

Global stability analysis of structures and actions to control their effects

Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos

F. C. FREITAS^a
felipecf@ymail.com

L. A. R. LUCHI^a
lorenzo.luchi@terra.com.br

W. G. FERREIRA^a
walnorio@gmail.com

Abstract

In this moment in which civil engineering is undergoing a phase where structural projects have been developed with structural systems composed of different and complex elements, some methods and criteria are used for the purpose of evaluating important aspects with regard to global and local stability. Among them, it is necessary to mention the parameters of instability α and γ_z . In this sense, this work has the objective to present the basic concepts of the instability parameters α and γ_z in accordance with what is clearly defined in the Brazilian standard ABNT NBR 6118; to present the results of simulations of models in the Brazilian structural software TQS varying the stress of compression in the columns in order to relate these values with the stability parameters.

Keywords: global stability, gama-z, structural analysis.

Resumo

Nesse momento em que a Engenharia civil vem passando por uma fase onde os projetos estruturais têm sido elaborados com sistemas estruturais compostos por elementos diferenciados e complexos, alguns critérios e métodos são utilizados com a finalidade de avaliar aspectos importantes no que diz respeito à estabilidade global e local. Entre eles, faz-se necessário citar os parâmetros de instabilidade α e Gama-z. Nesse sentido, este artigo tem o objetivo de apresentar os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade α e Gama-z de acordo com o que é claramente definido na norma brasileira ABNT NBR 6118; apresentar os resultados de simulações de modelos no software estrutural Brasileiro TQS variando a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade.

Palavras-chave: estabilidade global, gama-z, análise estrutural.

^a Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Departamento de Engenharia Civil, Vitória – ES, Brasil.

Received: 10 Jun 2015 • Accepted: 18 Sep 2015 • Available Online 21 Mar 2016

1. Introdução

A análise da estabilidade global das estruturas tem se tornado de extrema importância nos dias atuais. A Engenharia Civil, assim como outros ramos da Engenharia, tem experimentado grandes avanços em suas áreas de atuação. É observado tal fato, quando se quantifica o volume produzido e a produzir entre as diversas empresas que atuam tanto na área de execução quanto na área de projetos. Não somente na expressiva quantidade de serviços, essa crescente solicitação da Engenharia Civil também se torna agente causador e fomentador do surgimento de novos métodos técnicos de produção que visam melhores resultados.

Grandes obras têm sido lançadas a fim de suprir a demanda a qual surge dia após dia, seja na construção residencial, comercial ou industrial. Por trás desta demanda, a produção técnica tem sentido um acréscimo na quantidade de produtos e na exigência dos mesmos com relação à qualidade de excelência requerida.

Melhores práticas aprimoradas de concepção e desenvolvimento de projetos têm sido consideradas nos trâmites da viabilização dos empreendimentos.

Um destes avanços vividos tem sido evidenciado no aperfeiçoamento da maneira de se projetar. Fatores antes considerados apenas em edificações especiais (edifícios altos ou obras de arte), como os efeitos de segunda ordem e estabilidade global e local das estruturas, agora se tornam necessárias à avaliação destes, em empreendimentos mais comuns.

Estes avanços são aplicados em versões de softwares mais atualizados, simulando com maior precisão os efeitos ao qual uma estrutura está submetida em diferentes situações.

A norma brasileira de regulamentação ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento estabelece no item 15.5 as diretrizes para dispensa da consideração dos esforços globais de 2ª ordem. Para a análise da estabilidade, a norma utiliza dois parâmetros para auxiliar na estimativa os esforços de segunda ordem de maneira simplificada, são eles: α (alfa) e γ_z (Gama-Z).

O parâmetro α , o mais simples dos dois, é utilizado para avaliar a estabilidade global da estrutura, mas não é capaz de estimar os esforços de segunda ordem. Este permite classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou móveis. Já o parâmetro γ_z , por meio de sua formulação é possível obter estimativa dos esforços de segunda ordem.

É neste contexto que este artigo é apresentado, com o objetivo de apresentar os principais conceitos envolvidos no estudo da estabilidade global das estruturas, fazendo o uso dos parâmetros de estabilidade: α e γ_z .

2. Breve histórico sobre parâmetros de instabilidade: origem

O estudo sobre os parâmetros de instabilidade foi iniciado em 1967 por Hubert Beck e Gert König (1967, apud VASCONCELOS, 1991) após a defesa da tese de doutorado defendida na Alemanha. Neste estudo, foi analisada a estrutura de um edifício de diversos pavimentos, em que seus pilares eram considerados contraventados por paredes rígidas com estrutura esbelta. Os estudos os levaram a uma equação diferencial de complicada solução com coeficientes variáveis, mas após uma simplificação matemática, a

equação matemática foi reduzida às funções de Bessel. A partir da solução desta equação, chegou-se a um parâmetro chamado por “Coeficiente de Instabilidade α ”.

Este coeficiente era capaz de informar qual o deslocamento da estrutura permitindo chegar-se às definições de Nós Fixos e Nós Móveis para a estrutura em análise. Por simplificação dos cálculos do deslocamento da estrutura, convencionou-se que as estruturas de nós fixos seriam aquelas, as quais, o acréscimo de esforços (momentos existentes) fosse menor que 10% dos esforços já obtidos. Para estes casos, o valor do coeficiente α ficaria abaixo de 0,6.

2.1 Equação diferencial

Partindo-se da equação diferencial de uma barra reta de comprimento L , de seção constante e material elástico linear sujeita a carga axial P nas extremidades, tem-se:

$$\frac{d^2 y}{dx^2} + a^2 \cdot y = 0 \tag{1}$$

$y(x)$ representa o deslocamento dos pontos do eixo da barra na direção transversal e EJ a sua rigidez à flexão. A partir da equação diferencial da barra reta, tem-se que:

(Equação 2)

a_{cr} é tratado como coeficiente de estabilidade e seu valor está relacionado com as condições de apoio das extremidades da barra. O valor de a_{cr} é baixo quando a barra está engastada e alto quando a barra é birrotulada ou monoengastada.

