

UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

ANA LÍGIA CEZAR MARACAJÁ

**SOBRE OS PARÂMETROS DE
INSTABILIDADE GLOBAL E RELAÇÕES
ENTRE O ALFA E O GAMA-Z**

JOÃO PESSOA

2020

ANA LÍGIA CEZAR MARACAJÁ

**SOBRE OS PARÂMETROS DE
INSTABILIDADE GLOBAL E RELAÇÕES
ENTRE O ALFA E O GAMA-Z**

Trabalho de conclusão de curso apresentado
à Universidade Federal da Paraíba (UFPB),
como parte das exigências para a obtenção
do título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. José Marcílio Filgueiras
Cruz

João Pessoa

2020

Catálogo na publicação
Seção de Catalogação e Classificação

M298s Maracaja, Ana Lígia Cezar.

SOBRE OS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL E RELAÇÕES
ENTRE O ALFA E O GAMA-Z / Ana Lígia Cezar Maracaja. -
João Pessoa, 2020.

79 f. : il.

Orientação: José Marcílio Cruz.

Monografia (Graduação) - UFPB/Tecnologia.

1. Efeitos de segunda ordem. 2. Estabilidade global. 3.
Gama-z. 4. Alfa. I. Cruz, José Marcílio. II. Título.

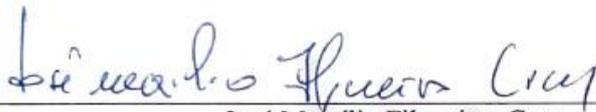
UFPB/BC

FOLHA DE APROVAÇÃO

ANA LÍGIA CEZAR MARACAJÁ

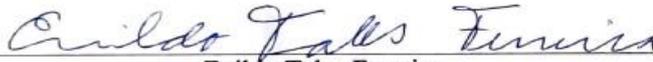
SOBRE OS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE E AS RELAÇÕES ENTRE O ALFA E O GAMA-Z

Trabalho de Conclusão de Curso em 10/08/2020 perante a seguinte Comissão Julgadora:



José Marcílio Filgueiras Cruz
Departamento de Engenharia Civil e Ambiental do CT/UFPB

APROVADA.



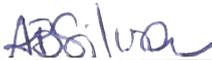
Enildo Tales Ferreira
UFPB

APROVADA



Carlos Antônio Taurino de Lucena
UFPB

APROVADA.



Prof. Andrea Brasiliano Silva
Matrícula Siape: 1549557
Coordenadora do Curso de Graduação em Engenharia Civil

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus que esteve sempre ao meu lado.

Agradeço a toda minha família pelo apoio, amor e encorajamento durante meus anos de graduação. Não tenho palavras para expressar o tamanho da gratidão que eu sinto por vocês.

À minha filha Laura, razão de toda a minha vida.

A minha família do EJC, por tornarem a vida mais leve.

Ao professor Marcilio Cruz pela orientação, paciência e suporte durante a elaboração deste trabalho.

A todos os professores que contribuíram com minha formação.

RESUMO

MARACAJÁ, Ana Lígia. **SOBRE OS PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL E AS RELAÇÕES ENTRE O ALFA E O GAMA-Z.** 2020, 78 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2020.

O padrão de construção de edifícios vem modificando-se ao longo dos últimos anos, tendenciado a construções cada vez mais esbeltas. Sabe-se que esse tipo de edificação está mais sujeito aos efeitos de segunda ordem, dessa maneira, a análise desses efeitos deve ser investigada com bastante cautela pelos calculistas estruturais. Tendo em vista a complexidade desse tipo de análise, os parâmetros de instabilidade global apresentam-se como alternativa para verificação simplificada da dispensa dos esforços globais de segunda ordem. Destes parâmetros, neste trabalho será discutido com mais profundidade o Gama-z, com o objetivo de formular novas equações que o relacionem com o parâmetro Alfa. Para chegar a tal objetivo, foram obtidas equações do segundo e terceiro grau para variações do F_{ck} , resistência característica do concreto à compressão, e do f_{Req} , coeficiente de redução equivalente para a simulação da não-linearidade física do comportamento do material constituinte da estrutura.

Palavras-chave: Efeitos de segunda ordem; Estabilidade global; Gama-z; Alfa

ABSTRACT

MARACAJÁ, Ana Lúcia. **ON THE GLOBAL INSTABILITY PARAMETERS AND THE RELATION BETWEEN ALFA AND GAMA-Z.** 2020, 78 pág. Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação em Engenharia Civil – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa. 2020.

The pattern of building construction has changed over the last few years, tending to increasingly slender constructions. It is known that this type of building is more subject to the effects of second order, thus, the analysis of these effects should be investigated with great caution by structural calculators. In view of the complexity of this type of analysis, the parameters of global instability are presented as an alternative for simplified verification of the dismissal of second-order global effects. Of these parameters, this work will discuss the Gama-Z in more depth in order to formulate new equations that relate it to Alfa parameter. To reach this objective, equations of the second and third degree were obtained for the variations of the F_{ck} , characteristic strength of concrete to compression, and of the equivalent reduction coefficient for the simulation of the physical non-linearity of the behavior of the constituent material of the structure.

Key-words: Second order effects; Global stability; Gama-Z; Alfa

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Bifurcação do equilíbrio	16
Figura 2 - Problema de ponto limite	17
Figura 3 - Diagrama Tensão x Deformação do concreto.....	20
Figura 4 - Momentos fletores de 1° e 2° ordem	22
Figura 5 - Rigidez equivalente do pórtico	24
Figura 6 - Variação do parâmetro de acordo com SEC.....	26
Figura 7 - Deslocamento horizontal devido a carga vertical	29
Figura 8 - Deformadas do pilar e momentos total, de 1° e 2° ordens	33
Figura 9 - O momento $M_{total} = M_1 + \Delta M_1$	34
Figura 10 - Esquema para o cálculo $M_{1,tot,d}$ e do $\Delta M_{tot,d}$	36
Figura 11 - Pórtico do sistema de contraventamento	54
Figura 12- Correlação cúbica entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,70$	56
Figura 13 - Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,70$	57
Figura 14 – Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,65$	58
Figura 15- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,65$	59
Figura 16- Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,60$	60
Figura 17- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,60$	61
Figura 18 – Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,55$	61
Figura 19 – Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,55$	62
Figura 20- Correlação cúbica entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,50$	62
Figura 21- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,50$	63
Figura 22 - Pórtico com seu carregamento utilizado no cálculo do Alfa e do Gama z..	72

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Configurações de Equilíbrio para Barra Axialmente Carregada.....	18
Tabela 2 - Configuração de Equilíbrio para Barra Excentricamente Carregada	18
Tabela 3- Módulo de deformação do concreto para valores do f_{ck}	48
Tabela 4 - Valores do parâmetro α e do coeficiente γ_z para $f_{ck} = 30MPa$	49
Tabela 5 - Valores do parâmetro α e do coeficiente γ_z para $f_{ck} = 40MPa$	63
Tabela 6 - Valores do coeficiente γ_z ($f_{ck} = 30MPa$)	69

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

α - Parâmetro de instabilidade Alfa

γ_z - Coeficiente Gama-Z

γ_{fv} - Ponderação das ações verticais

λ - Fator de carga crítica

λ_{geo} - Índice de esbeltez geométrico

$M_{1,tot,d}$ - Soma dos momentos das forças horizontais

$\Delta M_{tot,d}$ - Soma dos momentos das forças verticais

$\Delta M_{tot,d}$ - Soma do momento entre força vertical e deslocamento horizontal

$M_{1,tot,d}$ - Momento de tombamento

a_h - Deslocamento horizontal decorrente de ações horizontais

a_v - Deslocamento horizontal decorrente de ações verticais

$A's$ - Armadura de compressão, para vigas com armadura dupla.

As - Armadura de tração

B_y - Projeção horizontal da edificação

D - Vetor de deslocamentos

E_c - Módulo de elasticidade

e - Excentricidade

EI - Rigidez a flexão

EI_k - Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

E_{ci} - Módulo de deformação tangente inicial

E_{cs} - Módulo de elasticidade secante

FAV_t - Fator de Amplificação de Esforços Horizontais de Vento

f_r - Fator de redução

F_h - Força horizontal

F_v - Força vertical

f_{Req} - Fator de redução equivalente

f_{ck} - Resistência característica do concreto à compressão

f_{yk} - Resistência ao escoamento do aço

H - Altura total da estrutura

I_c - Momento de inércia da seção bruta de concreto

I - Inércia reduzida

I_g - Inércia da seção bruta

K_e - Matriz de rigidez elástica

K_g - Matriz de rigidez geométrica

NBR - Norma Brasileira Registrada

NLF - Não Linearidade Física E_c - Módulo de elasticidade

NLG - Não Linearidade Geométrica

NLFG - comportamento não-linearidade físico e geométrico da estrutura

Mpa - Mega Pascal

P_{cr} - Carga crítica

P_k - Carga axial qualquer

H - Altura total da estrutura

SEC - Sistema de Contraventamento

V_o - Velocidade básica do vento

Sumário

1. Introdução.....	12
1.1 Objetivo.....	14
2. Revisão Bibliográfica	15
2.1 Problemas de instabilidade.....	15
2.1.1 Bifurcação do equilíbrio	15
2.1.2 Segunda ordem	16
2.2 Não Linearidades.....	18
2.2.1 Não-Linearidade Física.....	19
2.2.2 Não-linearidade geométrica	22
3 Parâmetros de instabilidade	23
3.1 Parâmetro Alfa	24
3.2 Coeficiente Gama Z.....	27
3.3 O parâmetro FAVt.....	28
3.4 Fator de carga crítica.....	30
4 O Coeficiente Gama Z.....	31
4.1 Considerações históricas.....	31
4.2 Condições de utilização e limites.....	39
4.2.1 Condições de utilização do γ_z	39
4.2.2 Limites de utilização do γ_z	39
5. Relação entre o Alfa e o Gama Z	43
5.1 Expressões para as correções dos valores dos parâmetros Alfa e Gama Z.....	45
5.1 Correção dos valores do $\alpha_{(0)}$	50
5.1.2 Correção dos valores do $\gamma_{z(0)}$	51
5.2 Validação das relações apresentadas.....	67
6. Tendências acerca do γ_z	73
7. Conclusão	75
8. Referências.....	76

1. Introdução

Há uma tendência mundial, principalmente nos grandes centros populacionais, de construções cada vez mais esbeltas e verticalizadas. Essa demanda pode ser explicada por diversos fatores, destacando-se, avanço nos softwares de projetos estruturais, escassez de terrenos em conjunto com seu alto valor agregado, novas tecnologias dos materiais e projetos arquitetônicos com maiores inovações.

Com o acréscimo na esbeltez, podem surgir deslocamentos horizontais consideráveis e com eles efeitos de segunda ordem que devem ser cuidadosamente analisados pelos engenheiros calculistas (ou projetistas de estruturas). Esses precisam projetar estruturas que sejam seguras e econômicas, isto é, eficientes. Capazes de resistir adequadamente às ações verticais, como peso próprio, e ações horizontais, oriundos de empuxos e ações do vento. Segundo a ABNT NBR 6118: 2003, a estrutura é considerada segura quando são confirmadas as hipóteses de cálculo, admitidas na fase de projeto, atendendo as premissas da norma.

Considerando que os sistemas estruturais são projetados para oferecer rigidez e estabilidade ao edifício, a verificação da estabilidade global é um dos primeiros e mais importantes pontos a ser considerado pelo calculista. Quando esta análise é feita de forma satisfatória, a estrutura consegue resistir e redistribuir os efeitos das deslocabilidades de forma segura, garantindo seu bom desempenho durante sua vida útil.

