

Avaliações da Estabilidade Global e dos Efeitos de 2.^a Ordem de Edificações de Concreto Armado Utilizando Diferentes Arranjos de Pilares-Parede

Bryan Delmond¹, Vitor Albuquerque², Artur Madeiro³, Anne Karollynne Monteiro⁴, Francisco Rocha⁵

^{1,2,3,4,5} Universidade do Estado do Amazonas / Departamento de Engenharia Civil /
bryandelmond25@gmail.com, vitoralbuquerque9@gmail.com, artur.madeiro@gmail.com,
annekarollynne@gmail.com, francsantos@uol.com.br

Resumo

A crescente demanda de edifícios esbeltos levou ao desenvolvimento de técnicas de enrijecimento de arranjo estrutural, como, por exemplo, o uso de pilares-parede. A disposição apropriada desses elementos nos arranjos estruturais das edificações permite reduzir os efeitos de segunda ordem, melhorando as condições de estabilidade global. O presente trabalho compara, por meio da determinação do parâmetro de instabilidade α , do coeficiente γ_z e dos esforços de 2.^a ordem nos pilares, as condições de estabilidade global e os efeitos de 2.^a ordem em cinco estruturas, utilizando o *software* CSi SAP2000 v.19.0.0. A edificação usada para validação dos resultados possui dez pavimentos. As demais edificações, com iguais plantas de forma das vigas e lajes, possuem quinze pavimentos e diferentes arranjos de pilares-parede, tendo a estrutura de referência igual planta de forma da edificação com dez pavimentos. A análise de segunda ordem foi efetuada pelo método simplificado, majorando-se as cargas horizontais de vento na edificação por um fator igual a $1,00\gamma_z$. Foi constatado que o arranjo de pilares-parede no contorno da edificação e a utilização de núcleos rígidos nas caixas de escada e do elevador são alternativas viáveis para enrijecer o edifício. A disposição dos pilares-parede internamente à edificação, orientados em uma mesma direção, ocasiona instabilidade.

Palavras-chave

Estabilidade Global; Pilares-Parede; Efeitos de Segunda Ordem.

Introdução

Segundo MONCAYO (2011), ocorreu, nas últimas décadas, um grande avanço no tocante à tecnologia do concreto, tornando possível a produção de concretos de alta resistência, cujas resistências características à compressão podem superar 50 MPa. Esse aumento de resistência possibilitou a construção de edifícios cada vez mais altos e esbeltos e com arquiteturas flexíveis e modernas. Como consequência, a estabilidade global e os efeitos de 2.^a ordem passaram a ter grande importância no cálculo dessas edificações, tornando viável a utilização de pilares-parede e núcleos rígidos como elementos de contraventamento, a fim de melhorar a segurança e reduzir o custo da edificação.

O presente trabalho objetiva comparar, por meio da determinação do parâmetro de instabilidade α , do coeficiente γ_z e dos esforços de 2.^a ordem nos pilares, as condições de estabilidade global e os efeitos de 2.^a ordem em cinco estruturas de quinze pavimentos, com arranjos estruturais compostos por pilares-parede em posições e

direções diferentes. As influências do posicionamento e direcionamento desses elementos nas edificações nas condições de estabilidade e efeitos de 2.^a ordem justificam o presente estudo.

Estabilidade global e análise de 2.^a ordem

A análise da estabilidade global de uma estrutura de concreto armado objetiva determinar sua sensibilidade quanto a efeitos de 2.^a ordem globais, visando assegurar-se que o dimensionamento de seus elementos, para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo, seja feito de maneira que não ocorra perda de estabilidade nem esgotamento das capacidades resistentes de seus elementos (ABNT NBR 6118:2014).

As estruturas podem ser classificadas, para efeito de cálculo, conforme a deslocabilidade de seus nós, em estruturas de nós móveis ou de nós fixos, as quais são caracterizadas por deslocamentos pequenos em seus nós e pela atuação de efeitos de 2.^a ordem globais inferiores a 10% dos respectivos esforços de 1.^a ordem, o que torna razoável desprezar tais efeitos nestas estruturas (ABNT NBR 6118:2014; FRANCO, 1985). Nas estruturas de nós móveis é obrigatória a consideração de efeitos de 2.^a ordem globais no dimensionamento dos elementos estruturais. Devem ser considerados nessa análise a não-linearidade física (NLF) do material e a não-linearidade geométrica (NLG) dos elementos da edificação.

