

# Influência dos efeitos globais de segunda ordem em manifestações patológicas em um edifício de concreto

Luana Santana de Jesus<sup>[1]</sup>, Daniel Victor da Cunha Teles<sup>[2]</sup>, Danilo Meneses Santos<sup>[3]</sup>, David Leonardo Nascimento de Figueiredo Amorim<sup>[4]</sup>

[1] luanasantanajec@gmail.com. Universidade Federal de Sergipe/Departamento de Engenharia Civil. [2] danielvcteles@gmail.com. [3] dmsantosse@gmail.com. [4] david.amorim@ufs.br. Universidade Federal de Sergipe/Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil/Departamento de Engenharia Civil.

## RESUMO

Acidentes estruturais de edifícios altos devido à falta de estabilidade têm ocorrido com certa frequência no Brasil. Em geral, a instabilidade de edifícios desencadeia uma série de patologias em elementos estruturais e não-estruturais. A prescrição normativa brasileira sugere dois processos simplificados para a análise da condição de estabilidade do edifício, denominados de parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma z$ . Em termos de aplicação em projetos, a principal diferença entre tais processos é que, diferentemente do parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , o coeficiente  $\gamma z$  pode ser usado para estimar os efeitos globais de segunda ordem e se aplica a edifícios que não possuem dupla simetria em planta. Diante do exposto, este trabalho aborda possíveis causas de manifestações patológicas devido à instabilidade estrutural de um edifício de concreto armado apresentado por Fusco (1996). Assim que o edifício foi ocupado, iniciou-se um processo de fissuração que foi agravado em poucos dias. Devido a seu formato e posicionamento, as fissuras propagaram-se de modo a separar o edifício em dois, como forma de compensar os efeitos inerentes à instabilidade. Com isso, por meio da utilização de um programa computacional comercial de cálculo estrutural, a instabilidade da edificação é avaliada, bem como sua influência no padrão de fissuração observado.

**Palavras-chave:** Manifestações patológicas. Instabilidade estrutural. Efeitos globais de segunda ordem. Edifícios altos. Concreto armado.

## ABSTRACT

*Structural accidents of high-rise buildings due to instability has occurred with some frequency in Brazil. Generally, building instability implies in a series of pathologies in structural and non-structural elements. The Brazilian code regulation suggests two simplified procedures, named as instability parameter  $\alpha$  and  $\gamma z$  coefficient. In terms of design, the main difference between such simplified procedures is that, differently from the instability parameter  $\alpha$ , the  $\gamma z$  coefficient can be used to estimate the second order effects and it is applied to buildings that do not present double symmetry. In the light of the foregoing, this paper addresses to the evolution process of pathological manifestations due to structural instability in an actual high-rise building. As soon as the building was occupied, cracks nucleated and propagated in few days. The observed cracking pattern indicated that the building could break in two pieces as a way to compensate the second order effects. Thereby, the structural instability and its consequences were evaluated by means of a commercial design computer software.*

**Keywords:** *Pathological manifestations. Structural instability. Global second-order effects. Tall buildings. Reinforced concrete.*

## 1 Introdução

Ao longo das últimas décadas, a tecnologia do concreto apresentou considerável evolução, tornando possível a produção de elementos cada vez mais resistentes. Tal capacidade culminou em construções de concreto armado com elementos estruturais cada vez mais esbeltos e, conseqüentemente, mais suscetíveis a efeitos globais de segunda ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) classifica as estruturas como indeslocáveis, ou de nós fixos, se os efeitos globais de segunda ordem não superam 10% dos efeitos de primeira ordem. Caso contrário, a estrutura é caracterizada como deslocável ou de nós móveis. Essa avaliação pode ser feita por meio de dois processos simplificados, denominados parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e coeficiente  $\gamma_z$ .

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi originalmente proposto por Beck e König (1966), sendo posteriormente incorporado ao CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978). De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), se  $\alpha$  for menor ou igual a um valor limite ( $\alpha_1$ ), relacionado ao tipo de contraventamento utilizado, a estrutura é caracterizada como de nós fixos. Recentemente, Araújo (2010) e Ellwanger (2012) propuseram novas equações para os valores limite  $\alpha_1$  em função no número de pavimentos.

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  tem aplicação restrita a edificações que não apresentem efeito de torção global e, ainda, sua aplicação se dá apenas em caráter de verificação. Por outro lado, o coeficiente  $\gamma_z$ , originalmente proposto por Franco e Vasconcelos (1991), tem sido amplamente utilizado pelos projetistas, pois em sua aplicação verifica-se a condição de estabilidade global e majora-se as ações horizontais caso a estrutura se caracterize como de nós móveis.

Estudos acerca do coeficiente  $\gamma_z$  são desenvolvidos até os dias de hoje (CICOLIN; FIGUEIREDO FILHO, 2011; LACERDA *et al.*, 2014; FREITAS; LUCHI; FERREIRA, 2016; BUENO; LORIGGIO, 2016; PAIXÃO; ALVES, 2016; VIEIRA; RODRIGUES JR; VELOSO, 2017; DINIZ; LAGES; BARBOZA, 2019; ALVES; FEITOSA, 2020). Ainda, alguns trabalhos apresentaram correlação entre o parâmetro de instabilidade  $\alpha$  e o coeficiente  $\gamma_z$  para estruturas de concreto armado (CARMO; CORRÊA; RAMALHO, 1995) e alvenaria estrutural (CAMPOÓ; CORRÊA; RAMALHO, 2005). Por outro lado, Cunha, Mendes e Amorim (2020) propuseram um critério simplificado similar ao coeficiente  $\gamma_z$ , chamado de  $\zeta_g$ , que apresentou acurácia

satisfatória mesmo quando  $\gamma_z$  apresenta valores elevados e não é mais possível realizar análises simplificadas de acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014).

A acurada identificação do coeficiente  $\gamma_z$  é de fundamental importância, pois acidentes estruturais por instabilidade têm acontecido com certa frequência no Brasil, sendo o estudo de Ribeiro e Oliveria (2018) sobre o edifício Real Class em Belém/PA, um dos mais recentes. Neste caso ocorreu colapso ainda na fase construtiva devido à falta de redundância e à falta de capacidade portante dos pilares para resistir às ações atuantes.

Diante do exposto, este trabalho tem como objetivo apresentar possíveis causas para as manifestações patológicas do edifício apresentado por Fusco (1996) como principal sintoma de instabilidade estrutural. O edifício em estudo neste artigo apresentou patologias assim que entrou em serviço, sendo então monitorado diariamente e, finalmente, reforçado permanentemente por meio de tirantes e chapas metálicas. Uma vez que o reforço aplicado ao edifício não é objeto de estudo deste trabalho, recomenda-se consultar Fusco (1996) para maiores informações. Ainda, nota-se que o mecanismo de colapso desenvolvido por esta edificação (FUSCO, 1996) é bastante diferente do que foi apresentado por Ribeiro e Oliveira (2018). Uma vez que não associa as manifestações patológicas com as ações ou com os critérios de projeto, o mecanismo de colapso desenvolvido pela edificação (FUSCO, 1996) é devidamente explicado neste artigo com base na resposta obtida por meio do coeficiente  $\gamma_z$  e dos esforços internos observados a partir de análises de pórtico espacial e de grelha equivalente.

