

doi <https://doi.org/10.18265/2447-9187a2022id7959>  
ARTIGO ORIGINAL

SUBMETIDO 08/09/2023

APROVADO 10/11/2023

PUBLICADO ON-LINE 19/12/2023

VERSÃO FINAL DIAGRAMADA 14/05/2025

EDITOR ASSOCIADO  
Prof. Dr. Andre Luis Christoforo

# O coeficiente de majoração dos esforços globais finais, $\gamma_z$ : origem, evolução e tendências

**RESUMO:** Atualmente, a Engenharia vem atendendo de forma efetiva às necessidades da sociedade moderna, possibilitando a construção de edifícios cada vez mais altos com estruturas as mais econômicas possíveis. Esses edifícios são geralmente projetados com altura nominal significativa e/ou alta esbelteza geométrica, o que os torna sensíveis aos efeitos das ações horizontais e à geração de efeitos de segunda ordem, que são de magnitude considerável em relação à estabilidade e capacidade de carga da estrutura. Esse cenário destaca a importância do estudo da instabilidade global, que é avaliada por dois parâmetros oficiais: o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ , desenvolvido no Brasil. Este último, referenciado na NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) como Coeficiente Gama Z, é usado para avaliar a significância das forças globais de segunda ordem. A investigação de sua relação conceitual e numérica com o parâmetro  $\alpha$  é o principal objetivo deste estudo. Dessa forma, foi realizada uma revisão detalhada da origem, evolução e tendências desse coeficiente, destacando concordâncias e discrepâncias entre vários autores e diferentes edições da NBR 6118 quanto aos limites e hipóteses simplificadoras consideradas no cálculo. Além disso, foi proposta uma reformulação das equações convencionais que relacionam  $\alpha$  e  $\gamma_z$ , levando em consideração não a redução global de 70% na rigidez, mas sim as reduções mais específicas recomendadas pela norma atual. Essa abordagem visa fornecer uma compreensão mais clara do potencial e das limitações do coeficiente, para torná-lo mais confiável e fácil de calcular.

**Palavras-chave:** análise estrutural; estabilidade de construções; gama z; instabilidade global; parâmetro alfa.

## *The coefficient of magnification of the final global efforts, $\gamma_z$ : origin, evolution, and trends*

**ABSTRACT:** Currently, Engineering has been effectively addressing the needs of modern society, enabling the construction of increasingly taller buildings with structures as economical as possible. These buildings are generally designed with significant nominal height and/or high geometric slenderness, making them

 José Marcílio  
Filgueiras Cruz <sup>[1]</sup>

 Lucas Cavalcanti Cruz <sup>[2]</sup>

 Jean Flávio da Silva Souza <sup>[3]</sup>

 Yussef Harun Tannuss <sup>[4]</sup> ✱

[1] marciliofcruz@hotmail.com  
[4] yussef.h.tannuss@gmail.com  
Universidade Federal da  
Paraíba (UFPB), João Pessoa,  
Paraíba, Brasil

[2] lucasjop@gmail.com  
Instituto Federal da Paraíba (IFPB),  
João Pessoa, Paraíba, Brasil

[3] jeanjp75@gmail.com  
Universidade Estadual da  
Paraíba (UEPB), João Pessoa,  
Paraíba, Brasil

✱ Autor para correspondência.



sensitive to the effects of horizontal actions and the generation of second-order effects, which are of considerable magnitude concerning the stability and load-bearing capacity of structure. This scenario highlights the importance of studying of global instability, which is assessed through two official parameters: the instability parameter  $\alpha$  and the  $\gamma_z$  coefficient, developed in Brazil. The latter, referenced in NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) as the Gamma Z Coefficient, is used to evaluate the significance of global second-order forces. The investigation of its conceptual and numerical relationship with the parameter  $\alpha$  is the main objective of this study. Accordingly, a detailed review of this coefficient's origin, evolution, and trends was conducted, highlighting agreements and discrepancies among various authors and different editions of the NBR 6118 regarding the limits and simplifying assumptions considered in the calculation. Furthermore, a reformulation of the conventional equations that relate  $\alpha$  e  $\gamma_z$  was proposed, taking into account not the global 70% reduction in stiffness, but rather the more specific reductions recommended by the current standard. This approach aims to provide a clearer understanding of the potential and limitations of the coefficient, to make it more reliable and easier to calculate.

**Keywords:** *alpha parameter; buildings stability; gamma z; global instability; structural analysis.*

## 1 Introdução

O tema da instabilidade/estabilidade global dos edifícios tem importância contínua no desenvolvimento de projetos estruturais. Essas edificações desafiam, cada vez mais, os conhecimentos dos engenheiros estruturais, seja pela altura nominal, pelos elevados índices de esbeltez geométrica ou pela baixa rigidez dos seus elementos estruturais (Wissman, 2009), que lhes conferem grande sensibilidade aos efeitos dos deslocamentos horizontais nelas observados. Em decorrência dessa susceptibilidade presente nas estruturas modernas, verifica-se uma crescente preocupação com os problemas provenientes da instabilidade global, seja em relação aos efeitos de torção ou aos de flexão, a serem considerados nas análises lineares ou sob a influência dos denominados efeitos de segunda ordem. Considerável é a quantidade de trabalhos escritos acerca do estudo da estabilidade global de edifícios por meio de coeficientes de cálculo, como os de Franco e Vasconcelos (1991), Carmo (1995), Pinto (1997), Moncayo (2011), entre outros que serão citados neste trabalho. Entretanto, não há propostas recentes de alteração em seus modos de cálculo, limitações absolutas ou interpretações. A metodologia de análise de instabilidade, relacionada ao parâmetro  $\alpha$  e ao coeficiente Gama Z ( $\gamma_z$ ), está incluída na norma vigente NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) e não sofreu grandes alterações desde sua inclusão em edições anteriores.

Nesse sentido, como afirmam Sobrinho Júnior *et al.* (2016, p. 12) sobre a presença dessas metodologias na NBR 6118, “[...] as recomendações sobre o tema materializam um esforço no sentido de dotar os engenheiros projetistas de estruturas de meios para melhor avaliar as condições de indeslocabilidade das estruturas sempre com vistas à obtenção de projetos seguros e econômicos”. Como será abordado ao longo deste trabalho, normas estrangeiras que utilizam interpretações e limitações análogas às brasileiras, como a ACI 318-14 (ACI, 2014) e a ACI 318-19 (ACI, 2019), também não sofreram alterações recentes.

Considerando que os momentos fletores de segunda ordem decorrem da ação do carregamento vertical sobre os braços de alavanca gerados pelos deslocamentos horizontais, a análise da estabilidade global de estruturas visa, de forma imediata, classificar esses deslocamentos como consideráveis ou desprezíveis. Quando os deslocamentos são consideráveis, os efeitos de segunda ordem também o são, e a estrutura é dita de “nós móveis”, caso contrário, ela é considerada indeslocável horizontalmente. A NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) prescreve que, se os efeitos de segunda ordem forem iguais ou inferiores a 10% dos de primeira ordem, eles podem ser desconsiderados, pois o erro cometido dessa forma não compromete a segurança da estrutura em análise.

Como a consideração desses efeitos torna o cálculo mais complexo e, em geral, conduz a estruturas mais caras, o engenheiro de estruturas procura evitá-los recorrendo à aplicação de parâmetros que permitam avaliar a importância dos efeitos de segunda ordem e calculá-los a partir dos efeitos de primeira ordem. Os parâmetros referidos como amplificadores –  $\gamma_z$ , FVA<sub>t</sub> e o fator de amplificação  $f_a(\lambda)$ , entre outros – devem ser fáceis e rápidos de calcular, apesar de sua formulação, em geral, envolver as características físicas e geométricas da estrutura em estudo. Dessa forma, ao verificar a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem em uma estrutura, o engenheiro pode calculá-los ou redefinir o sistema de contraventamento, de modo que esses efeitos possam ser desprezados e a análise linear seja suficiente.

Neste trabalho, realiza-se uma revisão literária acerca da evolução do coeficiente  $\gamma_z$ , com foco na sua metodologia de cálculo, nos valores limites para sua consideração, nos valores limites absolutos, bem como na listagem das situações em que o cálculo de tal coeficiente é mais ou menos adequado. A revisão abrange não apenas trabalhos publicados, mas também normas brasileiras e estrangeiras que tratam do cálculo estrutural de edifícios de concreto armado e sua estabilidade global. Por fim, são apresentadas relações matemáticas sobre o parâmetro  $\alpha$  de instabilidade global e  $\gamma_z$ , por meio da readequação de dados coletados em Carmo (1995) para a norma vigente 6118:2023.

A revisão literária se dá através da investigação acerca do desenvolvimento histórico do coeficiente  $\gamma_z$ , levando em conta sua origem e concepção inicial (no decorrer da seção 2), bem como sua complexificação na literatura científica e normativa (no decorrer da seção 3). A seção 4 discorre, nos subitens 4.1 e 4.2, acerca das condições e limites para a utilização efetiva de tal coeficiente, enquanto nos subitens 4.3, 4.4 e 4.5 se realiza um estudo comparativo com o parâmetro  $\alpha$  de modo a estabelecer relações matemáticas entre os dois, de acordo com a norma vigente ABNT NBR 6118:2023, a partir dos dados estudados por Carmo (1995). Nos subitens 4.6 e 4.7, informações complementares importantes acerca da utilização do coeficiente  $\gamma_z$  são disponibilizadas; o trabalho tem suas considerações finais na seção 5.

## 2 Considerações históricas

Devido à grande quantidade de pilares nas estruturas dos edifícios e, conseqüentemente, aos pequenos vãos das vigas, às pequenas dimensões das bordas das lajes, ao baixo valor do índice de esbeltez geométrico  $\lambda_{geo}$  (relação entre a altura total  $H$  e a menor das dimensões da projeção horizontal da edificação, referida como  $B_y$ ) e à baixa altura total das edificações construídas até algumas décadas passadas, não se observava uma grande preocupação dos engenheiros de estruturas com a estabilidade global das edificações. Essa postura dos engenheiros brasileiros coincide com a ausência de recomendações sobre o problema da estabilidade global nas normas nacionais.

Mais recentemente, o uso de computadores com poder de processamento cada vez maior e programas computacionais eficientes para análise estrutural permitiram que engenheiros projetassem edifícios mais altos, com elevados  $\lambda_{geo}$ . Esse parâmetro, idêntico ao parâmetro  $\beta_{x,y}$  (sendo este último relativo à direção considerada), indica que um edifício possui alta esbelteza quando o valor é superior a 6 (Borges *et al.*, 2009). As estruturas dessas edificações passaram a ser definidas com poucos e espaçados pilares e vigas com grandes vãos, todos com seções transversais reduzidas, o que se tornou possível devido ao aumento da resistência à compressão do concreto, da resistência axial do aço e das novas técnicas construtivas.

A NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) traz recomendações sobre o problema da estabilidade global, bem como sobre a obrigatoriedade de consideração do efeito do vento, conforme o subitem 11.4.1.2, e do desaprumo da estrutura, conforme o subitem 11.3.3.4.1. Na mesma norma, as considerações sobre a utilização do parâmetro de instabilidade global  $\alpha$  estão no subitem 15.5.2, enquanto as relativas ao coeficiente  $\gamma_z$ , no subitem 15.5.3, sendo ambos recomendados para o estudo da estabilidade global. Nesse contexto, é oportuno citar a explicação:

O parâmetro  $\gamma_z$ , assim como o parâmetro de instabilidade global  $\alpha$ , possibilita ao calculista avaliar a necessidade de se considerar os efeitos de 2ª ordem na análise global das estruturas. Além disso, ele quantifica a correção a ser feita, quando necessário, em cada um dos esforços calculados na análise de 1ª ordem, de modo que a Não-Linearidade Física (NLF) e a Não-Linearidade Geométrica (NLG) no comportamento estrutural e os efeitos delas decorrentes sejam razoavelmente computados (Cruz; Ferreira; Lucena, 2019, p. 134).

A terminologia “análise de primeira ordem” refere-se aos cálculos dos esforços e deformações relativos a uma configuração estrutural apenas a partir da relação desta com seus carregamentos impostos, sob a ótica da teoria da elasticidade. Em uma análise de primeira ordem, não são considerados os momentos fletores decorrentes dos braços de alavanca gerados pelas deformações da estrutura, apenas aqueles relativos ao equilíbrio de forças entre a estrutura e seus carregamentos. O coeficiente  $\gamma_z$  foi introduzido em 1991 por Franco e Vasconcelos e representa, por definição, a relação entre dois momentos, conforme a Equação 1, obtidos para uma mesma seção. O numerador é calculado considerando a análise não linear, enquanto o denominador é determinado por meio de análise linear, sendo o resultado, por isso, denominado coeficiente  $\gamma_z$ .

$$\gamma_z = \frac{M_{Tot,d}}{M_{1^{\circ},d}} \quad (1)$$

em que:  $M_{Tot,d} = M_{1^{\circ},d} + M_{2^{\circ},d}$  é o momento total após os efeitos de segunda ordem, e  $M_{1^{\circ},d}$  é o momento de primeira ordem. Desse modo:

$$\gamma_z = \frac{M_{1^{\circ},d} + M_{2^{\circ},d}}{M_{1^{\circ},d}} = 1 + \frac{M_{2^{\circ},d}}{M_{1^{\circ},d}} \quad (2)$$

em que:  $M_{2^{\circ},d} = \Delta M_{1^{\circ},d}$  corresponde à parcela acrescida ao momento de primeira ordem, cujo valor é dividido por  $M_{1^{\circ},d}$ , conforme indicado na Equação 2.

A hipótese principal considerada na formulação do coeficiente  $\gamma_z$  admite que as sucessivas configurações da linha elástica, provocadas pela ação de carregamento vertical na estrutura com os nós deslocados, seguem uma progressão geométrica (PG) de razão  $q$ , sendo decrescente no caso de estruturas ditas convergentes. Ou seja, o alcance de uma configuração deformada estável é matematicamente inferido por uma progressão geométrica que resulta em um valor final, enquanto progressões geométricas que crescem indefinidamente representam estruturas instáveis (CEB, 1978). Embora essa hipótese seja reconhecidamente imprecisa, pois os valores de  $q$  não são constantes em todos os pavimentos, é conveniente mantê-la (Vasconcelos, 2006).

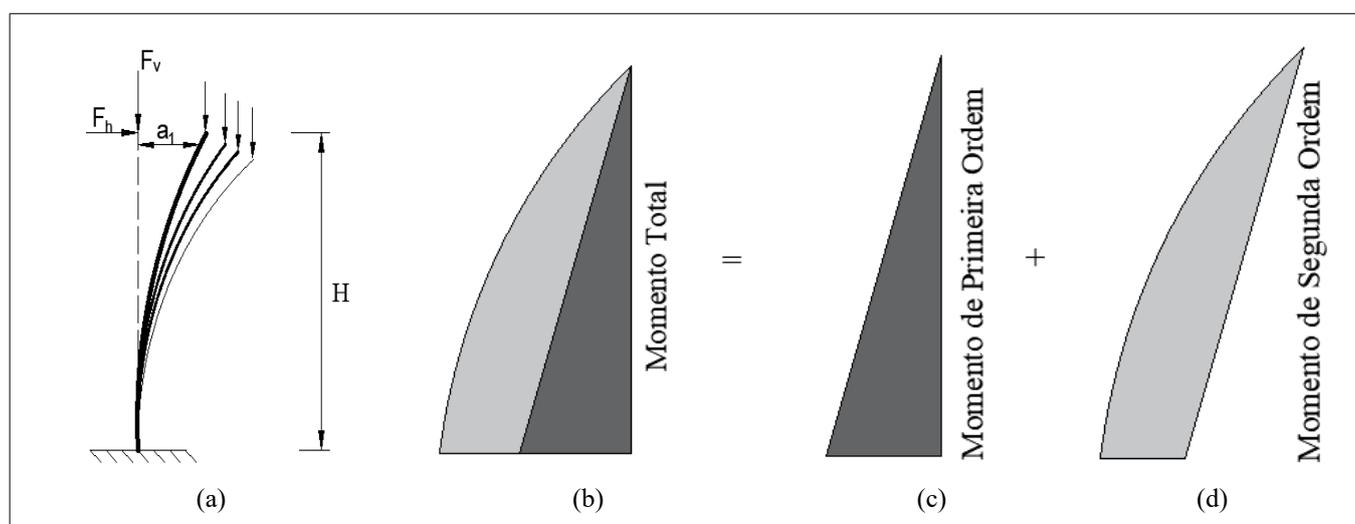
A partir de uma análise linear, o momento de primeira ordem, representado por  $M_1$ , é calculado em relação à base da edificação, assim como os respectivos deslocamentos horizontais dos nós da estrutura, estabelecendo-se, então, a primeira configuração da linha elástica. Nessa configuração, as cargas verticais passam a produzir os momentos de segunda ordem,  $\Delta M_{1,1}$ , e novos deslocamentos dos nós.

Esse processo se repete, gerando acréscimos de momentos que vão diminuindo a cada nova iteração, até se tornarem insignificantes, como indicado na Figura 1a. O parâmetro  $\Delta M_{1,1}$  representa a variação do momento de primeira ordem devido à primeira parcela de segunda ordem; o segundo índice igual a 1 indica que essa variação está associada à primeira configuração deformada da estrutura. Essa configuração também é referida como iteração 1.

**Figura 1 ▼**

Configuração deformada do pilar e momentos total, de primeira e de segunda ordem.

Fonte: adaptado de CEB (1978, p. 68)



O momento total, ilustrado pela Figura 1b e descrito pela expressão  $M_{total} = M_1 + \sum_{i=1}^j \Delta M_{1,i}$  (onde  $j$  representa o número total de iterações até o alcance da configuração de equilíbrio), resulta do somatório do momento de primeira ordem, parcela linear representada pela Figura 1c, com todas as parcelas de segunda ordem atuantes na estrutura,  $\Delta M_1$ , mostradas isoladamente na Figura 1d.

$$M_{total} = M_1 + \Delta M_{1,1} + \Delta M_{1,2} \cdots + \Delta M_{1,j} \quad (3a)$$

$$M_{total} = M_1 + \Delta M_1 \quad (3b)$$

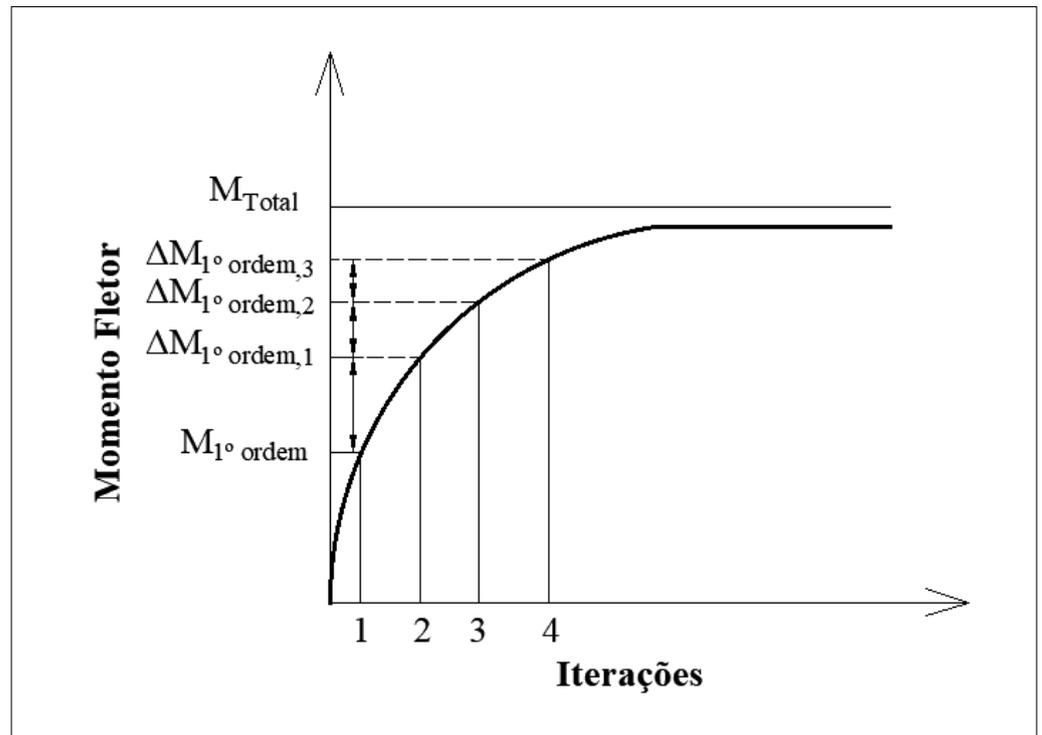
A progressão geométrica decrescente, que por hipótese inclui todas as parcelas de  $\Delta M_1$  (também representado por  $M_2$ ), tem razão  $q < 1$ , pois  $\Delta M_{1,i} > \Delta M_{1,i+1}$ :

$$q = \frac{\Delta M_{1,1}}{M_1} = \frac{\Delta M_{1,2}}{\Delta M_{1,1}} \dots = \frac{\Delta M_{1,j}}{\Delta M_{1,j-1}} \quad (4)$$

Na Figura 2, observa-se a representação gráfica da evolução das parcelas de segunda ordem nas iterações sucessivas, conforme a condição geral definida na Equação 4. Os momentos fletores apresentados são representativos para qualquer unidade de momento.

