

ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA ALTURA DO EDIFÍCIO NO VALOR DO PARÂMETRO γ_z UTILIZANDO A INÉRCIA EQUIVALENTE DE BRANSON

Maria Tatianne Veloso Barros (Universidade Federal do Rio Grande do Norte) E-mail: maria_tatianne20@hotmail.com

Rodrigo Barros (Universidade Federal do Rio Grande do Norte) E-mail: rodrigobarros@ect.ufrn.br
José Neres da Silva Filho (Universidade Federal do Rio Grande do Norte) E-mail: jneres@ect.ufrn.br

Resumo: Este trabalho objetiva avaliar a influência da altura do edifício no valor do coeficiente γ_z utilizando a inércia equivalente de Branson para considerar a não-linearidade física das vigas de forma aproximada, como alternativa a obtenção deste parâmetro considerando a rigidez dos elementos estruturais conforme recomenda a ABNT NBR 6118:2014. Para isso, foi adotado como objeto de análise um pórtico plano de um edifício residencial de concreto armado, o qual foi analisado para nove diferentes alturas e quatro classes de resistência do concreto, mantendo-se o mesmo pavimento tipo. A análise dos pórticos foi realizada com o *software* Ftool, considerando-se a inércia dos elementos estruturais reduzidas segundo a referida norma em uma análise e em outra foi adotado para as vigas a inércia equivalente de Branson. A partir dos resultados do γ_z de cada pórtico obtidos pelas duas análises, verificou-se que os coeficientes de redução adotados pela norma tendem a superestimar os valores do γ_z dos pórticos mais baixos e subestimá-los nos pórticos mais altos, em relação às análises realizadas considerando inércia equivalente de Branson..

Palavras-chave: Estabilidade global. Coeficiente γ_z . Não-linearidade física. Inércia de Branson.

ANALYSIS OF BUILDING HEIGHT INFLUENCE ON THE PARAMETER γ_z VALUE USING THE BRANSON'S EQUIVALENT INERTIA

Abstract: This paper aims to evaluate the influence of building height on the value of the coefficient γ_z using the Branson's equivalent inertia to consider physical nonlinearity of the beams in estimated way, as an alternative the obtaining of this parameter considering the stiffness of the structural elements as recommends the Brazilian Standard code ABNT NBR 6118:2014. For this purpose, was adopted as the object of analysis a flat frame of a reinforced concrete residential building, which was analyzed for nine different heights and four characteristic strength of concrete keeping the same floor type. The analysis of the frames was held with the Ftool software, considering the reduced inertia of the structural elements according to the referenced standard code in an analysis and in another was adopted for the beams the Branson's equivalent inertia. From the results of the γ_z of each frame obtained by two analyses, it was found that the reduction coefficients adopted by the standard code, tends to overestimate the values of the γ_z of porticos and underestimate them in highest frames, compared the analysis considering the Branson's equivalent inertia.

Keywords: Global stability. Coefficient γ_z . Physical nonlinearity. Branson's inertia.

1. INTRODUÇÃO

A principal consequência da não linearidade física (NLF) do concreto armado é a perda de rigidez dos elementos estruturais devido à fissuração. Daí a sua consideração na análise da estrutura de um edifício de concreto armado ser indispensável para garantir que não ocorrerá o seu colapso por conta de grandes deslocamentos laterais, tendo em vista que a magnitude dos mesmos é afetada diretamente pela rigidez efetiva dos elementos que constituem a estrutura. Pinto (1997) e Oliveira (2007) estudaram processos aproximados para a consideração da NLF em estruturas de Concreto Armado. Por outro lado, a determinação da rigidez efetiva só é possível através de uma análise estrutural sofisticada e de grande esforço computacional.

Geralmente, os softwares de projeto de edifícios de concreto armado fazem uma análise linear do material, considerando um valor constante de rigidez, e empregam um fator redutor que tem a função de estimar de forma aproximada os efeitos da NLF, conforme recomenda a ABNT NBR 6118:2014, para avaliação dos efeitos globais de 2ª ordem, que tem apresentado bons resultados, porém ainda carecem de melhores respostas em função da altura do edifício.

Desta forma, o objetivo deste trabalho é avaliar a influência da altura do edifício no valor do coeficiente γ_z proposto por Franco & Vasconcelos (1991), utilizando a inércia equivalente de Branson para considerar a não-linearidade física das vigas de forma aproximada. Assim, o objeto de estudo é um pórtico plano de um edifício residencial de concreto armado, o qual foi analisado para 9 alturas, utilizando-se o mesmo pavimento tipo.

2. MATERIAIS E MÉTODOS

Apresenta-se nesse item o objeto de estudo, os materiais e o método utilizado nas análises realizadas. Na Figura 1 tem-se a planta de forma de um edifício residencial, com a distância entre pisos de 3,0 m, sendo o pórtico plano objeto de análise no presente trabalho constituído pelos pilares P13, P8 e P3. Utilizando-se o mesmo pavimento tipo, o pórtico foi analisado para nove diferentes alturas: 12 m, 18 m, 24 m, 30 m, 36 m, 42 m, 48 m, 54 m e 60 m.

A estrutura do edifício analisado está submetida a ações verticais (V) e horizontais (H). As ações verticais são compostas pelas cargas permanentes (G) e pela carga acidental ou sobrecarga (Q). As cargas permanentes consideradas foram o peso próprio da estrutura, as cargas de alvenaria e o revestimento das lajes. As ações horizontais são constituídas pelas forças equivalentes à ação do vento, na direção paralela ao eixo x, conforme indicação na Figura 1.