A não-linearidade física é caracterizada pela variação das características do material conforme a aplicação das cargas, variando da mesma forma sua resposta a elas (KIMURA, 2007). Os efeitos principais da NLF em uma estrutura de concreto armado são os oriundos de fissuração e fluência do concreto, bem como do escoamento da armadura de aço (PINTO, 1997). O comportamento do material é de tal forma que o módulo de elasticidade do concreto (E_c) é reduzido conforme as tensões solicitantes aumentam. Da mesma forma, os momentos de inércia (I_c) e, conseqüentemente, as rigidezes dos elementos estruturais (EI) também são reduzidos.

Para a consideração da NLF em análises globais de 2.^a ordem, a ABNT NBR 6118:2014 recomenda adotar os seguintes valores aproximados para as rigidezes (EI)_{sec} dos elementos estruturais: $0,3 E_c I_c$, $0,4 E_c I_c$, $0,5 E_c I_c$ e $0,8 E_c I_c$ para lajes, vigas com $A_s \neq A_s'$, vigas com $A_s = A_s'$ e pilares, respectivamente, onde I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, sem considerar-se sua fissuração, e E_c é o módulo representativo de deformação do concreto.

A não-linearidade geométrica (NLG) consiste no surgimento de solicitações de ações, decorrentes de mudanças da estrutura no espaço, ou seja, de deformações. Em edifícios de concreto armado, tais efeitos são decorrentes, principalmente, de deslocamentos horizontais formados pela ação conjunta de carregamentos verticais e horizontais (WORDELL, 2003; MONCAYO, 2011). Os principais elementos afetados são os sujeitos à flexo-compressão, pois há variação nos momentos solicitantes.

Parâmetros para análise da estabilidade global

A ABNT NBR 6118:2014 trata a estabilidade global classificando as estruturas em nós móveis ou nós fixos através do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . A Norma estabelece que uma estrutura reticulada simétrica pode ser considerada como sendo de nós fixos se seu parâmetro de instabilidade α (equação 1) for menor que o

valor limite $\alpha_1 = 0,2+0,1n$, se $n \leq 3$, ou $\alpha_1 = 0,6$, se $n > 3$. No caso de contraventamento formado pela associação de pórticos e pilares-parede, que é o caso abordado neste trabalho, bem como por associação de pilares-parede, a norma recomenda adotar $\alpha_1 = 0,6$.

$$\alpha = H_{\text{tot}} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \quad (1)$$

Os parâmetros H_{tot} e N_k significam, respectivamente, a altura total da edificação e o somatório das cargas verticais atuantes com seus valores característicos, E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto e n é o número de barras horizontais acima da fundação ou de um ponto pouco deslocável do solo.

Ressalta-se que o parâmetro α não pode ser utilizado como ferramenta para estimativa dos esforços de 2.^a ordem, sendo necessária, para isso, a utilização de um coeficiente majorador ou de algum outro processo para a obtenção desses efeitos (WORDELL, 2003).

O coeficiente γ_z , formulado pelos professores Mário Franco e Augusto Carlos de Vasconcelos, em 1991 (MONCAYO, 2011), é utilizado como complemento do parâmetro α para medição da sensibilidade da estrutura a esforços de 2.^a ordem, podendo ser utilizado como coeficiente majorador de esforços globais de 1.^a ordem para estimativa de esforços globais de 2.^a ordem (PAIXÃO; ALVES, 2016). O valor do coeficiente é obtido através da equação 2.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (2)$$

Sendo $M_{1,\text{tot,d}}$ o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos oriundos das cargas horizontais da combinação adotada na base da estrutura, e $\Delta M_{\text{tot,d}}$ a soma dos produtos das cargas verticais pelos deslocamentos de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos em análise de 1.^a ordem.

A estrutura pode ser considerada de nós fixos quando $\gamma_z \leq 1,1$, e atinge-se sua instabilidade global para valores superiores a 1,3 (PAIXÃO; ALVES, 2016). A ABNT NBR 6118:2014 permite, também, para $1,1 \leq \gamma_z \leq 1,3$, a utilização de um método simplificado para a determinação aproximada dos efeitos de 2.^a ordem na estrutura, que consiste na análise de 1.^a ordem com a majoração das cargas horizontais por um fator igual a $0,95\gamma_z$. Entretanto neste trabalho foi utilizado o fator igual a $1,00\gamma_z$, por oferecer valores a favor da segurança e, em geral, melhores, como afirmam MONCAYO (2011) e outros autores.