## 2 Referencial teórico

### 2.1 Estabilidade estrutural

As estruturas de concreto armado estão sujeitas a efeitos não lineares físicos e geométricos. A não linearidade física está associada ao escoamento da armadura e à fissuração, fluência e retração do concreto. Para facilitar a análise estrutural, esses efeitos são simplificados pela NBR 6118 (ABNT, 2014) por uma redução da rigidez à flexão (EI) das lajes:

$$EI = 0,3E_{cs}I_c \quad (1)$$

, das vigas:

$$EI = \begin{cases} 0,4E_{cs}I_c & \text{para } A'_s \neq A_s \\ 0,5E_{cs}I_c & \text{para } A'_s = A_s \end{cases} \quad (2)$$

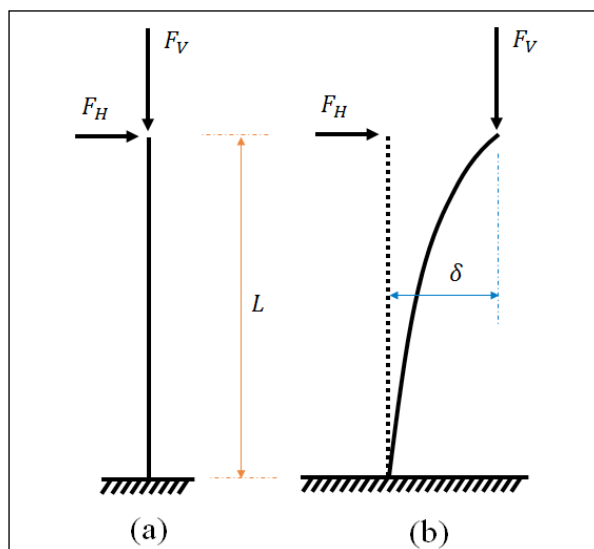
com armadura de tração ( $A'_s$ ) diferente ou igual à armadura de compressão ( $A_s$ ), e dos pilares:

$$EI = 0,8E_{cs}I_c \quad (3)$$

, sendo  $E_{cs}$  o módulo de elasticidade secante do concreto, dado na NBR 6118 (ABNT, 2014), e  $I_c$  o momento de inércia da seção transversal bruta.

Já a não linearidade geométrica diz respeito ao equilíbrio da estrutura na posição deslocada. A fim de ilustrar esse conceito, considere-se uma barra submetida a forças horizontal e vertical, conforme ilustrado na Figura 1.

**Figura 1** – Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal: (a) sem e (b) com deslocamento horizontal significativo



Fonte: Elaboração própria (2020).

No primeiro caso (Figura 1a), a barra possui rigidez à flexão ( $EI$ ) tal que o deslocamento horizontal provocado pela força  $F_H$  é desprezável. Logo, o momento fletor no engaste é denominado de momento de primeira ordem, dado por:

$$M_1 = F_H L \quad (4)$$

, sendo  $L$  o comprimento da barra.

No segundo caso (Figura 1b), a força  $F_H$  causa um deslocamento horizontal  $\delta$ . Assim, considerando o equilíbrio na posição deslocada, o momento fletor no engaste é denominado de momento de segunda ordem, dado por:

$$M_2 = F_H L + F_V \delta \quad (5)$$

## 2.2 Coeficiente $\gamma_z$

Em uma estrutura complexa, os esforços de segunda ordem não são obtidos diretamente, sendo necessários processos de análise não linear.

Com o intuito de proporcionar aos projetistas um procedimento simplificado para a obtenção dos efeitos globais de segunda ordem, a NBR 6118 (ABNT, 2014) adota o coeficiente  $\gamma_z$  (FRANCO; VASCONCELOS, 1991), que foi deduzido com base em um processo incremental-iterativo. Para simples entendimento desse processo, considere-se que o momento de segunda ordem da barra ilustrada na Figura 1b é obtido como a soma de todos os  $n$  incrementos de uma análise incremental-iterativa, ou seja:

$$M_2 = M_1 + \Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_n \quad (6)$$

Admite-se que os incrementos de momento constituem uma progressão geométrica decrescente de razão menor do que um (CEB, 1978):

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{\Delta M_1} = \dots = \frac{\Delta M_n}{\Delta M_{n-1}} < 1 \quad (7)$$

Dessa forma, a razão entre os momentos de segunda e de primeira ordem resulta na seguinte expressão:

$$\frac{M_2}{M_1} = 1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^n \quad (8)$$

Multiplicando-se o segundo membro da equação (8) por  $(1 - r)/(1 - r)$ , tem-se:

$$\frac{M_2}{M_1} = \frac{1 - r^{n+1}}{1 - r} \quad (9)$$

Considerando que o equilíbrio é garantido com uma infinidade de passos, tem-se:

$$\lim_{n \rightarrow \infty} \frac{M_2}{M_1} = \frac{1}{1 - r} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_1}{M_1}} = \gamma_z \quad (10)$$

Com isso, o coeficiente  $\gamma_z$  é definido como a razão entre os momentos fletores de segunda e de primeira ordem, estimado por meio de uma análise de primeira ordem.

A NBR 6118 (ABNT, 2014) reescreve a equação (10) da seguinte forma:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (11)$$

, em que  $\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais de cálculo atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação e  $M_{1,tot,d}$  é o momento de tombamento de cálculo da estrutura.

Assim, a NBR 6118 (ABNT, 2014) define que a estrutura é indeslocável ou de nós fixos se  $\gamma_z \leq 1,1$ , ou seja, nesse caso os efeitos globais de segunda ordem são desprezáveis. Caso contrário, a estrutura é classificada como deslocável ou de nós móveis. Ainda como estabelecido em norma, pode-se estimar os efeitos globais de segunda ordem via análise de primeira ordem se  $\gamma_z \leq 1,3$ , desde que as ações horizontais de cálculo sejam majoradas por  $0,95\gamma_z$ . Caso  $\gamma_z > 1,3$ , a análise de primeira ordem é insuficiente para estimar os efeitos globais de segunda ordem, sendo necessário aplicar um procedimento numérico de acurácia satisfatória. Nesses casos, o processo P- $\Delta$  costuma ser o mais utilizado pelos projetistas de estruturas.

### 2.3 Edifício com manifestações patológicas

O estudo de caso abordado neste trabalho foi previamente apresentado por Fusco (1996) e trata de quatro edifícios idênticos, construídos simultaneamente e que apresentaram os mesmos problemas. Cada edifício possui 15 pavimentos acima do nível do baldrame, além de cobertura, sendo sua altura, largura e profundidade de aproximadamente 47 m, 32 m e 12 m, respectivamente (FUSCO, 1996). Não se tem conhecimento sobre o nome do empreendimento, localização, projeto arquitetônico, projeto de fundação, data de entrega da obra ou maiores detalhes construtivos. Dessa forma, este trabalho detém-se apenas às informações transmitidas por Fusco (1996).

Fusco (1996) relata as observações patológicas na obra e o processo de reforço estrutural adotado para se evitar o colapso da estrutura, que se daria por instabilidade global. Este trabalho focará apenas na instabilidade global experimentada pelos edifícios citados.

As Figuras 2 e 3 (na página seguinte) apresentam, respectivamente, a planta de fôrma do pavimento tipo e a visualização tridimensional da estrutura utilizando a versão demonstrativa do programa Eberick®.