2.2 Equação diferencial segundo Beck & König

A equação encontrada por Beck e König (1967, apud VASCONCELOS, 1991), na ocasião de seus estudos, foi:

$$y''''(\xi) + \alpha^2 \cdot [y'(\xi) \cdot (\xi)]' = \frac{w \cdot L^4}{EJ} \tag{3}$$

Em que:

$$\xi = x/L \tag{4}$$

Nesta equação, w é a carga horizontal distribuída em toda a altura L do edifício.

Após algumas operações matemáticas, a equação com o valor de α encontrado por Beck e König foi:

$$\alpha_{cr}^2 = (p + v)_{cr} \cdot \frac{L^3}{EJ} \tag{5}$$

Onde p é a carga distribuída à qual a estrutura de contraventa-

Tabela 1 – Valor de α_{cr} encontrados por Beck e König

α_{cr}	n (quant. pavimentos)	Restrição
2,80	$n \geq 4$	-
0,60	$n \geq 4$	$\Delta M_{\text{adlic}} \leq 0,10 \cdot M_{1^{\text{Ordem,exist}}}$
0,50	$n = 3$	-
0,40	$n = 2$	-
0,30	$n = 1$	-

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

mento está submetida e V é a carga distribuída na estrutura contraventada.

Na tabela 1, encontram-se os valores limites encontrados por Beck e König em função da quantidade de pavimentos.

Estes resultados foram obtidos considerando que a estrutura de contravento do edifício pudesse ser substituída por uma estrutura composta apenas de um único pilar cujas características geométricas fossem equivalentes à original. Desta forma, definiu-se que o somatório das rigidezes da estrutura de contravento fosse igual à rigidez de um pilar único. Para calcular a rigidez equivalente nos casos de pilares de contravento, deve-se aplicar a força horizontal atuante no pórtico espacial, de forma a conhecer o valor da flecha para cargas horizontais. Esta flecha deve ser a mesma flecha obtida no pilar equivalente sujeito às mesmas cargas horizontais.

Calculado o valor de α , basta verificar se este não supera o valor limite. Em caso afirmativo, modificar as dimensões dos elementos estruturais de forma a obter valores abaixo do limite.

Os estudos sobre parâmetros para análise da estabilidade tiveram continuidade por outros autores e órgãos com interesse no assunto (CEB e ABNT). Em 1978, o CEB passou a utilizar os valores de α_{lim} descrito por Beck & König, assim como a ABNT na norma NBR 9062 (norma brasileira de estrutura pré-moldada). No ano de 1985, Mário Franco (1985) estudou novamente a forma de obtenção dos valores limites do coeficiente de estabilidade para edifícios com mais de três pavimentos encontrando valores variando próximo a 0,6 em estruturas com pilares-paredes, pórticos e combinação de pórticos e pilares-paredes.

Vasconcelos (1985) encontrou para estruturas de 1, 2 e 3 pavimentos valores como descritos na tabela 2.

Tabela 2 – Valores de α_{cr} em função da quantidade de pavimentos

α_{lim}	n (floors)
0,50	1
0,55	2
0,60	3

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991)

No ano de 1986, Augusto C. Vasconcelos retomou os estudos feitos por Beck & König, mas desta vez, com o advento do computador, pôde-se avaliar a mesma estrutura anteriormente estudada discretizada, ao invés de estrutura contínua. Os resultados por ele encontrados não foram diferentes para até 3 pavimentos, e a partir de 4 pavimentos, a diferença entre α_{cr} e $\alpha = 2,8$ ia diminuindo à medida que aumentava-se a quantidade de pavimentos. Desse estudo, resultou uma fórmula de sugestão para o cálculo do α_{cr} em função do número n de pavimentos. Segue a fórmula:

$$\alpha_{cr} = 2.8 - 1.1 \cdot e^{0.22n} \tag{6}$$

Em 1990, o CEB decide retirar as considerações sobre o cálculo do parâmetro de instabilidade α . Neste contexto, Mário Franco e Augusto C. Vasconcelos (1997, Franco, M. e Vasconcelos, A. C., apud VASCONCELOS, 1991) apresentaram pela primeira vez o conceito do coeficiente de amplificação de momentos γ_z , no estado do Rio de Janeiro, como ferramenta auxiliar no estudo da estabilidade global. Por meio do processo P-Delta, chegou-se à ideia do γ_z .

Quando a estrutura é solicitada pelas cargas atuantes, sofre um deslocamento alterando a sua configuração original. A partir desta nova configuração, são gerados novos esforços, que por sua vez, geram novos deslocamentos. Neste processo contínuo, observa-se que a cada passo, as novas deformações comparadas às anteriores resultam em uma progressão geométrica (PG) para as deformações. Chega-se a uma PG de razão:

$$q = \frac{\Delta M}{M_1} \tag{7}$$

Onde:

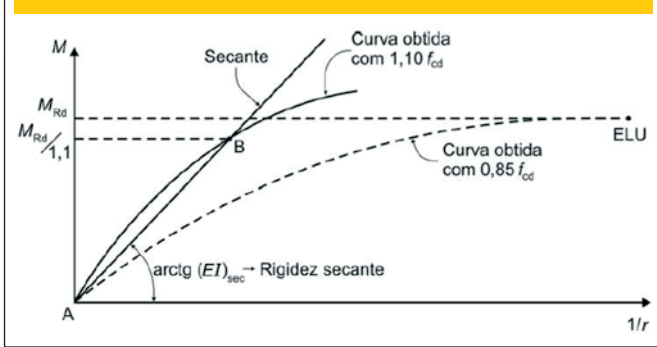
$$\Delta M = P \cdot y_1 \tag{8}$$

Tabela 3 – Correlações de α_{cr} e γ_z

Autores	Correlações
Prof. Mário Côrrea e Prof. Marcio Ramalho	$\gamma_z = 1,10 - 0,33\alpha + 0,50\alpha^2$
Regina Maria dos Santos Carmo	$\gamma_z = 0,90 + 0,52\alpha - 0,62\alpha^2 + 0,46\alpha^3$

Fonte: Origem dos Parâmetros de Instabilidade α_{cr} e γ_z (Vasconcelos, 1991); "Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado", (Carmo, 1995)

Figura 1 – Relação Momento Curvatura (Extraído Norma NBR 6118)



γ_1 : é a excentricidade de 1ª ordem e M_1 : é o momento de 1ª ordem.