Pilares-parede

A Norma NBR 6118:2014 define pilares-parede como pilares cuja maior dimensão de seção transversal seja igual ou superior a cinco vezes a menor dimensão. Por seu formato diferenciado, os pilares-parede possuem rigidez acentuada e menor peso quando comparados aos pilares usuais do sistema de contraventamento. Usualmente são posicionados nas caixas de escada ou de elevador, além de *shafts* para passagem de condutos hidráulicos e elétricos de edifícios altos, sob a forma de núcleos estruturais (ARAÚJO, 2014; PEREIRA, 2000).

Metodologia

Inicialmente foi analisada a edificação constante no trabalho de MONCAYO (2011), com dez pavimentos e planta de forma com dois eixos de simetria. Após essa fase, a edificação foi adaptada para quinze pavimentos (figura 2), pré-dimensionando as seções dos pilares e pilares-parede e mantendo as dimensões das vigas e das lajes, pois não se julgou necessária a intervenção por pilares-parede na estrutura com dez pavimentos.

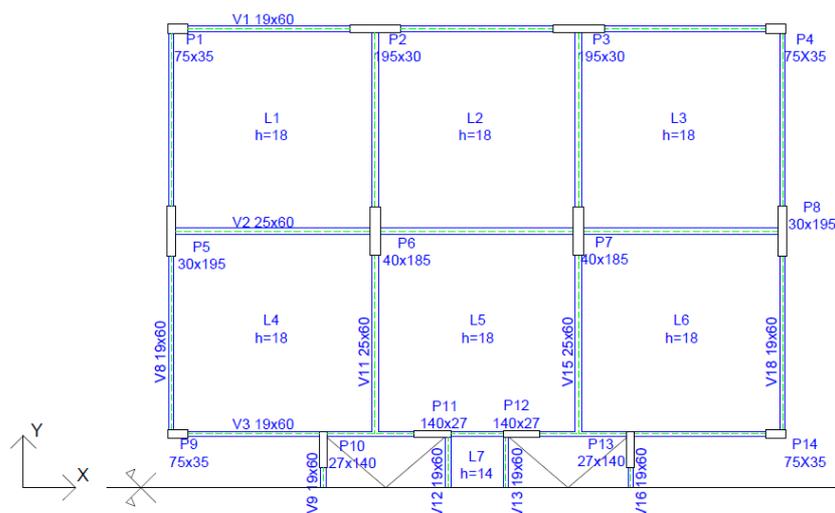


Figura 2 - Planta de forma da edificação original adaptada para 15 pavimentos.

Em seguida, foram definidos quatro novos arranjos estruturais dos pilares e pilares-parede da edificação de quinze pavimentos. No primeiro, definido como arranjo estrutural 1, os pilares-parede foram localizados no contorno da edificação, mantendo-se os pilares internos nas mesmas posições. Os pilares P10 e P16 e, também, os pilares P13 e P19, foram unidos, formando paredes nas caixas da escada e do elevador. As direções das faces de maior dimensão dos pilares-parede acompanham o contorno da edificação (figura 3).

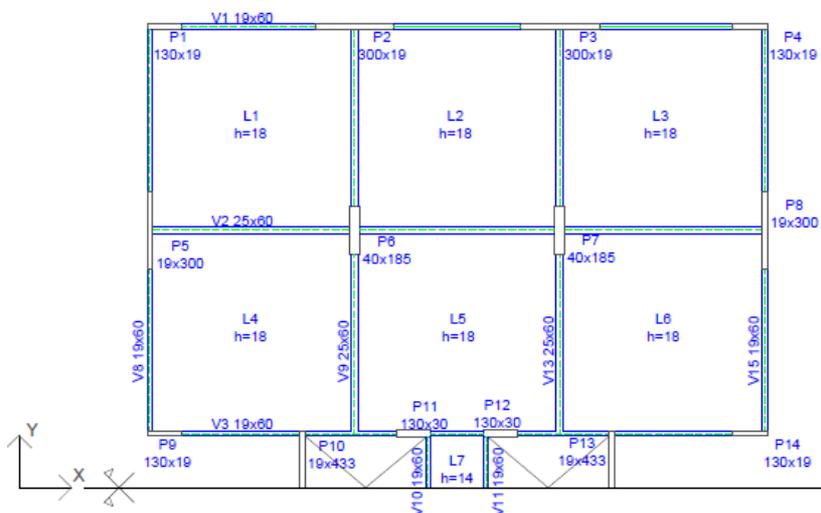


Figura 3 - Planta de forma da edificação: arranjo 1

Nos arranjos estruturais 2 e 3, todos os pilares da edificação se tornaram pilares-parede. No arranjo estrutural 2, as faces com maiores dimensões foram posicionadas na direção do eixo x, conforme mostra a figura 4.

