

On the use of parameter γ_z in fire situation

Sobre o uso do parâmetro γ_z em situação de incêndio



E. A. K. NACCACHE^a
eduardo.naccache@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4118-9842>

I. PIERIN^a
igorpierin@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-4745-4870>

V. P. SILVA^a
valpigss@usp.br
<https://orcid.org/0000-0003-3302-8520>

Abstract

Herein will be presented a study on the use of parameter γ_z for reinforced concrete frames in fire situation. Currently, there are no results of similar research for concrete structures, since the subject has not received the adequate attention. In fire situation, many of the horizontal actions are no longer considered in exceptional load combination, leaving only the horizontal action due to the global geometric imperfections. Once the equivalent horizontal forces to these imperfections are obtained, the parameter is applied. One of the conclusions was that the parameter γ_z is not adequate, in particular for high buildings, indicating that more research is necessary. Even so, using γ_z for room temperature, we conclude that fires that affect lower floors are more damaging to the building and more floors under fire also lead to worse results.

Keywords: fire, parameter γ_z , geometric non-linearity.


Resumo

A seguir será apresentado um estudo sobre o uso do parâmetro γ_z em pórticos de concreto armado em situação de incêndio. Atualmente, não se têm resultados de investigação similar em estruturas de concreto, já que o tema não tem recebido atenção adequada. Em situação de incêndio muitas das ações horizontais deixam de ser consideradas na combinação excepcional de carregamento, restando apenas a ação horizontal decorrente das imperfeições geométricas globais. Obtidas as forças horizontais equivalentes a essas imperfeições, aplica-se o parâmetro citado. Uma das conclusões foi de que o parâmetro γ_z não se mostrou adequado em especial para edifícios mais elevados, indicando a necessidade de mais pesquisa sobre esse assunto. Ainda assim, empregando-se o γ_z , concluiu-se que incêndios que afetam andares inferiores são mais prejudiciais ao edifício e mais andares atingidos também levam a piores resultados.

Palavras-chave: incêndio, parâmetro γ_z , não linearidade geométrica.

^a Polytechnic School, University of São Paulo, Structures and Geotechnic Department, São Paulo, SP, Brazil.

Received: 21 Nov 2018 • Accepted: 14 Jan 2019 • Available Online:

 This is an open-access article distributed under the terms of the Creative Commons Attribution License

1. Introdução

O estudo das estruturas em situação de incêndio é um tema novo para efeito de pesquisa e aplicação em projeto. Muito ainda há o que se pesquisar sobre o comportamento de materiais e sistemas estruturais.

Para estruturas de concreto, não foram encontrados trabalhos que possam ser relacionados a esse. Por outro lado, para as estruturas metálicas, algum conhecimento já tem sido acumulado em estudos análogos. Em Xu, Ma e Zhuang [1], por exemplo, é utilizada a análise de estabilidade desenvolvida em Xu [2] para entender a influência de um incêndio na estabilidade de um pórtico de aço de um pavimento. Observa-se que testes de laboratório mostraram que o emprego de revestimento contra fogo nos pilares é essencial contra o colapso generalizado, assim os pilares são considerados com revestimento e, portanto, sem sofrer influência do calor transmitido pelo incêndio. Já as vigas são consideradas sem revestimento contra fogo. A temperatura em cada viga é admitida uniforme e para cada uma atribui-se uma variável temperatura. Chega-se em um problema de otimização que mostra os mais altos e baixos cenários de temperatura assim como os mais localizados e mais distribuídos cenários que causam instabilidade. O cenário de incêndio é assumido como um único foco de incêndio que se espalha para compartimentos adjacentes. A situação crítica de incêndio é a do incêndio sendo iniciado no compartimento onde estão localizados os pilares que mais contribuem para a rigidez lateral.

Uma análise de estabilidade utilizando o método dos elementos finitos e com uma matriz de rigidez do elemento que contempla a degradação da rigidez flexional devido à força axial é encontrada em Couto et al. [3]. Um fator de carregamento é aplicado e aumentado até o ponto de levar a estrutura ao seu limite e as forças axiais atuantes em cada pilar nesse ponto são utilizadas como forma de avaliar seu comprimento efetivo de flambagem. A instabilidade global é então utilizada para propor um comprimento de flambagem para uma análise de instabilidade local de cada

pilar de pórticos não contraentados (“unbraced frames” ou “sway frames”), que são casos não contemplados pelo Eurocode 3 – Part 1-2 [4] e para avaliar a acurácia dos valores de comprimento de flambagem propostos nesta mesma norma para casos de pórticos contraentados (“braced frames” ou “non-sway frames”).

Um outro trabalho onde também o comportamento de pórticos planos de aço em situação de incêndio é avaliado é o de Toh, Fung e Tan [5]. Nesse trabalho foram aplicados conceitos da teoria da plasticidade para a consideração da formação de rótulas plásticas em situação de incêndio. Dessa forma a capacidade resistente da estrutura é obtida quando da formação de mecanismo, que pode ser entendido também como perda da estabilidade.

Por último, vale citar o trabalho de Tan e Yuan [6], onde a estabilidade de pilares isolados de aço é estudada. Nesse trabalho, molas nas extremidades dos pilares são utilizadas para simular as restrições impostas pela estrutura adjacente não aquecida. Além disso, eles são sujeitos a distribuições não uniformes de temperatura ao longo de sua altura para se chegar a valores menos conservadores para a carga crítica daqueles obtidos para distribuição uniforme. Uma solução analítica é obtida e utilizada para demonstrar a considerável influência do modelo de tensões e deformações e da distribuição de temperaturas ao longo da altura do pilar na força normal crítica. Os resultados mostraram-se em bastante concordância com resultados experimentais, dando credibilidade às equações alcançadas como ferramenta de auxílio aos engenheiros que necessitam averiguar a estabilidade de pilares em situação de incêndio sem a necessidade de modelos numéricos mais dispendiosos.

Neste estudo, procurou-se analisar a viabilidade do uso do parâmetro γ_z , que permite verificar se uma análise global não linear geométrica é necessária ou não para um edifício de múltiplos andares de concreto, para a situação de incêndio.