À vista disso, alguns temas surgiram como parte fundamental na concepção de projetos estruturais, sobressaindo-se a estabilidade global e efeitos de segunda ordem. Esses dois fatores devem ser analisados com bastante atenção nos projetos estruturais para que não haja prejuízos de qualquer natureza a estrutura considerada. É importante salientar que quanto mais esbelta for a edificação, mais evidente os efeitos dos deslocamentos laterais.

“Quanto mais altos os edifícios maiores as solicitações presentes, com ênfase nas solicitações oriundas de ações laterais que podem ser dominantes na definição do sistema estrutural” (GIONGO, 2007, p. 23). Das solicitações horizontais que atuam em edificações esbeltas, o efeito do vento é, quase sempre, o mais importante delas, podendo provocar até a instabilidade da estrutura.

Além disso, o fato das estruturas serem construídos com materiais mais resistentes (elevados valores do F_{ck} do concreto e F_{yk} do aço utilizado nas estruturas correntes de concreto armado) permite que os elementos estruturais, principalmente aqueles componentes das estruturas reticuladas, exibam seções com pequenas dimensões fazendo com que eles sejam, também, muito sensíveis aos esforços horizontais e aos efeitos de torção que podem provocar os chamados efeitos de segunda ordem.

Efeitos de segunda ordem são esforços acrescidos aos de primeira ordem (ABNT NBR 6118:2014, item 15.2), sendo decorrentes do deslocamento horizontal da estrutura submetida a ações verticais e horizontais quando esta se encontra em uma posição deformada. Sua análise é de fundamental importância, pois quando não considerado de maneira satisfatória, pode trazer prejuízos a edificação como patologias e o próprio colapso. Devem ser considerados no seu estudo o comportamento não linear dos materiais e a configuração deformada na análise do equilíbrio, o que resulta em análises mais sofisticadas, feitas atualmente com o auxílio de softwares.

A utilização de parâmetros na verificação da estabilidade global tem por objetivo classificar a estrutura em dois tipos: de nós fixos ou móveis. No primeiro caso, a estrutura é indeslocável (ou quase indeslocável) horizontalmente, já no segundo caso, os deslocamentos são consideráveis, e como decorrência os efeitos de segunda ordem também. (Cruz, Ferreira e Lucena, 2020). Segundo Kimura (2007), a estabilidade global da estrutura é inversamente proporcional à resistência da estrutura com relação aos esforços de segunda ordem, ou seja, quanto mais rígida for à estrutura, menores serão os seus deslocamentos horizontais, ou ainda, quanto maiores os efeitos de segunda ordem na estrutura, maior sua instabilidade.

Tendo em consideração que as estruturas projetadas pela avaliação dos efeitos da sua deslocabilidade horizontal são necessariamente submetidas a análises mais complexas e sofisticadas, verifica-se a criação de procedimentos simplificados que orientem ao calculista a necessidade da consideração ou não dos efeitos acima mencionados, possibilitando assim, o processo de cálculo menos oneroso. Tais procedimentos simplificados se baseiam nos parâmetros de verificação de estabilidade global. Para este fim, a ABNT NBR 6118 passou a recomendar dois desses parâmetros desde a entrada em vigor da versão de 2003 até a atual ABNT NBR 6118:2014: o parâmetro de instabilidade global Alfa e o coeficiente Gama-Z. Em que pese a

simplificação do cálculo e da aplicação desses parâmetros, os resultados obtidos são bastante satisfatórios.

O parâmetro de instabilidade α classifica a estrutura como de nós fixos ou móveis, porém não consegue mostrar a magnitude dos efeitos de segunda ordem. O Coeficiente γ_z representa uma forma mais completa de analisar a estrutura, pois além de possibilitar a classificação da estrutura quanto à deslocabilidade dos seus nós (como o alfa) ele permite uma avaliação da intensidade desses efeitos, considerando-os a partir da majoração dos esforços solicitantes. O estudo do gama z será o objeto de estudo desse TCC, sendo discutido em detalhes ao longo do desenvolvimento do texto.

A importância do presente trabalho é oferecer aos estudantes de engenharia civil bem como aos engenheiros estruturais uma forma mais rápida e objetiva de avaliar a estabilidade global dos edifícios, ao encontrar e disponibilizar novas funções que permitam uma avaliação do coeficiente γ_z a partir do parâmetro α . Do que resultará, na prática, em última análise, em boa economia de tempo.

1.1 Objetivo

a) Objetivo Geral

Destacar considerações sobre a formulação, cálculo e utilização do Coeficiente γ_z em função de estudos e conclusões apresentados por diversos autores ao longo do tempo.

b) Objetivo Específico

Apresentar novas funções que permitam uma avaliação do coeficiente γ_z em função do parâmetro α ;

2. Revisão Bibliográfica

2.1 Problemas de instabilidade

2.1.1 Bifurcação do equilíbrio

Considere uma barra de eixo reto indeformada e indeslocada, constituída de um material que obedece a lei de Hooke Linear, e, além disto, é perfeita com relação as suas características geométricas iniciais. Ao submetê-la a uma carga axial crescente P_k , a barra estará em equilíbrio até o instante em que o valor da carga P_{cr} seja atingida. Baseado em Feitosa (2016), entende-se que essa carga corresponde aquela que levará a estrutura a alcançar uma configuração deformada de equilíbrio instável.

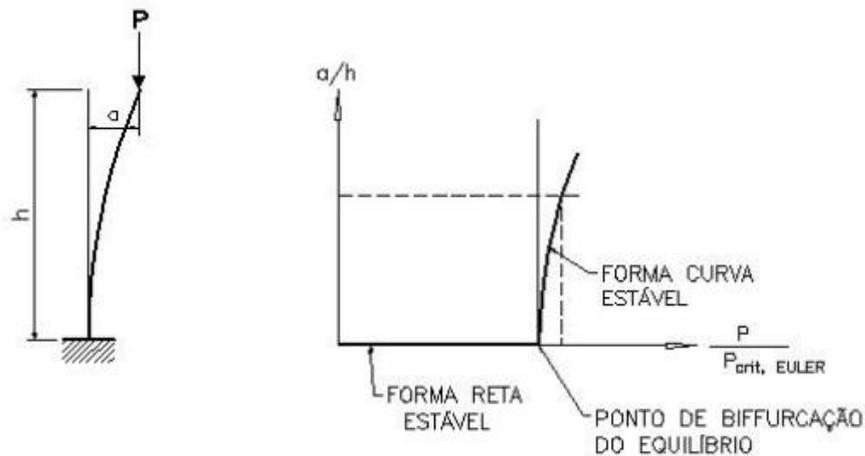
Se a força axial P_k for menor que P_{cr} , ela não será capaz de provocar nenhuma instabilidade na estrutura, estando em equilíbrio estável. Se P_k é igual à P_{cr} , há o chamado ponto de Bifurcação do equilíbrio, e daí por diante, se a carga axial continuar a aumentar, surge a instabilidade.

Nessa situação, em que a força aplicada P_k cresce ao ponto de tornar-se maior que P_{cr} , há dois comportamentos possíveis para barra: ou ela permanecerá reta, em equilíbrio instável, ou irá fletir, apresentando o equilíbrio estável. Segundo Carmo (1995), no caso de a barra continuar reta, o menor sinal de perturbação externa ou excentricidade leva a estrutura a se deslocar do equilíbrio instável para o estável, assumindo uma forma mais curva. Essa situação encontra-se ilustrada na figura 1.

Já as barras constituídas por material elástico não linear, respondem de uma forma distinta, porém também apresentam problemas de bifurcação. Seja uma barra submetida a todas as condições da barra anterior, apenas com a distinção de apresentar comportamento não linear.

Quando $P_k < P_{cr}$ ela poderá ficar na sua posição reta, que é estável, ou mudar para uma configuração curva, instável.

Figura 1 - Bifurcação do equilíbrio



Fonte: Cicolin (2007; p. 20)

Quando $P_k = P_{cr}$ atinge-se o ponto de Bifurcação Instável. No instante em que $P_k > P_{cr}$ a estrutura não consegue equilibrar a carga, tornando-se instável.

2.1.2 Segunda ordem

Seja uma barra de eixo reto, de comportamento elástico linear, submetida a força axial excêntrica P , com excentricidade e . Na medida em que o carregamento imposto é aumentado, a barra vai assumindo a forma fletida, existindo uma única configuração de equilíbrio possível para cada valor de P_k aplicado. A forma instável é atingida apenas quando há o rompimento, sendo assim, não existe bifurcação do equilíbrio nesse caso.

Sendo, elástico não-linear o material, o acréscimo da carga também leva à barra a ruína, porém nessa condição a carga pode atingir um ponto em que provoca deformações permanentes, não sendo possível o retorno a configuração inicial. Segundo Carmo (1995), se a barra for curta, o rompimento ocorrerá por flexão composta, esgotando-se a capacidade resistente da seção.

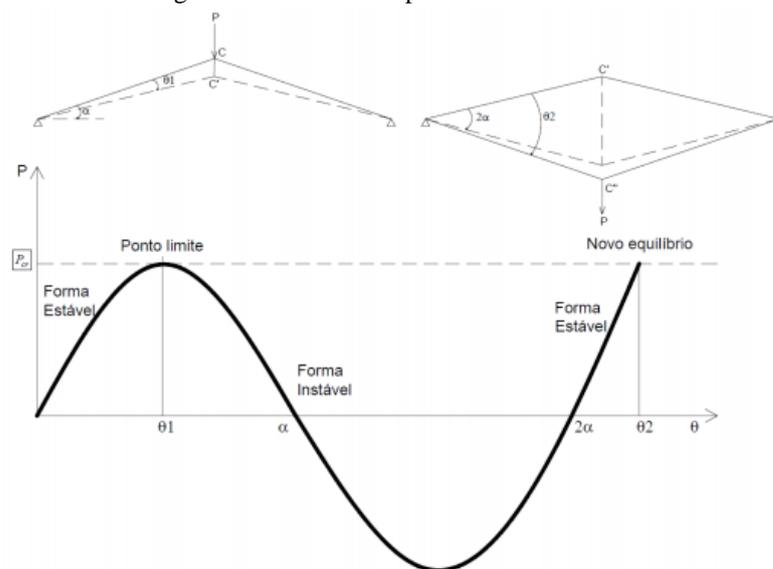
2.1.3 Ponto limite

O último problema de instabilidade tratado nesse trabalho será a condição de Ponto Limite. Essa situação irá ocorrer pela instabilidade na flexão composta, não havendo bifurcação do equilíbrio. Seja uma barra de eixo reto, de comportamento

elástico linear que será solicitada por um momento externo também crescente até o ponto que o momento resistente, o momento interno da seção não será mais capaz de equilibra-la, provocando a instabilidade da barra em estudo. Se $P_k < P_{cr}$ a estrutura permanece em equilíbrio estável.

Esse caso é bem retratado através da análise de uma treliça bi-apoiada com ângulo de inclinação obtuso, representada pela figura 2. Nota-se que o equilíbrio é atingindo de forma estável no instante em que a estrutura, ao ser submetida a carga P superior a P_{crit} , passa para uma nova configuração. Quando essa carga crítica é atingida na estrutura com configuração bastante próxima a original, uma instabilidade é provocada. Dessa forma, o equilíbrio só é alcançado se a estrutura mudar bruscamente sua configuração original.

Figura 2 - Problema de ponto limite



Fonte: Bueno (2009; p. 10)

As tabelas 1 e 2, a seguir, originalmente elaboradas por Décio Leal de Zaggotis em 1980 e modificadas por Freitas (2015; p. 20), ilustram bem as peculiaridades dos três casos apresentados.