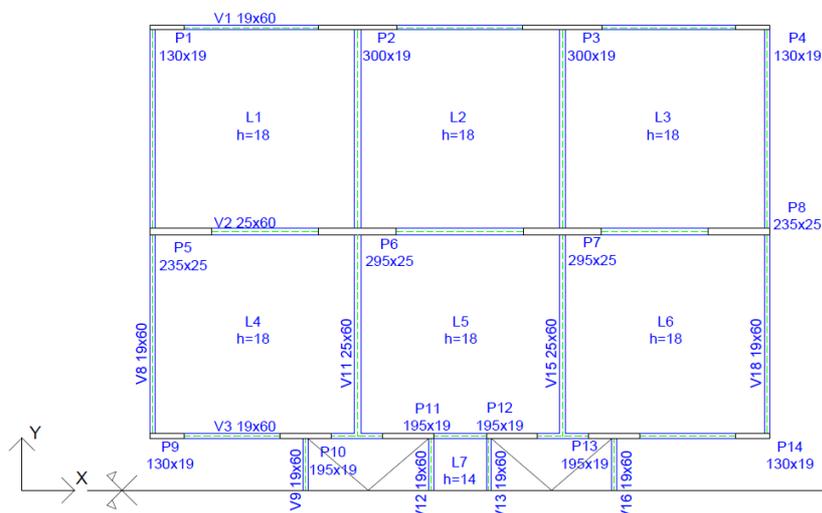


Figura 4 - Planta de forma da edificação: arranjo 2

Na figura 5, arranjo 3, os lados maiores dos pilares estão na direção do eixo y. Ressalta-se que os arranjos 2 e 3 são experimentais, não sendo comumente utilizados em estruturas.

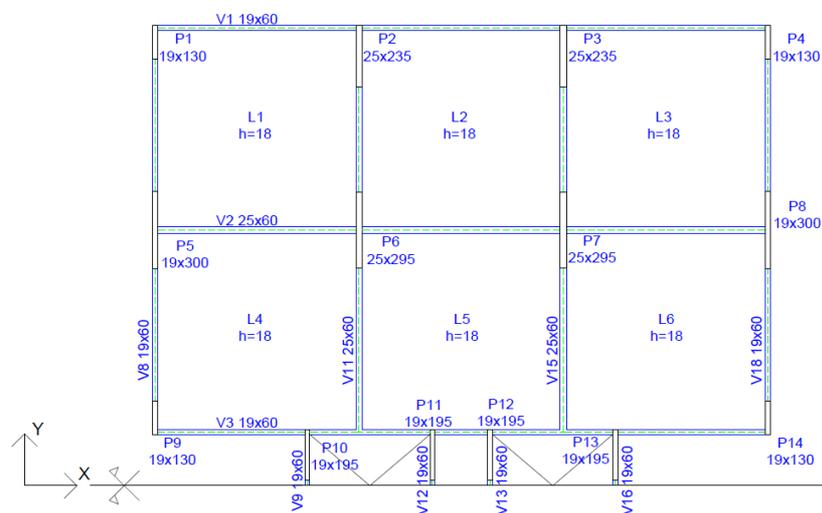


Figura 5 - Planta de forma da edificação: arranjo 3

O arranjo 4 (figura 6) consiste da implementação, nas caixas de escada e do elevador, de um núcleo rígido em formato “U”. Em todas as edificações, foram considerados os seguintes parâmetros: distância entre os pisos dos pavimentos = 3 m; resistência característica à compressão (f_{ck}) = 25 MPa; coeficiente de Poisson = 0,2. Os módulos de elasticidade longitudinais (inicial e secante) foram obtidos segundo prescrições da ABNT NBR 6118:2014.

