculo do parâmetro α .
- Avaliação dos efeitos de segunda ordem mediante a amplificação dos efeitos de primeira ordem com o parâmetro γ_z .
- Comparação dos acréscimos de segunda ordem obtidos pelo processo P- Δ e com o uso do parâmetro γ_z , para efeitos globais e locais.
- Análise da correlação entre os parâmetros flecha/altura, α e γ_z .

Tabela 1 Edifícios escolhidos para análise.

Nº	Edifício	Altura total (m)	Nº de pav.	Tipo de bloco
1	Anunciação 2 (1)	34,60	13	concreto
2	Azaléia (1)	12,40	5	concreto
3	Croata (1)	36,40	14	concreto
4	Ilhas Gregas (1)	22,40	8	concreto
5	Itália (1)	21,76	8	concreto
6	New York (1)	14,00	5	concreto
7	Nova Era (1)	33,60	12	concreto
8	Pérolas do Mar (1)	25,20	9	concreto
9	San Lorenzo (1)	28,0	10	concreto
10	Suzano (1)	24,48	9	concreto
11	Vitória Garden (1)	20,80	8	concreto
12	Anunciação 2 (2)	52,80	20	concreto
13	Azaléia (2)	39,68	16	concreto
14	Croata (2)	52,00	20	concreto
15	Ilhas Gregas (2)	53,20	19	concreto
16	Itália (2)	21,68	19	concreto
17	New York (2)	44,80	16	concreto
18	Nova Era (2)	56,00	20	concreto
19	Pérolas do Mar (2)	56,00	20	concreto
20	San Lorenzo (2)	56,00	20	concreto
21	Suzano (2)	54,40	20	concreto
22	Vitória Garden (2)	49,40	19	concreto

Os edifícios foram analisados segundo as duas direções principais, aqui chamadas **x** e **y**, e as ações horizontais foram consideradas atuando segundo esses mesmos eixos **x** e **y**.

A modelagem e a análise das estruturas dos edifícios em alvenaria foram feitas utilizando um conjunto de programas computacionais desenvolvido por Ramalho & Corrêa (2003). Estes programas permitem a análise mediante associação plana de paredes isoladas, com geração automática de carregamentos verticais e horizontais em função das condições do edifício (dimensões da edificação, velocidade básica do vento, rugosidade do terreno, etc.).

Avaliação do Uso do Parâmetro γ_z para Estimar Efeitos de Segunda Ordem

Neste item, avalia-se a viabilidade do uso do parâmetro γ_z como fator de majoração dos resultados obtidos em teoria de primeira ordem. É feita, portanto, uma comparação entre os acréscimos de segunda ordem obtidos com o parâmetro γ_z e com o processo P- Δ . São comparados os acréscimos para os esforços solicitantes na base do edifício (momento fletor e força cortante).

No caso dos efeitos ao longo da altura, são escolhidos alguns exemplares representativos para os edifícios, dos quais algumas paredes mais solicitadas são avaliadas tanto para o momento fletor quanto para a força cortante. Para esta avaliação, cada edifício foi dividido em três faixas ao longo da altura, conforme trabalho semelhante já desenvolvido para edifícios usuais em concreto armado (Carmo, 1995).

Esforços na base

Nas Tabelas 2 e 3 são apresentados, respectivamente, os acréscimos de segunda ordem, obtidos através do parâmetro γ_z e do processo P- Δ , para os esforços solicitantes na base, momento fletor e força cortante.

Nas Figuras 2 e 3 faz-se uma comparação entre os fatores de majoração para os momentos de segunda ordem na base em comparação com os de primeira ordem, obtidos através do parâmetro γ_z e do processo P- Δ , para as direções **x** e **y**. O fator de majoração devido ao P- Δ é obtido da razão M_2/M_1 , na qual M_2 é o momento de segunda ordem e M_1 , o de primeira, ou seja, uma definição coerente com a que se utiliza para o γ_z , permitindo uma comparação direta entre os dois procedimentos utilizados. Os números no eixo das ordenadas correspondem aos edifícios, numerados conforme a Tabela 1.