De acordo com Fusco (1996), todos os andares dos 4 edifícios começaram a apresentar as fissuras iniciais ainda em fase de construção. No entanto, essa observação só causou preocupação no final da obra devido ao grande número de reclamações, quando os apartamentos foram entregues aos seus proprietários (FUSCO, 1996). Ainda de acordo com Fusco (1996), as fissuras eram visíveis na face inferior das lajes e após uma investigação mais cuidadosa, observou-se que as fissuras “cortavam as lajes face a face”.

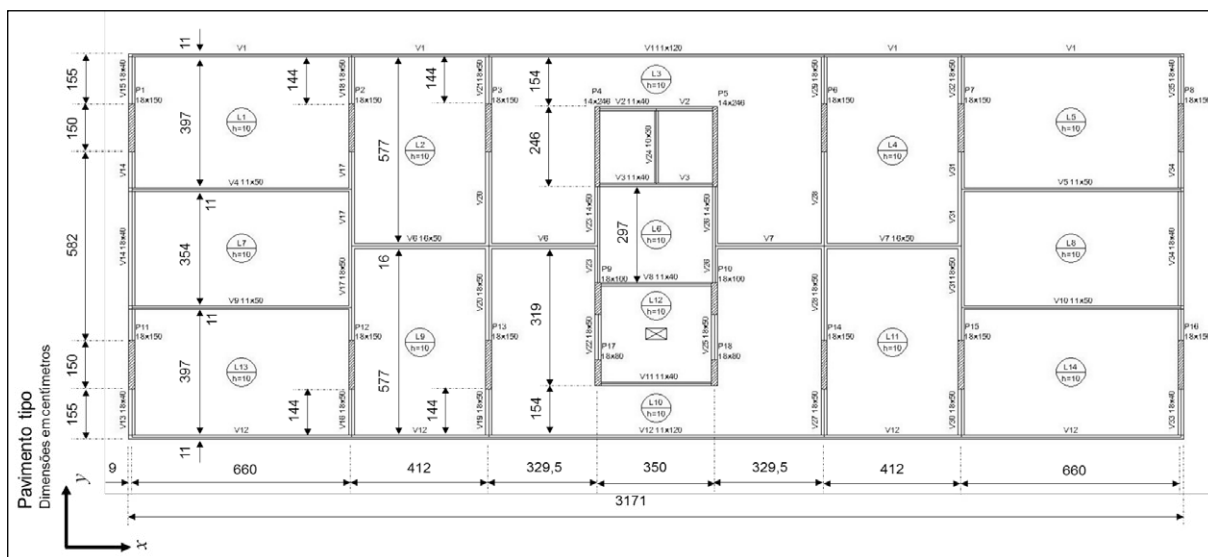
Segundo Fusco (1996), a vistoria inicial verificou que o nível de fissuração já era bastante significativo. Além das fissuras de canto (tipo 1) apresentadas na Figura 4 (na página 102), registrou-se fissuras verticais (tipo 2), rupturas localizadas em cruzamentos de alvenarias (tipo 3) e fissuras em uma parede revestida de azulejos (tipo 3’). Após essa vistoria, os edifícios foram submetidos a observações permanentes (FUSCO, 1996).

No oitavo dia de observação (Figura 5, na página 102), as fissuras citadas já haviam se agravado e novas fissuras haviam surgido nos contatos entre as alvenarias e as peças estruturais (tipo 4 e 5). Além disso, apareceram as primeiras rupturas das lajes situadas no eixo de simetria das estruturas (fissuras tipo 6) (FUSCO, 1996).

Na vistoria seguinte, já no décimo dia de observação (Figura 6, na página 103), o panorama estava extremamente crítico, “as fissuras do tipo 6 e 7 em um dos edifícios prolongavam-se pelas alvenarias e estendiam-se por quatro andares sucessivos” (FUSCO, 1996). Além disso, haviam evidências do seccionamento inteiro das vigas longitudinais da fachada (fissuras tipo 8 e 9). Com tantos problemas,

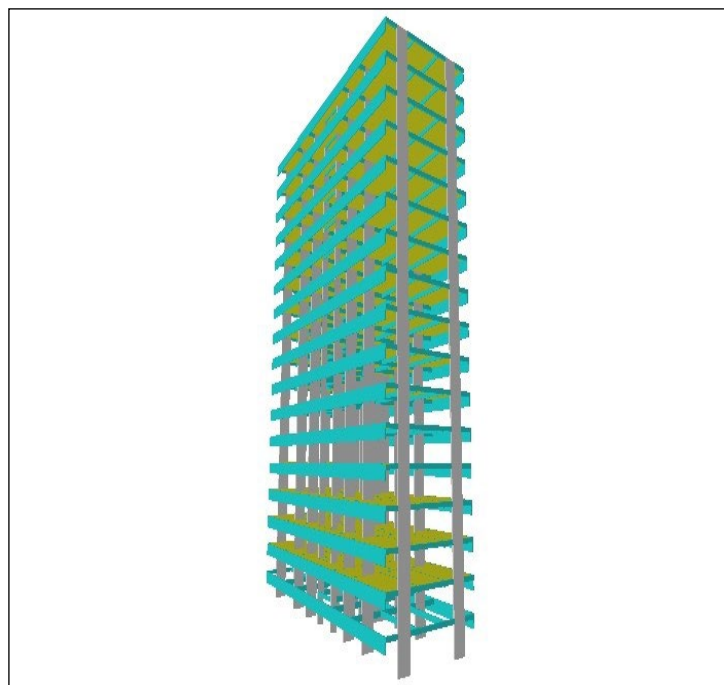
existia uma hipótese de que os edifícios tendiam a se partirem em dois pedaços (FUSCO, 1996). Executou-se, então, uma intervenção provisória, como ato emergencial, para posteriormente fazer-se uma solução definitiva. O processo de recuperação da estrutura é amplamente descrito por Fusco (1996), sendo o propósito deste trabalho apenas avaliar o acidente estrutural em si.

Figura 2 – Planta de fôrma do pavimento tipo (FUSCO, 1996)



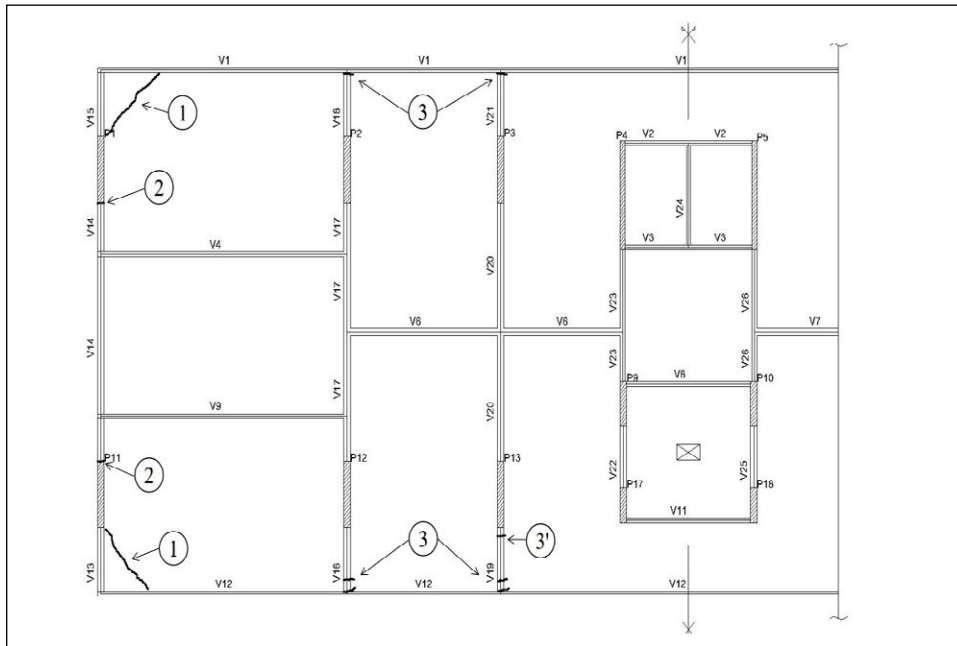
Fonte: Adaptada de Eberick 2020 – demo.