**Figura 2** ▶

O momento  $M_{total} = M_1 + \Delta M_1$ .  
Fonte: adaptado de CEB (1978, p. 66)



Substituindo adequadamente a Equação 4 na Equação 3a, obtém-se:  $M_{total} = (q^0 + q^1 + q^2 + q^3 + \dots + q^j)M_1$ . Quando  $j$  tende ao infinito, tem-se que:  $M_{total} = (1/1 - q) M_1$ , onde:

$$M_{total,d} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,1,d}}{M_{1,d}}} M_{1,d} \quad (5)$$

O parâmetro  $\Delta M_{1,1,d} = \sum_1^n F_{v,d,i} a_i^{(1)}$  representa o acréscimo de momento proveniente da primeira iteração, ou seja, o momento obtido na primeira análise de segunda ordem ou ainda o momento resultante da estrutura em sua posição ou configuração deformada inicial. A expressão  $\sum_1^n F_{v,d,i} a_i^{(1)}$  refere-se ao somatório dos produtos das cargas verticais de cálculo pelos deslocamentos horizontais em cada um dos pavimentos da edificação,  $a_i^{(1)}$ , enquanto  $M_{1,d}$  representa o momento da análise de primeira ordem e equivale a  $\sum_1^n F_{n,d,i} H_i$ , que é o somatório do produto das forças horizontais de cálculo atuando em cada nó da

estrutura pela altura do ponto de aplicação dessas forças horizontais. Sendo, por definição,  $M_{total,d} + \gamma_z M_{1,d}$ , conclui-se a partir da Equação 5 que:

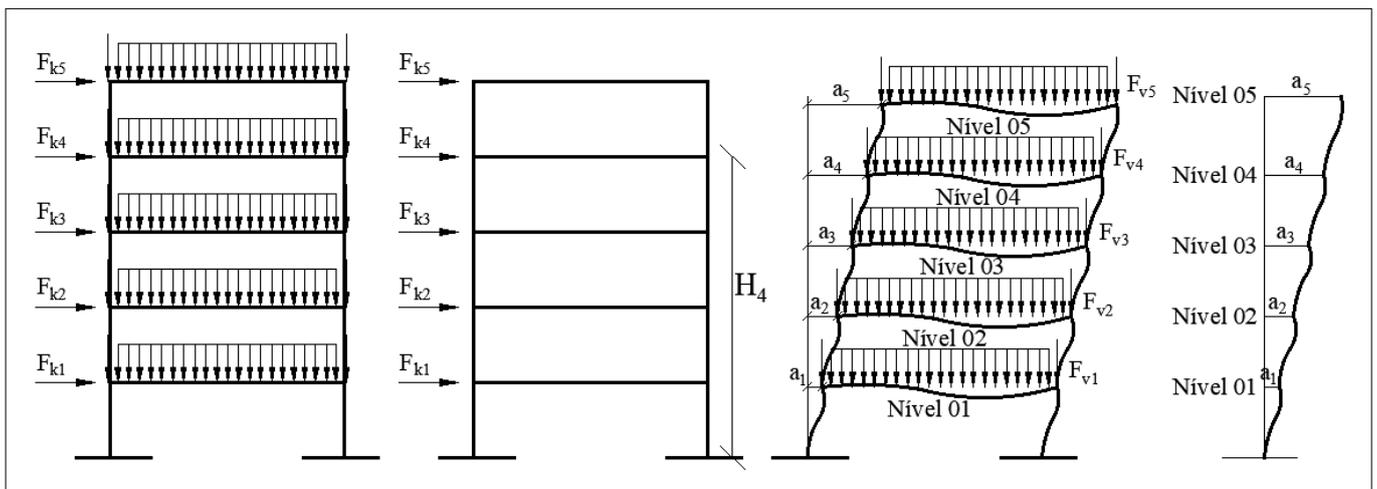
$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,1,d}}{M_{1,d}}} \quad (6)$$

**Figura 3 ▼**

Esquema para o cálculo do  $M_{1,tot,d}$  e do  $\Delta M_{tot,d}$ .

Fonte: adaptado de Cruz, Ferreira e Lucena (2019)

A Figura 3 apresenta esquemas para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  conforme estabelecido pela NBR 6118:2023, em vigor.



O coeficiente  $\gamma_z$  foi introduzido como recomendação pelo CEB-90, com contribuições de Franco e Vasconcelos (1991), com a definição dada pela Equação 6 e pela NBR 6118 a partir de 2003, utilizando a notação descrita na Equação 7, sendo denominado de coeficiente de avaliação da importância dos esforços globais de segunda ordem ou coeficiente de majoração dos esforços globais.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (7)$$

O parâmetro  $\Delta M_{tot,d}$  representa a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes, na combinação considerada com  $\gamma_f = 1$  pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, sendo tais deslocamentos resultantes da ação das forças horizontais de cálculo e obtidos durante a análise de primeira ordem. O parâmetro  $M_{1,tot,d}$  corresponde à soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura. O subitem 15.5.3 da NBR 6118:2023 especifica o seguinte sobre o  $\gamma_z$ :

[...] é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Ele pode ser determinado a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez dados em 15.7.3 [...] (ABNT, 2023, p. 105).

### 3 Evolução

O texto provisório NBR 6118:1994, citado em Carmo (1995), passou a recomendar o uso do coeficiente cujo cálculo deveria ser feito por meio da Equação 7. Poucos anos depois, especialistas sugeriram uma nova mudança no cálculo do  $\gamma_z$ , que passou a ser recomendado no texto provisório da chamada NBR 6118:2000 (ABNT, 2000) com a equação:

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

em que  $\Delta M_{tot,d}$  e  $M_{1,tot,d}$  continuavam a ser calculados como anteriormente. Nesse contexto:  $a_h$  é o deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente somente das ações horizontais;  $a_v$  é o deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente somente das ações verticais (Oliveira, 2002). Contudo, os valores finais dos esforços poderiam ser obtidos pela multiplicação dos momentos, cortantes e normais de primeira ordem por  $0,95 \gamma_z$ , desde que  $\gamma_z \leq 20$ .

Observa-se que, nessas condições, o  $\gamma_z$  deixou de ser um coeficiente majorador das ações horizontais e passou a ser um coeficiente majorador dos momentos de primeira ordem. Ou seja, deixou de amplificar as ações para estimativa dos efeitos de segunda ordem e passou a ser um amplificador dos esforços (Oliveira, 2007).

Em 2001, no novo texto provisório da NBR 6118, que ficou conhecido como NBR 6118:2001, outra equação para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  foi apresentada. A expressão para o seu cálculo voltou a ser como a da Equação 7, com mudança apenas na forma de obtenção do  $\Delta M_{tot,d}$ , que passou a ser calculado como o produto das cargas verticais de cálculo pelos deslocamentos horizontais dos respectivos pontos de aplicação, deslocamentos estes causados pelo carregamento vertical e horizontal da combinação utilizada com seus valores de cálculo (Oliveira, 2002).

A norma vigente, a NBR 6118:2023, adota a mesma expressão do texto provisório NBR 6118:1994 (Carmo, 1995) para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , bem como a utilização de como amplificador das ações horizontais atuantes sobre a estrutura. Quando os esforços horizontais são majorados dessa maneira, a análise linear de primeira ordem já considera a não linearidade física e geométrica da estrutura, isto é, realiza-se também uma análise de segunda ordem.

É importante observar que a formulação apresentada para a avaliação do coeficiente  $\gamma_z$  leva em conta apenas os efeitos da Não Linearidade Geométrica. A consideração da Não Linearidade Física no cálculo desse coeficiente é realizada reduzindo a rigidez flexional dos elementos da estrutura, o que se faz pela multiplicação do módulo de Young e da inércia ( $E \times I$ ). Cada edição da NBR 6118 lançada a partir de 2003 recomenda os mesmos critérios para a redução da rigidez flexional da estrutura, conforme indicado no subitem 15.7.3 da NBR 6118:2023. Esses critérios foram semelhantemente indicados por Silva (1995 *apud* Oliveira, 2007) e por Franco (1995 *apud* Pinto, 1997): pilares com  $I = 0,8 \times I_g$ ; vigas com armadura em ambas as faces e  $I = 0,5 \times I_g$ ; vigas com armadura em uma face e  $I = 0,4 \times I_g$ ; lajes com  $I = 0,3 \times I_g$ , em que  $I$  é a inércia reduzida e  $I_g$ , a inércia da seção bruta. Durante a vigência da NBR 6118:2003 e da

NBR 6118:2007 (ABNT, 2007), permitiu-se também o uso de um fator único de redução para a rigidez à flexão das vigas e pilares,  $f_R = 0,7$ .

O Eurocode EN 1992-1-1 (CEN, 2004), ao tratar da rigidez flexional a ser considerada para os elementos de contraventamento, no item H.1.2, estabelece que, em caso de fissuração, essa rigidez deve equivaler a 40% da total (valor similar ao considerado na NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) para vigas com armadura em uma face) e, na ausência de fissuração, a 80% do total (valor similar ao considerado para pilares na mesma norma brasileira). A norma ACI 318-19 (ACI, 2019), ao tratar da análise de cargas laterais, no item 6.6.3.1.1, estabelece os valores de rigidez a serem considerados para cada elemento estrutural. De forma não muito distinta da norma brasileira, a ACI determina para os pilares uma rigidez de  $I = 0,7 \times I_g$ , para as vigas uma inércia de  $I = 0,35 \times I_g$  e para as lajes uma inércia de  $I = 0,25 \times I_g$ . Assim como as antigas normas brasileiras supracitadas, a norma americana também permite uma redução global de rigidez da estrutura, mas com um fator  $f_R = 0,5$ .

## 4 Condições de utilização e limites

O coeficiente  $\gamma_z$  requer, além de uma correta interpretação do fenômeno físico que está sendo quantificado, limites numéricos bem estabelecidos para determinar se o valor desse coeficiente é excessivo ou admissível. A maneira de empregar o coeficiente  $\gamma_z$  está condicionada ao seu valor estar dentro de intervalos definidos. A discussão na literatura sobre esses dois aspectos essenciais – os limites absolutos e as condições de utilização para determinados intervalos – será apresentada nesta seção.

### 4.1 Condições de utilização do $\gamma_z$

Observa-se, em diversos estudos relatados na literatura técnica pertinente, que a utilização do coeficiente  $\gamma_z \leq 1,30$  é um procedimento confiável. Os resultados obtidos com sua aplicação apresentam valores satisfatórios do ponto de vista prático, sendo tanto melhores quanto mais sua utilização ocorre em estruturas regulares ou bem comportadas, conforme descrito por Carmo (1995).

Estruturas regulares ou bem comportadas, nesse contexto, são aquelas em que: a) não ocorrem mudanças bruscas de inércia entre pavimentos; b) não há transição de pilares para vigas, mesmo com rotação de 90° da seção transversal desses pilares; c) não ocorrem deslocamentos horizontais decorrentes do carregamento vertical; d) os efeitos de torção são desprezíveis. Além disso, segundo Vasconcelos (2002), a utilização do  $\gamma_z$  deve ser evitada nos casos em que certos pilares apoiam lajes de pequenas dimensões ou caixas-d'água, bem como quando ocorrem recalques não uniformes nas fundações.

### 4.2 Limites de utilização do $\gamma_z$

Três limites para o coeficiente  $\gamma_z$  são considerados. O primeiro estabelece se os efeitos globais de segunda ordem são relevantes; o segundo indica o valor máximo para utilizar o procedimento simplificado que simula os efeitos da não linearidade física global (NLFG) em análises lineares; e o terceiro sugere o valor máximo absoluto, o limite final para o coeficiente.