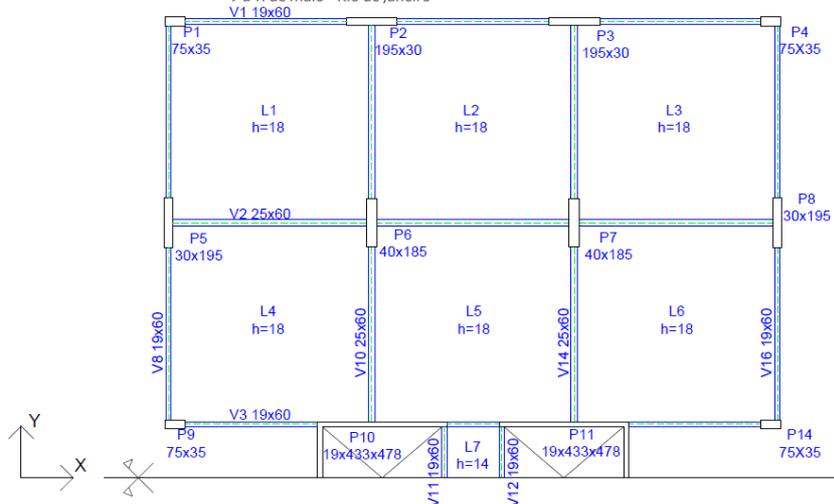


Figura 6 - Planta de forma da edificação: arranjo 4

A ação do vento na estrutura foi obtida conforme ABNT NBR 6123:1988 utilizando-se os seguintes parâmetros, conforme MONCAYO (2011): velocidade básica do vento de 40 m/s, categoria IV, classe B, fator do terreno ($S1$) = 1,00 e fator estatístico ($S3$) = 1,00. Os coeficientes de arrasto de cada estrutura foram calculados para as direções de atuação do vento 0° e 90° .

As análises das edificações foram realizadas utilizando quatro combinações normais de ações, determinadas conforme prescrições da norma ABNT NBR 6118:2014:

- C1: $\gamma_g \times$ Cargas permanentes + $\gamma_q \times$ (Cargas acidentais + $\psi_0 \times$ Vento 0°);
- C2: $\gamma_g \times$ Cargas permanentes + $\gamma_q \times$ (Cargas acidentais + $\psi_0 \times$ Vento 90°);
- C3: $\gamma_g \times$ Cargas permanentes + $\gamma_q \times$ ($\psi_0 \times$ Cargas acidentais + Vento 0°);
- C4: $\gamma_g \times$ Cargas permanentes + $\gamma_q \times$ ($\psi_0 \times$ Cargas acidentais + Vento 90°).

Para a obtenção dos valores de cálculo das ações, foram utilizados os seguintes coeficientes de ponderação: $\gamma_g = \gamma_q = 1,4$, $\psi_0 = 0,6$ para ação do vento e $\psi_0 = 0,5$ para as cargas acidentais. Foram adotados os seguintes valores para as ações verticais, conforme MONCAYO (2011): 2,744 kN/m² de carga permanente e 1,47 kN/m² de carga acidental nos pavimentos tipo, bem como 1,47 kN/m² de carga permanente e 0,98 kN/m² de carga acidental na cobertura.

Conclusões

O *software* utilizado nas análises das estruturas foi o SAP 2000 v.19.0.0, da *Computers and Structures Inc.* Inicialmente foram introduzidas a geometria das estruturas e as características do material e das seções. As vigas e os pilares foram modelados com elementos do tipo barra (*frame*) e as lajes e pilares-parede com elementos do tipo placa (*shell*). As lajes foram consideradas esbeltas (*thin*) e os pilares-parede, em função de suas características geométricas, como espessos (*thick*). A vinculação da edificação com as fundações foi considerada rígida.

Na tabela 1, constam os valores de α e γ_z obtidos nas edificações analisadas. A rigidez equivalente, $E_{cs}I_c$, foi determinada aplicando cargas pontuais unitárias nos topos dos pilares externos das edificações. Na avaliação de γ_z foi considerada a não-linearidade física de forma aproximada, conforme as recomendações da ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 1 - Valores de α e γ_z obtidos

Edificação	Parâmetro	Combinações			
		C1	C2	C3	C4
Edificação original (15 pav.)	α	0,53	0,62	0,53	0,62
	γ_z	1,16	1,20	1,15	1,19
Arranjo 1	α	0,55	0,52	0,55	0,52
	γ_z	1,15	1,11	1,14	1,10
Arranjo 2	α	0,38	0,74	0,38	0,74
	γ_z	1,06	1,46	1,06	1,41
Arranjo 3	α	0,76	0,45	0,76	0,45
	γ_z	1,46	1,08	1,42	1,07
Arranjo 4	α	0,37	0,44	0,37	0,44
	γ_z	1,05	1,06	1,05	1,06

Notação: pav. – pavimentos.