Figura 3 – Planta de fôrma do pavimento tipo (FUSCO, 1996)



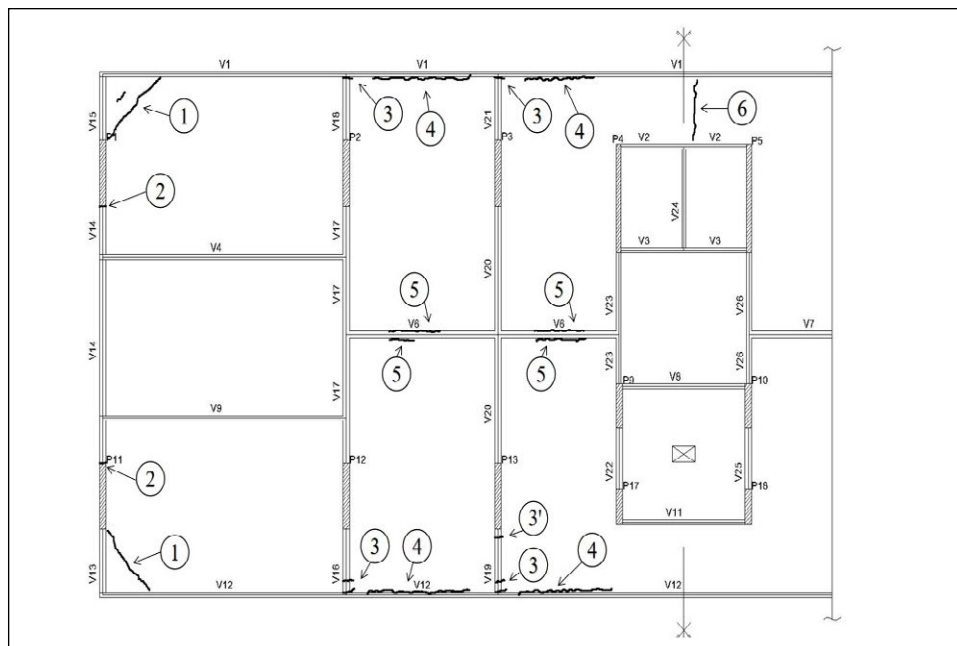
Fonte: Eberick 2020 – demo.

Figura 4 – Panorama inicial (primeiro dia)



Fonte: Adaptada de Fusco (1996).

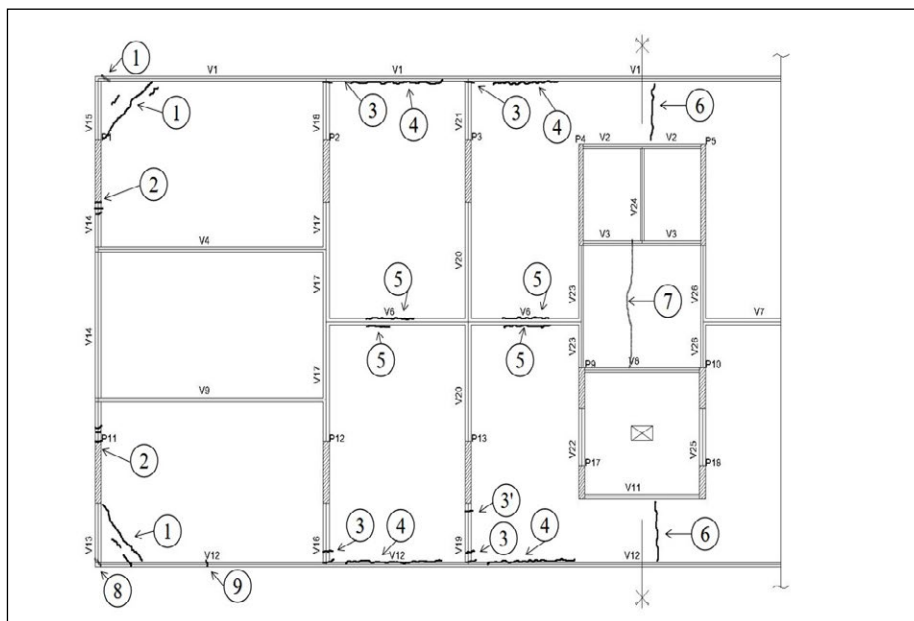
Figura 5 – Fissuras observadas no oitavo dia



Fonte: Adaptada de Fusco (1996).



Figura 6 – Fase crítica (décimo dia)



Fonte: Adaptada de Fusco (1996).

### 3 Análise Estrutural

A modelagem numérica do edifício foi feita com o pacote computacional Eberick 2020 – demo (versão demonstrativa), em que a planta de fôrmas foi apresentada na Figura 2 e o modelo tridimensional é dado na Figura 3. Essa versão do programa usa as edições atuais da NBR 6118 (ABNT, 2014) e da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Por se tratar de um edifício com formato usualmente empregado em centros urbanos, assumiu-se que a classe de agressividade ambiental é moderada, assim adotou-se o valor mínimo permitido pela NBR 6118 (ABNT, 2014) de 25 MPa para a resistência característica à compressão do concreto ( $f_{ck}$ ).

Devido à falta de informações quanto ao posicionamento dos cômodos, a carga acidental adotada foi de 150 kgf/m<sup>2</sup> e o revestimento de 181,5 kgf/m<sup>2</sup>, conforme prescrito pela NBR 6120 (ABNT, 2019). Considerou-se que sobre cada viga havia parede de alvenaria com 15 cm de espessura e peso específico de 1800 kgf/m<sup>3</sup>, ainda de acordo com a NBR 6120 (ABNT, 2019), e admitiu-se, a fim de facilitar a concepção estrutural, que a escada seja considerada como uma laje. Fusco (1996) mostra, ainda, que a alvenaria sobre as vigas V6 e V7 (Figura 2) se estendem até a borda da edificação.