O parâmetro γ_z foi proposto no trabalho de Franco e Vasconcellos [7], conforme a equação (1).

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

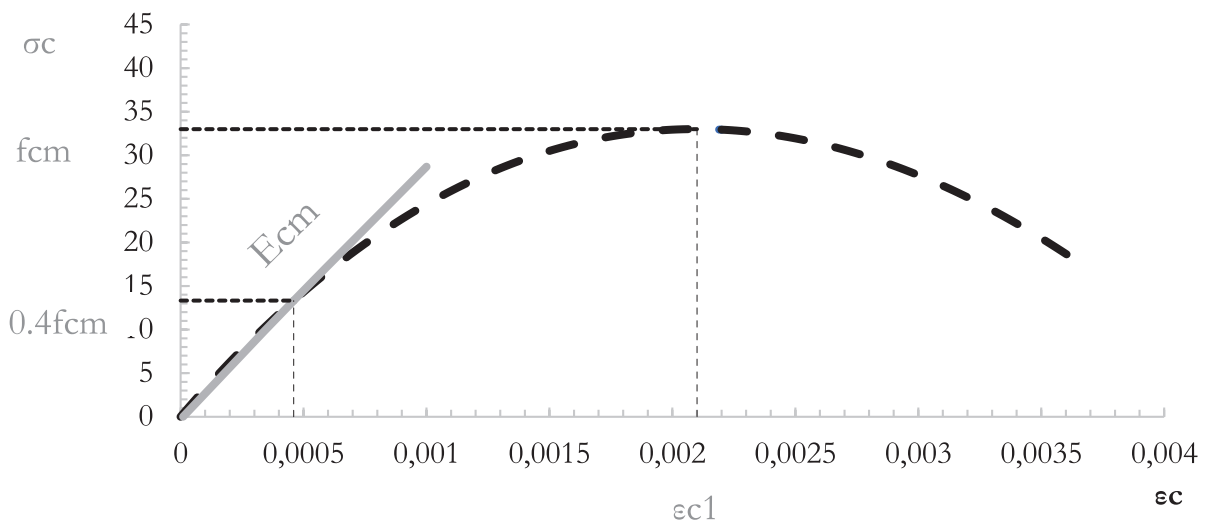


Figura 1

Relação tensão-deformação para análise estrutural à temperatura ambiente. Eurocode 2 – Part 1-1 [6]

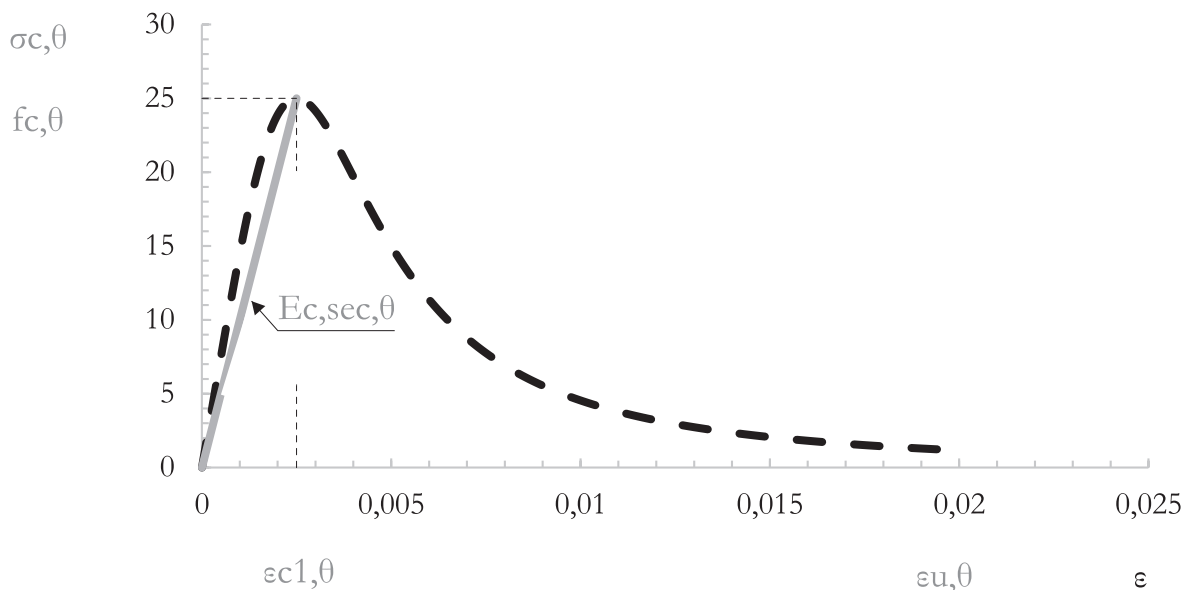


Figura 2

Relação tensão-deformação para análise estrutural em situação de incêndio. Eurocode 2 – Part 1-2 [5]

Onde $M_{1,tot,d}$ é a soma das contribuições de todas as forças horizontais de cálculo multiplicadas pelas respectivas distâncias de cada uma em relação à base do edifício e $\Delta M_{tot,d}$ é a soma de todos os carregamentos verticais de cálculo, multiplicados pelo deslocamento horizontal dos seus respectivos pontos de aplicação obtidos da análise de primeira ordem.

O parâmetro γ_z conforme definido na ABNT NBR 6118:2014 [8] é uma exclusividade da norma brasileira. Como já observado, não se encontrou na literatura qualquer estudo similar ao apresentado neste trabalho. Com efeito, o presente trabalho constitui uma abordagem inédita, utilizando métodos já conhecidos.

Com o aumento da temperatura dos elementos estruturais durante tempo decorrido em incêndio, o módulo de elasticidade do concreto decai, aumentando o deslocamento horizontal e, portanto, aumentando o γ_z . Esse comportamento será analisado neste trabalho.

Para tal finalidade, a análise estrutural foi realizada por meio de um programa desenvolvido pelo primeiro autor, considerando linearidade geométrica e do material [9]. Visto que a relação tensão-deformação possui apenas um trecho linear definido pelo módulo de elasticidade escolhido, ele se torna o parâmetro da estrutura mais importante da análise.