A maior diferença percentual entre os fatores estimados pelo γ_z e aqueles obtidos pelo P- Δ foi de 0,88%, na direção **x** para o edifício Itália (2). Em média, na direção **x**, essa diferença foi de 0,15% e, na direção **y**, 0,07%, para os momentos na base.

No caso da força cortante, a maior diferença percentual do valor do fator de majoração com o γ_z em relação ao

obtido com a análise P- Δ foi de 20,74%, na direção **x** para o edifício Suzano (2). Em média, na direção **x**, essa diferença foi de 5,48% e, na direção **y**, 4,45%. Pode-se observar, neste caso, que o parâmetro γ_z fornece acréscimos maiores, mostrando-se, portanto, a favor da segurança.

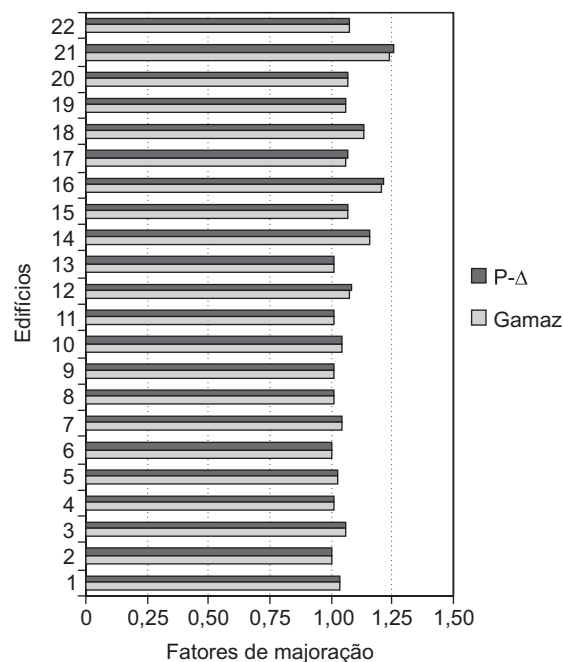


Figura 2 Fatores de majoração para momentos na base: direção **x**.

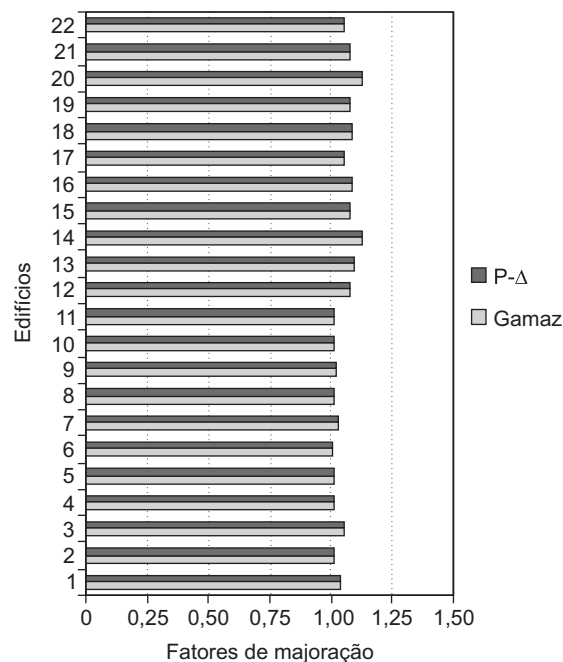


Figura 3 Fatores de majoração para momentos na base: direção **y**.

Tabela 2 Acréscimos para o momento na base do edifício.