Para o cálculo da carga devido à ação do vento, seguiu-se os procedimentos indicados pela NBR 6123 (ABNT, 1988), considerou-se uma região de terreno plano ou pouco ondulado, ou seja,  $S_1 = 1,0$  é o fator topográfico. Para o cálculo do fator geográfico  $S_2$ , admitiu-se rugosidade do terreno como categoria IV, nível do solo igual a 0,0 e maior dimensão horizontal ou vertical entre 20 m e 50 m. Para o fator estatístico  $S_3$ , atribui-se o valor 1,0 por se tratar de uma edificação do grupo 2. Dessa forma, é possível quantificar a carga de vento:

$$q_{vento} = C_a 0,613(S_1 S_2 S_3 v_0)^2 \quad (12)$$

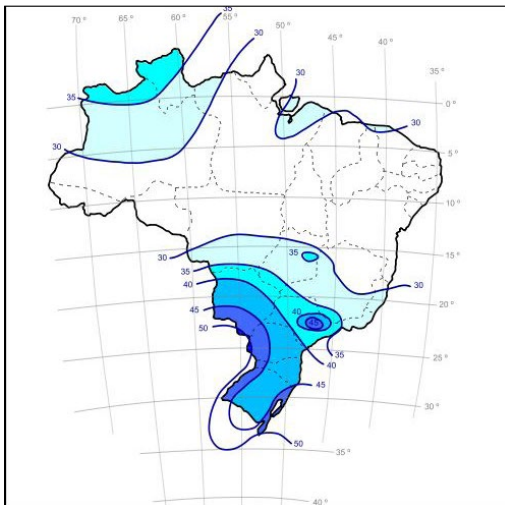
, em que  $v_0$  é a velocidade básica do vento, obtida a partir das isopletras (Figura 7) dadas na NBR 6123 (ABNT, 1988), e  $C_a$  é o coeficiente de arrasto, obtido conforme as dimensões da edificação e condição de turbulência do vento pela NBR 6123 (ABNT, 1988).

Os valores de  $\gamma_z$  foram obtidos para cada combinação de ações (Tabela 1), de acordo com a NBR 8681 (ABNT, 2003), realizadas pelo programa.

Para as combinações em que  $\gamma_z$  é maior do que 1,1, pode-se empregar procedimentos numéricos para avaliar a estabilidade da estrutura, tal como o processo P-Δ. Se  $\gamma_z$  for maior do que 1,1 e menor do que 1,3, é possível estimar os efeitos globais de

segunda ordem com base na análise linear, desde que as ações horizontais sejam majoradas por  $0,95\gamma_z$ . Nesse caso, todos os valores de  $\gamma_z$  que são maiores do que 1,1 também são menores do que 1,3. Por outro lado, também foram encontrados valores de  $\gamma_z$  que são menores do que 0,0. Embora esses valores não estejam de acordo com a definição de  $\gamma_z$  (CICOLIN; FIGUEIREDO FILHO, 2011), sua ocorrência mostra que a estrutura é totalmente instável.

Figura 7 – Isopletas de velocidade básica do vento



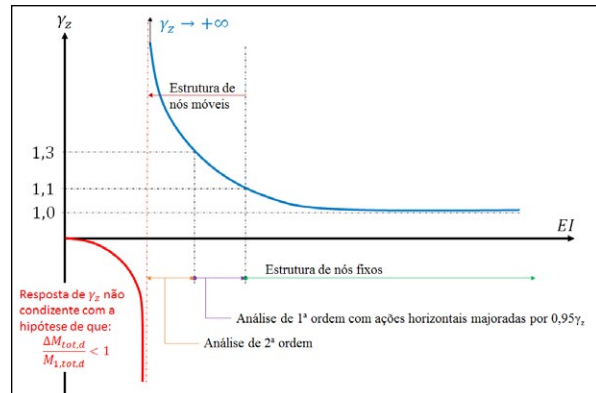
Fonte: Programa Ciclone (2018).

Com o intuito de exemplificar esta condição, considere-se que o coeficiente  $\gamma_z$  é calculado para a barra da Figura 1, logo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{F_V \delta}{F_H L}} = \frac{1}{1 - \frac{F_V L^2}{3EI}} \quad (13)$$

Se  $L$  e  $F_V$  são valores conhecidos quaisquer, a resposta de  $\gamma_z$  em função da rigidez à flexão da barra ( $EI$ ) pode ser exemplificada pela Figura 8. Com base no gráfico da mesma figura, observa-se que os valores de  $\gamma_z$  que possuem significado físico são maiores do que 1,0. Devido à dedução de  $\gamma_z$ , enquanto  $EI$  diminui,  $\gamma_z$  aumenta até tender a infinito. Entretanto, por se tratar de uma relação racional, matematicamente é possível que haja valores de  $\gamma_z$  negativos se  $EI$  for muito pequeno. Apesar de não ter significado físico,  $\gamma_z < 0,0$  indica que a estrutura é demasiadamente flexível. Para este caso, os efeitos de segunda ordem devem ser obtidos por meio de um procedimento numérico e incremental-iterativo, como o processo P-Δ.

Figura 8 – Coeficiente  $\gamma_z$  para uma barra vertical



Fonte: Elaboração própria (2020).

## 4 Resultados e discussões

Inicialmente, para processamento da estrutura, supôs-se que o edifício está localizado no estado de São Paulo, em a velocidade básica do vento ( $v_0$ ) é de 40m/s. Além disso, neste trabalho, considerou-se vento de alta turbulência devido à hipótese de a estrutura estar localizada em um centro urbano. Os resultados obtidos para o coeficiente  $\gamma_z$  são apresentados na Tabela 1, na página seguinte.

Quanto aos valores de  $\gamma_z$  que são negativos para o edifício (Tabela 1, na página seguinte), a aplicação do processo P-Δ do programa Eberick 2020 - demo (IGLESIA, 2017) não apresenta convergência. Uma vez que os valores negativos de  $\gamma_z$  estão na direção do eixo x (Figura 2), esta direção é a que apresenta maior instabilidade. Nota-se, ainda, que em ambas as direções a estrutura apresenta rigidez insuficiente, condição que pode ser associada à má formação de pórticos e/ou ausência de elementos de contraventamento.

Conforme comentado por Fusco (1996), as manifestações patológicas evoluíram rapidamente com pouco tempo em que a estrutura estava em serviço. Desta forma, é improvável que a velocidade básica do vento tenha atingido seu valor de projeto, aqui admitido igual a 40m/s. Uma vez que não há informações acerca da localização geográfica da edificação, tampouco do período em que as manifestações patológicas ocorreram, não é possível obter medições reais da velocidade do vento. Logo, outras duas análises foram realizadas com velocidade básica igual a 10m/s (Tabela 2, na página 106) e 1m/s (Tabela 3, na página 107).