#### 4.2.1 O coeficiente $\gamma_z$ e a suficiência da análise linear

De acordo com o CEB-90 (CEB, 1990) e a NBR 6118:2023 (ABNT, 2023), não é necessário considerar os efeitos globais de segunda ordem quando a condição da Equação 9 é atendida:

$$\gamma_z \leq \gamma_{z1} = 1,10 \quad (9)$$

Esse limite,  $\gamma_{z1} = 1,10$ , é justificado pelo consenso entre engenheiros de que erros não maiores que 10% no cálculo de esforços e outras grandezas são aceitáveis em projetos usuais. Esse procedimento também é corroborado por normas europeias, como o Eurocode EN 1992-1-1 (CEN, 2004), que permite, no item H.1.2, desconsiderar os efeitos de segunda ordem nesses casos. Assim, pode-se expressar, a partir das Equações 6 e 9:

$$\gamma_z = \frac{M_{1,d} + \Delta M_{1,d}}{M_{1,d}} \leq \gamma_{z1} = 1,10 \quad (10)$$

onde:

$$\Delta M_{1,d} \leq 0,10 M_{1,d} \quad (11)$$

A partir da Equação 11, conhecida como condição de imobilidade, conclui-se que a utilização do limite  $\gamma_{z1} = 1,10$  é aceitável para desprezar os efeitos de segunda ordem, induzindo a erros de até 10% no cálculo das solicitações e de outras grandezas envolvidas no projeto estrutural.

#### 4.2.2 Valor do $\gamma_z$ para o cálculo simplificado que considera os efeitos de segunda ordem e percentual do valor do $\gamma_z$ a ser utilizado

O cálculo simplificado para obtenção dos efeitos de segunda ordem através da majoração das ações horizontais da combinação estudada é recomendado pela NBR 6118 desde a versão de 2003. A norma define 1,30 como limite para esse procedimento, denominado  $\gamma_{z2}$ . No entanto, a definição desse valor tem suscitado discussões no meio técnico.

Outra discussão relaciona-se ao percentual do valor do  $\gamma_z$  a ser utilizado no cálculo simplificado. Veiga (1995 *apud* Cruz; Ferreira; Lucena, 2019) e Oliveira e Silvana (2002 *apud* Cruz; Ferreira; Lucena, 2019) defendem a utilização de 100% do valor do coeficiente em estudo nas combinações de carregamento adotadas. Conforme Carmo (1995), essa postura é observada no texto provisório da NBR 6118:1994, com a ressalva de que  $\gamma_z \leq 1,20$ . Utilizando um método mais rigoroso, Pinto (1997) concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados, opinião também compartilhada por Lima (2001). Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) recomendam 1,25 como valor máximo para o parâmetro  $\gamma_z$ . A NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) sugere, no item 15.7.2, que o cálculo simplificado para os efeitos de segunda ordem seja aceitável para  $\gamma_z \leq 1,30$ , com uma redução de 5%, utilizando, portanto, o valor  $0,95\gamma_z$ .

Com  $\gamma_z = 1,10$ , os efeitos de majoração seriam desprezados, enquanto com  $\gamma_z = 1,11$ , não. Com uma variação de 0,01 no valor do  $\gamma_z$  haveria um acréscimo de 11% nos esforços internos. Com a utilização de  $0,95\gamma_z$ , o acréscimo seria de apenas 5,4%. Ao utilizar  $0,95\gamma_z$  com  $\gamma_z = 1,30$ , o valor máximo adotado para o coeficiente seria 1,23, próximo aos valores recomendados por Pinto (1997), Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) e pela NBR 6118:1994 (Carmo, 1995). Portanto, o segundo limite do coeficiente  $\gamma_z$  é 1,30, logo,  $\gamma_{z2} = 1,30$ .

#### 4.2.3 O valor máximo absoluto do $\gamma_z$

Até o momento, não há consenso sobre o valor limite último para  $\gamma_z$  que assegure estabilidade global, níveis aceitáveis de vibrações e ressonância, e limitação da relação  $a/H_{hor} = 1/1700$ . Nesta subseção, sugere-se um valor baseado no conceito de flambagem.

Kimura (2007) indica que valores acima de 1,50 representam estruturas instáveis. Carmo (1995, p. 109) sugere  $\gamma_z = 1,30$ , enquanto Vieira, Rodrigues Junior e Veloso (2017) indicam que edifícios com valores superiores a 1,30 apresentam elevado grau de instabilidade e recomendam 1,20 como valor máximo aceitável. As normas ACI 318 (ACI, 2014, 2019) estabelecem o valor máximo de 1,4 como limite para a razão entre momentos totais e de primeira ordem, nos itens 6.2.6 e 6.2.5.3, respectivamente.

Estudos asseguram que valores superiores a 1,30 indicam estruturas excessivamente flexíveis, devendo ser analisadas por métodos alternativos para evitar problemas de vibração e ressonância. Franco e Vasconcelos (1991) sugerem o limite de 1,20. Pinto (1997) observa que, para valores acima de 1,20, as diferenças de grandezas estimadas em comparação com as calculadas são maiores que 5%, enquanto para valores acima de 1,30, as diferenças chegam a 7% contra a segurança, segundo Andolfato *et al.* (2003 *apud* Oliveira, 2007).

Comparando-se os momentos nos pilares obtidos pelo processo  $P - \Delta$  com os calculados com o  $\gamma_z$ , os resultados mostram-se muito próximos até valores de  $\gamma_z$  ligeiramente superiores a 1,30. Freitas, Luchi e Ferreira (2016, p. 208) afirmam que “os casos com  $\gamma_z > 1,30$  caracterizam estruturas de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem através de métodos refinados, como o  $P - \Delta$ ”. A NBR 6118:2023 define o valor 1,30 como o limite máximo desse coeficiente para o qual o procedimento simplificado pode ser adotado. Nota-se uma indicação implícita de que estruturas com  $\gamma_z$  superiores a 1,30 podem ser projetadas, desde que outros métodos de análise sejam utilizados, descartando automaticamente o valor limite de 1,20 sugerido por vários pesquisadores.

Considerando-se a limitação do deslocamento horizontal máximo no topo da edificação,  $a_{max} = H/1700_{max}$ , sugere-se o valor  $\gamma_z = 1,3$ . Dessa forma, o sistema estrutural de contraventamento dos edifícios convencionais é considerado não recomendável quando  $\gamma_z > \gamma_{z3} = 1,34$ , assim como o uso de elementos estruturais de contraventamento (pilares-parede, pórticos, etc.) nos quais a parcela dos esforços internos solicitantes de cálculo, de segunda ordem, seja superior a 34% dos valores dessas mesmas solicitações calculadas na primeira ordem. Atualmente, a relação  $a_{max}/H$  é recomendada no item 13.3 da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023) apenas para avaliação dos deslocamentos-limites. Esses deslocamentos são valores práticos usados para verificação, em serviço, do estado-limite de deformações excessivas da estrutura.

O fator da carga crítica é um indicador da estabilidade global de edifícios que merece atenção especial neste trabalho. Em sua formulação, utiliza-se a

carga de Euler para definir o índice  $\lambda \equiv P_{crit}/P$ , que mede a distância entre o carregamento  $P$  da estrutura e seu carregamento crítico global,  $P_{crit}$ . Com esse índice, MacGregor e Hage (1977) propuseram um coeficiente de amplificação dos esforços de primeira ordem para estimar os esforços finais na estrutura, usando a formulação  $f_a(\lambda) \equiv \frac{\lambda}{\lambda-1}$ , que possui como fatores determinantes:

- a)  $f_a(\lambda) \leq 1,1$ , para estruturas de nós fixos (somente análise de primeira ordem é suficiente);
- b)  $1,1 < f_a(\lambda) \leq 1,3$ , para estruturas de nós fixos (somente análise de primeira ordem é suficiente);
- c)  $f_a(\lambda) > 1,3$  indica aumento da probabilidade de colapso.

Esses limites também podem ser definidos em relação ao fator de carga crítica de flambagem:

- a)  $\lambda \geq 1,1$ : estrutura de nós fixos (somente a análise de primeira ordem é suficiente);
- b)  $4,33 \leq \lambda \leq 11$ : estrutura de nós móveis (obrigatória a análise de segunda ordem);
- c)  $\lambda < 4,33$ : aumento da probabilidade de colapso.

Oliveira *et al.* (2002 *apud* Oliveira, 2007) também apresenta uma classificação a partir do índice  $\lambda \equiv P_{crit}/P$  que corrobora os limites apresentados por MacGregor e Hage (1977).

### 4.3 O coeficiente $\gamma_z$ versus o parâmetro $\alpha$

A correlação entre o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$  é sugerida por vários estudiosos, em dissertações, teses, monografias e artigos. Pode-se citar Paiva (2020), que expandiu e organizou essas relações em tabelas, e Silva (2020), em ábacos. Essa correlação é fundamentada no fato de ambos os parâmetros serem formulados considerando o equilíbrio na configuração deformada da estrutura. Carmo (1995) correlacionou os parâmetros de instabilidade a partir de uma curva do terceiro grau, representada pela Equação 12. Já de acordo com Corrêa e Ramalho (1995 *apud* Moncayo, 2011, p. 72), pode-se utilizar a Equação 13, pela qual o coeficiente  $\gamma_z$  é correlacionado, de modo aproximado, ao parâmetro de instabilidade  $\alpha$  através de uma curva do segundo grau. Observa-se que, por meio de uma análise de regressão do segundo grau para os mesmos dados utilizados por Carmo (1995, p. 82), também se obtém a Equação 13.

$$\gamma_z = 0,46 \alpha^3 - 0,62 \alpha^2 + 0,52 \alpha + 0,90 \quad (12)$$

$$\gamma_z = 0,50 \alpha^2 - 0,33 \alpha + 1,10 \quad (13)$$

Com  $\alpha = 0,6$ , obtém-se, na Equação 12,  $\gamma_z = 1,088$  e na Equação 13,  $\gamma_z = 1,082$ , ou seja, valores próximos a 1,10. Os coeficientes de determinação  $R^2$  em cada caso são elevados, quase iguais a 1. Para estabelecer as relações entre o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$  (Equações 12 e 13), considerou-se  $E_c \equiv 30.000 \text{ MPa}$ , que

corresponde a  $f_{ck} = 17,2 \text{ MPa}$  (com a definição dada na NB-1:1978 e na NBR 6118:1980), e a redução da rigidez à flexão para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$ , obtida com o fator de redução  $f_R = 0,7$ , único para a rigidez flexional das vigas e dos pilares. Essa abordagem era tolerada pela NBR 6118:2003 (ABNT, 2003) e pela NBR 6118:2007 (ABNT, 2007) e sugerida nos textos provisórios que antecederam a norma de 2003. O coeficiente de ponderação das ações verticais foi adotado como unidade, e não com o valor de 1,4, e a velocidade básica do vento ( $V_0$ ) foi igual a 38,0 m/s.