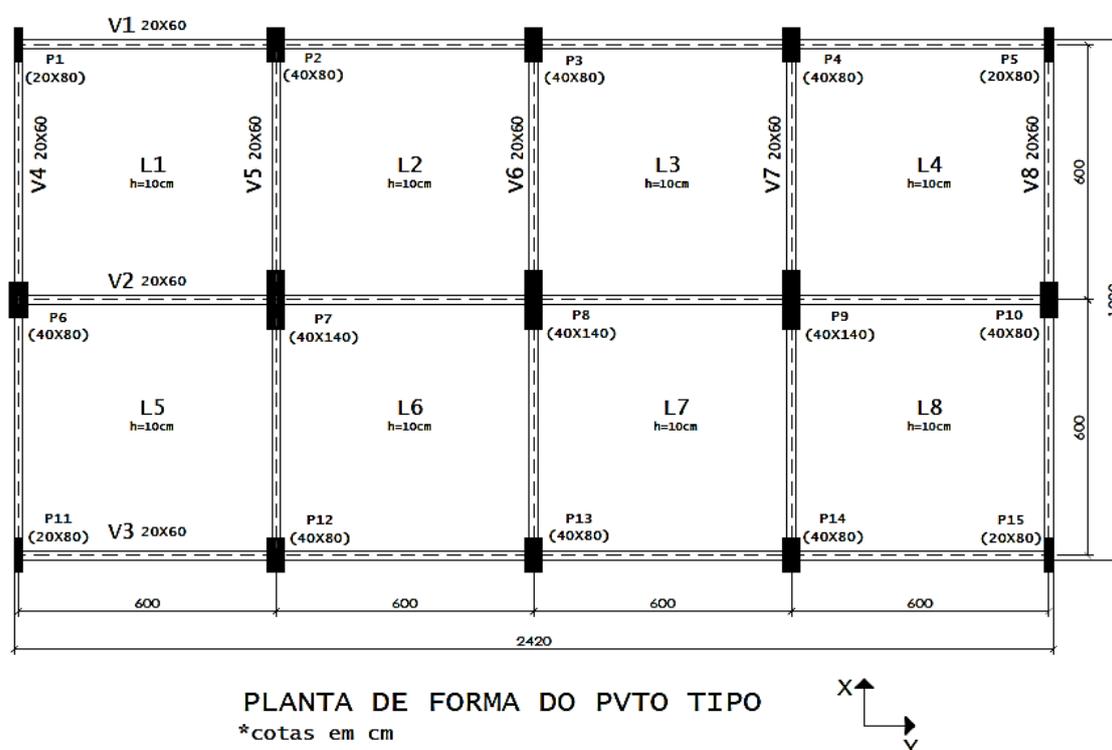


Figura 1 – Planta de forma do edifício (Adaptado de Oliveira (2007))

Para a obtenção dos valores de cálculo das ações, foi considerada a combinação última normal, conforme o disposto na ABNT NBR 6118:2014, sendo:

– vento considerado como ação variável principal (Combinação 1):

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot (H_x + 0,5 \cdot Q) = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot H_x + 0,7 \cdot Q \quad (1)$$

– sobrecarga considerada como ação variável principal (Combinação 2):

$$F_d = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot (Q + 0,6 \cdot H_x) = 1,4 \cdot G + 1,4 \cdot Q + 0,84 \cdot H_x \quad (2)$$

2.1 Ações Verticais

Na Tabela 1, encontram-se os valores das ações verticais características e de cálculo para as combinações 1 e 2. A força concentrada atuante nos pilares P13, P8 e P3 inclui o seu peso próprio e as reações das vigas, determinadas pelo modelo de vigas contínuas. O carregamento uniformemente distribuído atuante na viga V6 leva em consideração o seu peso próprio e as reações das lajes, calculadas através das tabelas elaboradas por Pinheiro (1993).

Tabela 1 – Valores característicos e de cálculo das ações verticais.

	Peso próprio	Reações das vigas		Total	
	G	G	Q	Comb. 1	Comb. 2
P3 e P13 (kN)	24,00	39,50	24,76	106,23	123,56
P8 (kN)	42,00	83,43	40,23	203,76	231,92
V6 (kN/m)	3,00	15,46	5,45	29,66	33,48

2.2 Ações Horizontais

A ação do vento foi obtida de acordo com a ABNT NBR 6123:1988. Para a determinação da componente da força global na direção do vento, a força de arrasto, foram feitas as seguintes considerações:

- Velocidade básica do vento, V_0 , igual a 30 m/s ;
- Fator topográfico, S_1 , igual a 1,0, considerando-se um terreno plano ou fracamente acidentado;
- Fator estatístico, S_3 , igual a 1,0, já que o edifício analisado se trata de uma edificação residencial.
- Fator S_2 , que leva em consideração a rugosidade do terreno, as dimensões da edificação e a altura, foi obtido pela equação 3.:

$$S_2 = b \cdot Fr \cdot (z/10)^p \quad (3)$$

Sendo b , Fr e p parâmetros meteorológicos, definidos a partir da categoria do terreno e da classe da edificação, e z é a altura acima do nível do terreno. Considerando-se a Categoria IV, os parâmetros foram definidos para cada edifício analisado de acordo com as dimensões da sua superfície frontal, sendo $L_1 = 24,20 \text{ m}$ (dimensão horizontal) e a altura h (dimensão vertical), variável.

– Os coeficientes de arrasto foram obtidos, para cada edifício, de acordo com as suas dimensões em planta ($L_1 = 24,20\text{ m}$ e $L_2 = 12,20\text{ m}$) e a sua altura (h), considerando o vento de baixa turbulência.

Definida a velocidade básica do vento, os fatores de ajuste e os coeficientes de arrasto, foram obtidas as forças de arrasto atuantes em cada pavimento do edifício, a partir da determinação da velocidade característica V_k e da pressão dinâmica do vento q , através das equações 4 e 5, com V_k em m/s e q em N/m².

:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \tag{4}$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \tag{5}$$

Para a obtenção da parcela da ação do vento atuante no pórtico analisado neste trabalho, foi determinada a rigidez dos pórticos constituintes da estrutura e, a partir disso, a força de arrasto atuante em cada pavimento foi distribuída entre os pórticos proporcionalmente à sua rigidez. Para isso, foi considerado que a laje exerce a função de diafragma rígido, promovendo a compatibilização dos deslocamentos dos pontos em seu nível. As rigidezes dos pórticos foram determinadas através do programa Ftool, obtendo-se o deslocamento horizontal no topo do pórtico (Δ_{topo}), devido à ação total do vento (F_{vento})

Nas Tabelas 2 e 3, encontram-se as forças resultantes de cálculo, em kN, para a Combinação 1 e 2, respectivamente, atuantes em cada pavimento do pórtico.