2. Módulo de elasticidade em situação de incêndio

Em situação de incêndio, o módulo de elasticidade tem seu valor reduzido conforme o incêndio se desenvolve e altera a temperatura do ambiente e, consequentemente, da estrutura. Uma primeira tentativa de descrever essas alterações pode ser deduzida a partir do Eurocode 4 – Part 1-2 [10], assumindo que a equação (2), apenas explicitada nesse Eurocode também seja aplicável a outras estruturas que não sejam mistas de aço e concreto, objeto do Eurocode 4.

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{f_{c,\theta}}{\epsilon_{c1,\theta}} \quad (2)$$

Na equação (2), $f_{c,\theta}$ é o pico de tensão alcançada em situação de incêndio à temperatura θ e $\epsilon_{c1,\theta}$ é a deformação correspondente a esse pico de tensão.

Procedendo dessa maneira, entretanto, chega-se a uma inconsistência tal que o módulo de elasticidade secante a 20°C, $E_{c,sec,20}$, calculado pelo Eurocode 2 -Part 1-2 [11] não tem o mesmo valor que o módulo secante à temperatura ambiente E_{cm} , calculado pelo Eurocode 2-Part 1-1 [12]. Essa diferença é ilustrada na Figura 1 e Figura 2 para um concreto com $f_{ck} = 25$ MPa e têm por base a relação tensão-deformação para análise estrutural à temperatura ambiente e em situação de incêndio de acordo com o Eurocode 2-Part 1-1 [12] e o Eurocode 2 Part 1-2 [11], respectivamente.

A deformação no pico de tensão à temperatura ambiente ϵ_{c1} segue a equação (3).

$$\epsilon_{c1} = 0,7(f_{ck} + 8)^{0,31} \leq 0,28\% \quad (3)$$

O módulo secante, também à temperatura ambiente, é determinado pela equação (4).

$$E_{cm} = 2200 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (4)$$

Como pode ser observado na Figura 2, em situação de incêndio, o módulo secante $E_{c,sec,\theta}$ é estimado para uma tensão de trabalho igual à resistência característica à compressão (à temperatura θ) do concreto, enquanto à temperatura ambiente, observa-se na Figura 1 que o módulo secante E_{cm} é estimado para uma tensão de trabalho igual a quarenta por cento da resistência média à compressão f_{cm} , o que leva a valores maiores. Assim, se o concreto vai enfrentar o calor de um incêndio, de acordo com o Eurocode, seu módulo de elasticidade começa em valores menores do que começaria em caso da não ocorrência do incêndio, mesmo que a temperatura inicial do

Tabela 1

Coefficientes de ajuste de rigidez flexional (Eurocode 4 – Part 1-2 [4])

Resistência ao fogo	$\varphi_{s,\theta}$	$\varphi_{c,\theta}$
R30	1,0	0,8
R60	0,8	0,8
R90	0,9	0,8
R120	1,0	0,8

modelo de incêndio seja a mesma daquela que é considerada para condições normais.

Deve-se ressaltar que no Eurocode 2 Part 1-2, onde o tema do incêndio em estruturas de concreto armado é tratado, o módulo de elasticidade é chamado de $E_{c,sec,\theta}$ e no Eurocode 2 Part 1-1, que trata das regras gerais de dimensionamento de estruturas de concreto em temperatura ambiente, o módulo de elasticidade é chamado de E_{cm} . O que se pretende aqui é mostrar que quando a temperatura de 20°C é considerada, ou seja, a temperatura ambiente de condições normais, devia-se ter $E_{c,sec,\theta} = E_{cm}$, mas não é o que acontece.

O módulo secante $E_{c,sec,\theta}$ representado na Figura 2 é o valor médio da tangente do gráfico tensão-deformação dentro do intervalo $[0; \varepsilon_{c1}]$, que equivale ao indicado na equação (5).

$$E_{c,sec,\theta} = \frac{1}{\varepsilon_{c1}} \int_0^{\varepsilon_{c1}} \frac{d\sigma}{d\varepsilon} d\varepsilon \quad (5)$$

Onde $f_{c,\theta}$ é dado pela equação (6).

$$f_{c,\theta} = k_{c,\theta} f_{ck} \quad (6)$$

O fator $k_{c,\theta}$ e a deformação no pico de tensão ε_{c1} em situação de incêndio dependem do tipo de agregado graúdo do concreto que pode ser de material silicoso ou calcário e são apresentados no Eurocode 2 Part 1-2 [11]. Além disso, será considerada aqui uma rigidez flexional efetiva $(EI)_{fl,eff}$ para os pilares e para as vigas de acordo com o quinto parágrafo do item 4.3.5.1. do Eurocode 4 Part 1-2 [4], aqui reproduzida na equação (7).

Tabela 2

Coefficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto (AISC 360-16 [7])

Temp. (°C)	$k_{E,\theta}$
20	1
93	0,93
200	0,75
290	0,61
320	0,57
430	0,38
540	0,2
650	0,092
760	0,073
870	0,055
980	0,036
1100	0,018
1200	0

Da equação (5), tem-se a equação (2) já referida anteriormente.

$$(EI)_{fl,eff} = \varphi_{s,\theta} E_{s,\theta} I_{s,\theta} + \varphi_{c,\theta} E_{c,sec,\theta} I_{c,\theta} \quad (7)$$

O índice “s” é relativo a “steel” que é o aço das barras da seção de concreto armado e não serão consideradas. O índice “c” é relativo ao concreto. Os termos $\varphi_{s,\theta}$ e $\varphi_{c,\theta}$ são coeficientes de redução devido às tensões de origem térmica na temperatura θ e fornecidos na Tabela 1. O fenômeno conhecido como “spalling” será desconsiderado, portanto, não há perda de seção de concreto $I_{c,\theta} = I_c$. Pela terceira coluna da Tabela 1 vê-se que $\varphi_{c,\theta}$ é sempre igual a 0,8. Com essas considerações, a rigidez flexional efetiva passa a ser a da equação (8).

$$(EI)_{fl,eff} = 0,8 E_{c,sec,\theta} I_c \quad (8)$$

O coeficiente de redução do módulo de elasticidade pode ser obtido dividindo $E_{c,sec,\theta}$ por seu valor a 20°C como feito na equação (9).

$$k_{c,\theta} = \frac{E_{c,sec,\theta}}{E_{c,sec,20^\circ C}} \quad (9)$$

Uma alternativa ao Eurocode 2 é a norma americana AISC 360-16 [13] que fornece recomendações diretas para o coeficiente de redução do módulo de elasticidade do concreto. Seus valores são reproduzidos na Tabela 2.