Os valores de α obtidos na edificação original adaptada para quinze pavimentos e na edificação com o arranjo 1 permitem tratá-las como de nós fixos nas quatro combinações. Os valores de γ_z obtidos as classificam como sendo de nós móveis: a edificação original adaptada para quinze pavimentos nas duas direções (em todas as combinações) e a edificação com o arranjo 1 nas combinações C1, C2 e C3.

Os valores de γ_z obtidos para o arranjo 1 foram, em geral, inferiores aos obtidos para a edificação original adaptada para quinze pavimentos, indicando menor atuação de efeitos de 2.^a ordem e, conseqüentemente, melhores condições de estabilidade global. Além disso, ao contrário do ocorrido na edificação adaptada para quinze pavimentos, os valores de α e γ_z obtidos na direção y (vento a 90°) para o arranjo 1 foram significativamente inferiores aos obtidos na direção x (vento a 0°), indicando aumento significativo da rigidez do contraventamento do edifício nessa direção. Por outro lado, constata-se que os valores de α aumentaram na direção x, indicando redução de rigidez nessa direção.

Os arranjos 2 e 3 proporcionaram melhores valores de α e γ_z em uma das direções, quando comparados às demais estruturas. Entretanto tais arranjos se mostraram instáveis na outra direção, atingindo valores de α superiores a 0,7 e valores de γ_z superiores a 1,4. O arranjo 4 proporcionou valores que permitiram classificar a estrutura como de nós fixos em todas as combinações.

Em todas as estruturas, as combinações C1 e C3 (vento como ação variável secundária) proporcionaram valores maiores de α e γ_z quando comparados aos obtidos nos casos C2 e C4 (vento como ação variável principal), indicando que essas combinações são as mais desfavoráveis para a estabilidade global das estruturas.

Após a determinação dos parâmetros α e γ_z , foi realizada a análise de 2.^a ordem global nas estruturas para as combinações de ações que ocasionaram valores de γ_z entre 1,1 e 1,3, de modo a obter os efeitos de 2.^a ordem somados aos de 1.^a ordem. O método utilizado foi a análise de 1.^a ordem com a majoração das cargas horizontais por um fator de valor equivalente ao de γ_z . Foram obtidos, para cada edificação analisada, as cargas axiais e os momentos em torno dos eixos x e y nas bases dos pilares, bem como os deslocamentos horizontais nas cotas das lajes de cada pavimento. Não foram analisadas as situações em que γ_z é superior a 1,3, pois nelas ocorre instabilidade global e, portanto, a análise de 2.^a ordem não é factível. Nas tabelas 2 e 3, constam as cargas axiais nos pilares de P1 a P14 obtidas em análises de 2.^a ordem.

Tabela 2 - Cargas axiais nas bases dos pilares obtidas por análises de 2ª ordem em kN (Ed. original - 15 pav.)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
C1	2876,58	7006,73	7630,242	3185,503	7633,444	14420,48	14445,82
C2	3091,023	7170,627	7170,627	3091,023	7831,617	14373,26	14373,26
C3	2594,855	6553,822	6986,15	3096,411	6991,348	13409,21	13450,35
C4	2939,771	6811,025	6811,025	2939,771	7313,378	13335,77	13335,77
	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
C1	8043,457	2434,389	3720,62	3656,536	4131,299	3954,419	2776,803
C2	7831,617	2576,249	3848,965	4033,101	4033,101	3848,965	2576,249
C3	7657,03	2173,664	3414,576	3263,91	4034,719	3794,162	2729,595
C4	7313,378	2405,571	3622,333	3867,754	3867,754	3622,333	2405,571

Tabela 3 - Cargas axiais nas bases dos pilares obtidas por análises de 2ª ordem em kN (Arranjo 1)

	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
C1	2777,074	6782,071	6880,596	3107,625	7320,064	14527,06	14592,13
C2	3000,646	6914,953	6909,58	2995,111	7524,504	14560,49	14558,48
C3	2481,937	6302,586	6468,916	3031,381	6688,265	13492,01	13600,92
	P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
C1	7734,841	3154,719	8236,151	3169,06	2587,972	9380,531	3331,552
C2	7529,38	3217,11	8815,48	3110,055	3105,409	8799,935	3218,196
C3	7370,839	2890,353	7311,034	3190,377	2233,643	9212,697	3181,722

A distribuição de cargas axiais entre os pilares foi alterada no arranjo 1, quando comparado à edificação original (quinze pavimentos), tendo, por exemplo, incremento de cargas solicitantes nos pilares P6 e P7, e decréscimo nos pilares P1 e P2.