Edifício	Acréscimos de 2ª ordem			
	P- Δ		γ_z	
	% em x	% em y	% em x	% em y
Anunciação 2 (1)	3,62	3,65	3,60	3,60
Azaléia (1)	,021	1,09	0,20	1,10
Croata (1)	6,01	5,04	6,00	5,00
Ilhas Gregas (1)	1,18	1,34	1,20	1,40
Itália (1)	2,44	1,14	2,50	1,20
New York (1)	0,57	0,48	0,60	0,50
Nova Era (1)	4,73	3,15	4,70	3,10
Pérolas do Mar (1)	1,21	1,48	1,20	1,50
San Lorenzo (1)	1,39	2,32	1,40	2,40
Suzano (1)	4,28	1,55	4,20	1,50
Vitória Garden (1)	1,37	0,98	1,40	1,00
Anunciação 2 (2)	8,07	8,21	8,00	8,10
Azaléia (2)	1,38	9,76	1,40	9,60
Croata (2)	15,64	12,96	15,40	12,70
Ilhas Gregas (2)	6,85	8,11	6,80	8,00
Itália (2)	21,78	8,98	20,70	8,80
New York (2)	6,41	5,19	6,30	5,10
Nova Era (2)	13,17	8,52	13,00	8,40
Pérolas do Mar (2)	6,16	7,88	6,10	7,80
San Lorenzo (2)	6,99	12,65	6,90	12,40
Suzano (2)	25,36	7,72	23,90	7,60
Vitória Garden (2)	7,94	5,67	7,80	5,60

Efeitos ao longo da altura das edificações

Para realizar a análise da variação dos efeitos de segunda ordem ao longo da altura, optou-se por escolher três exemplares de estruturas. Esses exemplares foram escolhidos de tal forma que pudessem representar adequadamente o conjunto de edifícios analisados no item anterior. Dessa forma, os edifícios escolhidos, bem como os valores de γ_z de cada um deles, são apresentados na Tabela 4.

Para os edifícios da Tabela 4, foram escolhidas duas paredes na direção x e duas na direção y. Como critério de escolha das paredes, optou-se por aquelas que apresentavam maiores tensões normais e de cisalhamento. Nas Figuras 4 e 5 apresentam-se, como exemplo, os diagramas

de momento fletor e força cortante, ao longo da altura da edificação. Os resultados foram obtidos em teoria de primeira ordem, com o processo P- Δ e com o parâmetro γ_z como fator de majoração, para a parede PY21 do edifício Croata (2).

Os resultados apresentados nas Figuras 4 e 5 se assemelham ao que ocorre com os diagramas de esforços para as outras paredes analisadas e que não serão apresentadas neste texto para evitar uma simples repetição de valores sem grande interesse prático. Importante é ressaltar que todos esses resultados indicam que o γ_z é também um bom fator de majoração dos efeitos de primeira ordem para a estimativa dos efeitos de segunda ordem mesmo quando se consideram valores fora da base.

Tabela 3 Acréscimos para a força cortante na base do edifício.

Edifício	Acréscimos de 2ª ordem			
	P-Δ		γ _z	
	% em x	% em y	% em x	% em y
Anunciação 2 (1)	0,95	0,91	3,60	3,60
Azaléia (1)	0,15	0,56	0,20	1,10
Croata (1)	1,05	0,88	6,00	5,00
Ilhas Gregas (1)	0,40	0,42	1,20	1,40
Itália (1)	0,80	0,41	2,50	1,20
New York (1)	0,30	0,25	0,60	0,50
Nova Era (1)	0,95	0,64	4,70	3,10
Pérolas do Mar (1)	0,40	0,46	1,20	1,50
San Lorenzo (1)	0,37	0,57	1,40	2,40
Suzano (1)	1,11	0,44	4,20	1,50
Vitória Garden (1)	0,46	0,32	1,40	1,00
Anunciação 2 (2)	1,18	1,16	8,00	8,10
Azaléia (2)	0,25	1,38	1,40	9,60
Croata (2)	1,71	1,41	15,40	12,70
Ilhas Gregas (2)	0,86	0,96	6,80	8,00
Itália (2)	2,42	1,06	20,70	8,80
New York (2)	0,91	0,75	6,30	5,10
Nova Era (2)	1,45	0,96	13,00	8,40
Pérolas do Mar (2)	0,74	0,91	6,10	7,80
San Lorenzo (2)	0,82	1,39	6,90	12,40
Suzano (2)	2,62	0,88	23,90	7,60
Vitória Garden (2)	0,99	0,70	7,80	5,60

Tabela 4 Edifícios escolhidos para análise local.