Anos depois da definição do conceito de amplificação de momentos γ_z , vários estudos foram realizados com este tema. No ano de 1993, a TQS cria o módulo Pórtico Espacial em que ele passa a utilizar os parâmetros de instabilidade α e γ_z . Algumas correlações entre α e γ_z também foram formuladas como aproximações para as aplicações práticas. Na tabela 3 seguem algumas dessas correlações que foram apresentadas em artigos e estudos.

3. Estudo da estabilidade global das estruturas

O estudo da estabilidade global das estruturas tem ganhado posição de relevada importância, visto que se tem tornado comum a elaboração de projetos em que os edifícios têm sido cada vez mais elevados e esbeltos e com características que visam um excelente desempenho, baixo consumo de materiais, sistemas estruturais com rapidez na execução sem deixar de lado a garantia da segurança da estrutura perante o estado limite último.

Neste sentido, a verificação da estabilidade global pode ser verificada por meio dos parâmetros de estabilidade global α e γ_z e que são descritos na NBR 6118, nos itens 15.5.2 e 15.5.3.

O uso destes parâmetros permite estimar dados sobre a estabilidade da estrutura e estimar os efeitos de segunda ordem de maneira simplificada. Por este motivo, torna-se necessário apresentar alguns conceitos relacionados aos efeitos de segunda ordem que devem ser considerados no projeto.

3.1 Conceitos relacionados à estabilidade global das estruturas

3.1.1 Não linearidade física

De acordo com a NBR 6118, no item 15.3, a análise estrutural considerando os efeitos de 2ª ordem deve obrigatoriamente considerar os efeitos da não linearidade física. A não linearidade Física está relacionada ao comportamento do material, que no caso do concreto armado, material não linear. Os efeitos causados pela fluência, retração e fissuração do concreto afetam o valor final do módulo de elasticidade do concreto, daí a não linearidade física do concreto. Para consideração destes efeitos, a norma estabelece o conceito de Momento-curvatura, indicado na figura 1.

Segundo Moncayo (2011), a vantagem em utilizar a relação momento-curvatura deve-se ao fato de obter diretamente o valor da rigidez EI, que é utilizada na análise estrutural. Para o caso do estudo da estabilidade global, a norma NBR 6118, estabelece no item 15.7.3, a consi-

deração da não linearidade física de maneira aproximada, tomando-se como rigidez dos elementos estruturais os valores seguintes:

Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c$

Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c$ para $A'_s \neq A_s$

$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c$ para $A'_s = A_s$

Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c$

Sendo:

I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes (seção T)

A'_s é a armadura de compressão quando houver armadura dupla

A_s é a armadura de tração

E_{ci} é o módulo de Elasticidade inicial do concreto, dado por $E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$;

f_{ck} é a resistência característica do concreto à compressão, em MPa.

Os valores de rigidez aproximada devem ser utilizados de acordo com as condições descritas no item 15.7.3 da NBR 6118.

3.1.2 Não linearidade geométrica

Já a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica, está relacionada às mudanças que possam ocorrer na geometria dos elementos estruturais. Da mesma forma que a não linearidade física, esta também é determinada pela análise da estrutura deformada. Principalmente em edifícios altos, a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica torna-se importante, pois esta gera acréscimos de esforços devido ao carregamento vertical e aos deslocamentos horizontais.

Para a consideração da não linearidade geométrica, é comum o uso do processo P-Δ em que é realizado o estudo considerando a estrutura deformada.

3.1.3 Rigidez dos elementos estruturais

A rigidez dos elementos estruturais tem influencia direta na estabilidade global de uma estrutura. Em uma estrutura convencional, formada por pilares, vigas e lajes, os principais elementos que irão trabalhar para garantir a estabilidade são os pilares e as vigas. Este fato pode ser observado tomando na norma NBR 6118 os valores de rigidez aproximada para as lajes, que é de $0,3 \cdot E_{ci}I_c$, valor menor comparado à rigidez das vigas e pilares. Na verdade, as lajes irão trabalhar conferindo outra propriedade no estudo da estabilidade global: o diafragma rígido. As lajes são consideradas como um elemento rígido no seu plano, compatibilizando os deslocamentos em todos os pontos deste plano.

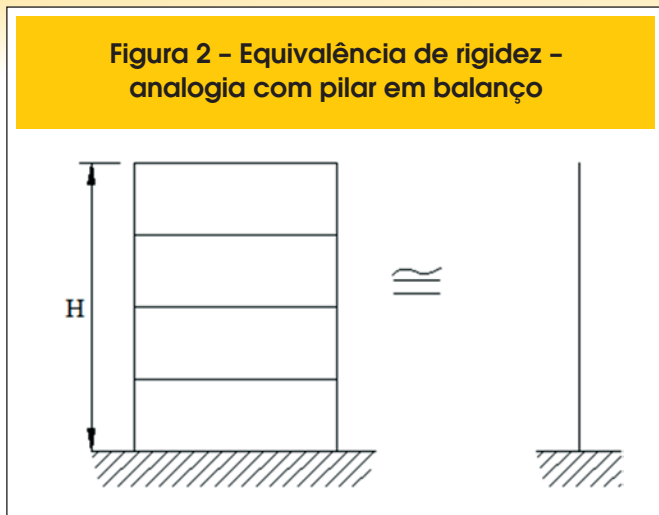
Outra consideração importante a ser feita, é a consideração de núcleos rígidos nos edifícios. Normalmente são formados por pilares de grandes dimensões em formato de “C”, e localizados nas escadas ou elevadores. Este tipo de estrutura possui grande rigidez à flexão e na análise dos parâmetros da estabilidade e deslocamentos horizontais, contribuem de maneira significativa.