**Tabela 1** – Coeficiente  $\gamma_z$  para cada combinação de ações considerada e vento com velocidade básica de 40m/s

Combinação	$M_{1,tot,d}$ (tf.m)		$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)		$\gamma_z$	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+0.59D1	986,28	4086,08	2752,93	24,27	-0,56	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+0.59D2	986,28	4086,08	2752,87	24,27	-0,56	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+0.59D3	986,28	4086,08	0,04	672,3	1,00	1,20
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+0.59D4	986,28	4086,08	0,04	672,29	1,00	1,20
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	986,28	4086,08	3076,74	32,23	-0,47	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	986,28	4086,08	3076,67	32,23	-0,47	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	986,28	4086,08	0,05	756,55	1,00	1,23
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	986,28	4086,08	0,05	756,54	1,00	1,23
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	1643,8	6810,13	5127,88	32,23	-0,47	1,00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	1643,8	6810,13	5127,77	32,24	-0,47	1,00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	1643,8	6810,13	0,05	1240,72	1,00	1,22
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	1643,8	6810,13	0,05	1239,42	1,00	1,22
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	986,28	4086,08	3215,52	35,98	-0,44	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	986,28	4086,08	3215,45	35,98	-0,44	1,01
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	986,28	4086,08	0,05	792,99	1,00	1,24
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	986,28	4086,08	0,05	792,98	1,00	1,24
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1+0.36D1	1643,8	6810,13	4588,2	24,27	-0,56	1,00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2+0.36D2	1643,8	6810,13	4588,1	24,27	-0,56	1,00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3+0.36D3	1643,8	6810,13	0,04	1107,44	1,00	1,19
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4+0.36D4	1643,8	6810,13	0,04	1104,31	1,00	1,19
G1+G2+S+0.84V1+0.59D1	986,28	4086,08	2038,95	13,33	-0,94	1,00
G1+G2+S+0.84V2+0.59D2	986,28	4086,08	2038,9	13,33	-0,94	1,00
G1+G2+S+0.84V3+0.59D3	986,28	4086,08	0,02	493,39	1,00	1,14
G1+G2+S+0.84V4+0.59D4	986,28	4086,08	0,02	493,29	1,00	1,14
G1+G2+S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	986,28	4086,08	2362,75	19,37	-0,72	1,00
G1+G2+S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	986,28	4086,08	2362,7	19,38	-0,72	1,00
G1+G2+S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	986,28	4086,08	0,03	575,63	1,00	1,16
G1+G2+S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	986,28	4086,08	0,03	575,62	1,00	1,16
G1+G2+S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	1643,8	6810,13	3937,91	19,38	-0,72	1,00
G1+G2+S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	1643,8	6810,13	3937,82	19,38	-0,72	1,00
G1+G2+S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	1643,8	6810,13	0,03	952,48	1,00	1,16
G1+G2+S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	1643,8	6810,13	0,03	946,45	1,00	1,16
G1+G2+S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	986,28	4086,08	2501,53	22,29	-0,65	1,01
G1+G2+S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	986,28	4086,08	2501,47	22,3	-0,65	1,01
G1+G2+S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	986,28	4086,08	0,03	611,24	1,00	1,18
G1+G2+S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	986,28	4086,08	0,03	611,23	1,00	1,18
G1+G2+S+1.4V1+0.36D1	1643,8	6810,13	3398,23	13,33	-0,94	1,00
G1+G2+S+1.4V2+0.36D2	1643,8	6810,13	3398,15	13,33	-0,94	1,00
G1+G2+S+1.4V3+0.36D3	1643,8	6810,13	0,02	822,38	1,00	1,14
G1+G2+S+1.4V4+0.36D4	1643,8	6810,13	0,02	813,27	1,00	1,14

Siglas: G1 – peso próprio; G2 – carga permanente adicional; S – empuxo do solo; Q – carga accidental; A – empuxo de água; V1 – vento X+; V2 – vento X-; V3 – vento Y+; V4 – vento Y-.

Fonte: Elaboração própria.

**Tabela 2** – Coeficiente  $\gamma_z$  para cada combinação de ações considerada e vento com velocidade básica de 10m/s

Combinação	$M_{1,tot,d}$ (tf.m)		$\Delta M_{tot,d}$ (tf.m)		$\gamma_z$	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+0.59D1	61,64	255,38	172,09	24,26	-0,56	1,10
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+0.59D2	61,64	255,38	172,08	24,26	-0,56	1,10
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+0.59D3	61,64	255,38	0,03	64,77	1,00	1,34
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+0.59D4	61,64	255,38	0,03	64,77	1,00	1,34
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	61,64	255,38	192,33	32,23	-0,47	1,14
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	61,64	255,38	192,33	32,23	-0,47	1,14
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	61,64	255,38	0,04	77,5	1,00	1,44
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	61,64	255,38	0,04	77,5	1,00	1,44
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	102,74	425,63	320,53	32,23	-0,47	1,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	102,74	425,63	320,52	32,23	-0,47	1,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	102,74	425,63	0,04	107,68	1,00	1,34
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	102,74	425,63	0,04	107,68	1,00	1,34
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	61,64	255,38	201,01	35,98	-0,44	1,16
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	61,64	255,38	201,01	35,98	-0,44	1,16
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	61,64	255,38	0,04	83,29	1,00	1,48
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	61,64	255,38	0,04	83,29	1,00	1,48
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1+0.36D1	102,74	425,63	286,79	24,26	-0,56	1,06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2+0.36D2	102,74	425,63	286,78	24,26	-0,56	1,06
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3+0.36D3	102,74	425,63	0,03	91,77	1,00	1,27
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4+0.36D4	102,74	425,63	0,03	91,77	1,00	1,27
G1+G2+S+0.84V1+0.59D1	61,64	255,38	127,45	13,33	-0,94	1,06
G1+G2+S+0.84V2+0.59D2	61,64	255,38	127,45	13,33	-0,94	1,06
G1+G2+S+0.84V3+0.59D3	61,64	255,38	0,02	43,33	1,00	1,20
G1+G2+S+0.84V4+0.59D4	61,64	255,38	0,02	43,33	1,00	1,20
G1+G2+S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	61,64	255,38	147,69	19,37	-0,72	1,08
G1+G2+S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	61,64	255,38	147,69	19,37	-0,72	1,08
G1+G2+S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	61,64	255,38	0,02	54,14	1,00	1,27
G1+G2+S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	61,64	255,38	0,02	54,14	1,00	1,27
G1+G2+S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	102,74	425,63	246,14	19,37	-0,72	1,05
G1+G2+S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	102,74	425,63	246,14	19,37	-0,72	1,05
G1+G2+S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	102,74	425,63	0,02	77,32	1,00	1,22
G1+G2+S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	102,74	425,63	0,02	77,32	1,00	1,22
G1+G2+S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	61,64	255,38	156,37	22,29	-0,65	1,10
G1+G2+S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	61,64	255,38	156,37	22,29	-0,65	1,10
G1+G2+S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	61,64	255,38	0,03	59,1	1,00	1,30
G1+G2+S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	61,64	255,38	0,03	59,1	1,00	1,30
G1+G2+S+1.4V1+0.36D1	102,74	425,63	212,41	13,33	-0,94	1,03
G1+G2+S+1.4V2+0.36D2	102,74	425,63	212,4	13,33	-0,94	1,03
G1+G2+S+1.4V3+0.36D3	102,74	425,63	0,02	63,33	1,00	1,17
G1+G2+S+1.4V4+0.36D4	102,74	425,63	0,02	63,33	1,00	1,17

Síglas: G1 – peso próprio; G2 – carga permanente adicional; S – empuxo do solo; Q – carga accidental; A – empuxo de água; V1 – vento X+; V2 – vento X-; V3 – vento Y+; V4 – vento Y-.

Fonte: Elaboração própria (2020).