Neste estudo, são apresentadas novas equações, de terceiro e segundo graus, que correlacionam os parâmetros em questão, considerando a redução do  $E \times I$  para a simulação da NLF, conforme o subitem 15.7.3 da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023), além do coeficiente de ponderação das ações verticais e horizontais igual a 1,4 (na combinação que considera o efeito do vento como variável secundária), conforme recomendado pela NBR 6118:2023 (ABNT, 2023). Importante destacar que os valores dos módulos de deformação do concreto – que, segundo a NBR 6118:1980 (ABNT, 1980), eram calculados como  $E_{ci} = 6600 \sqrt{f_{ck} + 3,5}$  e  $E_{cs} = 0,9 E_{ci}$  – passaram a ser correlacionados com o  $f_{ck}$  pelas Equações 14a, 14b, 14c e 15, ao passo que os concretos classe II ( $55 \leq f_{ck} \text{ (MPa)} \leq 90$ ) passaram a ser considerados.

$$E_{ci} \text{ (MPa)} = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (14a)$$

Para  $f_{ck} \text{ (MPa)} \leq 50$

$$E_{ci} \text{ (MPa)} = \alpha_E 21500 \left( (f_{ck} + 12,5) / 10 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (14b)$$

Para  $f_{ck} \text{ (MPa)} > 50$

$$E_{cs} \text{ (MPa)} = \alpha_i E_{ci} \quad (14c)$$

sendo  $E_{cs} = 0,85 E_{ci}$  com a NBR 6118:2007 (ABNT, 2007) e, com a NBR 6118:2023 (ABNT, 2023), conforme a Equação 15.

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 (f_{ck} / 80) \leq 1 \quad (15)$$

Assim, os valores do parâmetro  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$  utilizados por Carmo (1995) para a definição das correlações entre eles necessitam de ajustes, pois foram obtidos antes de 2023. As correções no  $E_{cs}$ , considerando os ajustes do valor do parâmetro  $\alpha$ , podem ocorrer em resposta a dois aspectos: a) devido às alterações impostas pela norma atual; b) devido à mudança do  $f_{ck}$ . Essas correções podem ser realizadas, respectivamente, por meio das Equações 16 e 17.

$$\alpha_{(23)} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_{ci(23)} I_c}} = H \sqrt{\frac{N_k}{\frac{E_{cs(80)} * E_{cs(23)}}{E_{cs(80)}} I_c}} = \sqrt{\left( \frac{E_{cs(23)}}{E_{cs(80)}} \right)^{-1}} \alpha_{(80)} \quad (16)$$

$$\alpha_{(f_{ck} \text{ novo})} = \sqrt{\left(\frac{E_{CS(f_{ck} \text{ novo})}}{E_{CS(f_{ck} \text{ anterior})}}\right)^{-1}} \alpha_{(f_{ck} \text{ anterior})} \quad (17)$$

em que  $H$  é a altura do edifício,  $N_k$  é a carga vertical total que atua sobre o edifício, e  $E_{cs}$  são os módulos de elasticidade secantes. Os ajustes do valor do coeficiente  $\gamma_z$  podem ocorrer em resposta a três aspectos, dois deles relacionados com o  $E_{ci}$  e o outro com os coeficientes de ponderação das ações verticais envolvidas na análise: a) devido às alterações impostas pela norma atual; b) devido à mudança do  $f_{ck}$ ; c) em função do coeficiente de ponderação das ações verticais. Tais correções podem ser realizadas, respectivamente, por meio das Equações 18, 19 e 20.

$$\gamma_{Z(23)} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(23)}}{M_{1,tot,d(23)}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{CS(23)}}{E_{CS(80)}} \frac{\Delta M_{1,tot,d(80)}}{M_{1,tot,d(80)}}} = \gamma_{Z(80)} \quad (18)$$

$$\gamma_{Z(f_{ck} \text{ novo})} = \frac{1}{1 - \frac{E_{CS(f_{ck} \text{ novo})}}{E_{CS(f_{ck} \text{ anterior})}} \frac{\Delta M_{1,tot,d(80)}}{M_{1,tot,d(80)}}} = \gamma_{Z(f_{ck} \text{ anterior})} \quad (19)$$

$$\gamma_{Z(\gamma_f \text{ novo})} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(\gamma_f \text{ novo})}}{M_{1,tot,d}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{CS(\gamma_f \text{ novo})}}{E_{CS(\gamma_f \text{ anterior})}} \frac{\Delta M_{1,tot,d(\gamma_f \text{ anterior})}}{M_{1,tot,d}}} = \gamma_{Z(\gamma_f \text{ anterior})} \quad (20)$$

Os índices utilizados nas Equações 16 a 20 têm o seguinte significado: (23) indica a grandeza calculada de acordo com as recomendações da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023); (80) indica a grandeza calculada de acordo com as recomendações da NBR 6118:1980 (ABNT, 1980);  $f_{ck} \text{ novo}$  é a grandeza calculada para um novo valor do  $f_{ck}$ ;  $f_{ck} \text{ anterior}$  é a grandeza calculada para o valor anterior do  $f_{ck}$ ;  $\gamma_f \text{ novo}$  é o novo coeficiente de ponderação das ações verticais a ser utilizado;  $\gamma_f \text{ anterior}$  é o coeficiente de ponderação das ações verticais anteriormente utilizado.

Por meio das Equações 14a, 14b, 14c e 15, são calculados os valores da Tabela 1, para  $\alpha_E = 1$ . Observa-se que os valores calculados do  $E_{ci}$  – módulo de deformação inicial (ou tangente na origem) – e do  $E_{cs}$  – módulo de deformação secante do concreto – para  $20 < f_{ck} (MPa) \leq 50$  são diferentes dos obtidos a partir da norma de 2023 devido às alterações implementadas nas normas posteriores à NBR 6118:1980 (ABNT, 1980). Com esses valores e com o auxílio do editor de planilhas Microsoft Excel, realizam-se as correções dos valores do parâmetro  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$  obtidos por Carmo (1995). Os resultados obtidos em cada correção estão apresentados nas colunas da Tabela 2.

**Tabela 1 ▶**

Módulo de deformação do concreto para valores do  $f_{ck}$ .

Fonte: dados da pesquisa

$f_{ck}(MPa)$	$E_{ci}(MPa)$		$E_{cs}(MPa)$		$\alpha_i$
	(2023)	(1980)	(2023)	(1980)	
17,2	23.225	30.000	19.741	27.000	0,85
20,0	25.044	31.995	21.287	28.795	0,85
25,0	28.000	35.234	24.080	31.711	0,86
30,0	30.672	38.200	26.991	34.380	0,88
35,0	33.130	40.952	29.486	36.857	0,89
40,0	35.417	43.530	31.876	39.177	0,90
45,0	37.566	45.964	34.185	41.367	0,91
50,0	39.598	48.275	36.826	43.447	0,93

**Tabela 2 ▼**

Valores do parâmetro  $\alpha$  e do coeficiente  $\gamma_z$  e suas correções para  $f_{ck} = 30 MPa$ .

Fonte: dados da pesquisa

$\alpha_{(0)}$	$\gamma_{(0)}$	$\alpha_{(1)}$	$\alpha_{(2)}$	$\gamma_{z(1)}$	$\gamma_{z(2)}$	$\gamma_{z(f_{R(eq)}=0,70)}$	$\gamma_{z(f_{R(eq)}=0,65)}$	$\gamma_{z(f_{R(eq)}=0,60)}$	$\gamma_{z(f_{R(eq)}=0,55)}$
0,97	1,23	0,86	0,97	1,35	1,34	1,34	1,37	1,42	1,48
0,75	1,14	0,74	0,75	1,21	1,20	1,20	1,22	1,24	1,27
0,87	1,19	0,86	0,87	1,29	1,28	1,28	1,31	1,34	1,38
0,76	1,13	0,75	0,76	1,19	1,18	1,18	1,21	1,20	1,24
0,73	1,12	0,72	0,73	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
1,11	1,38	1,1	1,11	1,63	1,61	1,61	1,68	1,79	1,93
0,66	1,11	0,65	0,66	1,16	1,15	1,15	1,17	1,18	1,20
0,81	1,16	0,8	0,81	1,24	1,23	1,23	1,25	1,28	1,31
0,72	1,11	0,71	0,72	1,16	1,15	1,15	1,17	1,18	1,20
0,47	1,05	0,46	0,47	1,07	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09
0,80	1,15	0,79	0,8	1,22	1,21	1,21	1,23	1,25	1,28
1,17	1,4	1,16	1,17	1,67	1,64	1,64	1,72	1,83	1,99
1,22	1,44	1,2	1,22	1,75	1,72	1,72	1,82	1,95	2,14
0,80	1,18	0,79	0,8	1,27	1,26	1,26	1,29	1,32	1,36
0,86	1,18	0,85	0,86	1,27	1,26	1,26	1,29	1,32	1,36
0,78	1,16	0,77	0,78	1,24	1,23	1,23	1,25	1,30	1,31
0,70	1,12	0,69	0,7	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,99	1,26	0,98	0,99	1,41	1,40	1,40	1,43	1,50	1,57
0,95	1,23	0,94	0,95	1,35	1,34	1,34	1,38	1,42	1,48
1,03	1,27	1,01	1,03	1,42	1,41	1,41	1,47	1,51	1,59
0,84	1,19	0,83	0,84	1,29	1,23	1,23	1,25	1,28	1,31
0,71	1,13	0,7	0,71	1,19	1,18	1,18	1,21	1,22	1,24
0,83	1,15	0,82	0,83	1,22	1,21	1,21	1,24	1,25	1,28

continua



continuação

0,66	1,09	0,65	0,66	1,13	1,13	1,13	1,14	1,15	1,17
1,08	1,31	1,07	1,08	1,49	1,47	1,47	1,54	1,59	1,69
0,69	1,12	0,68	0,69	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,71	1,12	0,7	0,71	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,64	1,09	0,63	0,64	1,13	1,13	1,13	1,14	1,15	1,17
0,72	1,12	0,71	0,72	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,73	1,12	0,72	0,73	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,83	1,18	0,82	0,83	1,27	1,26	1,26	1,28	1,32	1,36
0,49	1,06	0,48	0,49	1,09	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10
0,70	1,12	0,69	0,7	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,48	1,05	0,47	0,48	1,07	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09
0,57	1,07	0,56	0,57	1,10	1,10	1,10	1,11	1,12	1,13
0,51	1,06	0,5	0,51	1,09	1,08	1,08	1,09	1,09	1,10
0,60	1,08	0,59	0,6	1,11	1,11	1,11	1,12	1,13	1,14
0,40	1,04	0,39	0,4	1,06	1,05	1,05	1,05	1,06	1,06
0,69	1,12	0,68	0,69	1,18	1,17	1,17	1,18	1,20	1,23
0,46	1,05	0,45	0,46	1,08	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09
0,91	1,21	0,89	0,91	1,32	1,31	1,31	1,34	1,38	1,43
1,14	1,35	1,12	1,14	1,57	1,55	1,55	1,62	1,71	1,82
0,9	1,18	0,88	0,9	1,27	1,26	1,26	1,28	1,32	1,35
0,76	1,15	0,75	0,76	1,22	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30
0,99	1,26	0,88	0,99	1,41	1,39	1,39	1,43	1,48	1,55
1,14	1,41	1,12	1,14	1,69	1,66	1,66	1,75	1,86	2,02
0,63	1,10	0,62	0,63	1,14	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18
0,78	1,15	0,77	0,78	1,22	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30
0,78	1,15	0,77	0,78	1,22	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30
0,76	1,14	0,75	0,76	1,21	1,20	1,20	1,22	1,24	1,27
0,66	1,10	0,654	0,66	1,14	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18
0,68	1,11	0,671	0,68	1,16	1,16	1,16	1,17	1,19	1,21
0,84	1,15	0,83	0,84	1,22	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30
0,55	1,10	0,54	0,55	1,14	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18
1,06	1,29	1,04	1,06	1,46	1,44	1,44	1,49	1,55	1,64
0,49	1,05	0,48	0,49	1,07	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09
0,75	1,13	0,74	0,75	1,19	1,19	1,19	1,21	1,23	1,25
0,78	1,14	0,77	0,78	1,21	1,20	1,20	1,24	1,24	1,27
0,65	1,10	0,64	0,65	1,14	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18
0,58	1,07	0,57	0,58	1,10	1,10	1,10	1,11	1,13	1,13