Tabela 2 – Forças horizontais de cálculo, de acordo com a Combinação 1.

h (m)	Quantidade de pavimentos								
	4	6	8	10	12	14	16	18	20
3,00	10,64	10,93	11,18	11,34	11,60	11,78	12,11	10,93	11,15
6,00	9,02	9,27	9,48	9,61	9,83	9,99	10,27	9,44	9,63
9,00	10,02	10,29	10,52	10,68	10,92	11,09	11,40	10,57	10,79
12,00	5,22	11,07	11,32	11,49	11,75	11,93	12,27	11,44	11,67
15,00	-	11,71	11,98	12,15	12,43	12,62	12,98	12,16	12,40
18,00	-	6,00	12,54	12,72	13,01	13,21	13,59	12,78	13,03
21,00	-	-	13,03	13,22	13,52	13,73	14,12	13,32	13,59
24,00	-	-	6,63	13,67	13,98	14,20	14,61	13,81	14,09
27,00	-	-	-	14,08	14,40	14,63	15,04	14,26	14,55
30,00	-	-	-	7,14	14,79	15,02	15,45	14,67	14,97
33,00	-	-	-	-	15,15	15,38	15,82	15,05	15,36
36,00	-	-	-	-	7,66	15,72	16,17	15,41	15,72
39,00	-	-	-	-	-	16,04	16,49	15,75	16,07
42,00	-	-	-	-	-	8,10	16,80	16,07	16,39
45,00	-	-	-	-	-	-	17,10	16,37	16,70
48,00	-	-	-	-	-	-	8,62	16,66	17,00
51,00	-	-	-	-	-	-	-	16,93	17,28
54,00	-	-	-	-	-	-	-	8,53	17,55
57,00	-	-	-	-	-	-	-	-	17,80
60,00	-	-	-	-	-	-	-	-	8,96

Tabela 3 – Forças horizontais de cálculo, de acordo com a Combinação 2.

h (m)	Quantidade de pavimentos								
	4	6	8	10	12	14	16	18	20
3,00	6,39	6,56	6,71	6,80	6,96	7,07	7,27	6,56	6,69
6,00	5,41	5,56	5,69	5,77	5,90	5,99	6,16	5,67	5,78
9,00	6,01	6,17	6,31	6,41	6,55	6,65	6,84	6,34	6,47
12,00	3,13	6,64	6,79	6,89	7,05	7,16	7,36	6,86	7,00
15,00	-	7,03	7,19	7,29	7,46	7,57	7,79	7,29	7,44
18,00	-	3,60	7,52	7,63	7,81	7,93	8,15	7,67	7,82
21,00	-	-	7,82	7,93	8,11	8,24	8,47	7,99	8,15
24,00	-	-	3,98	8,20	8,39	8,52	8,76	8,29	8,45
27,00	-	-	-	8,45	8,64	8,78	9,03	8,56	8,73
30,00	-	-	-	4,28	8,87	9,01	9,27	8,80	8,98
33,00	-	-	-	-	9,09	9,23	9,49	9,03	9,22
36,00	-	-	-	-	4,60	9,43	9,70	9,25	9,43
39,00	-	-	-	-	-	9,62	9,90	9,45	9,64
42,00	-	-	-	-	-	4,86	10,08	9,64	9,84
45,00	-	-	-	-	-	-	10,26	9,82	10,02
48,00	-	-	-	-	-	-	5,17	9,99	10,20
51,00	-	-	-	-	-	-	-	10,16	10,37
54,00	-	-	-	-	-	-	-	5,12	10,53
57,00	-	-	-	-	-	-	-	-	10,68
60,00	-	-	-	-	-	-	-	-	5,38

2.3 Ações Horizontais

Com o objetivo de calcular o coeficiente de acordo com as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, foram determinadas as rigidezes reduzidas das vigas e dos pilares a partir de suas propriedades geométricas e do módulo de elasticidade do concreto, sendo C30, C45, C60 e C80 as classes de concreto adotadas neste trabalho. A partir disso, o pórtico P13-P8-P3 foi modelado no software Ftool com as inércias dos elementos reduzidas e para cada classe de concreto considerada e foram obtidos os deslocamentos horizontais da estrutura. Em seguida, com as ações verticais e horizontais e os deslocamentos determinados, foi calculado o coeficiente dos nove pórticos analisados, para cada resistência de concreto considerada.

A outra análise do trabalho foi alcançada seguindo as mesmas etapas descritas no parágrafo anterior, sendo a rigidez efetiva das vigas agora determinadas utilizando a inércia equivalente de Branson. É importante mencionar que apesar desta inércia representar um valor médio entre a inércia da seção no estádio I e a inércia da seção no Estádio II, neste trabalho a sua aplicação será realizada em uma análise no Estado-Limite Último.

Para o cálculo desta inércia foi realizado o dimensionamento das vigas a partir da envoltória de esforços, obtida por meio das combinações de ações possíveis. Diferentemente da forma como o pórtico P13-P8-P3 foi modelado no Ftool na análise de acordo com a norma, adotando a mesma inércia em todos os vãos da viga, nesta o mesmo foi modelado considerando a inércia equivalente de Branson obtida para os vãos da viga de cada pavimento.

3. RIGIDEZ E DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A rigidez dos elementos estruturais foi obtida de duas maneiras diferentes: segundo as recomendações da ABNT NBR 6118:2014, e de acordo com a consideração da inércia equivalente de Branson, conforme apresentado a seguir.