**Tabela 3** – Coeficiente  $\gamma_z$  para cada combinação de ações considerada e vento com velocidade básica de 1m/s

Combinação	M <sub>1,tot,d</sub> (tf.m)		ΔM <sub>tot,d</sub> (tf.m)		γ <sub>z</sub>	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V1+0.59D1	0,62	2,55	1,75	24,26	-0,55	-0,12
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V2+0.59D2	0,62	2,55	1,75	24,26	-0,55	-0,12
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V3+0.59D3	0,62	2,55	0,03	24,67	1,05	-0,12
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.84V4+0.59D4	0,62	2,55	0,03	24,67	1,05	-0,12
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	0,62	2,55	1,96	32,23	-0,46	-0,09
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	0,62	2,55	1,96	32,23	-0,46	-0,09
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	0,62	2,55	0,04	32,69	1,07	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	0,62	2,55	0,04	32,69	1,07	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	1,03	4,26	3,24	32,23	-0,47	-0,15
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	1,03	4,26	3,24	32,23	-0,47	-0,15
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	1,03	4,26	0,04	32,99	1,04	-0,15
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	1,03	4,26	0,04	32,99	1,04	-0,15
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	0,62	2,55	2,05	35,98	-0,43	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	0,62	2,55	2,05	35,98	-0,43	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	0,62	2,55	0,04	36,45	1,07	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	0,62	2,55	0,04	36,45	1,07	-0,08
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1+0.36D1	1,03	4,26	2,9	24,26	-0,55	-0,21
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2+0.36D2	1,03	4,26	2,9	24,26	-0,55	-0,21
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3+0.36D3	1,03	4,26	0,03	24,94	1,03	-0,21
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4+0.36D4	1,03	4,26	0,03	24,94	1,03	-0,21
G1+G2+S+0.84V1+0.59D1	0,62	2,55	1,29	13,33	-0,93	-0,24
G1+G2+S+0.84V2+0.59D2	0,62	2,55	1,29	13,33	-0,93	-0,24
G1+G2+S+0.84V3+0.59D3	0,62	2,55	0,02	13,63	1,03	-0,23
G1+G2+S+0.84V4+0.59D4	0,62	2,55	0,02	13,63	1,03	-0,23
G1+G2+S+0.98Q+0.84V1+0.59D1	0,62	2,55	1,5	19,37	-0,70	-0,15
G1+G2+S+0.98Q+0.84V2+0.59D2	0,62	2,55	1,5	19,37	-0,70	-0,15
G1+G2+S+0.98Q+0.84V3+0.59D3	0,62	2,55	0,02	19,72	1,03	-0,15
G1+G2+S+0.98Q+0.84V4+0.59D4	0,62	2,55	0,02	19,72	1,03	-0,15
G1+G2+S+0.98Q+1.4V1+0.36D1	1,03	4,26	2,48	19,37	-0,71	-0,28
G1+G2+S+0.98Q+1.4V2+0.36D2	1,03	4,26	2,48	19,37	-0,71	-0,28
G1+G2+S+0.98Q+1.4V3+0.36D3	1,03	4,26	0,02	19,95	1,02	-0,27
G1+G2+S+0.98Q+1.4V4+0.36D4	1,03	4,26	0,02	19,95	1,02	-0,27
G1+G2+S+1.4Q+0.84V1+0.36D1	0,62	2,55	1,59	22,29	-0,64	-0,13
G1+G2+S+1.4Q+0.84V2+0.36D2	0,62	2,55	1,59	22,29	-0,64	-0,13
G1+G2+S+1.4Q+0.84V3+0.36D3	0,62	2,55	0,03	22,66	1,05	-0,13
G1+G2+S+1.4Q+0.84V4+0.36D4	0,62	2,55	0,03	22,66	1,05	-0,13
G1+G2+S+1.4V1+0.36D1	1,03	4,26	2,14	13,33	-0,93	-0,47
G1+G2+S+1.4V2+0.36D2	1,03	4,26	2,14	13,33	-0,93	-0,47
G1+G2+S+1.4V3+0.36D3	1,03	4,26	0,02	13,83	1,02	-0,45
G1+G2+S+1.4V4+0.36D4	1,03	4,26	0,02	13,83	1,02	-0,45

Siglas: G1 – peso próprio; G2 – carga permanente adicional; S – empuxo do solo; Q – carga accidental; A – empuxo de água; V1 – vento X+; V2 – vento X-; V3 – vento Y+; V4 – vento Y-.

Fonte: Elaboração própria (2020).

Tabela 4 – Reações de apoio negativa nas vigas

VIGA	TRECHO	LAJE 1	LAJE 2	REAÇÃO 1 (kgf.m/m)	REAÇÃO 2 (kgf.m/m)
V4	1	L1	L7	-122,68	276
V17	4	L1	L2	5074	3094
V18	1	L1	L2	2059	1908
V17	3	L7	L2	2380	2155
V9	1	L7	L13	316	-103,41
V17	2	L7	L9	2633	2594
V16	1	L13	L9	2013	1889
V17	1	L13	L9	6153	2429
V20	1	L9	L10	1030	933
V6	1	L9	L2	-409,18	-423,70
V19	1	L9	L10	1651	1664
V20	2	L2	L3	1036	951
V21	1	L2	L3	1678	1707
V22	1	L10	L12	1102	958
V23	1	L10	L6	2062	1746
V6	2	L10	L3	-98,64	-42,69
V27	1	L10	L11	1664	1651
V28	1	L10	L11	932	1030
V7	1	L10	L3	-98,55	-42,60
V26	1	L10	L6	2062	1746
V25	1	L10	L12	958	1102
V11	1	L10	L12	1645	770
V23	2	L3	L6	1535	1365
V26	2	L3	L6	1535	1365
V28	2	L3	L4	951	1035
V29	1	L3	L4	1707	1678
V31	4	L4	L5	3098	5085
V32	1	L4	L5	1910	2061
V7	2	L4	L11	-426,36	-411,78
V31	3	L4	L8	2161	2386
V31	1	L11	L14	2431	6167
V31	2	L11	L8	2601	2640
V30	1	L11	L14	1891	2015
V10	1	L14	L8	-103,76	315
V5	1	L8	L5	276	-123,01
V8	1	L12	L6	-556,50	-102,28

Fonte: Elaboração própria (2020).

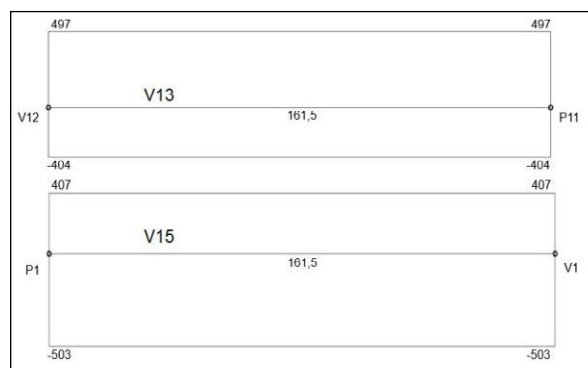
Em suma, observa-se que o coeficiente  $\gamma_z$  apresentou valores acima de 1,10 e negativos em diversas combinações de ações (valores destacados nas Tabelas 2 e 3). Nas três análises realizadas, nota-se que foram obtidos valores de  $\gamma_z$  menores que zero na direção x, ao passo que na direção y foram obtidos valores de  $\gamma_z$  maiores que 1,1 (Tabela 1 e 2) e também menores que zero (Tabela 3). Esta situação evidencia graves falhas de concepção estrutural. Novamente, mesmo utilizando forças horizontais reduzidas (velocidade do vento de 10m/s e 1m/s), a aplicação do processo P- $\Delta$  do programa Eberick 2020 - demo (IGLESIA, 2017) não apresentou convergência.