Os valores de  $\alpha_{(0)}$  a serem corrigidos estão na coluna 1 da Tabela 2, sendo esses os utilizados por Carmo (1995). A primeira correção do  $\alpha_{(0)}$  para a obtenção do  $\alpha_{(1)}$  é realizada por meio da Equação 17. Essa correção considera a mudança de  $f_{ck} = 17,2 \text{ MPa}$  para  $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ , ou seja, de  $E_{ci} = 30.000 \text{ MPa}$  – valor utilizado por Carmo (1995) – e  $E_{cs} = 27.000 \text{ MPa}$  para  $E_{ci} = 38.200 \text{ MPa}$  e  $E_{cs} = 34.380 \text{ MPa}$  com as definições dadas

na NBR 6118 de 1980 (ABNT, 1980). Então, no caso do valor 0,97 para o  $\alpha_{(f_{ck}=17,2)}$  – ou seja, para o  $\alpha$  utilizado por Carmo (1995), aqui denominado de  $\alpha_{(0)}$  –, obtém-se:

$$\alpha_{(f_{ck}=30,0)} = \alpha_{(1)} = 0,89 \quad (21)$$

A segunda correção a ser realizada, com a Equação 16, leva em conta o modo como a norma vigente, a NBR 6118:2023, realiza o cálculo do  $E_{ci}$  (com o uso da constante  $\alpha_E$ ) e do  $E_{cs} = 26.991 \text{ MPa}$  (com a introdução da constante  $\alpha_I$ ) conforme as Equações 14. Então, aplicando essa correção cumulativamente com a primeira, para  $\alpha_E = 1$ , e de acordo com a Tabela 1, para  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,  $E_{cs}(\text{NB6118:1980}) = 34.380 \text{ MPa}$  e  $E_{cs}(\text{NB6118:2023}) = 26.991 \text{ MPa}$  (ABNT, 1980, 2023), então:

$$\alpha_{(2)} = 1,129 \alpha_{(1)} = 1,129 \times 0,86 = 1,00 \quad (22)$$

Os valores de  $\gamma_{z(0)}$  a serem corrigidos constam na coluna 2 da Tabela 2, sendo esses os utilizados por Carmo (1995). A primeira correção do  $\gamma_{z(0)}$  para obtenção do  $\gamma_{z(1)}$  é realizada por meio da Equação 20 e tem o objetivo de considerar o coeficiente de ponderação das ações verticais igual a  $\gamma_f = 1,4$  – em Carmo (1995),  $\gamma_f = 1,0$ . Portanto, o valor do  $\gamma_{z(1)}$  (linha 1, coluna 2 da Tabela 2) é o seguinte:

$$\gamma_{z(1)} = \frac{1}{1 - \gamma_f \left( \frac{\Delta M}{M} \right)_{(\gamma_{z(0)})}} = \frac{1}{1 - \frac{1,4(1,23 - 1)}{1,23}} = 1,35 \quad (23)$$

A segunda correção a ser realizada, utilizando as Equações 18 e 19, considera a relação entre o valor de  $E_{ci} = 30.000 \text{ MPa}$ , correspondente a  $f_{ck} = 17,2 \text{ MPa}$ , e o valor correspondente a  $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ , calculado conforme a NBR 6118:1980 (ABNT, 1980), que é de  $30.672 \text{ MPa}$ . Em seguida, a correção é aplicada ao valor de  $E_{ci}$  ( $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ ) calculado de acordo com a norma NBR 6118:1980 (ABNT, 1980), sendo este igual a  $38.200 \text{ MPa}$ , e de acordo com a norma atual NBR 6118:2023 (ABNT, 2023), igual a  $30.672 \text{ MPa}$ .

$$\gamma_{z(2)} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\Delta M}{M} \right)_{(\gamma_{z(1)})}} = \frac{1}{1 - \frac{0,978 \times 1 \times (1,35 - 1)}{1,35}} = 1,34 \quad (24)$$

É importante observar que os valores de  $\gamma_z$  utilizados por Carmo foram calculados com o coeficiente de redução único,  $f_R = 0,70$ , para a obtenção do  $(EI)_{sec}$ , ou seja, para a consideração da não linearidade física (NLF). Na norma vigente – NBR 6118:2023 –, a NLF para pilares e vigas (com armaduras à tração diferentes da de compressão) deve ser implementada, pela redução de 20% e 60%, respectivamente, de  $E_{ci} I_c$ .

Assim, para corrigir os valores do  $\gamma_{z(2)}$  relativamente às alterações na consideração da NLF, propõe-se, neste trabalho, calcular um valor de  $f_{R(eq)}$  equivalente para cada pórtico do Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC) e utilizá-lo para o ajuste necessário do  $\gamma_{z(2)}$ . O  $f_{R(eq)}$  pode ser obtido da seguinte forma: a) calcula-se o valor do deslocamento no topo do pórtico,  $\alpha_{(0,70)}$ , com  $f_R = 0,70$ ; b) calcula-se o

valor do deslocamento no topo do pórtico,  $\alpha_{(0,80; 0,40)}$ , conforme recomendado pela NBR 6118:2023 (ABNT, 2023). Então:

$$f_{R(eq)} = \frac{\alpha_{(0,70)}}{\alpha_{(0,80; 0,40)}} 0,70 \quad (25)$$

O parâmetro  $\alpha_{(0,70)}$  representa o deslocamento horizontal no topo do pórtico calculado com a NLF considerada através do fator de redução único igual a 0,70;  $\alpha_{(0,80; 0,40)}$  é o deslocamento horizontal no topo do pórtico com a NLF considerada com redução de 20% na rigidez flexional dos pilares e de 60% na das vigas.

Considerando, por exemplo, que o  $f_{R(eq)} = \alpha_{(0,70)}/\alpha_{(0,80; 0,40)} \times 0,70 = 0,70$ , ou seja:  $\alpha_{(0,80; 0,40)} = \alpha_{(0,70)}$ , então os valores do  $\gamma_{z(2)}$  serão exatamente iguais aos do  $\gamma_z$  calculados de acordo com a NBR 6118 atual. Nesse caso, a relação entre o  $\alpha$  e o  $\gamma_z$  a ser considerada será obtida pela regressão entre os valores de  $\alpha_{(2)}$  e  $\gamma_{z(2)}$  (agora denominado  $\gamma_{z(0,70)}$ ). As equações do terceiro e do segundo grau apropriadas para esse caso são a Equação 26 e a Equação 27, respectivamente.

$$\gamma_z = 1,19 \alpha^3 - 1,90 \alpha^2 + 1,38 \alpha + 0,71 \quad (26)$$

$$\gamma_z = 0,96 \alpha^2 - 0,79 \alpha + 1,24 \quad (27)$$

Por outro lado, se o calculado para um determinado pórtico for igual a 0,65, a relação entre o  $\alpha$  e o  $\gamma_z$  a ser considerada será obtida através da regressão com os valores do  $\alpha_{(2)}$

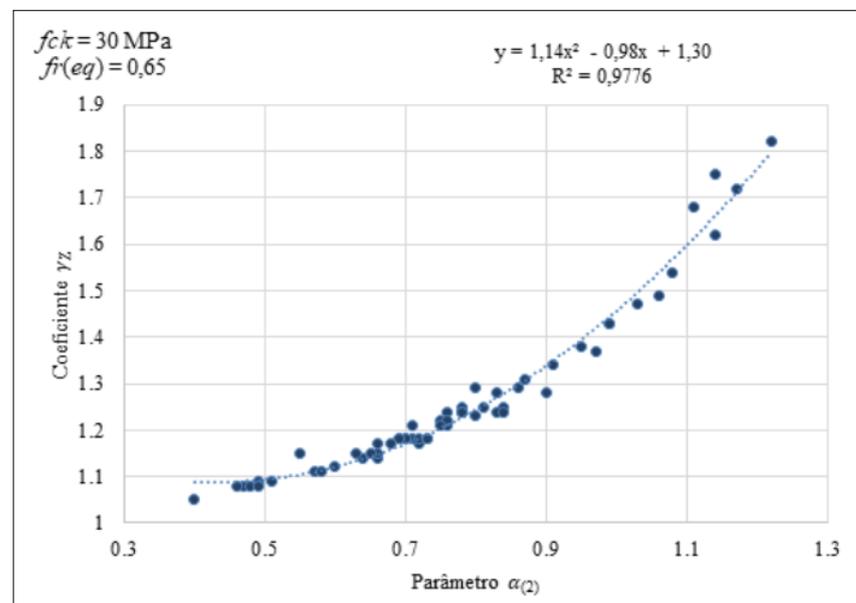
e  $\gamma_{z(0,65)} = \frac{1}{1 - \left( \frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(0,70)} \frac{0,70}{0,65}}$ , cujos valores estão, respectivamente, na quarta e oitava

colunas da Tabela 2. As equações do segundo e terceiro grau apropriadas para esse caso são as Equações 28 e 29, respectivamente, nas Figuras 4 e 5.

**Figura 4** ►

Correlação quadrática entre o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ .

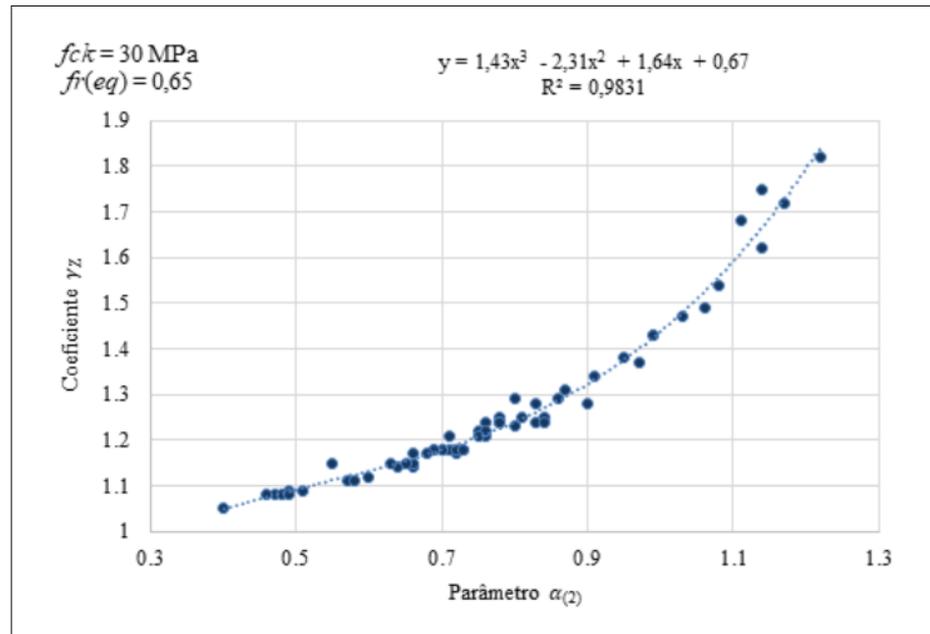
Fonte: dados da pesquisa



**Figura 5** ►

Correlação cúbica entre o parâmetro  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$ .

Fonte: dados da pesquisa



As Equações 28 e 29 apresentam, para um valor de  $\alpha_{lim1}=0,6$ , coeficientes  $\gamma_z=1,131$  e  $\gamma_z=1,122$ , respectivamente. Tal valor para o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  corresponde ao limite para a consideração de estruturas de nós fixos, conforme o item 15.5.2 da NBR 6118:2023 (ABNT, 2023).

$$\gamma_z = 1,14 \alpha^2 - 0,98 \alpha + 1,30 \quad (28)$$

$$\gamma_z = 1,43 \alpha^3 - 2,31 \alpha^2 + 1,64 \alpha + 0,67 \quad (29)$$

Na nona e na décima colunas da Tabela 2 encontram-se, respectivamente, os valores de  $\gamma_{z(0,60)}$  e  $\gamma_{z(0,55)}$  para  $\gamma_z$  calculado para estruturas com  $f_{R(eq)} = 0,60$  e  $f_{R(eq)} = 0,55$ . As equações do terceiro e do segundo grau obtidas são, respectivamente, para cada caso:

$$\gamma_z = 1,88 \alpha^3 - 3,15 \alpha^2 + 2,22 \alpha + 0,54 \quad (30)$$

$$\gamma_z = 1,37 \alpha^2 - 1,23 \alpha + 1,37 \quad (31)$$

$$\gamma_z = 2,57 \alpha^3 - 4,45 \alpha^2 + 3,09 \alpha + 0,35 \quad (32)$$

$$\gamma_z = 1,72 \alpha^2 - 1,61 \alpha + 1,49 \quad (33)$$

Os coeficientes de determinação das Equações 30 a 33, com relação aos dados que as originaram, são, respectivamente,  $R^2 = 0,9801$ ,  $R^2 = 0,9731$ ,  $R^2 = 0,9808$  e  $R^2 = 0,9717$ . Os valores da Tabela 2 e as novas equações já apresentadas – Equação 26 a Equação 33 – que relacionam o parâmetro  $\alpha$  ao  $\gamma_z$  são válidas apenas para o concreto com  $f_{ck} = 30,0 \text{ MPa}$ , pois, para cada valor de  $f_{ck}$ , novas equações devem ser obtidas. Por exemplo, para  $f_{ck} = 50,0 \text{ MPa}$  e  $f_{R(eq)} = 0,7$ , tem-se:

$$\gamma_z = 0,78 \alpha^3 - 0,851 \alpha^2 + 0,58 \alpha + 0,90 \quad (34)$$

$$\gamma_z = 0,75 \alpha^2 - 0,46 \alpha + 1,12 \quad (35)$$

Para essas equações, com  $R^2 = 0,9818$  e  $R^2 = 0,9799$ , tem-se, para  $\alpha_{lim1} = 0,6$ , respectivamente,  $\gamma_z = 1,110$  e  $\gamma_z = 1,114$ .

#### 4.4 Validação das relações apresentadas neste trabalho

A partir dos valores obtidos para  $\alpha$  e  $\gamma_z$  por Moncayo (2011), com o fator de redução único para vigas e pilares  $f_R = 0,70$  e  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , inicia-se o processo de validação das equações de correlação apresentadas neste trabalho. Para  $\alpha = 0,75$  e  $\gamma_z = 1,17$  calculados por Moncayo (2011) com  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ , obtém-se, para  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ,  $\alpha = 0,65$  (Equação 17) e  $\gamma_z = 1,13$  (Equação 19). Sendo  $f_R = 0,70$ , obtém-se o mesmo valor para o  $\gamma_z$ , como esperado, através da Equação 27:  $\gamma_z = 1,13$ , utilizando o valor de  $\alpha$  ajustado. Continuando a validação, utilizam-se dados das Tabelas 10 e 11 de Carmo (1995, p. 71, 72), obtidos com  $\gamma_f = 1,00$  para as ações verticais,  $f_{ck} = 17,20 \text{ MPa}$ ,  $E_{ci} = 30.000 \text{ MPa}$  e  $E_{cs} = 27.000 \text{ MPa}$ , conforme indicado na Tabela 1 deste trabalho. Assim, para a estrutura de um edifício com deslocamentos no topo nas direções x e y, têm-se: a) resultado de análise linear:  $a_{x(1^\circ \text{ ordem})} = 0,1203 \text{ m}$  e  $a_{y(1^\circ \text{ ordem})} = 0,0624 \text{ m}$ ; b) resultado de ANLF simplificada com  $f_R = 0,70$ :  $a_{x(0,70)} = 0,1385 \text{ m}$  e  $a_{y(0,70)} = 0,0662 \text{ m}$  com  $\alpha_x = 0,75$ ,  $\alpha_y = 0,49$ ,  $\gamma_{zx} = 1,20$  e  $\gamma_{zy} = 1,08$ ; c) resultado de ANLF simplificada com  $f_R = 0,80$  e  $f_R = 0,40$  (respectivamente para pilares e vigas):  $a_{x(0,80;0,40)} = 0,1452 \text{ m}$  e  $a_{y(0,80;0,40)} = 0,0673 \text{ m}$ .

Os valores de  $\alpha$  ajustados para  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$  (da NBR 6118:2023), através da Equação 16 e  $\gamma_f = 1,4$ , permanecem inalterados. Para os valores do  $\gamma_z$ , tem-se, através da Equação 27:  $\gamma_{zx} = 1,19$ ,  $\gamma_{zy} = 1,08$ . Para a ANLF com  $f_R = 0,80$  e  $f_R = 0,40$  (respectivamente para pilares e vigas), conclui-se, ao comparar os deslocamentos horizontais no topo com aqueles obtidos com  $f_R = 0,70$ , que o fator de redução de rigidez é  $f_{R(eq)} = 0,67$  na direção x e  $f_{R(eq)} = 0,69$  (Equação 25) na direção y. Com o valor do  $f_{R(eq)}$  na direção x mais próximo de 0,65, utiliza-se a Equação 29 para obter  $\gamma_{zx}$ , sendo  $\gamma_{zx} = 1,21$ . Já o cálculo do  $\gamma_{zy} = 1,08$  foi realizado pela Equação 27. Nota-se que  $\gamma_{zy} = 1,21$ , obtido para  $f_{R(eq)} = 0,65$ , é ligeiramente maior que  $\gamma_{zx} = 1,19$ , o valor original desse coeficiente, pois o  $f_{R(eq)}$  foi reduzido de 0,67 para 0,65. O cálculo de  $f_{R(eq)} = 0,69$  na direção y, realizado pela Equação 25, não apresentou variação significativa.

Para  $\alpha = 0,75$  e  $\gamma_z = 1,26$  obtidos por Moncayo (2011) para uma estrutura com  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e valores de  $f_R = 0,80$  (para pilares) e  $f_R = 0,40$  (para vigas) no cálculo do  $(EI)_{sec}$ , tem-se para  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ :  $\alpha = 0,67$  e  $\gamma_z = 1,20$ . Considerando  $f_{R(eq)} = 0,55$ , obtém-se, pela Equação 33,  $\gamma_z = 1,19$ . Destaca-se a proximidade entre o valor  $\gamma_z = 1,20$ , oriundo de Moncayo (2011), e o valor  $\gamma_z = 1,19$ , obtido com a Equação 33 para  $f_{R(eq)} = 0,55$ .

#### 4.5 Conclusão do estudo realizado

Observa-se uma proximidade considerável entre os valores encontrados a partir das equações apresentadas e aqueles retirados dos trabalhos de Moncayo (2011) e Carmo (1995). Embora partam de pressupostos distintos, como o valor da resistência

à compressão característica do concreto e a redução de rigidez para considerar a não linearidade física, tais características, quando reavaliadas pelas Equações 17, 19 e 25, mostraram uma diferença mínima em relação aos exemplos coletados. A diferença observada na comparação feita com Carmo (1995) deve-se a uma pequena variação entre os fatores de redução de rigidez nos cálculos dos dois valores, como já discutido. A validação, juntamente com os coeficientes de determinação  $R^2$  próximos de 1 para as equações demonstradas, indica que essas são eficazes para correlacionar o parâmetro com o coeficiente  $\gamma_z$ .

#### 4.6 Observações acerca do $\gamma_z$

Na palestra de abertura do 9º Encontro Nacional de Engenharia e Consultoria Estrutural (ENECE), intitulada “Justificativas do Cap. 15 da NB-1/2006 com base no comportamento social das estruturas” e realizada em 26 de outubro de 2006 na Associação Brasileira de Engenharia e Consultoria Estrutural, em São Paulo, Augusto Carlos de Vasconcelos observou que uma das mudanças esperadas no cálculo do está relacionada à redução do valor da rigidez flexional com os fatores 0,4 e 0,8 na avaliação da rigidez de vigas e pilares fissurados. Nesse contexto, a melhor abordagem é considerar a perda de rigidez conforme a solitação existente. O palestrante opina que, em breve, o cálculo da rigidez efetiva ou equivalente será realizado automaticamente, tão logo sejam conhecidos os esforços de primeira ordem. Com essa facilidade, questiona-se, então, a necessidade do limite para consideração do coeficiente  $\gamma_z = 1,10$ .

Sobre a influência da rigidez de cada elemento estrutural (lajes, vigas, pilares e núcleos de rigidez) no coeficiente  $\gamma_z$ :

- As lajes influem pouco na estabilidade global dos edifícios, podendo ser desconsideradas, na maioria dos casos. Sua importância reside no fato de funcionarem como diafragma rígido, permitindo que os elementos do SEC se desloquem horizontalmente de forma uniforme na mesma direção e sentido e em cada cota, desde que a torção no edifício seja desprezível;
- As vigas têm influência significativa na estabilidade global dos edifícios;
- Os pilares também influenciam significativamente a estabilidade global dos edifícios, seja isoladamente (os pilares-paredes), na formação de pórticos planos ou espaciais, ou na condição de núcleos de rigidez, que geralmente são pilares de seção U ou L;
- Com exceção das lajes, todos esses tipos de estruturas contribuem consideravelmente para a rigidez flexional, bem como para a redução dos parâmetros de estabilidade global e dos deslocamentos horizontais (Freitas; Luchi; Ferreira, 2016).