3.1 Análise de acordo com a ABNT NBR 6118:2014

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda adotar os seguintes valores de rigidez para considerar o efeito da não linearidade física do concreto de forma aproximada na análise para avaliação da estabilidade global do edifício:

- vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
- pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

Na Tabela 4, encontram-se as propriedades geométricas dos elementos estruturais que compõem o pórtico P3-P8-P13 e suas respectivas inércias reduzidas, de acordo com a referida norma. Quanto ao módulo de elasticidade tangente, para cada classe de concreto considerada, foi definido o seu valor de acordo com a ABNT NBR 6118:2014.

Tabela 4 – Propriedades geométricas dos elementos estruturais que compõem o pórtico P3-P8-P13.

Elemento	b (cm)	H (cm)	Ic (cm ⁴)	0,4Ic (cm ⁴)	0,8Ic (cm ⁴)
Pilar P3	40	80	1.706.667	-	1.365.333
Pilar P8	40	140	9.146.667	-	7.317.333
Pilar P13	40	80	1.706.667	-	1.365.333
Viga V6	20	60	360.000	144.000	-

3.2 Análise de acordo com a Inércia equivalente de Branson

Nesta análise foram adotados os seguintes valores para a inércia efetiva dos elementos estruturais:

- pilares: $I_{e,pil} = 0,8 \cdot I_c$
- vigas: $I_{e,vig} = I_{e,pond}$, sendo $I_{e,pond}$ determinado de acordo com a equação 6.

$$I_{e,pond} = \frac{I_{e,1} \cdot a_1 + I_{e,2} \cdot a_2 + I_{e,3} \cdot a_3}{l} \quad (6)$$

Sendo:

- $I_{e,pond}$ a inércia efetiva ou inércia equivalente ponderada;
- $I_{e,1}, I_{e,2}$ e $I_{e,3}$ as inércias efetiva ou equivalente dos trechos 1, 2 e 3, sendo a inércia de cada trecho calculada pela equação 7, usando para M_a os valores M_1, M_2 e M_3 , respectivamente, conforme a Figura 2;
- a_1, a_2 e a_3 os comprimentos dos trechos 1, 2 e 3, respectivamente; e
- l o comprimento do vão da viga;

$$I_e = \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^m \cdot I_c + \left[1 - \left(\frac{M_r}{M_a} \right)^m \right] \cdot I_{II} \leq I_c \quad (7)$$

Em que:

- I_e é o momento de inércia efetivo;
- M_r é o momento de fissuração;
- M_a é o momento fletor máximo atuante no vão;
- I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto;
- I_{II} é o momento de inércia da seção de concreto fissurada, no Estádio II; e
- m é a potência que define se o momento de inércia está sendo calculado para seções individuais ou para todo um vão, sendo igual a 4 para seções individuais e igual a 3 para um valor médio correspondente a todas as seções.

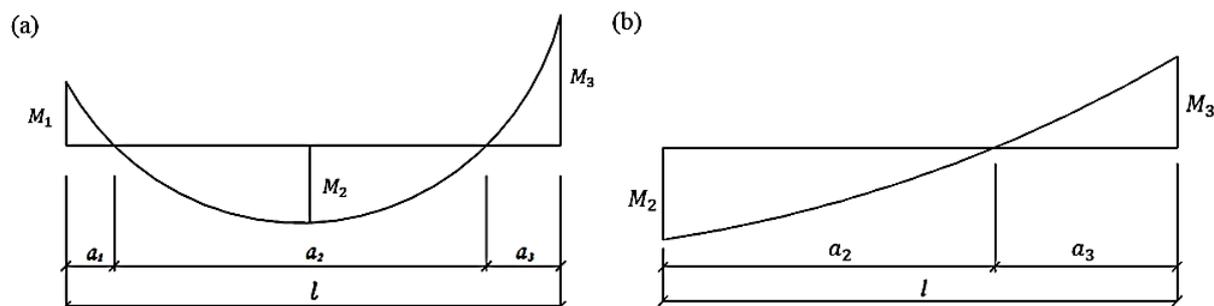


Figura 2 – Momentos fletores máximos de cada trecho, atuantes nas seções 1, 2 e 3. (a) vão de viga contínua com três trechos e (b) com dois trechos

3.3 Dimensionamento das vigas

A partir da envoltória dos esforços obtida, por meio de uma análise elástica linear do pórtico para cada combinação de carregamento, foram determinadas as armaduras da viga V6 de cada pavimento, para os nove pórticos em estudo. A viga foi dimensionada à flexão simples, utilizando-se aço CA-50, sendo as áreas de aço calculadas para todas as classes de concreto utilizadas neste trabalho, C30, C45, C60 e C80, apesar do valor ser praticamente o mesmo.

A Figura 3 mostra o esquema adotado para realização do dimensionamento da viga V6. Pode-se observar que foram definidas três seções para o cálculo da área de aço, sendo as seções 1 e 3 as em que atuam os momentos fletores máximos negativos das extremidades do vão, e a seção 2 em que atua o momento fletor máximo positivo, na região central do vão.

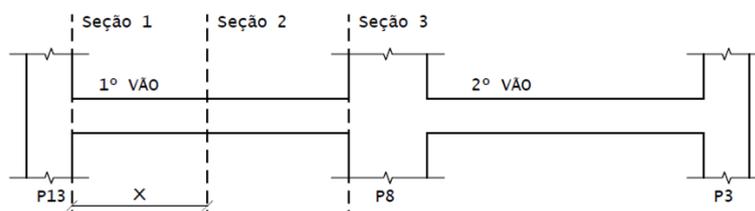


Figura 3 - Definição das seções transversais para o dimensionamento da viga V6

3.4 Inércias equivalentes das vigas

Inicialmente foram determinadas as inércias das seções 1, 2 e 3 no Estádio II. Em seguida, para o cálculo da inércia equivalente foram obtidos os momentos fletores negativos e positivos máximos no 1º e 2º vãos da viga e os respectivos comprimentos dos trechos (a_1 , a_2 e a_3), delimitados pelas extremidades do vão e pelos pontos de momentos nulos, para todos os pórticos em estudo. Vale ressaltar que esses valores foram determinados através de análise linear elástica do pórtico, considerando-se a combinação de ações em que o vento é a ação

variável principal, isto é, a da combinação 1. Por fim, foi calculada a inércia efetiva de cada trecho dos vãos da viga por meio da equação. 7 apresentada anteriormente.