O módulo de elasticidade do concreto à temperatura ambiente proposto pelo AISC 360-16 [13], em relação ao qual se aplica o coeficiente de redução da Tabela 2 é dado pela equação (10).

$$E_c = 5375 \sqrt{f_{ck}} \quad (10)$$

É importante notar que não é feita distinção entre módulo tangente e módulo secante no AISC 360-16 [13] até porque é uma norma mais específica para estruturas de aço. Notando-se que (10) é similar à equação para o módulo tangente proposto na ABNT NBR 6118:2014 [8], escolheu-se por utilizar as expressões encontradas na norma brasileira, sendo a equação (11) para o módulo tangente e equação (12) para o módulo secante.

$$E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (11)$$

$$E_{cs} = 0,85 E_c \quad (12)$$

Assim, seguindo as recomendações do AISC em associação às equações (11) e (12) da ABNT NBR 6118, o módulo secante a uma temperatura θ pode ser escrito conforme equação (13).

$$E_{c,sec,\theta} = k_{E,\theta} E_{cs} \quad (13)$$

Neste artigo serão empregados na análise, os módulos de elasticidade e redutores, respectivamente, da ABNT NBR 6118:2014 [8] e AISC 360-16 [13] e do Eurocode 4 – Part 1-2 [10] e Eurocode 2-Part 1-1 [12].

3. Imperfeições geométricas

Em situação de incêndio, a estrutura é sujeita à combinação excepcional de ações. A probabilidade de fortes ventos ocorrerem ao mesmo tempo de um flashover é muito pequena, assim, o valor de cálculo das forças decorrentes de vento é nulo (ABNT NBR 8681:2003 [14]) e as únicas forças horizontais que devem ser consideradas são as imperfeições geométricas globais, que são

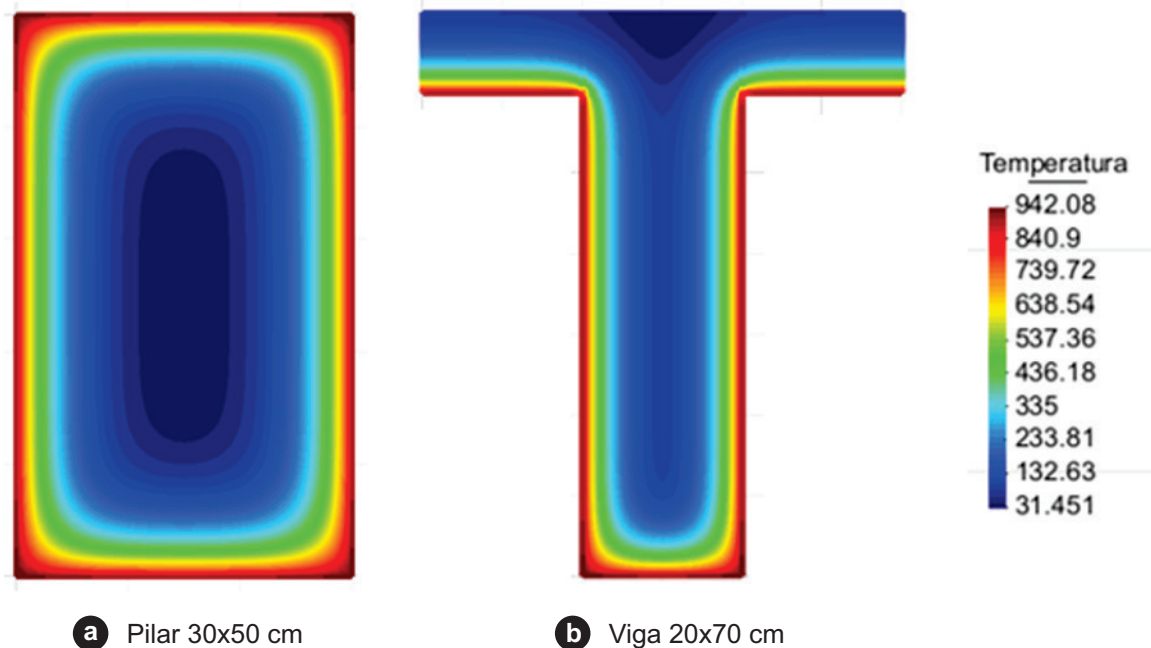


Figura 3

Exemplos de campos térmicos determinados para este trabalho

sempre atuantes na estrutura. De acordo com o Eurocode 2 – Part 1-1 [12], a imperfeição global pode ser representada por uma inclinação θ_1 dada pela equação (14):

$$\theta_1 = \theta_0 \alpha_h \alpha_m \quad (14)$$

Onde α_h é um fator de redução associado à altura total da estrutura H e determinado pela equação (15).

$$\alpha_h = \frac{2}{\sqrt{H}} \quad (15)$$

E α_m é um fator de redução associado ao número de elementos m ao longo da altura H e determinado pela equação (16).

$$\alpha_m = \sqrt{\frac{1 + 1/m}{2}} \quad (16)$$

Por último, θ_0 é um valor de referência a ser corrigido pelos fatores acima e corresponde 1/200. As forças horizontais equivalentes são obtidas a partir da inclinação definida acima e uma vez que essas forças são conhecidas, os parâmetros de estabilidade podem ser calculados.