3.2 Parâmetros de estabilidade global

Seguindo os estudos sobre os efeitos de segunda ordem em estruturas, a norma NBR 6118, no capítulo 15 – “Instabilidade e efeitos de segunda ordem” são fornecidas diretrizes sobre como aplicar métodos de verificação e análise dos efeitos de segunda ordem. Para a sua utilização, considera-se que ela é aplicada às estruturas com as barras sujeitas aos esforços de flexo-compressão em que se deve desprezar a torção. Os conceitos se aplicam às estruturas de cascas, paredes e vigas-paredes. Os efeitos de segunda ordem são aqueles em que a análise do equilíbrio é feita utilizando a configuração deformada.

A norma adota que, para se desprezar os efeitos de segunda ordem, os acréscimos causados por este, não devem ser superiores a 10% nas

Figura 2 - Equivalência de rigidez - analogia com pilar em balanço



reações e nas solicitações da estrutura. Deve-se assegurar também que não ocorrerá o esgotamento da capacidade resistente de cálculo.

3.2.1 Parâmetros de instabilidade (α)

A classificação da estrutura quanto à deslocabilidade lateral dos nós é realizada por meio do parâmetro de instabilidade α . Acima de certo valor limite, a estrutura é classificada com de nós móveis, e, portanto, deve ser considerada a análise de segunda ordem. Destaca-se que o parâmetro α não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem. Adotando inicialmente que a estrutura de contraventamento possa ser representada por um único pilar engastado na base e livre no topo, de rigidez EJ_k equivalente à soma das rigidezes dos pilares de contraventamento da estrutura (figura 2) e sendo constante ao longo da altura H do edifício, temos o seguinte valor para o parâmetro de instabilidade:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{P_k}{EJ_k}} \quad (9)$$

Na equação 9, tem-se que P_k é a soma de todas as cargas verticais da estrutura. Faz-se uma ressalva que os valores a serem usados são característicos.

$$P_d = \gamma_f \cdot P_k = 1,4 \cdot P_k \quad (10)$$

$$(EJ)_d = 0,7 \cdot (EJ)_k \quad (11)$$

O índice "d" indica valores de cálculo.

A condição para que a estrutura seja de nós fixos é de que $\alpha < \alpha_1$, sendo α_1 igual a:

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \leq 3 \text{ pavimentos} \\ \alpha_1 &= 0,6 \text{ se } n \geq 4 \text{ pavimentos} \end{aligned} \quad (12)$$

O valor limite de $\alpha_1 \leq 0,6$, quando utilizado em estruturas com menos de 4 pavimentos é, em geral, bem aplicável a maioria das estruturas de edifícios. Entretanto, quando a estrutura de contraventamento é formada exclusivamente por pilares-parede ou pórticos, o valor de α_1 deve ser alterado. Os novos valores limite de α_1 estão descritos abaixo:

- $\alpha_1 = 0,7$ Para contraventamento em pilares-parede;
- $\alpha_1 = 0,6$ Para contraventamento misto (pilares-parede + Pórticos);
- $\alpha_1 = 0,5$ Para contraventamento em pórticos.

A equivalência da rigidez dos elementos de contraventamento (sistemas mistos e sistemas aporticados) da estrutura é calculada aplicando-se a carga lateral característica sobre toda a altura da edificação e determinando-se o seu deslocamento δ do topo do edifício.

Obtido o valor do deslocamento no topo do edifício, faz-se com que, para um novo pilar equivalente em balanço, de rigidez equivalente constante, sob a ação da mesma carga, este novo pilar em balanço sofra o mesmo deslocamento na sua extremidade em balanço. Admitindo-se que a carga é constante sobre toda a altura do edifício, tem-se:

$$(EI)_k = \frac{q_k \cdot H^4}{8 \cdot \delta} \quad (13)$$

Em que:

q_k : é a carga lateral característica;

H : Altura total da edificação;

δ : Deslocamento no topo da edificação.

3.2.2 Coeficiente γ_z

A norma atribui ao coeficiente γ_z a avaliação da ocorrência ou não dos esforços globais de segunda ordem para estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos.

Para a determinação de seu valor, faz-se uma análise de primeira ordem em cada caso de carregamento. Segue a fórmula para γ_z :

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{TOT,d}}{M_{1,TOT,d}}} \quad (14)$$

Sendo:

$M_{1,TOT,d}$: momento de tombamento. É a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{TOT,d}$: é a soma da multiplicação das forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada e com valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Os valores acima são obtidos por análise de primeira ordem.

Para a estrutura ser considerada como de nós fixos, a condição estabelecida é de que:

$$\gamma_z \leq 1,1 \quad (15)$$

Sendo satisfeita a condição acima, o cálculo em estruturas com nós fixos pode ser realizado considerando cada elemento comprimido isoladamente. O elemento estará com a extremidade vinculada aos demais elementos estruturais. De acordo com a norma NBR 6118:2014, no item 15.6 – "Análise de estrutura de nós fixos"

é dito que sob a ação de forças horizontais, a estrutura é sempre calculada como deslocável.

O fato de a estrutura ser tratada como de nós fixos permite apenas a não verificação dos efeitos globais de segunda ordem. Os efeitos locais de segunda ordem devem ser considerados.

A norma NBR 6118 diz: “A análise global de 2ª ordem fornece apenas os esforços nas extremidades das barras, devendo ser realizada uma análise dos efeitos locais de 2ª ordem ao longo dos eixos das barras comprimidas”.

Por outro lado, quando o valor de γ_z obtido a partir de uma análise de primeira ordem, for maior que $\gamma_z > 1,1$, a estrutura deve ser considerada de nós móveis. Nesse caso, devem ser obrigatoriamente considerados os efeitos da não linearidade física e geométrica, sendo, portanto, necessária a verificação dos efeitos locais e globais de segunda ordem.