Foram obtidos os valores dos momentos fletores em torno dos eixos x e y nas bases dos pilares em análises de 2ª ordem, tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Momentos fletores nas bases dos pilares obtidos por análises de 2ª ordem em kNm (Ed. original - 15 pav.)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Em torno de x	C1	14,448	81,919	81,951	14,815	0,021	5,907	6,040
	C2	27,871	106,653	106,653	27,871	2,286	897,499	897,499
	C3	13,189	75,410	75,462	13,785	0,020	5,403	5,618
	C4	34,266	114,228	114,228	34,266	3,574	1404,709	1404,709
Em torno de y	C1	82,679	5,205	5,085	139,975	38,675	112,071	87,613
	C2	28,721	0,061	0,061	28,721	85,486	10,993	10,993
	C3	154,293	8,409	8,298	207,201	2,659	174,202	149,997
	C4	26,568	0,056	0,056	26,568	78,662	10,096	10,096
		P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Em torno de x	C1	0,0195	-15,0677	-0,5579	-27,8114	-27,1072	-0,5719	-15,3774
	C2	2,2856	-1,9555	0,3858	-12,9950	-12,9950	0,3858	-1,9555
	C3	0,0174	-13,7803	-0,5086	-25,7854	-24,6421	-0,5313	-14,2831
	C4	3,5741	6,7902	0,9721	-2,5128	-2,5128	0,9721	6,7902
Em torno de y	C1	132,3889	92,8330	31,2516	2,6149	2,1495	26,4917	129,7593
	C2	85,4859	18,7924	2,4822	0,2300	0,2300	2,4822	18,7924
	C3	154,8092	163,6729	49,0464	4,0869	3,6484	44,7034	197,7199
	C4	78,6617	17,5401	2,3319	0,2150	0,2150	2,3319	17,5401

Tabela 5 – Momentos fletores nas bases dos pilares obtidos por análises de 2ª ordem em kNm (Arranjo 1)

		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7
Em torno de x	C1	24,74057	69,74169	69,96066	24,74762	0,039227	5,889211	0,027338
	C2	27,39592	75,12637	75,3273	27,34989	1,642593	421,2561	418,3526
	C3	22,80061	64,18061	64,39254	22,84606	0,043804	6,408512	1,213304
Em torno de y	C1	0,42266	5,566699	5,418053	1,479536	56,13253	92,63616	62,0629
	C2	0,528733	0,071698	0,075629	0,528962	72,77276	15,08777	15,54015
	C3	1,08402	9,144648	9,006542	2,058497	39,48032	142,0033	113,9034
		P8	P9	P10	P11	P12	P13	P14
Em torno de x	C1	0,000466	25,84067	0,021186	13,37517	13,35583	0,011377	25,98791
	C2	1,624331	23,24011	3,416027	6,759278	6,777911	3,401042	23,29637
	C3	0,008364	23,80065	0,025507	12,30943	12,26356	0,017301	24,00234
Em torno de y	C1	89,31559	0,223567	40,75483	349,287	357,9015	8,14489	1,611301
	C2	72,68771	0,704854	16,13632	4,706071	1,23926	16,4689	0,701634
	C3	94,36357	0,876412	55,61413	581,473	589,4131	25,41818	2,157416

Percebe-se, portanto, que houve grande variação na distribuição dos momentos para os pilares entre a edificação original adaptada para quinze pavimentos e o arranjo 1. Como exemplo, cita-se o pilar P1, cujo momento em relação ao eixo y sofreu decréscimo máximo de 99,97% (C3), e também o pilar P11, em que tal momento sofreu acréscimo de 2,61 kNm para 349,287 kNm, no arranjo 1 (C1). Na figura 8, são mostrados os deslocamentos máximos horizontais nos pisos de cada pavimento, obtidos em análises de 2ª ordem.