É importante mencionar que o momento de fissuração, tanto para verificação da formação de fissuras como para o cálculo da inércia equivalente, foi obtido utilizando para a resistência à tração direta do concreto o valor da resistência característica à tração com seu valor inferior ($f_{ct,inf}$) tendo em vista que, caso fosse adotado o valor da resistência média a tração ($f_{ct,m}$), a inércia de algumas seções que estariam fissuradas para a condição de momento solicitante maior que o momento de fissuração calculado com o $f_{ct,inf}$, poderiam resultar na própria inércia da seção bruta. Isso ocorre quando o momento solicitante é inferior ao momento de fissuração calculado com o $f_{ct,m}$. Neste caso, pela formulação de Branson, a seção terminaria sendo considerada como não fissurada.

Vale ressaltar também que a referida norma recomenda a utilização do $f_{ct,m}$ para o cálculo da inércia equivalente utilizada na verificação do estado limite de deformação excessiva. Todavia, neste trabalho optou-se por utilizar o valor de $f_{ct,inf}$, no cálculo da inércia equivalente de Branson, a fim de se obter menores valores para a Inércia e, conseqüentemente, uma maior deslocabilidade do edifício, já que o intuito é de comparar a simplificação da norma para consideração da não linearidade física dos elementos estruturais com a situação crítica em serviço.

3.5 Cálculo do coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi calculado segundo a equação. 8, a partir da análise linear dos pórticos em estudo, obtendo-se os deslocamentos horizontais da estrutura, para as ações verticais agindo simultaneamente com as ações horizontais, utilizando-se a combinação de ações que considera o vento como ação variável principal (Combinação 1), sendo os coeficientes de ponderação das ações permanente, acidental e horizontal os valores iguais a 1,4, 0,7 e 1,4, respectivamente.

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

Sendo:

$M_{1,tot,d}$ o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura; e

$\Delta M_{tot,d}$ a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem.

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

Para cada pórtico analisado foram realizadas duas análises, sob a perspectiva da consideração da rigidez efetiva dos elementos estruturais, uma considerando a não-linearidade física de forma simplificada, como estabelece a ABNT NBR 6118:2014, e a outra utilizando-se para as vigas a inércia equivalente de Branson. Além disso, para um mesmo pórtico, as duas análises foram repetidas para as classes de concreto C30, C45, 60 e 80.

Os resultados destas análises estão apresentados nos Gráficos 1, 2, 3 e 4, por meio dos quais se procurou avaliar se os valores do γ_z obtidos na análise considerando $I_{pilar}=0,8I_c$ e

$I_{viga}=I_{e,pond}$, segundo Branson, alteraria a classificação da estrutura, em estrutura de nós fixos ou de nós móveis, em relação a classificação da mesma quando considerado a fissuração das vigas, reduzindo-se a sua inércia pelo fator 0,4, de acordo com a ABNT NBR 6118:2014. Buscou-se, com isso, verificar se em algum pórtico, de uma determinada altura, a norma recomendaria a não consideração dos efeitos de 2ª ordem, enquanto, pela análise utilizando a inércia equivalente de Branson, o mesmo pórtico fosse classificado como estrutura de nós móveis, necessitando assim dos efeitos de 2ª ordem.

Pode-se observar no Gráfico da figura 4 que, em todos os pórticos estudados, ambas as análises levaram a mesma classificação da estrutura, sendo os pórticos com 4, 6, 8, 10, 12 e 14 pavimentos classificados como de nós fixos, já que todos os valores de γ_z resultaram inferiores a 1,1, e os pórticos com 16, 18 e 20 pavimentos classificados como de nós móveis, devendo-se considerar os efeitos de 2ª ordem global na estrutura. Nota-se também que os coeficientes γ_z destes pórticos, obtidos pelas duas análises em questão, são inferiores ao limite estabelecido pela norma para considerar os efeitos globais de segunda ordem de forma aproximada.

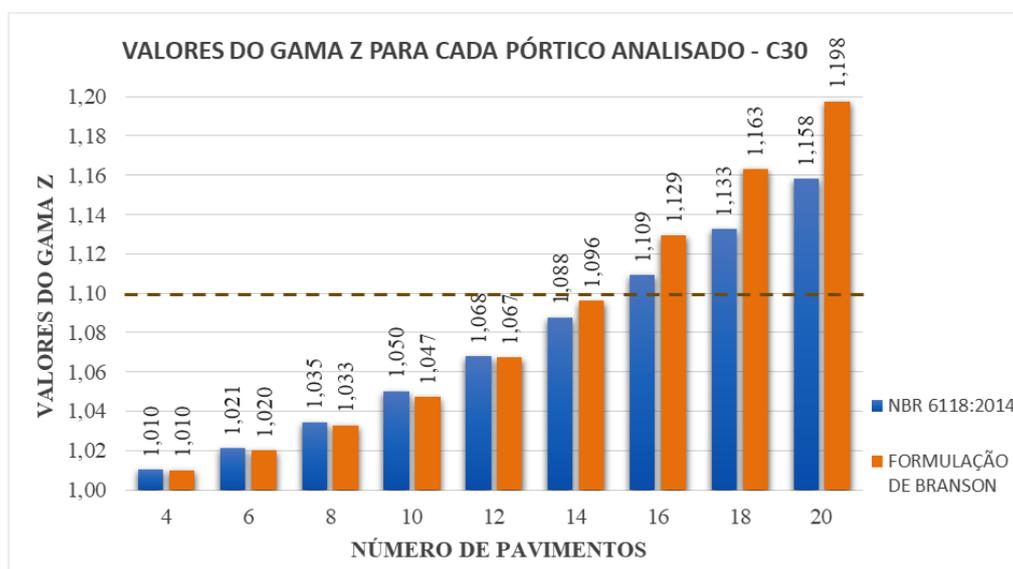


Figura 4 - Valores do γ_z obtidos adotando-se concreto C30

Dessa forma, do ponto de vista da classificação da estrutura, quanto a sua deslocabilidade, bem como da forma de consideração dos efeitos de segunda ordem, a consideração da não linearidade física das vigas de forma aproximada, conforme recomenda a norma, conduz aos mesmos resultados considerando-a através da inércia equivalente de Branson. Em outras palavras, pode-se afirmar que a altura do edifício, levada em consideração através da formulação de Branson, não influenciou na classificação da deslocabilidade do pórtico analisado neste trabalho, e nem na forma de consideração dos efeitos de 2ª ordem globais.