4. Combinação de carregamentos

O carregamento aplicado à estrutura em situação de incêndio teve por base a combinação excepcional de carregamentos. Essa combinação é chamada de combinação excepcional por incluir uma ação de baixa probabilidade de ocorrência e de curta duração, com base na ABNT NBR 8681:2003 [14]. Nessa combinação, muitas das forças variáveis podem ser desprezadas ou reduzidas por um fator de combinação de acordo com a equação (17).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + \gamma_{q,fl} F_{q1,exc} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} \gamma_{qj,fi} F_{qj,k} \quad (17)$$

Na equação (17), o fator de combinação ψ_2 é o fator de combinação para ações quase permanentes e substitui o fator ψ_0 , aplicado para combinações normais. Como $\psi_2 < \psi_0$, essa substituição reduz o valor de cálculo das ações variáveis, já que em situação excepcional a ação conjunta das ações tem ainda menor probabilidade de ocorrer do que em situação normal como já observado. Ademais, é permitido, de acordo com a ABNT NBR 8681:2003 [14], reduzir ψ_2 para $0,7\psi_2$.

A ação excepcional $F_{q1,exc}$ pode causar solicitações geradas pelo aquecimento de elementos que não podem dilatar livremente. Os valores de tais solicitações são pouco conhecidos. Segundo a ABNT NBR 15200:2012 [15], em geral, podem ser desprezadas. Neste trabalho ela será desprezada.

As ações permanentes $F_{gi,k}$ podem ser de alta ou baixa variabilidade, o que afeta seus respectivos coeficientes parciais de segurança para a situação de incêndio $\gamma_{gi,fi}$ e, por último, as ações variáveis não excepcionais $F_{qj,k}$ que continuam agindo na estrutura, com probabilidade relevante, durante um incêndio possuem seus respectivos coeficientes parciais de segurança todos iguais 1,0, portanto, a equação (17) permanece válida se reescrita como na equação (18).

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi,fi} F_{gi,k} + 0,7 \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{qj,k} \quad (18)$$

5. Exemplos

De posse de expressões que relacionam a temperatura de um elemento de concreto com seu módulo de elasticidade a essa temperatura, o próximo passo é descobrir o campo de temperaturas no elemento. Adotando-se a curva-padrão temperatura de

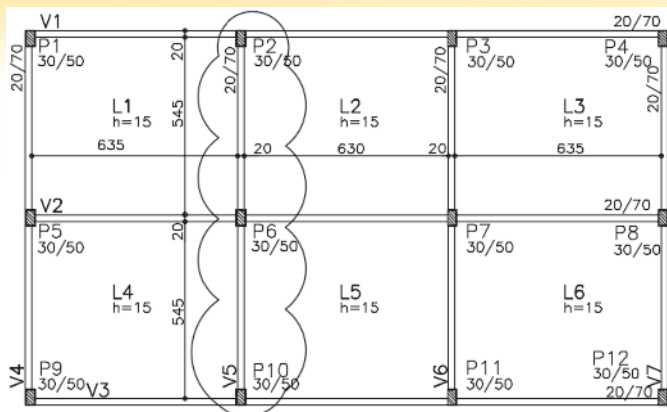


Figura 4
Pórtico de nove andares e dois vãos

incêndio vs tempo ISO 834 [16] foi possível determinar o campo térmico nas seções transversais dos pilares e vigas com o auxílio do programa de computador de análise térmica de estruturas por elementos finitos Aterm [17], desenvolvido e validado pelo segundo autor deste artigo. A partir do campo térmico (Figura 3), determinou-se a temperatura média em cada seção e esse valor foi estendido para toda a barra (pilar ou viga), ou seja, foi adotado neste trabalho uma distribuição uniforme de temperatura ao longo do elemento.

O concreto utilizado será composto por agregado do tipo silicoso, que é o mais comumente empregado nas edificações.

Os carregamentos verticais aplicados na edificação são aqueles sugeridos pela norma ABNT NBR 6120:1988 [18] quando referente a edificações residenciais. Sobre todas as vigas foi considerada a existência de alvenarias de tijolos com peso próprio de 18 kN/m³.

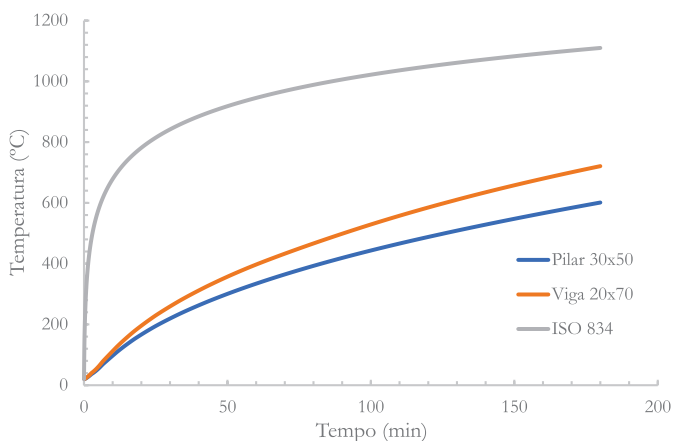


Figura 5
Temperaturas médias das seções das vigas e pilares do exemplo 1 durante o incêndio

Tabela 3
Comparação de valores γ_z do com resultados do CAD\TQS

f_{ck} (MPa)	TQS	PORTICO2D
25	1,058	1,05676902
30	1,052	1,05156772
40	1,045	1,04435254

As forças horizontais aplicadas nos exemplos são provenientes das imperfeições geométricas como definidas no item 3.