Tabela 1 - Configurações de Equilíbrio para Barra Axialmente Carregada

BARRA CARREGADA SEM EXCENRICIDADE				
MATERIAL	FORMA	$P < P_{cr}$	$P = P_{cr}$	$P > P_{cr}$
Material Elástico Linear	Reta	Estável	Estável (BE)	Instavel
	Curva	Não Existe	Não Existe	Estável
Material Elástico Não-Linear	Reta	Estável	Instavel (BI)	Instavel
	Curva	Instável	Não Existe	Não Existe

Fonte: Freitas (2015; p. 20)

Tabela 2 - Configuração de Equilíbrio para Barra Excentricamente Carregada

BARRA CARREGADA EXCENRICAMENTE				
MATERIAL	FORMA	$P < P_{cr}$	$P = P_{cr}$	$P > P_{cr}$
Material Elástico Linear	Curva	Estável	Estável	Estável
Material Elástico Não-Linear	Curva	Estável ou Instável	Instável	Impossível

Fonte: Freitas (2015; p. 20)

2.2 Não Linearidades

Na concepção de um projeto estrutural, a atenção com o problema da estabilidade global é um ponto crucial, pois em Moncayo (2011), vê-se que a solução adequada deste problema tem o objetivo de garantir a segurança da estrutura relativamente ao estado limite último (ELU) de instabilidade. Ao atingir tal ELU a estrutura perde a sua capacidade resistente, em decorrência dos consideráveis aumentos das deformações e deslocamentos nela ocorridos. Existem dois pontos que não podem ser desconsiderados durante essa análise.

O primeiro é que o concreto armado é um material que não obedece a Lei de Hooke Linear, sendo assim, não há uma relação linear entre a tensão aplicada e a deformação observada. Isso porque, “o efeito da fissuração, da fluência, o escoamento das armaduras, bem como outros fatores de menor importância conferem ao mesmo um comportamento não linear, a chamada não-linearidade física” (PINTO; RAMALHO, 2002, p.1).

O segundo ponto é o fato de que a estrutura ao ser solicitada por ações verticais e horizontais, concomitantemente, pode sofrer deslocamentos e deformações com a

possibilidade de leva-la a uma nova configuração de equilíbrio. Esses deslocamentos são responsáveis pelo aparecimento dos efeitos do comportamento com a não-linearidade geométrica.

Dessa maneira, para que a análise estrutural possa cumprir seus objetivos com relação aos efeitos de primeira e de segunda ordem, se faz necessário o estudo de procedimentos teóricos que comprovados em experimentos laboratoriais ou computacionais possam representar da melhor maneira possível a realidade. A consideração de fatores de redução da rigidez flexional das estruturas e a sua análise em configurações deformadas e deslocadas são as respostas aos problemas da Não-Linearidades Física e Geométrica.

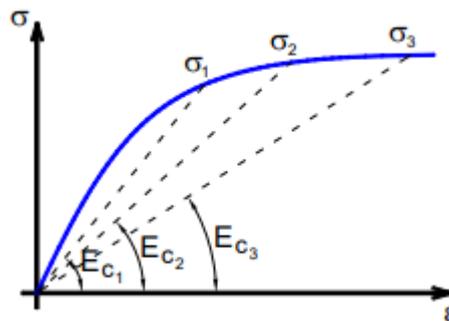
2.2.1 Não-Linearidade Física

A Não-Linearidade Física (NLF) se verifica quando a relação entre tensão-deformação do material ocorre de forma não linear, ou seja, quando há perda de proporcionalidade entre tensão aplicada e deformação sofrida pelo material. Está diretamente relacionada às propriedades intrínsecas dos materiais, provocando uma desproporcionalidade entre causa e efeito. Segundo Bueno (2009, p.23):

As relações entre esforço normal e deformação axial, o momento fletor e a curvatura associada e o momento torsor e rotação relativa por unidade de comprimento deixam de ser lineares. Isso implica que os valores das rigidezes à flexão, à deformação axial e à torção de uma seção transversal de um elemento, passam a depender do estado de sollicitação da mesma.

Afirma-se que “a principal causa do comportamento não linear do concreto armado está relacionada com a propriedade intrínseca dos materiais que provoca a perda de rigidez dos elementos estruturais” (LEAL, 2016, p. 23). Sendo um material classificado como de comportamento não linear, à medida que carregamentos são aplicados ao concreto armado, irá ocorrer a situação exposta, em que haverá perda de proporcionalidade entre a tensão e deformação. Tal reação pode ser observado graficamente no diagrama Tensão x Deformação do concreto, figura 3.

Figura 3 - Diagrama Tensão x Deformação do concreto



Fonte: Moncayo (2011; p. 24)

Analisando o gráfico, chega-se à conclusão que o $\arctg(E_c)$ varia com o aumento da deformação, e isto provoca alterações diretas na rigidez do elemento. Sendo assim, a NLF não pode ser desconsiderada, pois a rigidez interfere profundamente na magnitude dos deslocamentos estruturais horizontais.

Além disso, sabe-se que as seções transversais dos elementos componentes das estruturas são verificadas para diferentes estados de solitação, o que torna ainda mais complexo a determinação de um único valor para a rigidez deste. A consideração exata de todas essas variáveis para cada elemento da estrutura resultaria em análises difíceis, portanto, são utilizados métodos simplificados para a avaliação da NLF.

De uma forma mais simples, pode-se alterar o valor da rigidez EI pela redução média na seção transversal dos elementos, de modo que possa usar a rigidez secante na simulação da rigidez efetiva dos elementos do nível em estudo (Bueno, 2009). Dessa forma, alterando o valor da rigidez EI, são obtidos deslocamentos finais mais reais, pois se sabe que os elementos têm seus deslocamentos diretamente afetados pela rigidez.

Além do diagrama tensão-deformação, o diagrama momento-curvatura também pode ser usado na obtenção do módulo de elasticidade, com a grande vantagem de obtenção direta de EI, através da armadura. No entanto, é uma atividade quase impraticável sem ajuda de computadores, devido ao seu alto nível de complexidade. Diante da aplicação dessas ideias, a NBR 6118:2014 permite a utilização de análise linear, desde que sejam feitas considerações específicas.

Para isto, utilizam-se coeficientes redutores com a função de representar a variação da rigidez presentes nos elementos estruturais, estimando os efeitos da não-linearidade física. E isto torna possível a realização dos cálculos necessários com uma

única rigidez flexional EI . A norma ABNT NBR 6118:2014 item 15.7.3, apresenta os seguintes coeficientes:

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \cdot EciIc$
- Para vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot EciIc$, desde que $A's \neq As$
 $(EI)_{sec} = 0,5 \cdot EciIc$, se $A's = As$
- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \cdot EciIc$

Em que:

Ic representa o momento de inércia calculado para a seção bruta de concreto

$A's$ representa a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla.

As representa a armadura de tração

De acordo com Moncayo (2011), os projetos de edifícios usuais dificilmente apresentam vigas armadas com $A's = As$. Portanto, na maioria dos casos utiliza-se $(EI)_{sec} = 0,4 \cdot EciIc$. Cabe destacar que essa consideração vale para vigas com armadura dupla ou simples. Segundo o mesmo autor esse tipo de consideração representa a média de rigidez das vigas ou pilares em questão e devem ser usados somente para análises globais. Tal consideração é, também, apresentada na ABNT NBR 6118:2014.

Ainda, em concordância com Moncayo (2011), é importantíssimo a observação quanto ao uso destes coeficientes redutores ou fatores de redução apenas nas análises de estabilidade global de estruturas reticuladas que forem compostas por pelo menos quatro pavimentos, pois até o presente momento, não existem pesquisas que comprovem a eficácia desses valores para estruturas de menor porte.

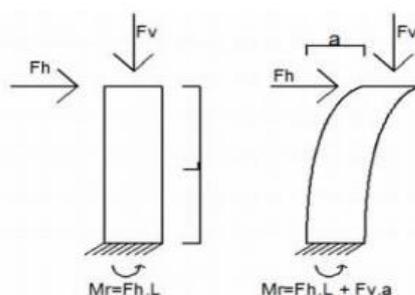
Nas versões anteriores da norma ABNT NBR 6118, precisamente nas versões dos anos de 2003 e 2007, a redução da rigidez para efeito de análise global poderia ser feita através de um único fator, igual a 0,70 para vigas e pilares, de modo que a rigidez equivalente seria dada por: $(EI)_{sec} = 0,7 \cdot EciIc$. Em relação as lajes, o valor era de $0,3 \cdot EciIc$. Essas condições seriam permitidas se a estrutura de contraventamento estrutural responsável fosse composta por vigas e pilares e γ_z fosse menor que 1,3.

2.2.2 Não-linearidade geométrica

“Os efeitos da não-linearidade geométrica são aqueles oriundos da mudança de posicionamento da estrutura no espaço” (PINTO, 2002, p. 5). A NLG está diretamente relacionada com as mudanças que ocorrem na configuração deformada, como ocorre, por exemplo, ao ser solicitada por ações horizontais decorrentes do efeito do vento. Seus efeitos são determinados pelo estudo do equilíbrio alcançado em sua nova posição, avaliando os esforços internos que atuam na configuração deformada. Esse tipo de análise tem grande importância no estudo de estruturas esbeltas.

O fenômeno pode ser explicado da seguinte maneira: Seja uma estrutura indeformada em que atuam forças verticais, representada por F_v , e horizontais, por F_h , como na figura 4. Esses esforços irão provocar o aparecimento de momentos fletores 1ª ordem na sua base, e conseqüentemente, irão surgir deslocamentos, representados por a , decorrentes da mudança de posição. Considerando essa nova posição deslocada, as mesmas forças irão provocar um acréscimo de momento na base, os momentos fletores 2ª ordem. Este acréscimo é um efeito de segunda ordem, por que surgiu na análise da estrutura já deformada.

Figura 4 - Momentos fletores de 1º e 2º ordem



Fonte: Leal (2016; p. 27)

Em estruturas altas, a problemática da NLG deve receber atenção especial, pois corriqueiramente a estrutura é solicitada por ações verticais e horizontais. Tal fato merece cautela, já que as forças verticais atuando na estrutura deslocada podem causar acréscimos de esforços que podem conduzi-la a ruína. “Nas estruturas rígidas esses efeitos são pequenos e podem ser desprezados, entretanto, nas estruturas flexíveis, tais efeitos passam a ser significativos devendo ser obrigatoriamente considerados”. (PINTO; RAMALHO, 2002, p. 13)

3 Parâmetros de instabilidade

A análise da estabilidade global de estruturas tem o objetivo de classificá-las quanto à sua deslocabilidade lateral, visto que os efeitos de segunda ordem são produzidos pela ação do carregamento vertical atuando nos deslocamentos horizontais. Os parâmetros de estabilidade global servem para a avaliação de estruturas com objetivo de determinar se os efeitos de segunda ordem precisam ser considerados para efeitos de cálculo (Lins, 2013).

Segundo a NBR 6118:2014, efeitos de 2ª ordem são aqueles que se somam aos obtidos em uma análise de 1ª ordem, quando a análise do equilíbrio passa a ser efetuada considerando a configuração deformada. Esse efeito, cuja determinação considera o comportamento não linear dos materiais, pode ser desprezado sempre que não representar acréscimo superior a 10 % nas reações e nas solicitações relevantes na estrutura, pois, assim, não acrescentará risco a segurança da estrutura em análise. Quando esses efeitos são consideráveis a estrutura é classificada como deslocável ou de nós móveis; caso contrário, a estrutura é dita indeslocável horizontalmente ou de nós fixos.

Com as recomendações da norma citada, os Parâmetros (ou Coeficientes) de instabilidade podem ser utilizados para a verificação da possibilidade de dispensa da consideração dos esforços globais de segunda ordem sem necessidade de cálculo rigoroso.