#### 4.7 A influência das cargas aplicadas na estabilidade global dos edifícios

Embora a magnitude das ações horizontais aplicadas à estrutura não influencie o valor do coeficiente  $\gamma_z$  (Kimura, 2007), tais ações podem provocar importantes deslocamentos horizontais, especialmente quando combinadas, como na combinação do efeito do vento com deslocamentos horizontais decorrentes da assimetria da estrutura e/ou do seu

carregamento. As ações verticais, por sua vez, influenciam diretamente na estabilidade global das edificações (Kimura, 2007).

Oliveira (2007) afirma que o coeficiente  $\gamma_z$  deve ser utilizado como majorador dos momentos de primeira ordem, conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118:2000, citado por ela, multiplicando-os por  $0,95 \gamma_z$ , e não das ações horizontais para obter os momentos finais (primeira ordem + segunda ordem), como estabelecia a NBR 6118:2003 (ABNT, 2003) vigente à época. Isso se deve ao fato de que apenas os valores do esforço interno solicitante, momento fletor nos pilares e vigas, obtidos em primeira e segunda ordens, são significativamente diferentes. Os valores do esforço normal e do esforço cortante nesses elementos estruturais são praticamente iguais, quer sejam obtidos em análise linear ou com a aplicação de  $0,95 \gamma_z$ . No referido estudo, a autora confirma resultados observados em Oliveira e Silva (2003 *apud* Oliveira, 2007).

Oliveira (2007) observou ainda que a assimetria da estrutura não influencia o valor do  $\gamma_z$ , o que é uma vantagem. Além disso, constatou-se que os valores de  $\gamma_z$  variam com a altura da estrutura, sendo possível afirmar que, para os pavimentos mais baixos e mais altos, esses valores são menores do que os calculados para toda a estrutura, enquanto para os pavimentos intermediários são ligeiramente maiores.

## 5 Considerações finais

Os autores deste trabalho fazem as seguintes recomendações e considerações finais sobre o cálculo e a aplicação do coeficiente  $\gamma_z$ :

- Considerando a variabilidade desse parâmetro ao longo da altura da edificação (estrutura), sugere-se que seu cálculo seja inicialmente realizado para cada pavimento, sendo posteriormente considerados valores médios para cada uma das três (ou mais) faixas em que a altura total da estrutura seja dividida. Oliveira (2007), Leal (2016) e Oliveira *et al.* (2013) indicam que o cálculo do  $\gamma_z$  para cada pavimento pode ser feito utilizando o coeficiente B2;
- Em razão do cálculo automático (por meio de computadores), a rigidez à flexão secante,  $(EI)_{sec}$ , do sistema estrutural de contraventamento poderia ser calculada em cada nível de solicitação;
- Considera-se que os efeitos de segunda ordem no cálculo das estruturas de concreto armado, levando em conta a análise NLF, possam ocorrer para quaisquer valores de  $\gamma_z$ , dada a facilidade de cálculo e a segurança na aplicação, e não apenas para  $\gamma_z \geq 1,10$ . A esse respeito, destaca-se a norma ACI 318S (ACI, 2005), que classifica uma estrutura como de nós fixos quando os momentos de segunda ordem não excedam em 5% os de primeira ordem, conforme citado por Oliveira (2007). Essa determinação foi mantida na ACI 318-19 (ACI, 2019), conforme o item 6.6.4.3 (a);
- Como proposto, foi possível obter novas formulações que relacionam o coeficiente  $\gamma_z$  com o parâmetro  $\alpha$  de instabilidade global, sob diferentes configurações e em relação à norma vigente de projetos de estrutura de concreto (NBR 6118:2023).

Como proposta de pesquisas futuras, um dos fatores limitantes para o avanço do estudo sobre estabilidade global é a coleta de uma base de dados relevante, especialmente sobre sistemas estruturais menos convencionais, tais como sistemas de lajes lisas,

lajes nervuradas e estruturas pré-moldadas. Reunir informações sobre rigidezes de deslocamento horizontal e efeitos de segunda ordem de edificações diversas é crucial para avaliar a efetividade dos diversos parâmetros de instabilidade global, incluindo  $\gamma_z$ .

Ademais, as considerações de redução de rigidezes flexionais devido à não linearidade física – ou seja, os efeitos da fissuração nas seções de concreto – não têm sido questionadas em estudos recentes. Caso se observe, a título de exemplo, que a redução de 60% da rigidez de vigas de concreto armado seja uma consideração excessiva, dados os avanços normativos no decorrer do século XXI para evitar fissuração excessiva do concreto, seria possível aumentar a rigidez dos pórticos de contraventamento, permitindo o cálculo de edificações de maior esbeltez. Esse estudo específico pode ser realizado por meio de uma ampla coleta de dados em edificações modernas, na qual se verificaria, principalmente, em quais regiões os momentos fletores excederam os momentos de fissuração do concreto e o quanto isso contribuiu para a diminuição da rigidez.

## Financiamento

Esta pesquisa não recebeu financiamento externo.

## Conflito de interesses

Os autores declaram não haver conflito de interesses.

## Contribuições ao artigo

**CRUZ, J. M. F.:** concepção ou desenho do estudo/pesquisa. **CRUZ, L. C.;** **SOUZA, J. F. S.;** **TANNUSS, Y. H.:** análise e/ou interpretação dos dados. **TANNUSS, Y. H.:** revisão final com participação crítica e intelectual no manuscrito. Todos os autores participaram da escrita, discussão, leitura e aprovação da versão final do artigo.

## Referências

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NB-1:** Projeto e execução de obras de concreto armado: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1978.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 1980.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2003.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2007.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6118:** Projeto de estruturas de concreto: Procedimento. Rio de Janeiro: ABNT, 2023.

ABNT – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de revisão da NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2000.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-14) and commentary (ACI 318R-14)**. Detroit: ACI, 2014. 524 p.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19)**. Detroit: ACI, 2019. 628 p.

ACI – AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318S-05) and commentary (ACI 318SR-05)**. Detroit: ACI, 2005. 490 p.

BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos. *In*: CONGRESSO BRASILEIRO DO CONCRETO, 51., 2009, Curitiba. **Anais [...]**. Curitiba: IBRACON, 2009.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995. DOI: <https://doi.org/10.11606/D.18.2018.tde-24042018-120327>.

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

CEB – COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. **CEB-FIP model code**. London: Thomas Telford, 1990.

CEN – COMITÉ EUROPÉEN DE NORMALISATION. **European standard EN 1992-1-1:2004 Eurocode 2**: design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels: CEN, 2004.

CRUZ, J. M. F.; FERREIRA, E. T.; LUCENA, C. A. T. **Estruturas**: a estabilidade global dos edifícios altos. João Pessoa: Leia Livros, 2019. *E-book* (261 p. il.).

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. *In*: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC 90, 1990, Rio de Janeiro. **Proceedings [...]**. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p. 307-324.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. Análise de estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9. n. 2, p. 192-213, 2016. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952016000200003>.

KIMURA, A. E. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado**: cálculos de edifícios com o uso de sistemas computacionais. São Paulo: Pini, 2007.

LEAL, M. A. S. **Verificação da utilização do coeficiente  $B_2$  para a avaliação dos efeitos da não linearidade geométrica de estruturas em concreto armado**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, Salvador, 2016. Disponível em: <https://repositorio.ufba.br/handle/ri/19392>. Acesso em: 19 nov. 2023.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001. DOI: <https://doi.org/10.11606/D.18.2016.tde-12082016-121356>.

MACGREGOR, J. G.; HAGE, S. E. Stability analysis and design of concrete frames. **Journal of the Structural Division**, v. 103, n. 10, p. 1953-1970, 1977. DOI: <https://doi.org/10.1061/JSDEAG.0004745>.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 2011. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011. DOI: <https://doi.org/10.11606/D.18.2011.tde-19042011-085946>.

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**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2007. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/LMCA-7E6EYW>. Acesso em: 19 nov. 2023.

OLIVEIRA, D. M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118**. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2002. Disponível em: <https://repositorio.ufmg.br/handle/1843/FACO-5JVPMA>. Acesso em: 4 dez. 2023.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C. F.; INOUE, H. Considerações sobre a determinação do coeficiente  $\gamma_z$ . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 6, n. 1, p. 75-100, 2013. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952013000100005>.

PAIVA, W. S. **Tabelas para o cálculo do coeficiente Gama-Z a partir do  $f_{ck}$ ,  $F_{Req}$  e do parâmetro alfa**. 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufpb.br/jspui/handle/123456789/25110>. Acesso em: 19 nov. 2023.

PINTO, R. S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. DOI: <https://doi.org/10.11606/D.18.2018.tde-25052018-173137>.

PINTO, R. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Utilização do parâmetro para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas**, v. 1, n. 2, p. 155-166, 2005. Disponível em: [https://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas\\_ibracon/rev\\_estruturas/V2/2004\\_0020-br-v2.pdf](https://www.ibracon.org.br/publicacoes/revistas_ibracon/rev_estruturas/V2/2004_0020-br-v2.pdf). Acesso em: 19 nov. 2023.

SILVA, A. F. **Ábacos para o cálculo do coeficiente  $\gamma_z$  a partir  $f_{ck}$ ,  $F_{Req}$  e do parâmetro  $\alpha$ .** 2020. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa, 2020. Disponível em: <https://repositorio.ufpb.br/jspui/handle/123456789/25097>. Acesso em: 19 nov. 2023.

SOBRINHO JÚNIOR, A. S.; CRUZ, J. M. F.; CRUZ, L. C.; MELO FILHO, M. T.; SOUZA, J. F. S. O parâmetro de instabilidade global  $\alpha$ : origem, evolução e tendências. **Revista InterScientia**, v. 4, n. 1, p. 11-20, 2016. Disponível em: <https://periodicos.unipe.br/index.php/interscientia/article/view/504>. Acesso em: 19 nov. 2023.

VASCONCELOS, A. C. Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do para determinação dos efeitos de 2ª ordem? *In*: SIMPÓSIO DE ATUALIZAÇÃO SOBRE A NOVA NB-1, 2002, Belo Horizonte. **Anais [...]**. Belo Horizonte, 2002.

VASCONCELOS, A. C. **Justificativas do Cap. 15 da NB-1/2006 com base no comportamento social das estruturas:** Segunda palestra de abertura do 9º ENECE. *In*: ENCONTRO NACIONAL DE ENGENHARIA E CONSULTORIA ESTRUTURAL, 9., 2006, São Paulo. **Anais [...]**. São Paulo: ABECE, 2006.

VIEIRA, V. V. S.; RODRIGUES JUNIOR, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Análise de estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 10, n. 5, p. 1113-1140, 2017. DOI: <https://doi.org/10.1590/S1983-41952017000500010>.

WISSMAN, J. A. **Estudo de vigas de aço com aberturas de alma tipo Alveolar, Litzka e vigas expandidas em altura.** 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2009. DOI: <https://doi.org/10.17771/PUCRio.acad.31879>.