Quando o valor de γ_z estiver no intervalo entre $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, a norma NBR 6118:2014 diz que os esforços globais de segunda ordem podem ser considerados de maneira aproximada adotando-se valo-

res diferentes de rigidezes para os elementos estruturais, os quais devem ser iguais aos demonstrados no item 3.1.1. Por fim, a solução final para consideração aproximada dos esforços globais de 2ª ordem consiste na majoração dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada por $0,95\gamma_z$, obtidos após análise de primeira ordem da estrutura. Esse processo só é válido para $\gamma_z \leq 1,3$. Nos demais casos em que $\gamma_z > 1,3$ a estrutura será de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem considerando métodos refinados, como o $P-\Delta$.

4. Modelagem estrutural

Para aplicação dos conceitos sobre estabilidade estrutural, este artigo fará a simulação de um edifício em software de modelagem estrutural. O software utilizado, CAD/TQS, é uma das ferramentas disponíveis no mercado brasileiro à disposição dos profissionais ligados à elaboração de projetos estruturais de edifícios de concreto armado e um dos mais utilizados atualmente.

Figura 3 – Planta baixa sem pilar parede

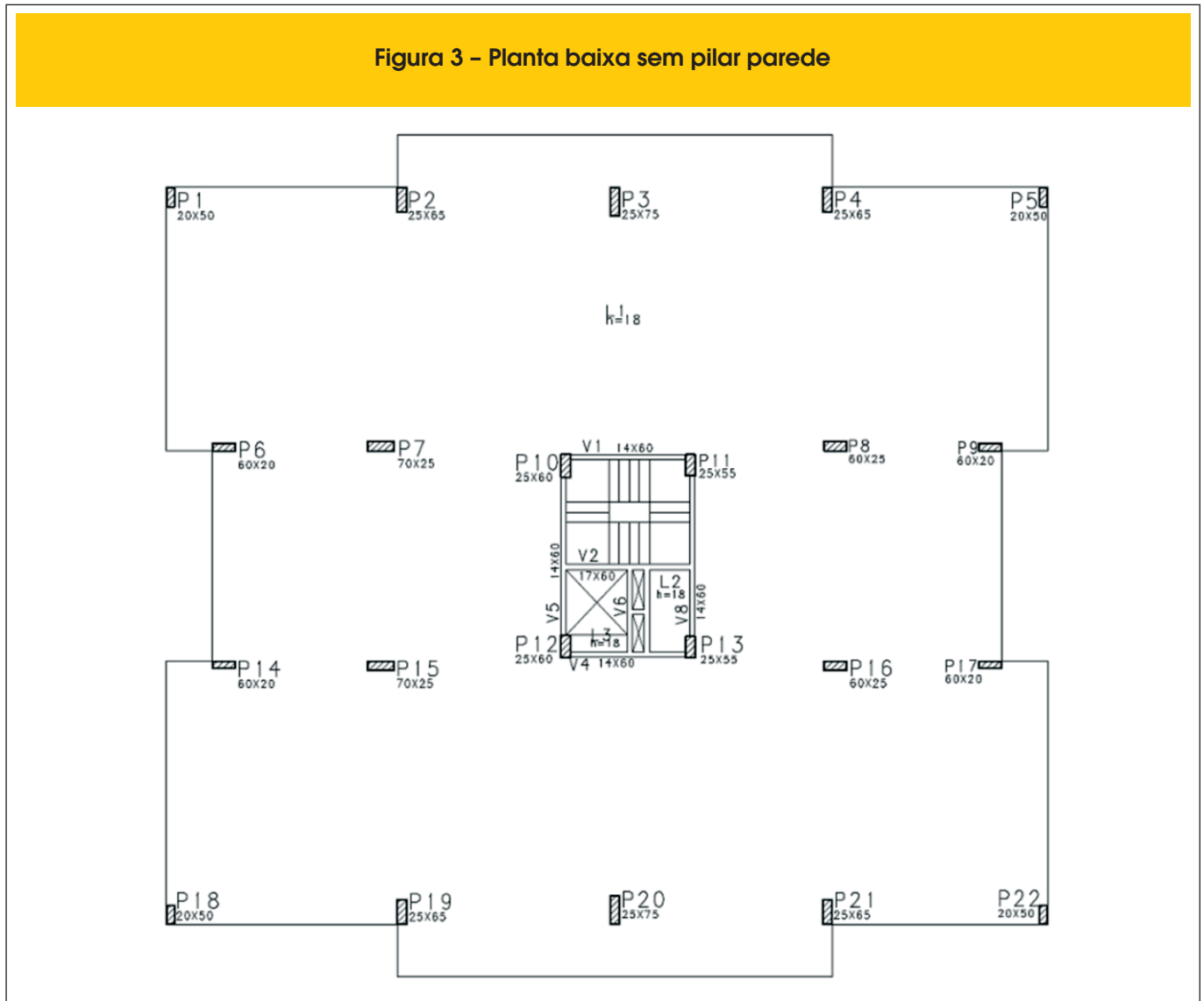
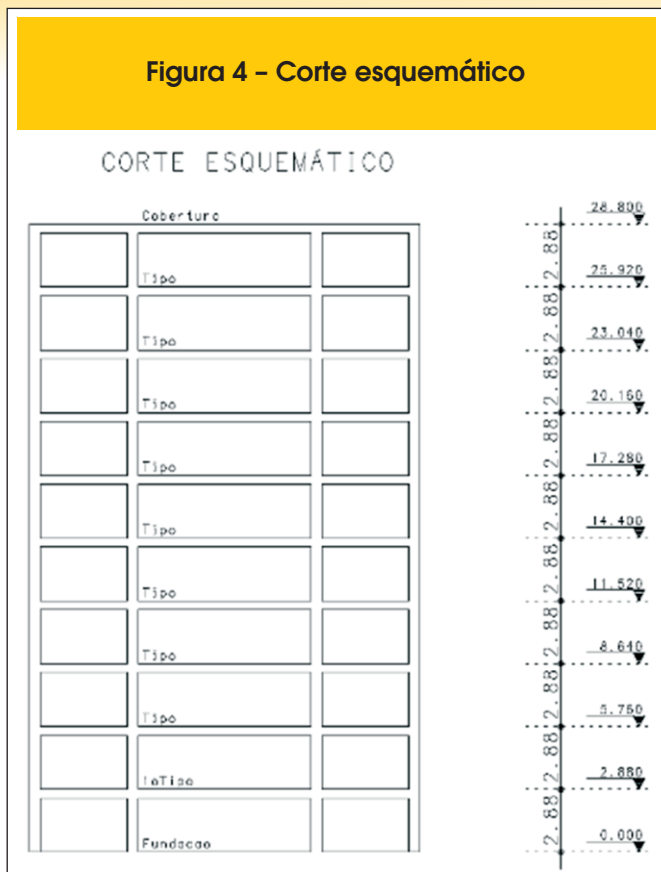