Na verdade, os métodos buscam classificar as estruturas como de nós fixos ou móveis, pois, com esta informação, a norma permite que sejam feitas aproximações que garantem a verificação dos efeitos de segunda ordem. Na literatura técnica pertinente é possível encontrar vários parâmetros, dos quais alguns poucos serão aqui referidos: o parâmetro Alfa, o coeficiente Gama-Z, o Fator da Carga Crítica, o FAVt. A NBR 6118 desde a sua versão de 2003 até a atual de 2014 recomenda dois desses métodos que permitem avaliar se os efeitos de segunda ordem podem ser dispensados ou não, são eles: o Parâmetro de Instabilidade Global α e o Coeficiente γ_z .

É importante salientar que a apresentação que aqui se faz de outros parâmetros relacionados com a questão da instabilidade global procura atender à duas questões principais: uma maior contextualização quanto ao que já está estabelecido com relação ao tema que faz parte dos objetivos deste trabalho; e o destaque dado aos conceitos que

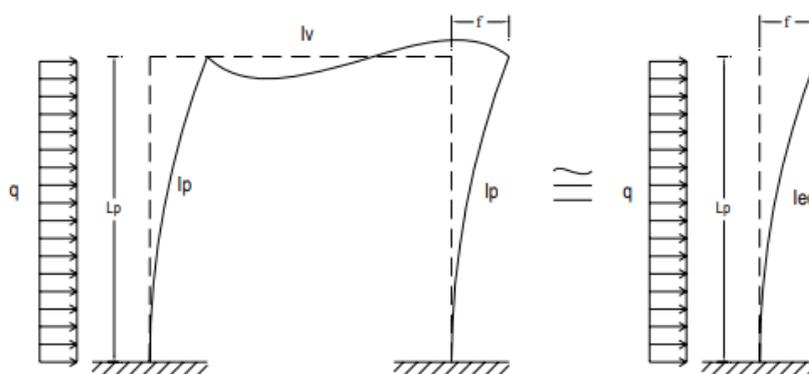
serão desenvolvidos. No caso específico do Parâmetro Alfa, o interesse está relacionado, também, com o fato de que a parte que pode ser considerada de maior importância deste TCC refere-se à apresentação das novas expressões quadráticas e cúbicas relacionando o Alfa ao Gama-Z.

3.1 Parâmetro Alfa

O parâmetro alfa foi idealizado, de acordo com Vasconcelos (1991) citado em Cruz; Ferreira e Lucena (2019; p.94), pelos pesquisadores Beck e König no ano de 1967, representando, uma grande revolução para a engenharia estrutural. Baseados na teoria de Euler, esse parâmetro é recomendado pela ABNT NBR 6118:2014 como um dos possíveis critérios para desconsideração da não linearidade geométrica global nos elementos estruturais de contraventamento.

Para a formulação dessa teoria, os autores interpretaram a estrutura de um edifício com andares igualmente espaçados como um único pilar engastado na base e livre no topo, submetido a cargas verticais e horizontais distribuídas em toda a sua altura. O módulo de rigidez desse pilar foi considerado igual à soma de todas as rigidezes dos pilares originais, apresentava comportamento elástico-linear, e além disso apresentava os mesmos deslocamentos laterais. Tal procedimento é ilustrado na figura 5.

Figura 5 - Rigidez equivalente do pórtico



Fonte: Bueno (2009; p. 34)

Dessa maneira, surgiu o parâmetro de instabilidade alfa:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P_k}{EI_k}} \quad (3.1)$$

Sendo:

H : altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

P_k : soma de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, a partir de H

EI_k : somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

Em Junior et al. (2016; p.13), a obtenção do valor de $\alpha_{cr} = H \sqrt{\frac{P_{cr}}{EI_k}}$ em função da carga de Euler, P_k , é alcançada pela substituição do $P_k = \frac{7,84EI}{H^2}$ donde se obtém o valor $\alpha_{cr} = 2,80$.

O módulo de EI_k é obtido considerando a seção bruta dos pilares, e o módulo de elasticidade, através, das expressões apresentadas na mesma norma, ou seja, na NBR 6118.

Com o resultado do parâmetro α é possível a verificação da dispensa ou não dos efeitos de segunda ordem, porém a avaliação desses efeitos na estrutura deformada não é obtida com ele, representando uma grande desvantagem para esse método.

A obtenção da EI_k da expressão original para o cálculo do Parâmetro Alfa foi substituído por $EI_{equiv,k}$, pois passou a representar uma rigidez flexional equivalente diferentemente do que era representado por EI_k . Assim, o parâmetro alfa pode ser determinado para qualquer estrutura pela equação:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{equiv}}} \quad (3.2-a)$$

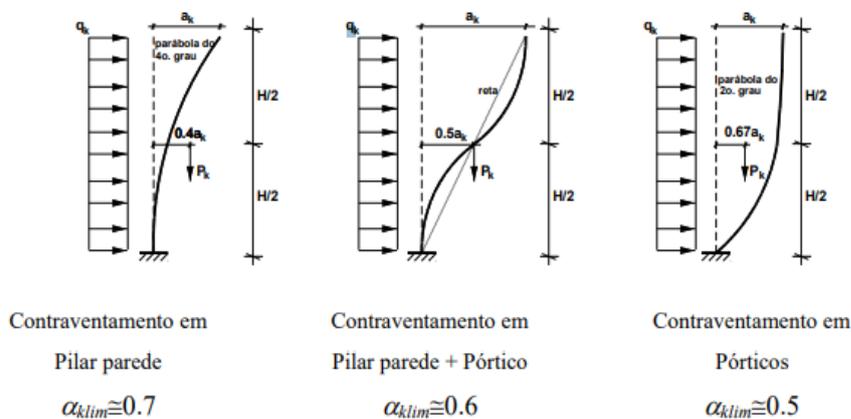
ou com a notação mais usada entre nós:

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{\sum F_{vk}}{(EI)_{SEC}}} \quad (3.2-b)$$

Franco (1985), citado em Cruz; Ferreira e Lucena (2019; p.119), observa que o valor de α varia em função da composição do sistema estrutural de contraventamento

(SEC) da estrutura, como mostra a figura 6. Essa diferença é decorrente das mudanças que ocorrem na linha elástica de cada SEC.

Figura 6 - Variação do parâmetro de acordo com SEC



Fonte: Andrade Neto (2013; p. 33)

A NLF causada pela fissuração e pelo comportamento não-linear do concreto na compressão já está contemplada na equação no parâmetro α (Moncayo, 2011). O autor expõe que o comportamento não linear não é provocado puramente pela fissuração, pois o concreto quando submetido a esforços compressivos já apresenta um comportamento característico não linear.

Se o valor calculado de α for menor ou igual a α_1 , a influência da deslocabilidade global pode ser ignorada e a estrutura considerada de nós fixos, caso contrário, é classificada como de nós móveis sendo obrigatória a consideração dos efeitos dos deslocamentos horizontais na análise da estrutura.

As estruturas de nós fixos são aquelas em que os esforços de segunda ordem podem ser desprezados, pois representam menos de 10% dos de primeira ordem. As estruturas que são classificadas como de nós móveis apresentam esforços de segunda ordem maiores que 10% dos, de primeira, sendo, portanto, de consideração obrigatória.

Apesar da ideia que a nomenclatura possa passar, as estruturas classificadas como de nós fixos também apresentam deslocamentos horizontais, porém esses são tão insignificantes que podem ser ignorados. Já as estruturas classificadas como de nós móveis não apresentam deslocamentos horizontais de grande magnitude, porém a desconsideração desses pode acarretar prejuízos estruturais à edificação.

O valor de α_1 é calculado pela equação abaixo:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad (3.3 - a e b)$$

A primeira equação refere-se a edificações com o número de pavimentos, n , menor ou igual a 3. A segunda é aplicada para os casos em que a quantidade de pavimentos for maior que 3.

É interessante observar que embora o valor crítico do parâmetro em função da carga de flambagem seja $\alpha_{cr} = 2,80$, o valor limite no caso geral é igual à 0,6 para edificações com mais de 3 pavimentos. O valor $\alpha_1 = 0,6$ sendo 4,667 vezes menor que o valor 2,80 significa que do ponto de vista matemático o $P_k = \frac{P_{cr}}{21,78}$, sugerindo a utilização de um coeficiente de segurança a flambagem igual 21,78. Tal coeficiente de segurança é razoável, pois na verdade o sistema estrutural de contraventamento que será responsável por garantir a quase indeslocabilidade da edificação não é, como se sabe, um pilar. Além do que, com o valor $\alpha_{cr} = 2,80$, a estrutura estaria muito flexível, deformável e certamente os deslocamentos horizontais seriam maiores que os previstos por norma.

A utilização do parâmetro α , sem dúvida, representa uma simplificação quanto à definição da obrigatoriedade da consideração dos chamados efeitos de segunda ordem globais.

3.2 Coeficiente Gama Z

O coeficiente γ_z estima os esforços de segunda ordem pela majoração dos esforços de primeira ordem, sendo uma maneira simples de calcular a estabilidade global de um edifício. A norma ABNT NBR 6118:2014 atribui ao coeficiente a avaliação da ocorrência ou não dos esforços globais de segunda ordem para estruturas reticuladas com no mínimo quatro pavimentos, pois ainda não se sabe qual coeficiente redutor da rigidez de pilares deve ser utilizado para a consideração da não-linearidade física de forma aproximada em edifícios que não atendem a esse requisito. Para

edificações com menos de quatro pavimentos, é sugerido a verificação da estabilidade pelo parâmetro α e o processo P-delta para a avaliação dos efeitos de segunda ordem.

O valor de γ_z é obtido pela análise de primeira ordem para cada caso do carregamento a ser considerado pela seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (3.4)$$

Sendo:

$M_{1,\text{tot,d}}$: soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

$\Delta M_{\text{tot,d}}$: 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.

Como o estudo desse parâmetro é o objetivo deste TCC, ele será abordado com mais detalhes ao longo dos capítulos seguintes.

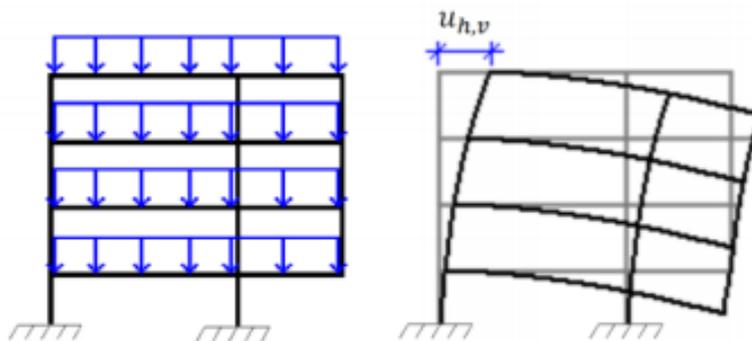
3.3 O parâmetro FAVt

O FAVt foi desenvolvido e é de exclusividade do sistema CAD/TQS, sendo uma sigla para Fator de Amplificação de Esforços Horizontais de Vento. Segundo Moncayo (2011), esse parâmetro possui a mesma formulação do γ_z , porém considera os deslocamentos horizontais ocasionado pelas cargas verticais, provocando diferença apenas no cálculo da parcela dos esforços de segunda ordem. Afirma-se que “o coeficiente é calculado para cada combinação do estado limite último definida no projeto” (FREITAS, 2015, p. 64).

Deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais ocorrem em estruturas assimétricas, com presença de balanços, naquelas que possuem taxas de armadura diferentes entre pilares, etc. Para estruturas que possuem simetria, é fácil perceber que o coeficiente γ_z e o FAVt terão o mesmo valor, pois, nessas situações, não há deslocamento horizontal provocado pela carga vertical.