Edifícios	Valores de γ _z	
	x	y
Anunciação 2 (2)	1,080	1,081
Criata (2)	1,154	1,127
Suzano (2)	1,239	1,076

Para uma segunda análise realizada, os edifícios foram divididos em faixas ao longo de suas alturas, para permitir maior detalhamento da comparação aqui realizada. Essas análises

foram feitas com edifícios de 20 pavimentos. Optou-se por estabelecer o total de três faixas, numeradas em ordem crescente a partir da base. Os níveis incluídos em cada faixa foram:

- a) Faixa 1: níveis de 1 a 7
 b) Faixa 2: níveis de 8 a 13
 c) Faixa 3: níveis de 14 a 20

Para cada uma das faixas definidas foram calculados valores médios dos fatores de majoração correspondentes ao processo P- Δ , em toda parede escolhida. Esses valores são apresentados nas Tabelas 5, 6 e 7.

Como se pode observar há um crescimento dos fatores de majoração à medida que se aproxima do topo da edificação em todos os casos mostrados. Percebe-se, também, maior proximidade entre os fatores para momentos e cortantes nas faixas superiores.

Nas Tabelas 8, 9 e 10 apresentam-se os valores absolutos das diferenças percentuais dos fatores de majoração relativos ao P- Δ em comparação com o parâmetro γ_z . Para a obtenção dos valores tabulados faz-se a seguinte operação: $[(P-\Delta) - \gamma_z] / \gamma_z * 100$. Essas tabelas

mostram mais claramente que as diferenças são menores na faixa 1. Observando-se os referidos resultados, percebe-se que o parâmetro γ_z se aproxima mais do fator de majoração com o P- Δ na faixa 1. Nas faixas 2 e 3 as diferenças são um pouco maiores. O fato de o parâmetro γ_z se mostrar mais acurado na faixa 1 é interessante, já que é exatamente nessa faixa (base do edifício) que ocorrem os maiores esforços internos na estrutura.

Pode-se, também, definir um valor médio do fator de majoração associado ao P- Δ para o conjunto de paredes analisadas em cada direção (x e y), para os três edifícios. Esse valor médio geral é comparado, então, com o parâmetro γ_z na Tabela 11. Com as diferenças percentuais da Tabela 11, nota-se que a diferença percentual média do fator de majoração associado ao P- Δ em relação ao parâmetro γ_z é de 4,97%. Esse valor, sendo baixo, permite considerar o γ_z como um fator adequado a ser utilizado para a estimativa dos efeitos de segunda ordem a partir dos de primeira.

Tabela 5 Média dos fatores de majoração com o P- Δ – Ed. Anunciação 2 (2).

Faixa	PX36		PX44	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,101	1,053	1,101	1,052
2	1,131	1,115	1,131	1,115
3	1,143	1,141	1,143	1,142
Faixa	PY15		PY34	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,103	1,053	1,103	1,053
2	1,133	1,116	1,133	1,117
3	1,146	1,144	1,146	1,144

Tabela 6 Média dos fatores de majoração com o P- Δ – Ed. Croata (2).

Faixa	PX34		PX42	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,193	1,094	1,194	1,095
2	1,256	1,222	1,255	1,222
3	1,281	1,278	1,280	1,278
Faixa	PY10		PY21	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,160	1,078	1,160	1,078
2	1,212	1,184	1,212	1,184
3	1,233	1,230	1,233	1,231

Tabela 7 Média dos fatores de majoração com o P- Δ – Ed. Suzano (2).

Faixa	PX17		PX27	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,315	1,153	1,314	1,150
2	1,415	1,359	1,419	1,363
3	1,459	1,454	1,461	1,456
Faixa	PY13		PY17	
	M_2/M_1	V_2/V_1	M_2/M_1	V_2/V_1
1	1,096	1,048	1,096	1,048
2	1,124	1,108	1,125	1,108
3	1,137	1,135	1,136	1,135

Tabela 8 Diferenças percentuais entre P- Δ e γ_z – Ed. Anunciação 2 (2).