Figura 4 - Corte esquemático



A seguir será apresentada a planta baixa utilizada para simulação do edifício, variações de cada modelo adotado, descrição das cargas verticais e horizontais à qual o edifício está submetido, as condições e considerações adotadas para análise estrutural e apresentação dos valores de α e γ_z .

4.1 Modelo estrutural adotado

O edifício é constituído de 10 pavimentos (figura 4) de acordo com a planta baixa indicada nas figuras 3 e 5. Foram adotadas duas soluções estruturais: uma sem pilar parede (figura 3) e outra com pilar parede (figura 5). Esta condição foi definida para que possa ser comparado qual efeito gerado quando se usa pilares parede.

Tabela 4 - Cargas utilizadas no modelo estrutural

Descrição da carga vertical	Valor da carga vertical (kN/m²)
Peso da laje e=18cm	18x0,25=4,5
Permanente	1
Acidental	1,5
Peso da alvenaria	3
Total	10

Tabela 5 - Tipos de variação de modelos de acordo com a tensão nos pilares

Tipo de variação	Tensão adotada	Valor limite adotado (MPa)
V1	50% do valor de referência	11,6
V2	60% do valor de referência	14,0
V3	70% do valor de referência	16,3
V4	80% do valor de referência	18,6
V5	90% do valor de referência	21,0

O software CAD/TQS versão 17.8 disponibiliza 6 modelos de referência para o dimensionamento e análise estrutural. No caso deste artigo, foi adotado o “Modelo VI”, conhecido também como Modelo Flexibilizado com Lajes. Este modelo é o mais recomendado quando se trata de análise estrutural de edifícios de concreto armado, pois o modelo é considerado um pórtico espacial tridimensional formado por vigas, pilares e lajes. O modelo é composto por barras que simulam as lajes, vigas e pilares. O modelo estrutural foi modelado considerando as seguintes cargas horizontais previstas na norma: desaprumo e vento; e foram

Tabela 6 - Pré-dimensionamento Pilar P1 - Variação V1

Pav.	Piso	A.I.	C/Pav.	C. Pav.	C. Acum.	b	h	P.P.	Tensão
10º tipo	10	11,1	7	77	79	20	50	7	0,0794
9º tipo	9	11,1	10	111	198	20	50	7	0,1976
8º tipo	8	11,1	10	111	316	20	50	7	0,3158
7º tipo	7	11,1	10	111	434	20	50	7	0,4340
6º tipo	6	11,1	10	111	552	20	50	7	0,5522
5º tipo	5	11,1	10	111	670	20	50	7	0,6704
4º tipo	4	11,1	10	111	789	20	50	7	0,7886
3º tipo	3	11,1	10	111	907	20	50	7	0,9068
2º tipo	2	11,1	10	111	1025	20	50	7	1,0250
1º tipo	1	11,1	10	111	1143	20	50	7	1,1432
Fundação	0	-	0,0	0,0	1143	20	50	0	1,1432

consideradas automaticamente, pelo software, durante a análise estrutural. A velocidade do vento considerada foi de 30m/s, fator S1, S2 e S3 são respectivamente 1, categoria IV-B e 1. As cargas verticais consideradas nos pavimentos seguem de acordo com a tabela 4. Com o objetivo de simplificar o estudo e facilitar a comparação dos resultados entre cada modelo, optou-se por utilizar cargas superficiais para as cargas de alvenaria.

4.2 Pré-dimensionamento dos pilares

Um dos objetivos principais deste artigo é variar a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade. Para isto, o pré-dimensionamento dos pilares foi determinado por meio do método das áreas de influencia em cada pavimento tipo da edificação. De acordo com o que foi apresentado anteriormente pela tabela 4, a carga total por pavimento é de 10 kN/m².

A área de influência do pavimento tipo foi determinada pelo software de cálculo estrutural, mas poderia ser obtida manualmente considerando que a distribuição das cargas ocorre de maneira simplificada, isto é, dado um vão entre 2 pilares em uma direção definida, a influencia de cargas em cada um destes pilares, se dá até a metade deste vão. Refazendo este passo para as outras direções, pode-se obter então uma área. Esta área equivale à carga distribuída que este pilar absorve.

A resistência característica a compressão adotada para dimensionamento foi de:

$$f_{ck} = 35MPa \tag{16}$$

A variação da tensão de compressão nos pilares seguiu o critério de que o valor de referência para dimensionamento seria de:

$$\frac{2}{3} \times f_{ck} = \frac{2}{3} \times 35MPa = 23.3MPa \tag{17}$$

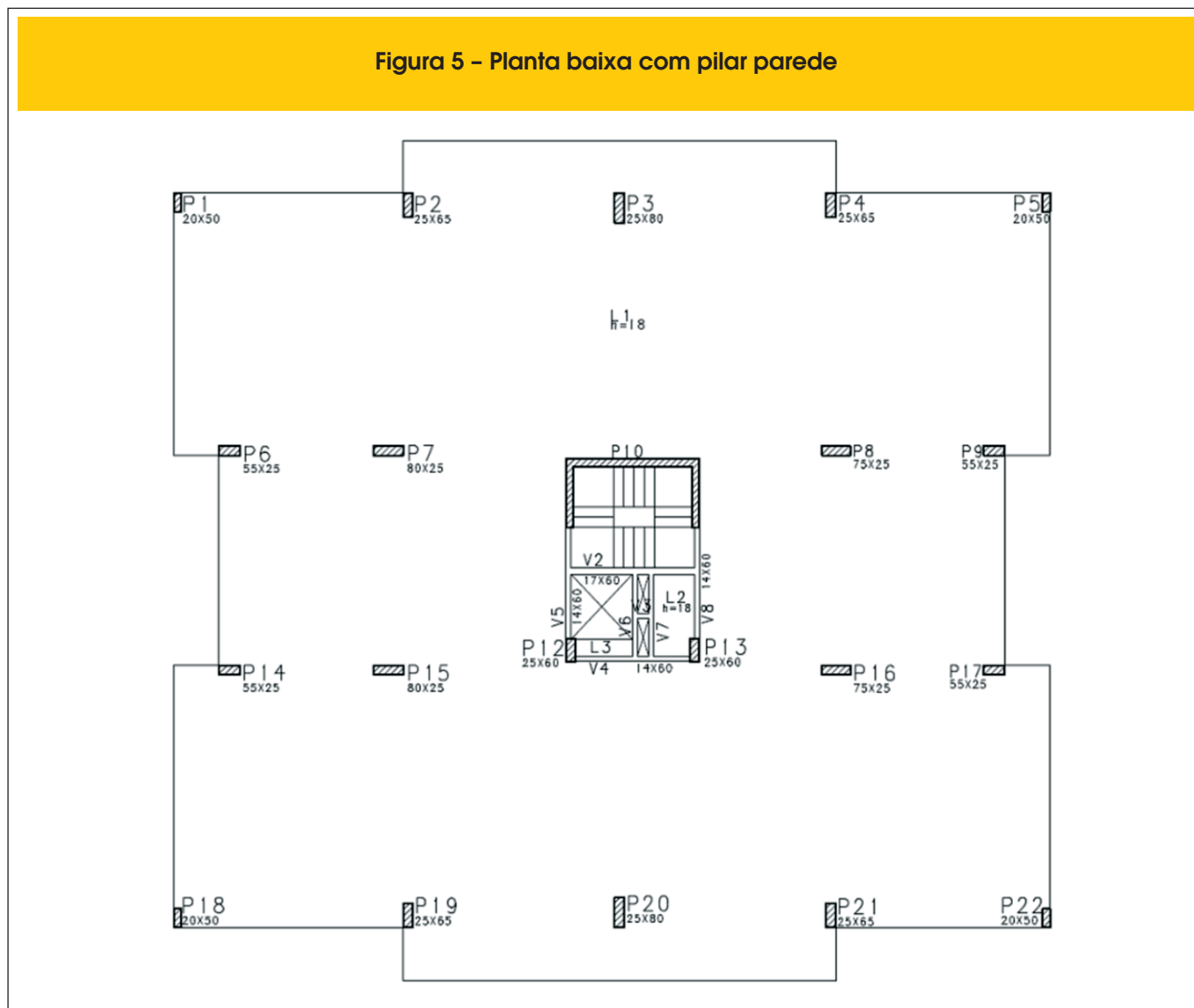
Os modelos estudados seguiram as variações de tensão de acordo com a tabela 5.

Como exemplo, será apresentado na tabela 6 como é determinado o pré-dimensionamento do pilar P1, do modelo sem pilar parede seguindo a variação V1:

Sendo:

- Pav: Pavimento considerado;
- A.I.: Área de Influencia, em m²;

Figura 5 - Planta baixa com pilar parede



C/Pav : Carga total adotada no pavimento (determinado na tabela 4), valor em kN/m^2 ;

$C. Pav$: Carga obtida no pavimento para o pilar P1 ($C.Pav = C / Pav \times A.I.$), valor em kN ;

$C. Acum$: Carga acumulada no pavimento, sendo:
 $C.Acum = C.Pav + P.P. + C.Acum_{pav.superior}$

b e h : seção do pilar no pavimento considerado, em cm ;

$P.P.$: Peso próprio do pilar, obtido pela multiplicação da área da seção transversal do pilar pela altura do pavimento (2,88m) e pelo peso próprio do concreto ($25 kN/m^3$);

Tensão do pilar por pavimento: valor obtido por $C.Pav/b \times h$, dado em kN/m^2 ;

Observa-se que o valor da tensão no pavimento fundação e 1º Tipo não ultrapassam o valor de limite para a variação V1: $11,6 MPa = 1.16 kN/m^2$.

Para a modelagem e simplificação da apresentação dos resultados, foram elaborados edifícios seguindo as variações V1 a V5 (tabela 5), foram pré-determinadas as dimensões dos pilares para as plantas baixas com e sem pilares parede. Com isto foram determinados 10 modelos diferentes, de acordo com a tabela 7.

Para obtenção dos resultados, foram consideradas as combinações de cargas nos modelos apresentadas na tabela 8.

As cargas Peso próprio, Permanente e acidental foram majoradas em $\gamma_f = 1,4$ e as cargas de vento com coeficiente $\psi_0 = 0,6$. Estes valores foram obtidos da norma brasileira NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificação.

5. Resultados

Os modelos propostos foram processados no software CAD/TQS e, por meio da análise de pórtico tridimensional, foram obtidos os valores de α e γ_Z apresentados na tabela 9.

6. Conclusão

Após a apresentação dos resultados por meio da tabela 9 e do gráfico 1, pode-se observar que os valores de γ_Z obtidos para os modelos calculados sem pilar parede se apresentam maiores comparados aos modelos com pilar parede, o que já era esperado pois a presença deste tipo de pilar aumenta a rigidez a flexão da edificação.

Observa-se também que, a variação de tensões nos pilares dos modelos com pilar parede faz com que a diferença entre os resultados de γ_Z seja de pequena intensidade, com valores entre 1,064 e 1,161. Já para os modelos sem pilar parede, a variação da tensão nos pilares alterou de maneira significativa os valores de γ_Z , fazendo-os estar entre 1,197 a 1,426. Permite-se concluir, portanto, que a variação da tensão dos pilares não é o fator determinante na determinação dos valores de γ_Z aceitáveis, e sim a presença de elementos que colaborem com aumento da rigidez a flexão. Neste caso, optou-se pelo uso de pilares parede, porém podem-se usar também vigas com rigidez elevada, paredes estruturais em concreto armado, aumento da seção dos pilares na direção de menor rigidez da estrutura.