A figura 7 exemplifica a situação discutida. Seja uma estrutura não simétrica submetida a um carregamento vertical e , que como consequência, irá ocorrer o deslocamento horizontal proveniente do carregamento vertical que na notação do autor (Moncayo) é referido como $u_{h,v}$, como mostrado.

Figura 7 - Deslocamento horizontal devido a carga vertical



Fonte: Adaptado – Moncayo (2011)

A formulação para encontrar o valor do parâmetro $FAVt$ é bastante similar à usada para γ_z , porém, como dito anteriormente, há mudança no cálculo do $\Delta M_{tot,d}$. Para obtenção deste momento, é necessária a consideração dos deslocamentos horizontais resultantes das cargas verticais aplicadas. Sua fórmula segue abaixo:

$$FAVt = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

Moncayo (2011) comenta que o $FAVt$ é maior que γ_z se os deslocamentos horizontais estiverem atuando no sentido do vento e é menor quando os deslocamentos horizontais estiverem opostos ao vento, situação que favorece a estabilidade. “A amplificação dos esforços de primeira ordem ocorre de maneira similar ao γ_z em que, nas estruturas com $1,1 < FAVT < 1,3$, as forças horizontais devem ser majoradas em $0,95 \cdot FAVT$ ”. (FREITAS, 2015, p.64)

3.4 Fator de carga crítica

O Fator da Carga Crítica será o último parâmetro de estabilidade global apresentado nesse trabalho. Esse coeficiente efetua uma amplificação dos esforços de primeira ordem por meio da multiplicação das cargas verticais totais que atuam na estrutura.

Procura-se o valor de λ que, multiplicado pela carga atuante, anule o determinante da matriz de rigidez. Assim, temos a seguinte equação:

$$\{[K_e] - \lambda[K_g]\}^* \{D\} = [0]$$

Sendo:

$[K_e]$ a matriz de rigidez elástica;

$[K_g]$ a matriz de rigidez geométrica;

$\{D\}$ o vetor de deslocamentos.

Tem-se um problema de auto-valores e auto vetores. Sua formulação se dá pela relação entre a carga crítica, ou carga de Euler - P_{cr} , correspondente àquela que irá causar a mudança do tipo de equilíbrio na estrutura analisada, e a soma de todo carregamento vertical atuante - P_k :

$$\lambda = \frac{P_{cr}}{P_k}$$

O índice λ mede a distância do carregamento P_k da estrutura, para o seu carregamento crítico global, P_{cr} . Com este índice, MacGregor e Haje (1977) propuseram um coeficiente de amplificação dos esforços de primeira ordem para estimar os esforços finais na estrutura, com a seguinte formulação e limites:

$$f_a(\lambda) \equiv \frac{\lambda}{\lambda - 1}$$

- a) $f_a(\lambda) \leq 1,1$: Estruturas de nós fixos (somente análise de 1º ordem é suficiente);
- b) $1,1 < f_a(\lambda) \leq 1,3$: Estruturas de nós móveis (obrigatória a análise de segunda ordem);
- c) $f_a(\lambda) > 1,3$: Aumento da probabilidade de colapso.

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

- a) $\lambda \geq 1$: Estruturas de nós fixos (somente a análise de 1ª ordem é suficiente);
- b) $4,33 \leq \lambda < 11$: Estruturas de nós móveis (obrigatória a consideração dos esforços de 2ª ordem);
- c) $\lambda < 4,33$: Aumento da probabilidade de colapso.

OLIVEIRA et al. (2002), citado em Oliveira (2007; p. 47), também apresenta uma classificação a partir do índice $\lambda \equiv P_{cr}/P_k$ que corrobora os limites apresentados por MacGregor e Hage.

4 O Coeficiente Gama Z

4.1 Considerações históricas

Devido à grande quantidade de pilares nas estruturas dos edifícios (e consequentemente aos pequenos vãos das vigas e às pequenas dimensões das bordas das lajes), ao pequeno valor do índice de esbeltez geométrico λ_{geo} (relação entre a altura total H e a menor das dimensões da projeção horizontal da edificação referida como B_y) e ainda a pouca altura total das edificações construídas até algumas décadas passadas, não havia muita preocupação dos engenheiros de estruturas com a estabilidade global das edificações (SOUZA, 2018; p.8). Esta postura dos engenheiros brasileiros coincide com a ausência de recomendações sobre o problema da estabilidade global nas nossas normas.

Mais recentemente a utilização de velozes computadores e eficientes programas computacionais para análise estrutural possibilitou aos engenheiros projetarem edifícios

muito altos, com elevados λ_{geo} . As estruturas destas edificações passaram a ser definidas com poucos e espaçados pilares e vigas com grandes vãos, todos com seção transversal reduzida, fato que se tornou possível graças ao aumento da resistência a compressão do concreto, da resistência axial do aço e das novas técnicas construtivas.

Assim, apenas a partir de 2004 é que a NBR 6118 passou a trazer recomendações sobre o problema da estabilidade global bem como sobre a obrigatoriedade da consideração do efeito do vento e do desaprumo da estrutura. Nesta mesma norma o uso do parâmetro α e do coeficiente γ_z foi recomendado como ferramenta para a avaliação aproximada da estabilidade global. Na NBR 6118:2014 as considerações sobre a utilização do parâmetro de instabilidade global α estão no subitem 15.5.2 enquanto as relativas ao coeficiente γ_z , no subitem 15.5.3.

Neste contexto é oportuno citar a explicação de Cruz, Ferreira e Lucena (2019; p. 134):

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

O γ_z , foi introduzido em 1991 por Franco e Vasconcelos como citado em Junior et al (2016, p. 134) e representa, por definição, a relação entre dois momentos, Eq. (4.1), com valores de cálculo, obtidos para uma mesma seção na qual o numerador é calculado com a consideração da análise não-linear e o denominador, através de análise linear, sendo por isso mesmo chamado de coeficiente Gama Z.

$$\gamma_z = \frac{M_{Tot,d}}{M_{1^a,d}} \quad (4.1)$$

Sendo, $M_{Tot,d} = M_{1^a,d} + M_{2^a,d}$, então:

$$\gamma_z = \frac{M_{1^a,d} + M_{2^a,d}}{M_{1^a,d}} \Rightarrow \gamma_z = 1 + \frac{M_{2^a,d}}{M_{1^a,d}} \quad (4.2)$$

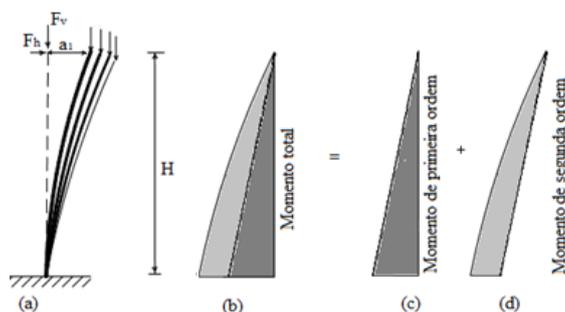
$M_{2^a,d} = \Delta M_{1^a,d}$ corresponde à parcela acrescida ao momento de 1ª ordem cujo valor é dividido por $M_{1^a,d}$. Como indicado na Eq. (4.2).

A hipótese principal considerada na sua formulação admite como explicado em Vasconcelos (1991) citado em Junior et al (2019, p. 136), que as sucessivas configurações da linha elástica, provocadas pela ação de carregamento vertical na estrutura com os nós deslocados, se sucedem como uma progressão geométrica (PG) de razão q , sendo decrescente no caso das estruturas ditas convergentes, isto é, das que convergem para uma configuração deformada de equilíbrio estável e, crescentes no caso das divergentes (CEB-FIP Manual of Buckling and Instability, 1978, p.66). Embora tal hipótese seja reconhecidamente falsa, pois a razão q não é constante para todos os pavimentos, nem mesmo constante em cada um deles, é conveniente mantê-la. (Vasconcelos, 2006).

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

Este processo se repete gerando acréscimos de momentos que vão diminuindo a cada nova iteração, até se tornarem insignificantes, como mostrado na Fig. (8-a), A Fig.(8) repete a Fig. 5.2 de Cruz; Ferreira e Lucena (2019, p.135). $\Delta M_{1,1}$ representa a variação do momento de primeira ordem devido à primeira parcela de segunda ordem; o segundo índice igual a 1 indica que esta variação está associada à primeira configuração deformada da estrutura. Esta configuração é também referida como iteração 1.

Figura 8 - Deformadas do pilar e momentos total, de 1º e 2º ordens



Fonte: CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978; p. 68)

O momento final, $M_{total} = M_1 + \sum_{i=1}^j \Delta M_{1,i}$ (j representa o número total de iterações consideradas até que a configuração de equilíbrio seja alcançada), é o resultado do somatório do momento de primeira ordem com todas as parcelas de segunda ordem que atuam na estrutura, o ΔM_1 :

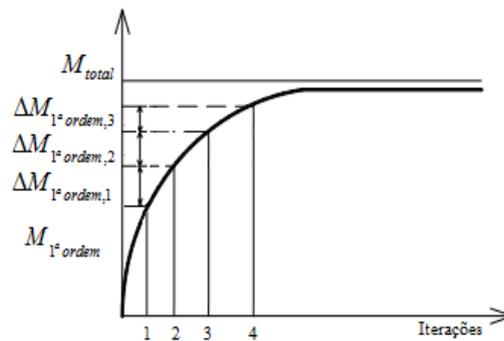
$$M_{total} = M_1 + \Delta M_{1,1} + \Delta M_{1,2} \cdots + \Delta M_{1,j}$$

$$M_{total} = M_1 + \Delta M_1 \quad (4.3 - a \text{ e } b)$$

A progressão geométrica decrescente que por hipótese é constituída por todas as parcelas do ΔM_1 (também representado por M_2), tem razão $q < 1$, pois $\Delta M_{1,i} > \Delta M_{1,i+1}$:

$$q = \frac{\Delta M_{1,1}}{M_1} = \frac{\Delta M_{1,2}}{\Delta M_{1,1}} \cdots = \frac{\Delta M_{1,j}}{\Delta M_{1,j-1}} \quad (4.4)$$

Figura 9 - O momento $M_{total} = M_1 + \Delta M_1$



Fonte: CEB-FIP Manual of Buckling and Instability (1978, p. 66)

Na Fig.9, que repete a Fig. 5.2 de Cruz; Ferreira e Lucena (2019, p.136), vê-se a representação gráfica da evolução das parcelas de segunda ordem nas iterações sucessivas com a condição geral definida na Eq. 4. Substituindo a Eq.(4) na Eq. (3 -“a”), obtém-se: $M_{total} = (q^0 + q^1 + q^2 + q^3 + \cdots + q^j)M_1$. Chegando-se a uma progressão geométrica infinita de razão q . Como $-1 < q < 1$, a soma da PG é calculada por:

$$S_{\infty} = \frac{a_1}{1-q}$$

Recordando que $q = \frac{\Delta M_{1,1}}{M_1}$ e substituindo na equação anterior, chega-se ao resultado:

Tendendo j para infinito, tem-se que $M_{total} = \left(\frac{1}{1-q} \right) M_1$, donde:

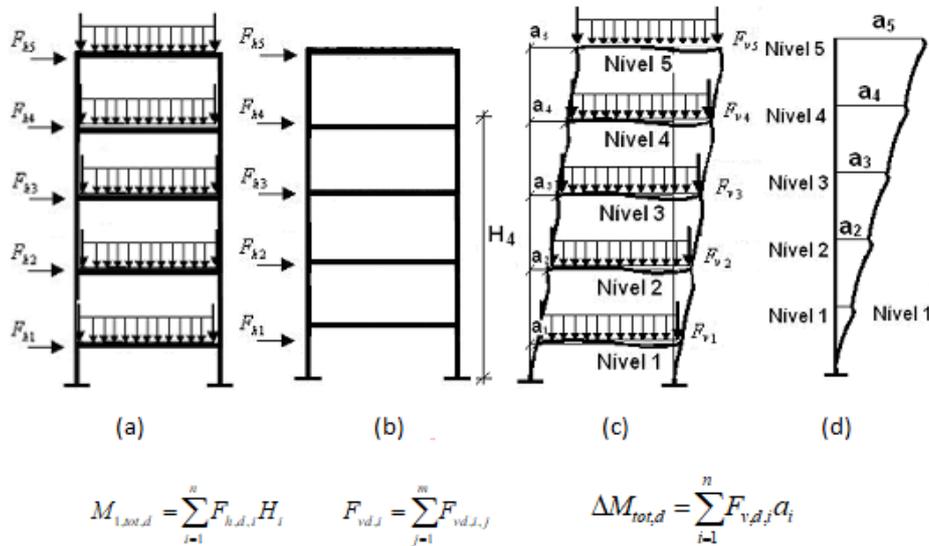
$$M_{total,d} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,1,d}}{M_{1,d}}} M_{1,d} \quad (4.5)$$

$\Delta M_{1,1,d} = \sum_1^n F_{v,d,i} a_i^{(1)}$ é o acréscimo de momento proveniente da primeira iteração, ou seja, o momento obtido na primeira análise de 2ª ordem ou ainda momento obtido com a estrutura na sua primeira posição ou configuração deformada; $\sum_1^n F_{v,d,i} a_i^{(1)}$ é o somatório dos produtos das cargas verticais de cálculo pelos deslocamentos horizontais em cada um dos pavimentos da edificação, $a_i^{(1)}$, e $M_{1,d} = \sum_1^n F_{h,d,i} H_i$, em que $M_{1,d}$ representa o momento da análise de 1ª ordem e $\sum_1^n F_{h,d,i} H_i$ é o somatório do produto das forças horizontais de cálculo atuando em cada nó da estrutura pela altura do ponto de aplicação de cada uma dessas forças horizontais.

Sendo, por definição, $M_{total,d} = \gamma_z M_{1,d}$, conclui-se a partir da Eq. (4.5) que:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,1,d}}{M_{1,d}}} \quad (4.6)$$

Figura 10 - Esquema para o cálculo $M_{1,tot,d}$ e do $\Delta M_{tot,d}$



Fonte: Adaptado de CRUZ, FERREIRA e LUCENA (2019)

A Fig. 10 mostra esquemas para o cálculo do coeficiente γ_z de acordo com a NBR 6118, em vigor.

O Coeficiente γ_z passou a ser recomendado pelo CEB-90, com a definição dada pela Eq. (4.6), e pela NBR 6118 a partir do ano de 2003 com a notação dada pela Eq. (4.7), onde é referido como Coeficiente de Avaliação da Importância dos Esforços de 2ª Ordem Globais ou Coeficiente de Majoração dos Esforços Globais.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (4.7)$$

No subitem 15.5.3 da NBR 6118:2014 lê-se o seguinte sobre o γ_z :

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

O texto provisório da NBR 6118:1994, citado em Carmo (1995; p.55) passou a recomendar sua utilização cujo cálculo deveria ser feito através da Eq. (4.7), aqui repetida por conveniência:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}}$$

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

$M_{1,tot,d}$: soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (por vezes chamado de momento de tombamento).

Poucos anos depois os especialistas sugeriram mais uma mudança no cálculo do Gama Z, que passou a ser recomendado no texto provisório da chamada ABNT NBR 6118:2000 com a expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \cdot \frac{a_h + a_v}{a_h}} \quad (4.8)$$

Em que $\Delta M_{tot,d}$ e o $M_{1,tot,d}$ continuavam a ser calculados como antes. Sendo: a_h o deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente somente das ações horizontais e o a_v , o deslocamento horizontal no nível do centro de gravidade das cargas verticais da estrutura, decorrente somente das ações verticais (OLIVEIRA, 2002; p.159).

Porém, os valores finais dos esforços poderiam ser obtidos pela multiplicação dos momentos, cortantes e normais de primeira ordem por $0,95\gamma_z$, desde que $\gamma_z \leq 1,20$.

O fato é que nestas condições ele deixou de ser um coeficiente majorador das ações horizontais e passou a ser um coeficiente majorador dos momentos de primeira ordem. “Isto é, de amplificador das ações para estimativa dos efeitos de segunda ordem ele passou a ser um amplificador dos esforços”. (OLIVEIRA, 2007; p.56).

No ano seguinte, no novo texto provisório da ABNT NBR 6118, que ficou conhecida como a NBR 6118:2001, outra expressão para o cálculo do coeficiente γ_z foi

apresentada. A expressão para o seu cálculo voltou a ser como a da Eq. (4.7), com mudança apenas na maneira de obtenção do $\Delta M_{tot,d}$, que passou a ser calculado como o produto das cargas verticais de cálculo pelos deslocamentos horizontais dos seus pontos de aplicação, deslocamentos estes provocados pelo carregamento vertical e horizontal da combinação utilizada com seus valores de cálculo. (OLIVEIRA, 2002; p.160).

As versões de 2003, 2007 e a atual, a NBR 6118:2014, adotam a mesma expressão que a NBR 6118:1994. Inclusive a utilização do γ_z , ou melhor, de $0,95\gamma_z$ como amplificador das ações horizontais para obtenção através de uma análise linear (1ª ordem) das solicitações como se tivesse sido calculadas considerando o comportamento não-linearidade físico e geométrico da estrutura (NLFG). Isto é, sob os efeitos de 2ª ordem.

É importante observar que a formulação apresentada para a avaliação do Gama Z leva em conta apenas os efeitos da NLG. A consideração da NLF no cálculo deste coeficiente é feita reduzindo o EI dos elementos da estrutura. Cada uma das três versões da NBR 6118 acima citadas recomenda os mesmos critérios para a redução da rigidez flexional da estrutura tal como indicado no subitem 15.7.3 da NBR 6118:2014. Estes critérios foram indicados por Silva (1995) e Franco (1995) conforme OLIVEIRA (2007; p.13):

- Pilares: $I = 0,8 I_g$;
- Vigas com armadura nas duas faces: $I = 0,5 I_g$;
- Vigas com armadura em uma face: $I = 0,4 I_g$;
- Lajes: $I = 0,3 I_g$

Em que I é a inércia reduzida e I_g a inércia da seção bruta. No entanto, durante a vigência da NBR 6118:2003 e da NBR 6118:2007, permitia-se também o uso de um fator único de redução para a rigidez a flexão das vigas e pilares, $f_R = 0,7$.

4.2 Condições de utilização e limites

4.2.1 Condições de utilização do γ_z

Verifica-se em numerosos casos estudados e apresentados na literatura técnica pertinente que a utilização do coeficiente $\gamma_z \leq 1,30$ é um procedimento bastante confiável. Os resultados obtidos através da sua aplicação têm apresentados valores muito bons do ponto de vista prático. E estes, “são tanto melhores à medida em que sua utilização ocorre com as chamadas estruturas *regulares* ou *bem comportadas*”. (CARMO, 1995; p.54).

As estruturas *regulares* ou *bem comportadas*, neste contexto, são aquelas em que:

- a) não ocorre mudança de inércias entre pavimentos, ou existindo que não seja brusca;
- b) em que não ocorram casos de transição de pilares em vigas, mesmo que seja por rotação de 90° da seção transversal desses pilares;
- c) não ocorram deslocamentos horizontais devidos ao carregamento vertical;
- d) os efeitos de torção são desprezíveis.

Além disso, segundo a utilização do γ_z deve ser evitada nos casos em que alguns pilares sobem para apoiar lajes de tamanho reduzidos ou caixas d'água, bem como nos casos em que ocorram recalques não uniformes nas fundações.

4.2.2 Limites de utilização do γ_z

São três os limites, aqui, considerados para o coeficiente γ_z . O primeiro estabelece se os efeitos globais de 2ª ordem são ou não relevantes; o segundo indica o maior valor com o qual se pode utilizar o procedimento simplificado que simula os efeitos da NLFG nos resultados obtidos a partir de análises lineares e, o terceiro sugere uma definição para o valor máximo absoluto, o limite último para o coeficiente. (Junior et al, 2019; p.140).

- O coeficiente γ_z e a suficiência da análise linear

Admitem-se, em conformidade com CEB-90 e com a NBR 6118:2014 que não haverá necessidade de se considerar os efeitos globais de 2ª ordem sempre que a condição abaixo for atendida:

$$\gamma_z \leq \gamma_{z1} = 1,10 \quad (4.9)$$

O limite apresentado na Eq. (4.9) encontra explicação na prática corrente entre os engenheiros, principalmente os calculistas, ao considerar desprezíveis erros não maiores que 10% no cálculo das grandezas envolvidas nos projetos estruturais. Procedimento que também é confirmado por códigos europeus, e por normas brasileiras.

Desse modo, observando a Eq. (4.6) e a Eq. (4.7), considera-se lícito apresentar o equacionamento que segue.

$$\gamma_z = \frac{M_{1,d} + \Delta M_{1,d}}{M_{1,d}} \leq \gamma_{z1} = 1,10 \quad (4.10)$$

Em que:

$$\Delta M_{1,d} \leq 0,10M_{1,d} \quad (4.11)$$

Da Eq. (4.11), também conhecida como condição de imobilidade, conclui-se ser aceitável o limite $\gamma_{z1} = 1,10$ isto é que, $\gamma_z \leq \gamma_{z1}$, para se desprezar os efeitos de 2ª ordem (e a ANLG e ANLF), pois tal procedimento induz em geral a erros de até 10% no cálculo das solicitações e de outras grandezas envolvidos no projeto estrutural.

- O valor do γ_z para o cálculo simplificado que considera os efeitos de 2ª ordem e o percentual do valor do γ_z a ser utilizado

O cálculo simplificado para obtenção dos efeitos de 2ª ordem através da majoração das ações horizontais da combinação estudada é recomendado pela NBR 6118 desde a versão de 2003 até a atual, a de 2014. Esta norma na versão de 2014

define 1,30 como valor limite para este procedimento do aqui chamado γ_{z2} , entretanto, a definição desse valor vem suscitando uma boa discussão no meio técnico.

Outra discussão surge em relação ao percentual do valor do Gama Z a ser utilizado no chamado cálculo simplificado. Veiga (1995), Oliveira e Silvana (2002), citados em CRUZ, FERREIRA e LUCENA (2019; p.141), defendem a utilização de 100% do valor do coeficiente em estudo nas combinações de carregamento adotadas. Tal postura, conforme CARMO (1995; p.55), é também observada no texto provisório da NBR 6118:1994 apenas com a ressalva de que $\gamma_z \leq 1,20$. Utilizando um método mais rigoroso na consideração da NLG, Pinto (1997), concluiu que valores superiores a 1,20 devem ser evitados. Assim também concluiu Lima (2001), enquanto Pinto, Correia e Ramalho (2005), todos citados em MONCAYO, (2011; p. 32-33), recomendam o valor 1,25 como valor máximo para o coeficiente Gama Z.

Apesar disto, desde a entrada em vigor da NBR 6118:2003 e nas suas atualizações em 2007 e 2014 recomenda-se que a aplicação do cálculo de simplificação dos efeitos de 2ª ordem seja aceitável nos casos em que $\gamma_z \leq 1,30$ ao qual se impõe uma redução de 5% do seu valor, utilizando, portanto, o valor $0,95 \gamma_z$.