Ainda observando o Gráfico da figura 4, nota-se que nos pórticos com 4, 6, 8, 10 e 12 pavimentos os valores do γ_z obtidos à luz da norma, resultaram maiores do que os valores obtidos utilizando $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=I_{e,pond}$, segundo Branson. Neste caso, pode-se constatar que, com base nas análises realizadas neste trabalho, a norma pode estar superestimando os efeitos de 2ª ordem nos pórticos mais baixos, estando assim a favor da segurança. Porém, como estes pórticos são classificados como estruturas de nós fixos pelas duas análises, a

diferença apresentada entre os valores do γ_z em cada pórtico em nada afetaria os esforços de primeira ordem atuantes no mesmo.

Além disso, observa-se que, a partir de 14 pavimentos, todos os pórticos apresentaram valores de γ_z calculados de acordo com a norma, inferiores aos valores obtidos com $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=I_{e,pond}$ segundo Branson, podendo a norma estar contra a segurança nas análises dos pórticos com 14, 16, 18 e 20 pavimentos. Porém, como o pórtico de 14 pavimentos ainda pode ser classificado como de nós fixos, conforme mencionado, a diferença apresentada entre os resultados não afeta nos valores dos esforços na estrutura. Por outro lado, nos pórticos com 16, 18 e 20 pavimentos esta diferença pode de fato afetar a segurança da estrutura, pois como os mesmos são classificados como de nós móveis, os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados, podendo ser obtidos a partir da majoração dos esforços horizontais por $0,95\gamma_z$, de acordo com a referida norma.