Tabela 7 – Tipos de modelos

Descrição do modelo	Nomenclatura adotada para o modelo
Modelo sem pilar parede e V1	1-1
Modelo sem pilar parede e V2	1-2
Modelo sem pilar parede e V3	1-3
Modelo sem pilar parede e V4	1-4
Modelo sem pilar parede e V5	1-5
Modelo com pilar parede e V1	2-1
Modelo com pilar parede e V2	2-2
Modelo com pilar parede e V3	2-3
Modelo com pilar parede e V4	2-4
Modelo com pilar parede e V5	2-5

Tabela 8 – Combinações adotadas

Combinação	Peso próprio	Permanente	Acidental	Vento 90°	Vento 270°	Vento 0°	Vento 180°
C1	X	X	X	x	-	-	-
C2	X	X	X	-	x	-	-
C3	X	X	X	-	-	x	-
C4	X	X	X	-	-	-	x

Tabela 9 – Resultados obtidos

Modelo	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
1-1	0,944	0,944	0,962	0,962	1,197	1,197	1,220	1,220
1-2	0,877	0,877	0,986	0,986	1,196	1,196	1,255	1,255
1-3	1,064	1,064	1,071	1,071	1,353	1,353	1,324	1,324
1-4	1,094	1,094	1,145	1,145	1,390	1,390	1,391	1,391
1-5	1,117	1,117	1,174	1,174	1,416	1,416	1,426	1,426
2-1	0,714	0,714	0,562	0,562	1,114	1,114	1,064	1,064
2-2	0,756	0,756	0,582	0,582	1,130	1,130	1,069	1,069
2-3	0,776	0,776	0,597	0,597	1,138	1,138	1,074	1,074
2-4	0,818	0,818	0,609	0,609	1,157	1,157	1,078	1,078
2-5	0,826	0,826	0,615	0,615	1,161	1,161	1,080	1,080

Neste artigo, os modelos com Pilar parede se enquadram abaixo do limite permitido para que seja dispensada uma análise de segunda ordem na estrutura, ou seja, $\gamma_z \leq 1,3$. Basta realizar análise de primeira ordem e majorar os esforços de acordo com as recomendações da norma. No caso dos modelos sem pilar parede, os modelos com tensões acima de 70% do valor de referencia precisam de análise de segunda ordem.

Ao interpretar os valores de α observa-se que a maioria dos modelos adotados configura-se com de nós móveis.

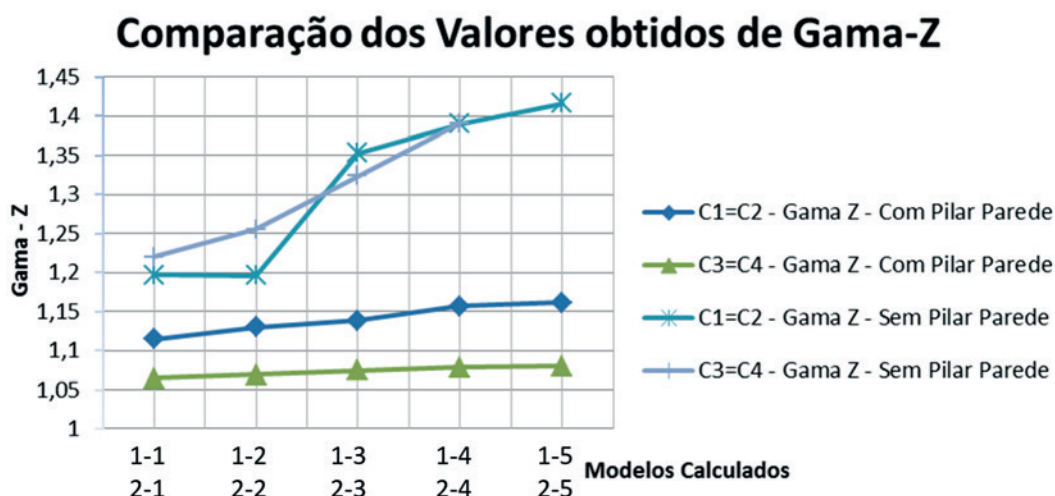
Desta forma, este artigo apresentou os conceitos básicos dos parâmetros de instabilidade α e γ_z ; apresentou os resultados de simulações de modelos no software estrutural Cad/TQS variando a tensão de compressão nos pilares com a finalidade de relacionar estes valores com os parâmetros de estabilidade α e γ_z e

apresentou ações que poderiam ser adotadas em edifícios para minimizar os efeitos da instabilidade global.

7. Referências

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2014). Projeto de estruturas de concreto – Procedimento, NBR 6118, Rio de Janeiro, RJ.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980). Cargas para cálculo de estruturas de edificações, NBR 6120, Rio de Janeiro, RJ.
- [3] MONCAYO, W. J. Z (2011). Análise de Segunda Ordem Global em Edifícios com Estrutura de Concreto Armado. Master's degree dissertation, USP. São Carlos, 2011.

Gráfico 1 - Comparativo dos resultados obtidos



- [4] VASCONCELOS, A. C. (1997). Origem dos Parâmetros de Estabilidade α e γz - Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [5] VASCONCELOS, A. C. e FRANCO, M. (1997) – Avaliação Prática dos Efeitos de 2ª Ordem em Edifícios Altos – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [6] VASCONCELOS, A. C. e FRANÇA, R. C. (1997) - Um método Simplificado e Muito Preciso para Avaliação dos Momentos de 2ª Ordem em Edifícios Altos Usuais – Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios. São Paulo, 1997.
- [7] CARMO, R.M.S (1995) – Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios Usuais de Concreto Armado – Master's degree dissertation. College of Engineering of São Carlos, University of São Paulo. São Carlos – SP, 1995.