É importante observar que com o valor $\gamma_z = 1,10$ os efeitos de majoração seriam desprezados enquanto com $\gamma_z = 1,11$ não. Isto significa que com uma variação de 0,01 no valor do Gama Z haveria um acréscimo de 11% nos esforços internos, etc. Com a utilização de $0,95\gamma_z$ o acréscimo seria de apenas 5,4%. Nota-se, ainda, que ao ser utilizado $0,95\gamma_z$ com $\gamma_z = 1,30$ é como se o valor máximo adotado para este coeficiente fosse 1,23, cujo valor estaria entre os recomendados por Pinto (1997) e aqueles recomendados por Pinto, Correia e Ramalho (2005) e a sua aplicação de acordo com as recomendações presentes no texto provisório da NBR 6118:1994.

Assim, o 2º limite do coeficiente γ_z , é 1,30, logo, $\gamma_{z2} = 1,30$.

- O valor máximo absoluto do γ_z

Até o momento não se tem notícias de consenso sobre o limite último para o valor do γ_z que possibilite o dimensionamento de estruturas nas quais fique assegurada a estabilidade global, valores aceitáveis de vibrações e ressonâncias, assim como a limitação definida para a relação $a/H_{tot} = 1/1700$ recomendada pela NBR 6118. Neste

item, será apresentada uma sugestão para este valor a partir da consideração do velho conceito de flambagem.

Devido às inúmeras simplificações consideradas para a determinação de um coeficiente amplificador de solicitações como este, seu valor deve ser menor ou igual a 1,55, é o que recomenda MacGregor (1993). Kimura (2008) citado por Záquera Borges (2017; p. 32) após estudos sobre o referido coeficiente conclui que valores acima de 1,50 indicam estruturas instáveis. Enquanto Carmo (1995; p.109) opina pelo valor $\gamma_z = 1,30$. Vieira, Junior e Veloso (2017; p. 1129) no vol.10, n^o.5 da Revista IBRACON Estrutura e Materiais afirmam que edifícios com valores do γ_z superiores a 1,30 possuem um grau de instabilidade elevado, e recomenda que 1,20 seja o valor máximo aceitável em projetos.

Vários estudos já realizados asseguram que para valores superiores a 1,30 a estrutura já se encontra excessivamente flexível, devendo ser analisada por outros métodos para que se evitem problemas causados por vibrações e ressonâncias. Os criadores do coeficiente γ_z Franco e Vasconcelos (1991), citados por (MONCAYO, 2011; p.32) estabeleceram o limite de 1,20.

Neste sentido é importante observar que, de acordo com CARVALHO (2014; p.8), para Gama Z acima de 1,20, as diferenças entre os valores das grandezas de interesse assim estimados e os calculados são maiores que 5%. Para valores do γ_z acima de 1,30 aparecem diferenças da ordem de 7% contra a segurança. ANDOLFATO e col. (2003) citado em OLIVEIRA (2007; p.56).

Comparados os momentos nos pilares obtidos pelo processo P- Δ com os calculados com o γ_z , os valores encontrados apresentam-se muito próximos para γ_z , sendo um pouco superiores a 1,30. É o que afirmam Freitas, Luchi e Ferreira (2016, p. 208) em *Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos*: “Os casos com $\gamma_z > 1,30$ caracterizam estruturas de nós móveis, sendo obrigatória a análise dos efeitos de segunda ordem através de métodos refinados, como o P- Δ ”.

A NBR 6118:2014 define o valor 1,30 como o máximo valor deste coeficiente para o qual o procedimento simplificado pode ser adotado. Nessa referência, observa-se uma indicação implícita de que estruturas com γ_z maiores que 1,30 podem ser projetadas desde que outros métodos de análise sejam utilizados, descartando

automaticamente o valor limite 1,20, sugerido por vários pesquisadores. Baseado em ZÁQUERA BORGES (2017; p. 32) e considerando a aplicação do coeficiente de segurança à flambagem igual à 7,0 para a definição do valor último do parâmetro de instabilidade global referido como α_{lim4} , tem-se $\alpha_{lim4} \equiv 2,80/2,65 \equiv 1,06$ (mais informações sobre o Parâmetro α vide Junior et al (2016)), obtendo-se para o Gama Z um valor próximo a 1,32. Cujo valor parece razoável, relativamente à limitação do deslocamento horizontal máximo no topo da edificação, $a_{max} = H/1700$, sugere-se o valor $\gamma_z = 1,32$. Desse modo, considera-se como não recomendável o sistema estrutural de contraventamento dos edifícios usuais onde $\gamma_z > \gamma_{z3} = 1,32$, bem como a utilização de elementos estruturais de contraventamento (pilares-parede, pórticos, etc.) nos quais a parcela dos esforços internos solicitantes de cálculo, de 2ª ordem, seja superior a 32% dos valores dessas mesmas solicitações calculadas na 1ª ordem.

Atualmente a relação a_{max}/H é recomendada no item 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 apenas para avaliação dos deslocamentos-limites. Estes deslocamentos são valores práticos utilizados para verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura.

5. Relação entre o Alfa e o Gama Z

“A existência de uma correlação entre os parâmetros de instabilidade α e γ_z é sugerida por vários estudiosos do assunto” (JUNIOR et al., 2019, p.143). Esta correlação é fundamentada no fato de que ambos os parâmetros serem formulados a partir da consideração do equilíbrio na configuração deformada da estrutura. Na sua Dissertação de Mestrado intitulada EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO, Carmo (1995, p.82) através de uma análise apropriada com 60 pares de valores ALFA-GAMAZ estabeleceu uma correlação entre o Alfa e o Gama z através de uma equação do 3º grau representada na Eq. (5.1).

E, de acordo com (Vasconcelos, 1991) citado por FREITAS, LUCHI e FERREIRA (2016; p.205), Mário Correa e Márcio Ramalho apresentaram uma expressão, Eq. (5.2), através da qual o coeficiente γ_z é correlacionado, de modo aproximado, ao parâmetro de instabilidade α , através de uma curva do 2º grau.

Verifica-se que através de uma análise de regressão do segundo grau para os mesmos pares ALFA-GAMAZ utilizados por Carmo (1995; p.82), também se obtém a Eq. (5.2).

$$\gamma_z = 0,46\alpha^3 - 0,62\alpha^2 + 0,52\alpha + 0,90 \quad (5.1)$$

$$\gamma_z = 0,50\alpha^2 - 0,33\alpha + 1,10 \quad (5.2)$$

Em que para $\alpha = 0,6$, obtém-se, na Eq. (5.1), $\gamma_z = 1,088$ e na Eq. (5.2), $\gamma_z = 1,082$, ou seja, valores próximos a 1,10. Os coeficientes de determinação R^2 em cada caso são muito bons, quase 1.

Na literatura técnica pertinente, encontram-se outras expressões correlacionando o Alfa ao Gama Z, tais como a de Graziano (1998) (publicação do INSTITUTO DE ENGENHARIA (1997)), citado por Chinem (2010; p.84): $\gamma_z(\alpha) = \frac{1}{1 - \gamma_{fv}\alpha}$ ou

$\alpha^2(\gamma_z) = \frac{\gamma_z - 1}{\gamma_{fv}\gamma_z}$ e a de Campoó, Corrêa e Ramalho (2005) que correlacionou os dois

parâmetros para edificações de alvenaria estrutural, através da seguinte expressão: $\gamma_z = 0,137\alpha^2 - 0,379\alpha + 1,0103$.

No seu trabalho de conclusão de curso: CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PARÂMETROS α e γ_z DE INSTABILIDADE GLOBAL DOS EDIFÍCIOS, Souza (2018; p.75) explica que desconsiderou a correlação apresentada pelo professor Graziano por não ter identificado na literatura o valor do coeficiente de ponderação das ações verticais γ_{fv} por ele utilizado. Entretanto, partindo da igualdade conceitual entre $\alpha = 0,6$ e $\gamma_z = 1,10$ é possível concluir que $\gamma_{fv} = 0,15$. Observa-se que este coeficiente utilizado nas expressões do professor Graziano (1998) como ponderador das ações verticais $\gamma_{fv} = 0,15$ assume um valor próximo ao valor 7,00 do coeficiente de segurança à flambagem que foi utilizado acima na discussão do valor limite último do parâmetro Alfa e conseqüentemente do coeficiente Gama Z, pois $\omega = \frac{1}{\gamma_{fv}} = 6,67$.

Em sintonia com o pensamento implícito nas palavras do professor Vasconcelos em: PALESTRA PROGRAMADA NA ABECE EM SÃO PAULO EM 26.10.06, o coeficiente de segurança utilizado para garantir o afastamento da carga de Euler é em

geral igual a 3 e para algumas estruturas igual ou maior que 5. Este coeficiente de segurança à flambagem utilizado no chamado processo ω com valores maiores que a unidade era empregado com propósito de promover a redução da carga admissível, cujo valor seria comparado ao esforço de compressão de cálculo nos elementos comprimidos de concreto armado.

5.1 Expressões para as correções dos valores dos parâmetros Alfa e Gama Z

Para o estabelecimento das relações entre o Alfa e o Gama Z (Eq. 5.1 e 5.2) foi considerado $E_c \equiv 30.000MPa$ que corresponde a $f_{ck} = 17,2MPa$ (com a definição dada na NB-1/78 e NBR 6118:1980) e a redução da rigidez a flexão para o cálculo do coeficiente γ_z obtida com o fator de redução, $f_R = 0,7$, único para a rigidez flexional das vigas e dos pilares. Tal opção era tolerada pela NBR 6118:2003 e 2007 e sugerida nos textos provisórios que antecederam a norma de 2003. O coeficiente de ponderação das ações verticais foi adotado igual à unidade e não igual ao valor 1,4, para a obtenção das equações Eq. (5.1) e Eq. (5.2). E a velocidade básica do vento igual à $V_0 = 38,0m/s$.

Neste trabalho são apresentadas novas equações, do terceiro e do segundo grau, que correlacionam os parâmetros em evidência, considerando a redução do EI para a simulação da NLF de acordo com o subitem 15.7.3, além do coeficiente de ponderação das ações verticais e horizontal igual à 1,4, (na combinação que considera o efeito do vento como variável secundária) tudo conforme recomendado pela NBR 6118:2014. É importante destacar que a quantificação dos módulos de deformação do concreto (que com a ABNT NBR 6118:1980 eram calculados como $E_{ci} = 6600\sqrt{f_{ck} + 3,5}$ e $E_{cs} = 0,9E_{ci}$ e, $E_{cs} = 0,85E_{ci}$ com a ABNT NBR 6118:2007) passaram a ser correlacionados com o f_{ck} através de novas expressões indicadas nas Eqs. (5.3-a; b; c e d), ao tempo em que os concretos classe II são considerados.

Para os concretos classe I para os quais tem-se $20 \leq f_{ck} (MPa) \leq 50$

$$E_{ci} (MPa) = \alpha_E 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad (5.3-a)$$

Para os concretos classe II para os quais tem-se $55 \leq f_{ck} (MPa) \leq 90$

$$E_{ci} (MPa) = \alpha_E 21500 \left((f_{ck} + 12,5) / 10 \right)^{\frac{1}{3}} \quad (5.3-b)$$

$$E_{cs} (MPa) = \alpha_i E_{ci} \quad (5.3-c)$$

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 (f_{ck} / 80) \leq 1 \quad (5.3-d)$$

$$\alpha_E (NBR6118 : 2014) = \begin{cases} 1,2 \text{ para basalto e diabásio} \\ 1,0 \text{ para granito e gnaisse} \\ 0,9 \text{ para calcário} \\ 0,7 \text{ para arenito} \end{cases}$$

Assim, os valores do parâmetro α e do coeficiente γ_Z utilizados por Carmo (1995) para a definição das correlações entre eles, necessitam de ajustes, posto que foram obtidas antes de 2014.