Faixa	PX36		PX44	
	M	V	M	V
1	1,92%	2,54%	1,92%	2,60%
2	4,69%	3,21%	4,76%	3,27%
3	5,80%	5,69%	5,85%	5,74%
Faixa	PY15		PY34	
	M	V	M	V
1	2,00%	5,58%	2,01%	2,55%
2	4,78%	3,28%	4,82%	3,31%
3	5,97%	5,83%	5,98%	5,84%

Tabela 9 Diferenças percentuais entre P- Δ e γ_z – Ed. Croata (2).

Faixa	PX34		PX42	
	M	V	M	V
1	3,41%	5,19%	3,42%	5,14%
2	8,81%	5,92%	8,74%	5,87%
3	10,99%	10,78%	10,96%	10,72%
Faixa	PY10		PY21	
	M	V	M	V
1	2,94%	4,35%	2,95%	4,37%
2	7,50%	5,07%	7,54%	5,08%
3	9,37%	9,17%	9,38%	9,19%

Tabela 10 Diferenças percentuais entre P-Δ e γ_z – Ed. Suzano (2).

Faixa	PX17		PX27	
	M	V	M	V
1	6,12%	6,95%	6,05%	7,21%
2	14,23%	9,71%	14,50%	10,04%
3	17,77%	17,33%	17,89%	17,55%
Faixa	PY13		PY17	
	M	V	M	V
1	1,81%	-2,63%	1,81%	2,62%
2	4,49%	3,02%	4,51%	3,02%
3	5,63%	5,51%	5,62%	5,50%

Tabela 11 Diferenças percentuais entre P-Δ e γ_z .

Faixa	Anunciação 2 (2)		Croata (2)		Suzano (2)	
	x	y	x	y	x	y
1	1,076	1,078	1,144	1,119	1,233	1,072
2	1,123	1,125	1,237	1,198	1,389	1,116
3	1,142	1,145	1,279	1,232	1,457	1,136
Valor médio	1,114	1,116	1,221	1,183	1,360	1,108
γ_z	1,080	1,081	1,154	1,127	1,239	1,076
Dif.	3,14%	3,23%	5,77%	4,96%	9,75%	2,97%

Correlação entre os Parâmetros α , γ_z e a/H

A quantidade de exemplares analisados forneceu um domínio de dados satisfatório, cobrindo as faixas de valores de interesse para os parâmetros de estabilidade. O parâmetro γ_z , por exemplo, apresenta valores entre 1,002 e 1,239, ou seja, cobre tanto a faixa na qual a análise em teoria de segunda ordem não seria necessária ($\gamma_z \leq 1,10$) como aquela em que é necessária ($\gamma_z > 1,10$), e o parâmetro γ_z é esperado como um bom estimador dos efeitos de segunda ordem.

Nas Figuras 6, 7 e 8, os valores dos parâmetros são lançados em gráfico, dois a dois, na tentativa de estabelecer alguma correlação entre eles. Os valores calculados segundo cada direção (x ou y) são representados juntos em cada um dos gráficos, pois para cada direção dos edifícios existem ações e respostas diferentes, ou seja, tudo funciona como se existisse o dobro do número de exemplares usados na obtenção de resultados.

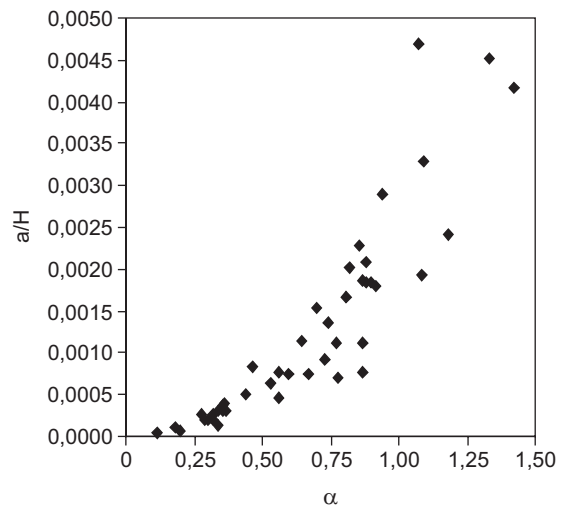


Figura 6 Correlação a/H x α .