5.1 Edifício de nove andares

O primeiro exemplo é um edifício de nove pavimentos. Sua altura total alcança vinte e cinco metros e vinte centímetros, sendo a altura de cada pavimento constante. Todas as vigas têm seção retangular com seção de vinte centímetros de largura por setenta centímetros de altura. Todas os pilares têm seção retangular com seção de trinta centímetros de largura por cinquenta centímetros de comprimento. O módulo de elasticidade à temperatura ambiente é aquele correspondente a um concreto com resistência característica de 40 MPa aplicando-se a equação (11). O pórtico plano analisado é o pórtico formado pelos pilares P2, P6 e P10, como mostra a Figura 4. O parâmetro γ_z obtido à temperatura ambiente para a estrutura bidimensional é muito próximo àquele obtido caso fosse considerado o pórtico tridimensional, conforme análise realizada com o auxílio do programa de computador comercial CAD\TQS (Tabela 3). Uma primeira análise à temperatura ambiente fornece $\gamma_z = 1,044$, o que é menor do que o limite de 1,1. Isso indica que a estrutura pode ser considerada de nós fixos e, portanto, a não linearidade dos materiais não precisa ser considerada na análise estrutural. Entretanto, devido à ação do incêndio, esse limite provavelmente

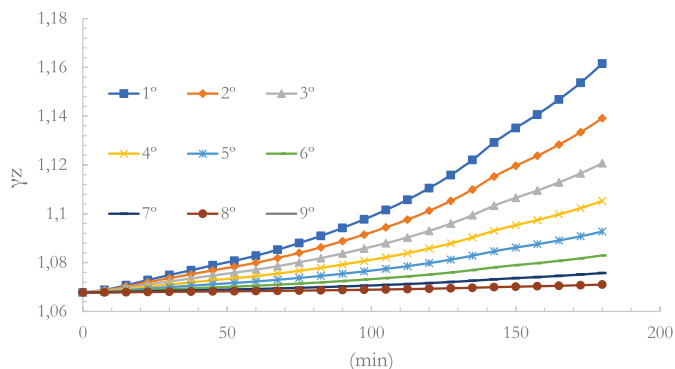


Figura 6
Parâmetro γ_z para diferentes pavimentos compartimentados verticalmente sob incêndio ($E_{c,sec,6}$) de acordo com o AISC 360-16[7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])

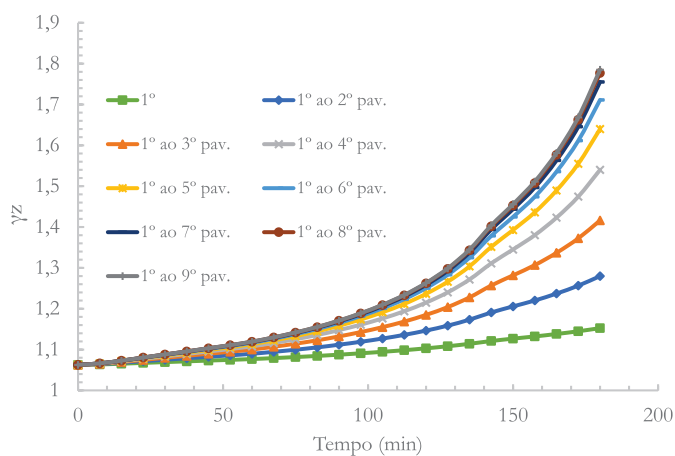


Figura 7
Parâmetro γ_z (de acordo com o AISC 360-16[7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])

será ultrapassado no transcorrer de uma análise que dure 180 minutos e considere o cenário mais crítico de incêndio. Então, a não linearidade dos materiais foi considerada desde baixas temperaturas e de modo simplificado, por meio da redução de 50% na rigidez das vigas e com a redução de 20% na rigidez dos pilares [8]. Na Figura 5, foi ilustrada a curva de incêndio-padrão ISO 834 [16]. Essa curva foi utilizada para obter a evolução das temperaturas médias nas vigas e pilares de concreto da estrutura, cujas curvas resultantes são representadas conjuntamente.

Para um cenário de incêndio em que uma ignição seguida de flashover atinge apenas um pavimento, é possível mostrar que o pior caso ocorre quando o primeiro andar da edificação é atingido (Erro! A origem da referência não foi encontrada.).

Na Figura 7 apresentam-se o digrama γ_z vs tempo, aplicando-se as recomendações do AISC 360-16 [13] e na Figura 8, aplicando-se as recomendações do Eurocode 4 part 1-2 [10], para o módulo de elasticidade em situação de incêndio.

Quando se considera um cenário de incêndio em que mais de um pavimento encontra-se em combustão plena, as consequências sobre a deslocabilidade são mais severas como ilustrado na Figura 7 e na Figura 8.

Pela legislação vigente, a compartimentação vertical é obrigatória para edifícios altos, a fim de impedir a propagação vertical do fogo [19]. Como se pode ver na Figura 7 e Figura 8, mais de um pavimento em chamas prejudica ainda mais a deslocabilidade do edifício, fornecendo mais argumentos para esse requisito.

Observando-se a Figura 7, a estrutura se torna muito deslocável

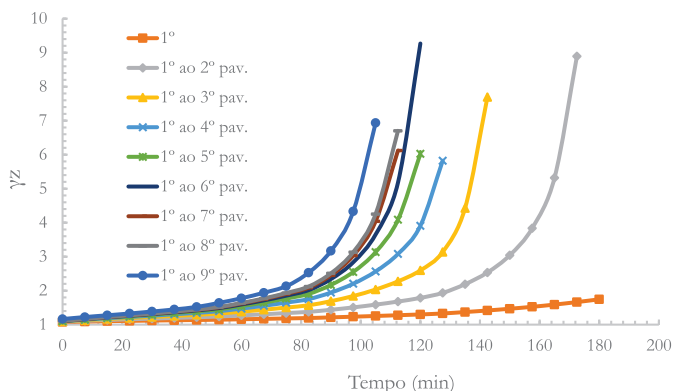


Figure 8
Parâmetro γ_z ($E_{c,sec,\theta}$) de acordo com o Eurocode 2 Part 1-1 [6] e Eurocode 2 Part 1-2 [5])

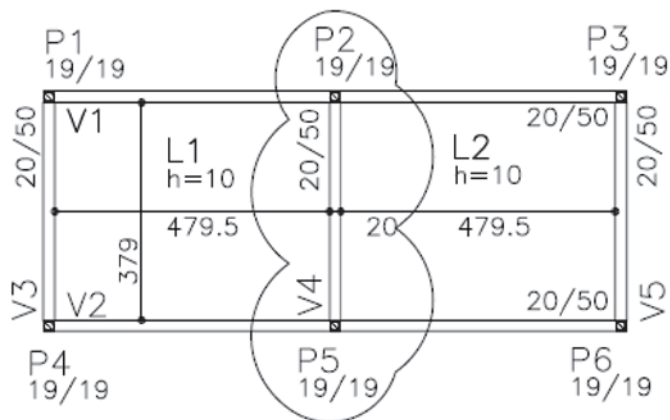


Figure 9
Pórtico de quatro andares e um vão

mais rapidamente com o uso do módulo de elasticidade do Eurocode, como se pode observar comparando-a com a Figura 8. O que expõe novamente a necessidade de estudos mais definitivos para determinação do módulo de elasticidade em situação de incêndio. Pórticos na direção ortogonal àquela que foi aqui analisada, também podem ser estudados, mas os resultados seriam bastante parecidos. Por isso os autores optaram pela sua omissão.