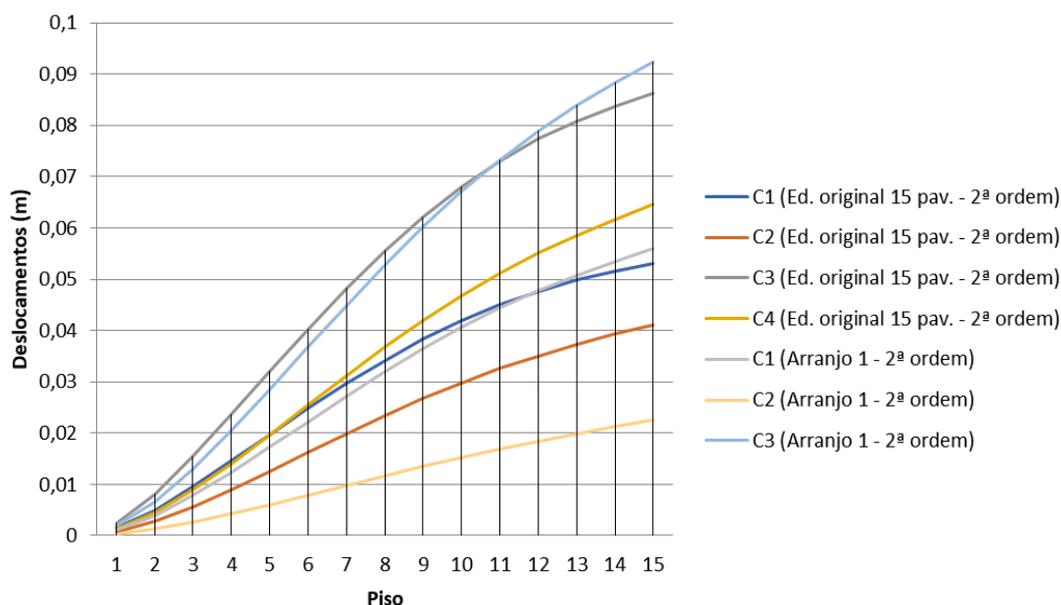


Figura 8 - Deslocamentos máximos originais obtidos nos pisos de cada pavimento em metros (Ed. original - 15 pav. e Arranjo 1)

Nesses gráficos, constatou-se que os valores dos deslocamentos do arranjo 1 foram, em geral, inferiores aos da edificação original de 15 pavimentos, exceto no topo da edificação para ação do vento a 0° (combinações C1 e C3). Foram obtidos valores

superiores nas combinações considerando o vento como ação variável principal (C3 e C4) em ambas as edificações.

O arranjo de pilares-parede no contorno da edificação e a utilização de núcleos rígidos nas caixas de escada e de elevador são alternativas viáveis para enrijecer o edifício, pois, conforme mostra a tabela 1, os valores de α e γ_z proporcionaram melhores resultados nos arranjos 1 e 4.

A disposição dos pilares-parede internamente à edificação, orientados em uma mesma direção, ocasionam instabilidade. Os arranjos 2 e 3 reduziram significativamente a rigidez da estrutura nas direções y e x, respectivamente.

Na fase de combinação de ações, foram obtidos, adotando ação do vento como carga variável principal (combinações C3 e C4), momentos maiores em alguns pilares, relativamente aos obtidos adotando vento como carga variável secundária (combinações C1 e C2), como, por exemplo, no pilar P6, em todas as edificações.

Referências

- ARAÚJO, José Milton de. Projeto estrutural de estruturas de concreto armado. 3 ed. Rio Grande: Dunas, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- FRANCO, Mário. Problemas de estabilidade estrutural. 18p. *In*: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. São Paulo, 1985.
- KIMURA, Alio Ernesto. Informática aplicada em estruturas de concreto armado - Curso de edifícios com o uso de sistemas computacionais. 1 ed. Pini: São Paulo, 2007.
- MONCAYO, Winston Júnior Zumaeta. Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado. 221p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2011. Disponível em: <www.teses.usp.br/teses/disponiveis/.../2011ME_WinstonJuniorZumaetaMoncayo.pdf> Acesso em: 04/03/2017.
- PAIXÃO, João Fernando Martins; ALVES, Elcio Cassimiro. Análise de estabilidade global em edifícios altos. *In*: REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, vol. 13, n. 1, p. 48-63, 2016. Disponível em: <<https://www.revistas.ufg.br/reec/article/view/39552/pdf>> Acesso em: 04/03/2017.
- PEREIRA, Ana Cláudia de Oliveira. Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos. 163p. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 2000.
- PINTO, Rivelli da Silva. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1997. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/static/media/producao/1997ME_RivellidaSilvaPinto.pdf> Acesso em: 10/04/2017.
- WORDELL, Fernando. Avaliação da instabilidade global em edifícios altos. 94p. Tese (Mestrado-Profissional em Estruturas), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul - UFRGS. Porto Alegre: 2003. Disponível em: <<http://www.lume.ufrgs.br/bitstream/handle/10183/10167/000543149.pdf?sequence=1>> Acesso em: 31/01/2017.