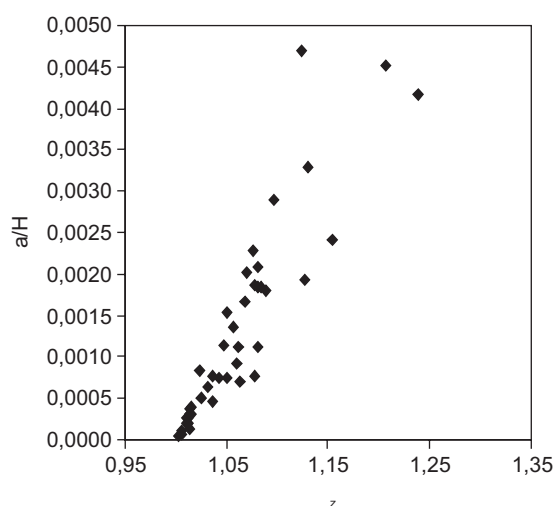


Figura 7 Correlação $a/H \times \gamma_z$.

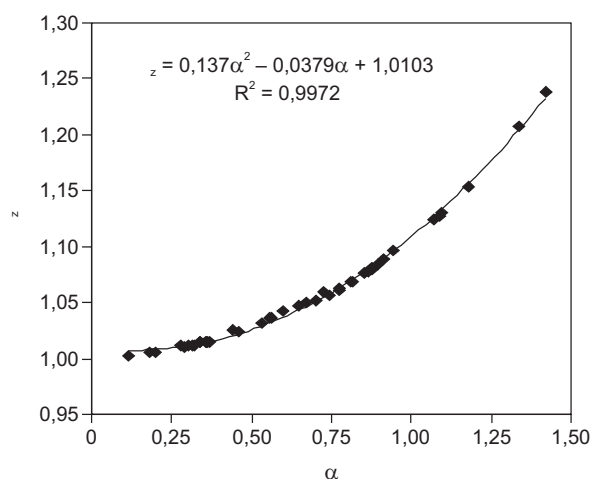


Figura 8 Correlação $\gamma_z \times \alpha$.

Observando-se os três gráficos anteriores, percebe-se excelente correlação entre os parâmetros α e γ_z , Figura 8. Este resultado era esperado, visto que ambos são parâmetros de estabilidade e que, portanto, consideram o equilíbrio da estrutura na sua configuração deformada, embora o façam de maneiras diferentes. O fator de correlação entre esses dois parâmetros, ajustando-se uma parábola quadrática, conforme apresentado no gráfico, foi de 0,9972, o que mostra relação muito forte entre eles. Entretanto, entre a razão a/H e os parâmetros α ou γ_z não foi possível notar qualquer correlação, Figuras 6 e 7. Nestes casos, os pontos do gráfico encontram-se muito dispersos, não indicando relação consistente entre as variáveis envolvidas. Este resultado atesta o fato de a razão a/H não ser um parâmetro

de estabilidade da estrutura, mas sim de verificação do Estado-limite de Serviço.

O ajuste da curva da Figura 8 fornece a equação aproximada que relaciona os parâmetros α e γ_z , conforme mostrada a seguir:

$$\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,0379\alpha + 1,0103 \quad (12)$$

A comparação entre os parâmetros α e γ_z gerou uma equação empírica que os relaciona, permitindo aos projetistas, que determinam o parâmetro α em suas rotinas de cálculo, obter o correspondente valor aproximado do parâmetro γ_z . Uma vez calculado o parâmetro γ_z , pode-se prosseguir com os cálculos dos efeitos finais que incluem os de segunda ordem. Para isso, simplesmente multiplicam-se os efeitos de primeira ordem por γ_z .

Dessa maneira, obtém-se uma forma prática para avaliar a estrutura em teoria de segunda ordem.

Conclusões

O processo P- Δ e o parâmetro γ_z apresentaram resultados muito próximos na avaliação dos efeitos de segunda ordem em todos os exemplos analisados.

É possível estabelecer boa correlação entre α e γ_z , o que não ocorre entre a/H e os outros dois parâmetros.