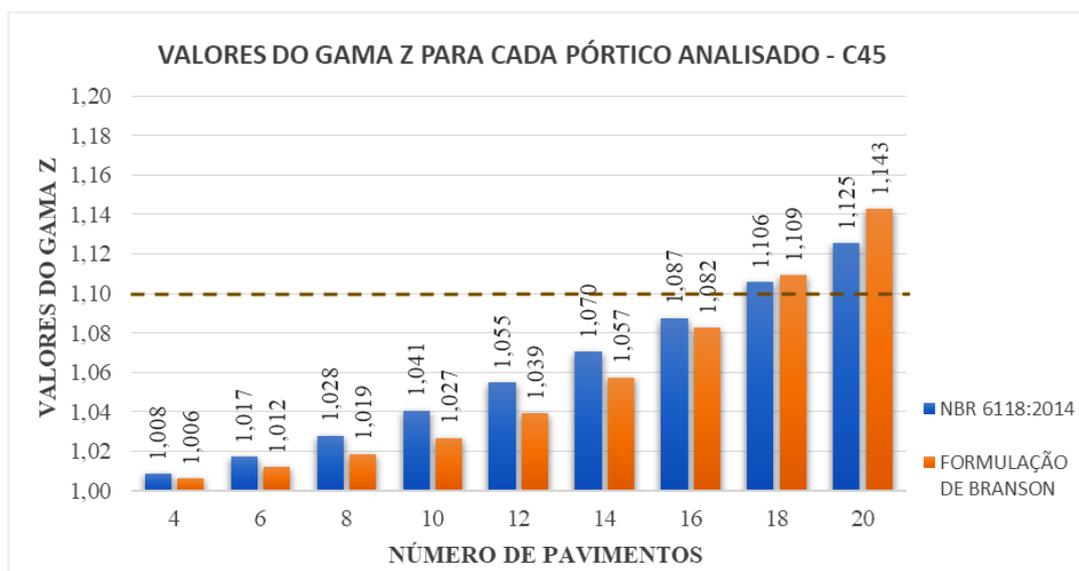


Figura 5 - Valores do γ_z obtidos adotando-se concreto C45

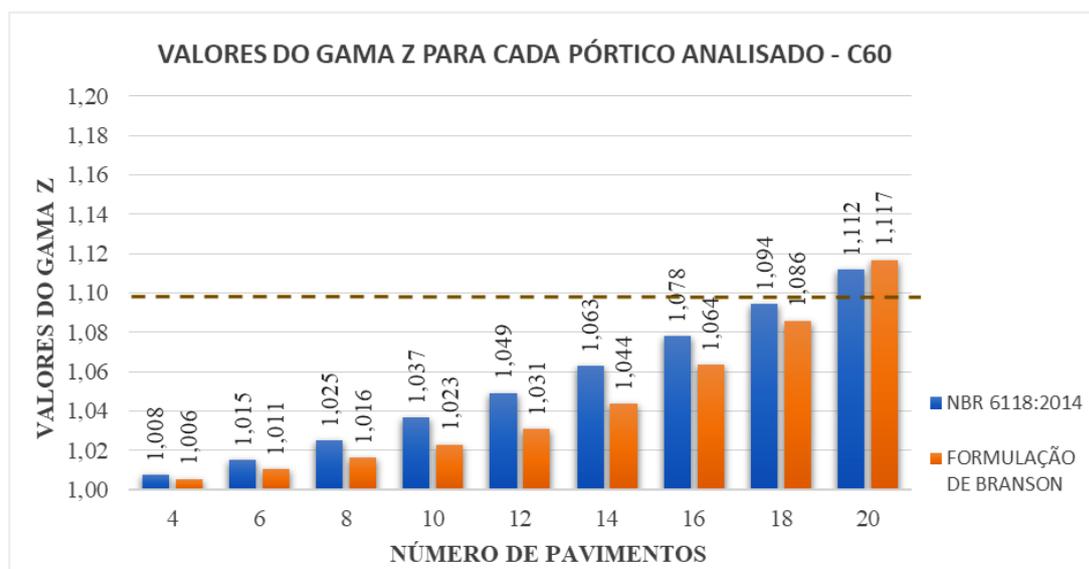


Figura 6 - Valores do γ_z obtidos adotando-se concreto C60

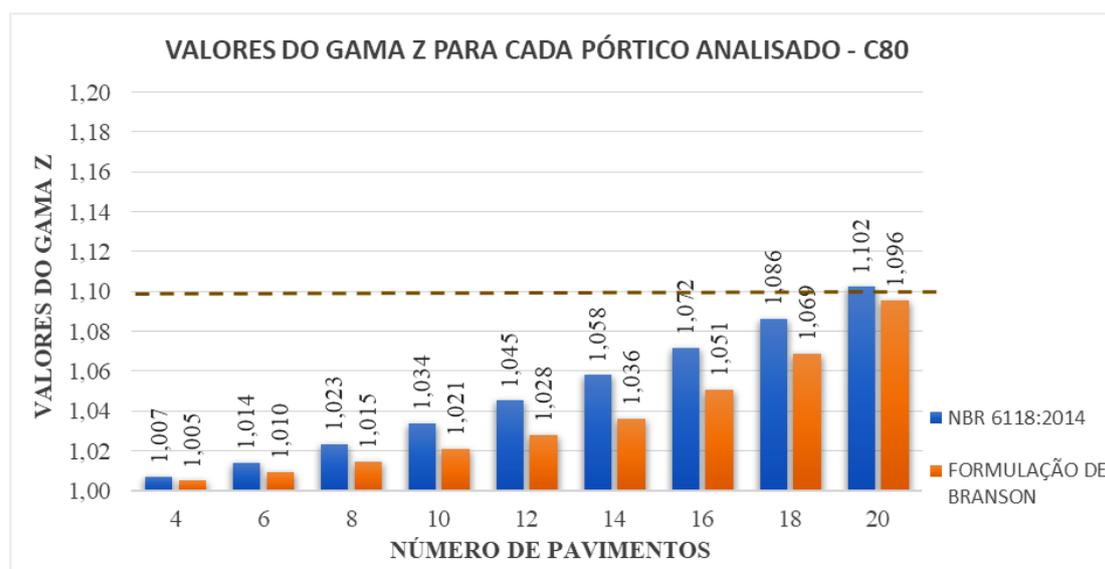


Figura 7 - Valores do γ_z obtidos adotando-se concreto C80

De modo geral, observando-se os Gráficos das Figuras 5, 6 e 7, pode-se notar que, ao aumentar a resistência do concreto, os valores do coeficiente γ_z obtidos pelas duas análises em cada pórtico diminuí, como já era de se esperar. Entretanto, a diminuição destes valores obtidos à luz da norma, $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=0,4I_c$, e considerando $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=I_{e,pond}$, segundo Branson, não se deu na mesma proporção, de modo que, nas análises realizadas com concreto C45, apenas nos pórticos com 18 e 20 pavimentos o coeficiente γ_z calculado por esta análise resultou maior que o da norma, com C60, somente o pórtico com 20 pavimentos e com C80 todos os valores de γ_z obtidos de acordo com a norma resultaram maiores.

Além disso, os valores de γ_z obtidos pelas duas análises para concreto C45, C60 e C80, levaram a mesma classificação dos pórticos, sendo que para C45 apenas os pórticos com 18 e 20 pavimentos são classificados como de nós móveis, para C60, somente o pórtico com 20 pavimentos e para C80, todos os pórticos são classificados como de nós fixos.

Feitas essas considerações acerca dos valores do coeficiente γ_z obtidos de acordo com a norma, $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=0,4I_c$, e considerando $I_{pilar}=0,8I_c$ e $I_{viga}=I_{e,pond}$ segundo Branson, sabendo-se que este coeficiente representa os acréscimos sofridos pelos esforços de primeira ordem quando considerados os efeitos de segunda ordem, está representado no Gráfico da figura 8 o quanto este acréscimo aumentou ou reduziu quando se considerou a inércia das vigas pela formulação de Branson, em relação às recomendações normativas.

Pode-se observar que houve tanto aumento como redução dos acréscimos sofridos pelos esforços de 1ª ordem, quando considerada a fissuração das vigas por meio da inércia equivalente de Branson ($I_{viga}=I_{e,pond}$) em relação ao que a norma recomenda ($I_{viga}=0,4I_c$), sendo estes valores percentuais diferentes para cada altura do edifício considerada, bem como para cada classe de concreto adotada nas análises.

Observando-se no gráfico da Figura 8 os valores percentuais para a classe C30, nota-se que os acréscimos sofridos pelos esforços de 1ª ordem no pórtico com 20 pavimentos chegam a ser 25% maiores do que aqueles obtidos considerando $I_{viga}=0,4I_c$, sendo este aumento de 23%, 18% e 9% nos pórticos com 18, 16 e 14 pavimentos, respectivamente.