5.2 Edifício de quatro andares

O segundo exemplo é de um pequeno edifício de quatro andares. A altura total é de onze metros e sessenta centímetros. Todas as vigas têm seção retangular com vinte centímetros de largura e cinquenta centímetros de altura. Todos os pilares têm seção retangular com dezenove centímetros de largura e dezenove centímetros de altura. O módulo de elasticidade à temperatura ambiente é aquele correspondente a um concreto com resistência característica de 30 MPa aplicando-se a equação (11). O pórtico plano analisado é aquele formado pelos pilares P2 e P5, como mostra a Figura 9.

As considerações empregadas nesta verificação são as mesmas utilizadas no exemplo anterior.

Assim como na Figura 5, na Figura 10 foi ilustrada a curva de incêndio padrão ISO 834 [16]. Essa curva foi utilizada para obter a evolução das temperaturas médias nas vigas e pilares de concreto da estrutura do exemplo dois, cujas curvas resultantes são representadas conjuntamente.

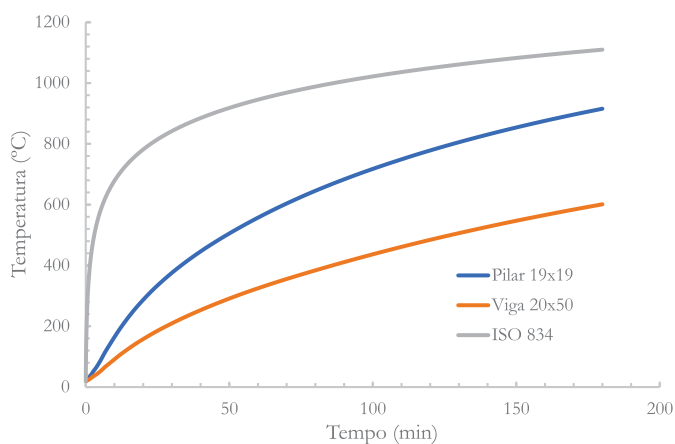


Figure 10
Temperaturas medias das seções das vigas e pilares do exemplo 2 durante o incêndio

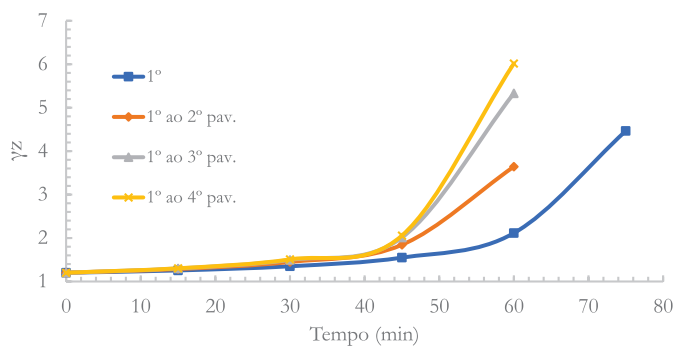


Figure 11
Parâmetro γ_z ($E_{c,sec,\theta}$) de acordo com o AISC 360-16 [7] e ABNT NBR 6118:2014 [2])

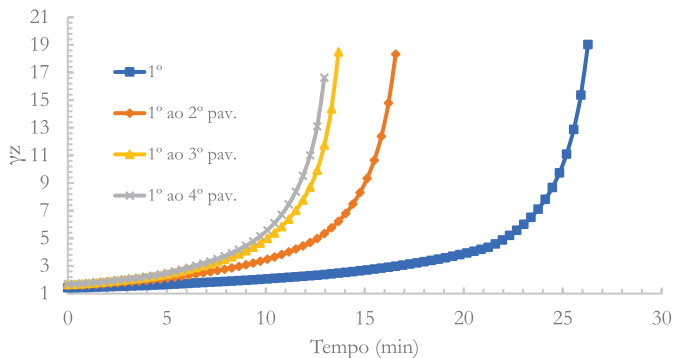


Figura 12
Parâmetro Y_z ($E_{c,sec,\theta}$) de acordo com o Eurocode 2 Part 1-1 [6] e Eurocode 2 Part 1-2 [5]

Na Figura 11 apresentam-se o digrama Y_z vs tempo, aplicando-se as recomendações do AISC 360-16 [13] e na Figura 12, aplicando-se as recomendações do Eurocode 4 part 1-2 [10], para o módulo de elasticidade em situação de incêndio.

Com o aumento da temperatura dos elementos estruturais durante tempo decorrido em incêndio, o módulo de elasticidade do concreto tem seu valor reduzido, aumentando o deslocamento horizontal e, portanto, aumentando o Y_z . Esse aumento, como visto na Figura 11, é grande, mesmo para incêndio em um só pavimento e, na Figura 12, até assintótico à vertical. Embora haja necessidade de mais estudos a respeito da determinação do Y_z em edifícios com variação brusca de rigidez entre pavimentos, como é o caso entre pavimento sob incêndio e pavimento à temperatura ambiente, este é um estudo inicial do problema. A forte mudança de inclinação da curva Y_z vs tempo é um comportamento devido ao do uso da equação linearizada, com o denominador se aproximando de zero. Ela pode ser vista como uma resposta aproximada do momento em que ocorre a perda de estabilidade. O parâmetro Y_z é utilizado também na avaliação dos esforços não lineares globais de edifícios de concreto majorando-se as forças de vento por $0,95Y_z$, mas de acordo com a norma brasileira de projeto de estruturas de concreto ABNT NBR 6118:2014 [8], ele somente pode ser aplicado para esse fim quando se encontra no intervalo $1,1 \leq Y_z \leq 1,3$. Esses limites existem porque quando $Y_z < 1,1$ os esforços globais não lineares geometricamente se tornam irrelevantes e quando $Y_z > 1,3$, a estimativa desses esforços a partir do Y_z perde a precisão. Em relação à análise da estrutura em situação de incêndio, é pouco provável que esses limites se mantenham, entretanto, há necessidade de mais estudos.