O parâmetro γ_z , como fator de majoração dos efeitos de primeira ordem para a obtenção dos de segunda ordem, mostrou-se satisfatório, apresentando resultados muito próximos aos obtidos com o processo P- Δ . De forma mais criteriosa, pode-se dizer que o γ_z apresenta desempenho melhor na faixa de altura dos edifícios próxima à base, na qual os esforços internos são maiores e, portanto, mais importantes. Essa conclusão é consistente com as observações de Carmo (1995) para edifícios usuais em concreto armado.

Através da análise das vinte e duas estruturas em alvenaria, foi possível obter quarenta e quatro resultados para comparação entre α , γ_z e a/H . Desta comparação conclui-se que deve ser abandonado o cálculo do valor da relação a/H para avaliar a grandeza dos efeitos de segunda ordem, utilizando-o apenas na verificação do estado-limite de deformações excessivas. Para a análise global da estabilidade das estruturas, mostrou-se que os parâmetros α e γ_z se correlacionaram, sendo este último vantajoso, conforme sua própria formulação, pois permite estimar os esforços finais, que incluem os de segunda ordem, com boa aproximação.

Estes resultados podem ser considerados conclusivos, pois foram obtidos a partir de um domínio de dados satisfatório, abrangendo os valores de maior interesse prático, além de serem consistentes com resultados anteriormente encontrados para edifícios de concreto armado.

Referências Bibliográficas

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR-6120: cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro, 1980.

_____. *NBR-6118: projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro, 2003.

_____. *NBR-6123: forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro, 1989.

_____. *NBR-8681: ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro, 1984.

BECK, H.; KÖNIG, G. Restraining forces in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, 1966, Oxford. *Proceedings...* Oxford: Pergamon Press, 1966.

CARMO, R. M. S. *Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado*. 1995. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

CARMO, R. M. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Correlação entre parâmetros de estabilidade global de estruturas de edifícios. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 27., 1995, Tucumán, Argentina. *Memorias...* Tucumán: ASAIE/Laboratorio de Estructuras-FCET-UNT, 1995. v. 3, p. 99-110.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON *CEB-FIP: Manual of buckling and instability*. Lancaster, England: The Construction Prees, 1978. (Bulletin D'Information, n. 123).

_____. *Final Draft. Bulletin D'Information*, n.203/204/205. Lausanne, Switzerland, 1990.

CORRÊA, M. R. S. *Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. 1991. 331 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP, São Carlos.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Modelos numéricos para análise estrutural de edifícios. In: SEMINÁRIO SOBRE NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1995, São Paulo. *Anais...* São Paulo: IBRACON, 1995. 23 p.

CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. *Projeto de edifícios de alvenaria estrutural*. São Paulo: Editora PINI, 2003.

DEUTSCH INDUSTRIE NORMEN. *DIN-1053: Alvenaria: cálculo e execução*. Tradução de H. J. Okorn. São Paulo, 1974.

FRANÇA, R. L. S. Exemplo de cálculo do esforço de segunda ordem em um edifício de concreto armado. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, 1985, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 1985.

FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado, 1985, São Paulo. *Anais...* São Paulo, 1985. 26 p.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. *Proceedings...* Rio de Janeiro, 1991. p. 307-324.

GRAZIANO, F. Estudo comparativo entre os coeficientes α e γ_2 . *Revista Abece*, 1998.

NASCIMENTO NETO, J. A.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Verificação de modelagem simplificada para simulação do sistema de contraventamento de edifícios em alvenaria. In: INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES, 7., 2002, Belo Horizonte. *Proceedings...* Belo Horizonte: CEFETMG, University of Edinburgh, 2002. p. 261-271.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Consideração simplificada da não-linearidade física no projeto de edifícios de concreto armado. In: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 40., 1998, Rio de Janeiro. O estado da arte do concreto: tecnologia e qualidade na construção civil. São Paulo: IBRACON, 1998. 14 p. 1 CD-ROM.

PINTO, R. S. *Análise não-linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado*. 2002. 189 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, USP.