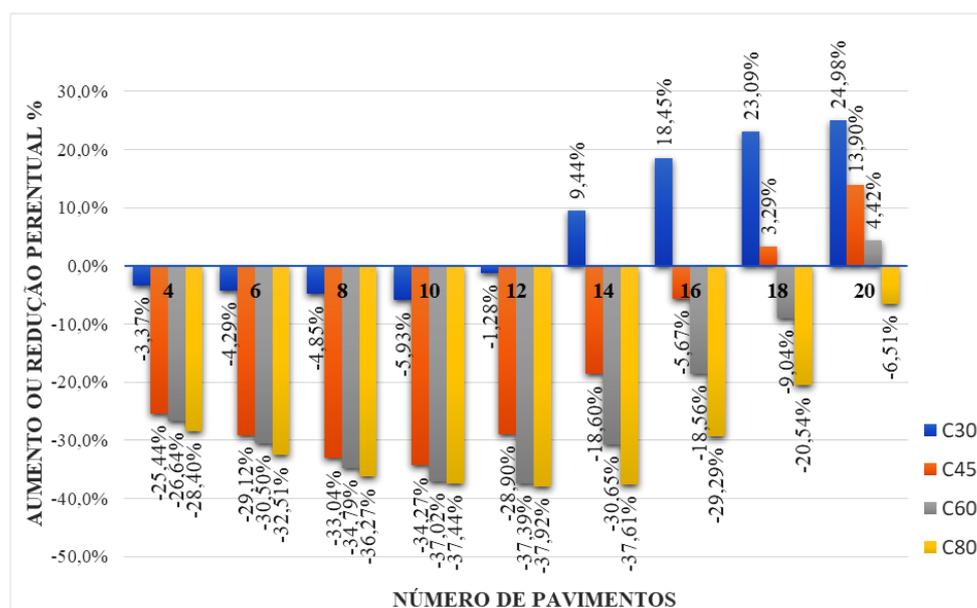


Figura 8 - Diferença % dos acréscimos sofridos pelos esforços de 1ª ordem

Estes aumentos percentuais mostram que, nos pórticos mais altos, a norma pode estar sendo contra a segurança ao considerar o fator redutor da inércia das vigas igual a 0,4, independentemente da altura da edificação, em relação às análises feitas neste trabalho utilizando a inércia equivalente de Branson, tendo em vista que como os pórticos com 16, 18 e 20 pavimentos foram classificados como de nós móveis nas análises com C30, o valor do coeficiente γ_z será utilizado para considerar os efeitos globais de 2ª ordem na estrutura de forma aproximada, majorando-se os esforços horizontais por $0,95\gamma_z$.

Quanto as demais classes de concreto adotadas, observa-se também que, para a classe C45, houve um aumento dos acréscimos de esforços de 1ª ordem de 14% no pórtico com 20 pavimentos e 3% no pórtico com 18, enquanto para a classe C60, apenas o pórtico com 20 pavimentos sofreu um aumento de 4%. Com base nisso, analisando apenas o pórtico com 20 pavimentos, percebe-se que o aumento dos acréscimos de esforços de 1ª ordem foi diminuindo na medida em que foram sendo utilizados concretos de resistências maiores, sendo esse aumento de 25%, 14% e 4%, para as classes C30, C45 e C60, respectivamente, enquanto a classe C80 apresentou uma diminuição em relação à análise considerando $I_{viga}=0,4.I_c$. Certamente isto se deve à própria formulação da inércia equivalente de Branson, que consiste em uma ponderação das inércias das seções bruta (estádio I) e fissurada (estádio II) de concreto. Quanto maior a relação M_a/M_r , maior é a contribuição da inércia da seção fissurada; caso o momento atuante M_a seja inferior ao momento de fissuração M_r , adota-se para a inércia equivalente de Branson a inércia da seção bruta de concreto, I_c .

Logo, apesar dos esforços atuantes neste pórtico serem os mesmos, independentemente da classe de concreto considerada nas análises, o momento de fissuração torna-se maior à medida em que se aumenta a resistência do concreto. Em consequência disso, menor é a relação M_a/M_r , diminuindo a contribuição da inércia da seção no Estádio II no cálculo da inércia efetiva.

De forma análoga a isso, pode-se explicar por que os acréscimos dos esforços de 1ª ordem obtidos utilizando a formulação de Branson foram bem inferiores em relação aos acréscimos obtidos de acordo com a norma nos edifícios mais baixos. Neste caso, analisando o pórtico para uma mesma classe de concreto, sabe-se que, quanto menor a quantidade de pavimentos, menores são os esforços atuantes no mesmo, consequentemente menor é a

relação M_a/M_r . Além disso, quando se analisa também a resistência do concreto, esta relação diminui ainda mais para os concretos de resistência maiores.

5. CONCLUSÕES

Buscou-se neste trabalho avaliar como a altura do edifício influencia no valor do parâmetro γ_z utilizando $I_{viga}=I_{e,pond}$, segundo Branson, para considerar a não linearidade física das vigas de forma aproximada, como alternativa ao valor sugerido pela norma $I_{viga}=0,4.I_c$.

De modo geral, pode-se concluir que a utilização dos coeficientes de redução adotados pela ABNT NBR 6118:2014, $I_{pilar}=0,8.I_c$ e $I_{viga}=0,4.I_c$, tende a superestimar os valores do coeficiente γ_z dos pórticos mais baixos e subestimá-los nos pórticos mais altos, em relação às análises realizadas considerando $I_{pilar}=0,8.I_c$ e $I_{viga}=I_{e,pond}$, segundo Branson. Apesar disso, verificou-se que nos pórticos em que os valores de γ_z obtidos por esta análise foram menores que o da norma, em nada afetaria os esforços de 1ª ordem devido a esses pórticos serem classificados como estrutura de nós fixos pelas duas análises realizadas.

Quanto aos pórticos em que a inércia equivalente de Branson conduz maiores valores de γ_z , percebeu-se que a rigidez da estrutura, aqui considerada aumentando a classe do concreto, influenciou no resultado destes valores, de forma que, mesmo para alturas maiores, as análises feitas de acordo com a norma, utilizando concreto C80, resultou num maior valor de γ_z em relação às análises realizadas considerando a formulação de Branson.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 6118:2014 – *Projeto de estruturas de concreto-Procedimento*. Rio de Janeiro. 2014, 238 p

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: ABNT NBR 6123:1988 – *Forças devido ao vento em edificações-Procedimento*. Rio de Janeiro. 1988, 66 p

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical Assessment of Second Order Effects in Tall Buildings, in: Colloquium on the CEB-FIP MC90. COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.

MARTHA, L.F. Ftool: Um Programa Gráfico-Interativo para Ensino de comportamento de Estruturas. Versão 4.00.00. Rio de Janeiro, PUC, 2017.

OLIVEIRA, D. M. Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades física e geométrica na análise global das estruturas de concreto armado. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 2007.

PINHEIRO, L. M. Concreto armado: tabelas e ábacos. São Carlos. Departamento de Estruturas. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1993

PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.