6. Conclusões

O objetivo deste trabalho foi fornecer uma primeira avaliação sobre o uso do parâmetro Y_z para tratar o problema da análise global de estruturas de concreto, considerando-se a sua deslocabilidade e, conseqüente, necessidade de análise não linear geométrica. Os valores do módulo de elasticidade do concreto e sua redução com a temperatura em um incêndio é fundamental, mas há pouco conhecimento disponível para que se possa chegar a uma solução confiável. O módulo de elasticidade derivado dos Eurocodes parece razoável, mas não é clara a extensão da sua aplicabilidade, além

disso, há diferença entre o seu valor para temperatura ambiente pelo Eurocode 2 Part 1-1 [12] e seu valor inicial, 20°C , na formulação para a situação de incêndio pelo Eurocode 4 Part1-2 [10].

Com a equação de Y_z , conforme ABNT NBR 6118:2014 [8], mostrou-se que em situação de incêndio o limite de 1,3 será ultrapassado, indicando que os esforços não lineares globais em situação de incêndio precisam ser determinados com análises mais refinadas.

A equação do Y_z , de acordo com a ABNT NBR 6118:2014 [8], não tem limites definidos de aplicação, entretanto, utilizando-a em situação de incêndio, conclui-se que ela não é satisfatória. Entretanto, alguns resultados alcançados, do ponto de vista qualitativo, são aceitáveis. Mostrou-se que quanto mais baixo for o pavimento atingido, maior será o deslocamento horizontal da construção. Mostrou-se também que quanto mais pavimentos são atingidos simultaneamente pelo incêndio, pior ficarão as condições da estrutura, reforçando a importância da compartimentação vertical.

Cenários de incêndio mais realísticos devem ser usados para análise de estruturas maiores ou no caso de se empregar um modelo de pórtico tridimensional, porque um incêndio real não é uniforme ao longo de um pavimento nem ao longo da altura do edifício. Um incêndio real caminha pela edificação, seguindo os materiais mais inflamáveis e com isso formando um campo de temperaturas altamente não uniforme [6, 20].

Espera-se que este trabalho inspire outros autores a seguirem o caminho aqui iniciado, pois a análise global de uma edificação de concreto em incêndio é de grande importância para a sequência da pesquisa das estruturas em situação de incêndio.

7. Agradecimentos

Os autores agradecem pelo apoio a esta pesquisa à FAPESP (Processo 2015/21602-4) – Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de São Paulo, ao CNPq – Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico, e à CAPES – Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior.

8. Referências

- [1] XU, L., MA, T., ZHUANG, Y. Storey-based stability of unbraced structural steel frames subjected to variable fire loading. *Journal of constructional steel research*, 147, 145-153, 2018.
- [2] XU, L. The buckling loads of unbraced PR frames under non-proportional loading. *Journal of constructional steel research*, 58, 443-465, 2002.
- [3] COUTO, C., REAL, P. V., LOPES, N., RODRIGUES, J. P. Buckling analysis of braced and unbraced steel frames exposed to fire, *Engineering Structures*, Vol. 49, 541-559, 2013.
- [4] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN1993-1-2: Eurocode 3; design of steel structures – Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [5] TOH, W., S., FUNG, T. C., TAN, K. H. Fire resistance of steel frames using classical and numerical methods, *Journal of Structural Engineering*, 127(7): 829-838, 2001.
- [6] TAN, K. H., YUAN, W. F. Inelastic buckling of pin-ended steel columns under longitudinal non-uniform temperature distribution, *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 132-141, 2009.

- [7] FRANCO, M., VASCONCELLOS, A. C. Practical assessment of second order effects on tall buildings. Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, 1991.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- [9] NACCACHE, E. A. K. Análise dinâmica de um pórtico bidimensional. Trabalho apresentado na disciplina PEF 5711 – Fundamentos da mecânica computacional. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2017.
- [10] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN1994-1-2: Eurocode 4; design of composite steel and concrete structures – part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2005.
- [11] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN1991-1-2: Eurocode 2; design of concrete structures – Part 1-2: general rules – structural fire design, Brussels: CEN, 2004.
- [12] EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. EN1991-1-1: Eurocode 2; design of concrete structures – Part 1-1: general rules and rules for buildings, Brussels: CEN, 2004.
- [13] AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION (AISC). Specification for structural steel building. Chicago: AISC, 2016.
- [14] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas: procedimento. Rio de Janeiro, 2003.
- [15] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 15200: Projeto de estruturas de concreto armado em situação de incêndio. Rio de Janeiro, 2012.
- [16] ISO 834-1. “Fire-resistance testing – elements of building construction – Part 1: general requirements”. 1999.
- [17] PIERIN, I., SILVA, V. P., ROVERE, H. L. L. Thermal analysis of two-dimensional structures in fire. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 8, p. 25-36, 2015.
- [18] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120: Cargas para cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.
- [19] SILVA, V. P. Segurança Contra Incêndio em Edifícios - Considerações para o Projeto de Arquitetura. 1. ed. São Paulo: Blucher, 2014. v. 1. 129p.
- [20] RACHAUSKAITE, E., KOTSOVINOS, P., JEFFERS, A., REIN, G. Structural analysis of multi-storey steel frames exposed to travelling fires and traditional design fires. Engineering Structures, 150, 271-287, 2017.