Ao se observar a Figura 2, é possível notar que os pilares foram posicionados de modo que o maior momento de inércia da seção transversal enrijeça a direção y, por ser a de menor lado. Embora a maioria dos pilares seja, na verdade, pilares-parede, não há boa formação de pórticos em nenhuma direção. De acordo com as análises realizadas, mesmo havendo pórticos na direção y, não há rigidez suficiente para garantir que a estrutura seja de nós fixos. Ainda, na direção x não há associação entre os pórticos formados na direção y. Logo, estes elementos tendem a se comportar de forma isolada, justificando a observação de que a estrutura é exageradamente flexível na direção x. Esta condição pode ser a explicação das fissuras horizontais (tipo 6 e 7) que tendiam a separar o edifício em duas partes (FUSCO, 1996).

As fissuras de canto (Figura 4) são dadas por ação de momento volvente. Uma vez que o programa não retorna estes valores da análise de grelha equivalente, apenas é possível inferir sua ocorrência com base na envoltória de momentos torçores das vigas na proximidade dessas fissuras (Figura 9).

As fissuras de separação entre alvenarias e pilares (tipo 2), entre alvenarias (tipo 3) e entre alvenarias e vigas (tipo 4 e 5) são consequência da distribuição de esforços nos pavimentos. Devido à concepção dos pórticos, partes da estrutura do pavimento estão em balanço na direção y. Esta situação implicou em um efeito de levantamento das vigas V6 e V7, pois trechos de sua extensão apresentam cargas negativas (reações de baixo para cima, conforme Tabela 4, apresentada na página 108). Assim, partes do pavimento tendem a se deslocar para cima, causando patologias nas alvenarias de vedação e em suas conexões com elementos estruturais.

**Figura 9** – Envoltória de momentos torçores das vigas na proximidade das fissuras diagonais nos cantos das lajes (momentos torçores em kgf.m)



Fonte: Eberick 2020 – demo.

As fissuras tipo 8 e 9 decorrem de efeitos secundários por conta da evolução das fissuras iniciais (tipo 1 a 7), não podendo ser quantificadas pelas análises realizadas neste trabalho.

## 5 Considerações finais

Neste trabalho se analisou a ocorrência de manifestações patológicas devido a efeitos globais de segunda ordem em um edifício alto (Fusco, 1996). As fissuras observadas apresentaram rápida propagação em um intervalo de tempo muito pequeno, pois a edificação acabara de entrar em serviço. Assim, os efeitos globais de segunda ordem, bem como os esforços internos solicitantes, foram associados às manifestações patológicas por meio de três análises estruturais com o pacote computacional Eberick 2020 – demo.

Nota-se que, nas três análises realizadas, em todas as combinações de ações, a estrutura apresentou efeitos globais de segunda ordem em pelo menos uma direção. Por conta da má concepção estrutural, em uma das direções sempre ocorreria instabilidade estrutural severa. Esta condição tem implicação direta na nucleação e propagação das fissuras horizontais nas lajes e vigas de borda.

Em termos de comportamento mecânico do pavimento tipo, as fissuras de canto são consequência do momento volvente na laje. Ainda, as fissuras nas alvenarias e nas ligações entre as alvenarias e a estrutura são resultado do efeito de levantamento da parte central do pavimento.

Diante do exposto, é notório que a má concepção estrutural do projeto original teve como principal consequência efeitos globais de segunda ordem

que provavelmente não foram previstos. Com isso, a estrutura apresentou um severo processo de fissuração. Tal sucessão de efeitos indesejáveis teria como consequência a falha catastrófica da estrutura, caso não tivesse sido reforçada (Fusco, 1996). Como o reforço da estrutura não foi objeto de estudo deste trabalho, recomenda-se consultar Fusco (1996) para mais informações.

Por fim, é importante notar que a falta de informações acerca da obra não foi um limitante do trabalho, tampouco invalida a obtenção e discussão dos resultados.

## REFERÊNCIAS

- ALVES, E. C.; FEITOSA, L. A. Análise da estabilidade global de edifícios altos em lajes lisas considerando a interação solo-estrutura. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 13, n. 1, 2020, p. 183-199.
- ARAÚJO, J. M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, Rio Grande, n. 15, 2010, p. 41-53.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681 – Ações e segurança nas estruturas – procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 2019.
- BECK, H.; KÖNIG, G., Restraining forces in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS, 1966, Southampton **Proceedings...** Southampton: University of Southampton, 1966, p. 513-536.
- BUENO, J. R.; LORIGGIO, D. D. Análise de efeitos de 2ª ordem: estudo de caso. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 9, n. 4, 2016, p. 494-509.
- CAMPOÓ, L. B.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural. **Revista Minerva**, v. 2, n. 2, 2005, p. 173-184.
- CARMO, R. M. S.; CORRÊA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. Correlação entre parâmetros de estabilidade global de estruturas de edifícios. In: JORNADAS SUDAMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, 22., 1995, Tucuman, 1995. **Memorias...** Tucuman: Associação Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 1995. p. 99-110.
- CICLONE. 5.0.1 beta. [S. l.]: EESC/USP, 2018. Disponível em: <http://www.set.eesc.usp.br/porta/pt/27pesquisa/software/163-ciclone-acao-doventonas-edificacoes>. Acesso em: 28 fev. 2020.
- CICOLIN, L. A. B.; FIGUEIREDO FILHO, J. R. Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 4, n. 3, 2011, p. 501-529.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON. Model Code CEB-FIP pour les structures em béton. **CEB Bulletin d'Information**, Paris, n.124/125, 1978.
- CUNHA, R. N.; MENDES, L. A.; AMORIM, D. L. N. F. Proposta de critério simplificado para estimar efeitos de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 13, n. 2, 2020, p. 200-211.
- DINIZ, C. W. S.; LAGES, E. N.; BARBOZA, A. S. R. Estabilidade global de sistemas estruturais de edifícios considerando a ligação viga-pilar parede. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 12, n. 4, 2019, p. 705-737.
- EBERICK 2020 - demo. Versão 13.285. [S. l.]: AltoQi, 2020. Disponível em: <https://www.altoqi.com.br/downloads/>. Acesso em: 28 fev. 2020.
- ELLWANGER, R. J. Um limite variável para o parâmetro de instabilidade de estruturas de contraventamento formadas por associações de pórticos com paredes ou núcleos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 5, n. 1, 2012, p. 104-136.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB-FIP MC90, 1991, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 1991. p. 307-324.
- FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 9, n. 2, 2016, p. 145-163.



FUSCO, P. B. Patologia da Concepção Estrutural de Edifícios Altos. In: Cunha, A.J.P.; Lima, N.A.; Souza, V. C. M. **Acidentes estruturais na construção civil**. São Paulo: PINI, 1996. cap. 15. v. 1.

IGLESIA, S. M. **O efeito P-Delta nas estruturas de edifícios**. Florianópolis: AltoQi, 2017.

LACERDA, M. M. S.; FLORÊNCIO, A. C.; SILVA, W. A., DELALIBERA, R. G. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 9, n. 2, 2014, p. 24-37.

PAIXÃO, J. F. M.; ALVES, E. C. Análise de estabilidade global em edifícios altos. **Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, Goiânia, v. 13, n. 1, 2016, p. 48-63.

RIBEIRO, R. J. C.; OLIVEIRA, D. R. C. O colapso do edifício Real Class. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 11, n. 2, 2018, p. 357-388.

VIEIRA, V. V. S; RODRIGUES Jr, S. J.; VELOSO, L. A. C. M. Análise da estabilidade global de edifícios de concreto armado utilizando o coeficiente  $\gamma_z$ . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, São Paulo, v. 10, n. 5, 2017, p. 1113-1140.