As correções no E_{cs} tendo em vista os ajustes do valor do parâmetro Alfa podem ocorrer em resposta a dois aspectos:

- a) devido às alterações impostas pela norma atual em relação às recomendações vigentes em 1995;
- b) devido à mudança do f_{ck} .

Tais correções podem ser realizadas, respectivamente, através da Eq. (5.4-a) e (5.4-b).

$$\alpha_{(14)} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs(14)} I_c}} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs(80)} * \frac{E_{cs(14)}}{E_{cs(80)}} I_c}} = \sqrt{\left(\frac{E_{cs(14)}}{E_{cs(80)}} \right)^{-1}} \alpha_{(80)} \quad (5.4-a)$$

$$\begin{aligned}
\alpha_{(f_{ck}novo)} &= H \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs(f_{ck}novo)} I_c}} = H \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs(f_{ck}anterior)} * \frac{E_{cs(f_{ck}novo)}}{E_{cs(f_{ck}anterior)}} I_c}} = \\
&= \sqrt{\left(\frac{E_{cs(f_{ck}novo)}}{E_{cs(f_{ck}anterior)}} \right)^{-1}} \alpha_{(f_{ck}anterior)} \quad (5.4-b)
\end{aligned}$$

Os ajustes do valor do coeficiente Gama Z podem ocorrer em resposta a três aspectos, dois deles relacionados com o E_{ci} e o outro com os coeficientes de ponderação das ações verticais envolvidas na análise:

- a) devido às alterações impostas pela norma atual;
- b) devido à mudança do f_{ck} ;
- c) em função do coeficiente de ponderação das ações verticais.

Tais correções podem ser realizadas, respectivamente, através da Eq. (5.5-a), (5.5-b) e (5.5-c).

$$\gamma_{Z(14)} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(14)}}{M_{1,tot,d(14)}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{ci(14)}}{E_{ci(80)}} \frac{\Delta M_{1,tot,d(80)}}{M_{1,tot,d(80)}}} \quad (5.5-a)$$

$$\gamma_{Z(f_{ck}novo)} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(f_{ck}novo)}}{M_{1,tot,d(f_{ck}novo)}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{ci(f_{ck}anterior)}}{E_{ci(f_{ck}novo)}} \frac{\Delta M_{1,tot,d(f_{ck}antigo)}}{M_{1,tot,d(f_{ck}antigo)}}} \quad (5.5-b)$$

$$\gamma_{Z(\gamma_f novo)} = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(\gamma_f novo)}}{M_{1,tot,d(\gamma_f novo)}}} = \frac{1}{1 - \frac{(\gamma_f novo)}{(\gamma_f anterior)} \frac{\Delta M_{1,tot,d(\gamma_f anterior)}}{M_{1,tot,d}}} \quad (5.5-c)$$

Os índices utilizados nestas cinco últimas equações têm respectivamente os seguintes significados:

(14): a grandeza foi calculada de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014,

(80): a grandeza foi calculada de acordo com as recomendações da NBR 6118:1980,

($f_{ck,novo}$): a grandeza foi calculada para um novo valor do f_{ck} ,

($f_{ck,anterior}$): a grandeza foi calculada para o valor do f_{ck} ,

($\gamma_{fv,novo}$): o novo coeficiente de ponderação das ações verticais a ser utilizado,

($\gamma_{fv,anterior}$): o coeficiente de ponderação das ações verticais, anteriormente utilizado.

Tabela 3- Módulo de deformação do concreto para valores do f_{ck}

f_{ck} (MPa)	E_{ci} (MPa)		E_{cs} (MPa)		α_i
	(2014)	(1980)	(2014)	(1980)	
17,2	23.225	30.000	19.741	27.000	0,85
20,0	25.044	31.995	21.287	28.795	0,85
25,0	28.000	35.234	24.080	31.711	0,86
30,0	30.672	38.200	26.991	34.380	0,88
35,0	33.130	40.952	29.486	36.857	0,89
40,0	35.417	43.530	31.876	39.177	0,90
45,0	37.566	45.964	34.185	41.367	0,91
50,0	39.598	48.275	36.826	43.447	0,93

Fonte: A autora

Através das Eqs (5.3-a, b, c, d), são calculados os valores da Tab. 3, para $\alpha_E = 1$. Vê-se claramente que os valores calculados do E_{ci} - módulo de deformação inicial (ou tangente na origem) e do E_{cs} - módulo de deformação secante do concreto - para $20 < f_{ck} \text{ (MPa)} \leq 50$ são diferentes dos obtidos a partir de 2014, devido às alterações implementadas nas normas posteriores a ABNT NBR 6118:1980 até a atual

ABNT NBR 6118. Com estes valores e auxiliado pela planilha Microsoft Excel, procede-se as correções (em relação aos pares ALFA-GAMAZ obtidos por Carmo, 1995) dos valores dos parâmetros Alfa e Gama Z que se fizeram necessárias. Os valores obtidos em cada correção estão apresentados nas colunas da Tab. 4.

Tabela 4 - Valores do parâmetro α e do coeficiente γ_z para $f_{ck} = 30MPa$

$\alpha_{(0)}$	$\gamma_{(0)}$	$\alpha_{(at,30)}$	$\gamma_{z(1)}$	$\gamma_{z(2)}$ $\gamma_{z(f_R=0,70)}$	$\gamma_{z(f_{Re_q}=0,65)}$	$\gamma_{z(f_{Re_q}=0,60)}$	$\gamma_{z(f_{Re_q}=0,55)}$	$\gamma_{z(f_{Re_q}=0,50)}$
0,97	1,23	0,97	1,35	1,34	1,37	1,42	1,48	1,55
0,75	1,14	0,75	1,21	1,20	1,22	1,24	1,27	1,30
0,87	1,19	0,87	1,29	1,28	1,31	1,34	1,38	1,44
0,76	1,13	0,76	1,19	1,18	1,21	1,20	1,24	1,27
0,73	1,12	0,73	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,26
1,11	1,38	1,11	1,63	1,61	1,68	1,79	1,93	2,13
0,66	1,11	0,66	1,16	1,15	1,17	1,18	1,20	1,22
0,81	1,16	0,81	1,24	1,23	1,25	1,28	1,31	1,35
0,72	1,11	0,72	1,16	1,15	1,17	1,18	1,20	1,22
0,47	1,05	0,47	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10
0,8	1,15	0,8	1,22	1,21	1,23	1,25	1,28	1,32
1,17	1,4	1,17	1,67	1,64	1,72	1,83	1,99	2,20
1,22	1,44	1,22	1,75	1,72	1,82	1,95	2,14	2,41
0,8	1,18	0,8	1,27	1,26	1,29	1,32	1,36	1,41
0,86	1,18	0,86	1,27	1,26	1,29	1,32	1,36	1,41
0,78	1,16	0,78	1,24	1,23	1,25	1,30	1,31	1,35
0,7	1,12	0,7	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,99	1,26	0,99	1,41	1,40	1,43	1,50	1,57	1,67
0,95	1,23	0,95	1,35	1,34	1,38	1,42	1,48	1,55
1,03	1,27	1,03	1,42	1,41	1,47	1,51	1,59	1,69
0,84	1,19	0,84	1,29	1,23	1,25	1,28	1,31	1,35
0,71	1,13	0,71	1,19	1,18	1,21	1,22	1,24	1,27
0,83	1,15	0,83	1,22	1,21	1,24	1,25	1,28	1,32
0,66	1,09	0,66	1,13	1,13	1,14	1,15	1,17	1,19
1,08	1,31	1,08	1,49	1,47	1,54	1,59	1,69	1,81
0,69	1,12	0,69	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,71	1,12	0,71	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,64	1,09	0,64	1,13	1,13	1,14	1,15	1,17	1,19
0,72	1,12	0,72	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,73	1,12	0,73	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,83	1,18	0,83	1,27	1,26	1,28	1,32	1,36	1,41
0,49	1,06	0,49	1,09	1,08	1,09	1,09	1,10	1,11
0,7	1,12	0,7	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,48	1,05	0,48	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,10
0,57	1,07	0,57	1,10	1,10	1,11	1,12	1,13	1,15

0,51	1,06	0,51	1,09	1,08	1,09	1,09	1,10	1,12
0,6	1,08	0,6	1,11	1,11	1,12	1,13	1,14	1,16
0,4	1,04	0,4	1,06	1,05	1,05	1,06	1,06	1,07
0,69	1,12	0,69	1,18	1,17	1,18	1,20	1,23	1,25
0,46	1,05	0,46	1,08	1,07	1,08	1,08	1,09	1,11
0,91	1,21	0,91	1,32	1,31	1,34	1,38	1,43	1,49
1,14	1,35	1,14	1,57	1,55	1,62	1,71	1,82	1,99
0,9	1,18	0,9	1,27	1,26	1,28	1,32	1,35	1,41
0,76	1,15	0,76	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30	1,34
0,99	1,26	0,99	1,41	1,39	1,43	1,48	1,55	1,65
1,14	1,41	1,14	1,69	1,66	1,75	1,86	2,02	2,25
0,63	1,1	0,63	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18	1,21
0,78	1,15	0,78	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30	1,34
0,78	1,15	0,78	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30	1,34
0,76	1,14	0,76	1,21	1,20	1,22	1,24	1,27	1,30
0,66	1,1	0,66	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18	1,21
0,68	1,11	0,68	1,16	1,16	1,17	1,19	1,21	1,24
0,84	1,15	0,84	1,22	1,22	1,24	1,26	1,30	1,34
0,55	1,1	0,55	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18	1,21
1,06	1,29	1,06	1,46	1,44	1,49	1,55	1,64	1,75
0,49	1,05	0,49	1,07	1,07	1,08	1,08	1,09	1,11
0,75	1,13	0,75	1,19	1,19	1,21	1,23	1,25	1,29
0,78	1,14	0,78	1,21	1,20	1,24	1,24	1,27	1,30
0,65	1,1	0,65	1,14	1,14	1,15	1,17	1,18	1,21
0,58	1,07	0,58	1,10	1,10	1,11	1,13	1,13	1,15

Fonte: Autora

5.1 Correção dos valores do $\alpha_{(0)}$

A primeira correção do $\alpha_{(0)}$ é feita através da Eq.(5.4-b) para a coluna 1 da tabela 4. Esta correção considera a mudança do $f_{ck} = 17,2MPa$ para $f_{ck} = 30,0MPa$, ou seja, do $E_{ci} = 30.000MPa$ (o valor utilizado por Carmo, 1995) e $E_{cs} = 27.000MPa$ para $E_{ci} = 38.200MPa$ e $E_{cs} = 34.380MPa$ com as definições dadas na NBR 6118:1980.

$$\alpha_{(f_{ck}=30,0)} = \sqrt{\left(\frac{E_{cs}(f_{ck}=30,0)}{E_{cs}(f_{ck}=17,2)}\right)^{-1}} \alpha_{(f_{ck}=17,2)} = \sqrt{\frac{27000}{34380}} \alpha_{(f_{ck}=17,2)}$$

Então tomando o valor 0,97 para o $\alpha_{(f_{ck}=17,2)}$, ou seja, para o α utilizado por Carmo (1995), aqui chamado de $\alpha_{(0)}$, obtém-se:

$$\alpha_{(f_{ck}=30,0)} = 0,8862\alpha_{(0)} = 0,8862 * 0,97 = 0,86 \quad (5.6)$$

A segunda correção a ser feita, com a Eq. (5.4-a), leva em conta a mudança introduzida pela ABNT NBR 6118 atual no cálculo do E_{ci} (com o uso da constante α_E em função do tipo do agregado graúdo) e do $E_{cs} = 26.991MPa$ (com a introdução da constante α_i) conforme as Eqs (5.3). Então aplicando esta correção cumulativamente com a primeira, para $\alpha_E = 1$, da Tabela 3, tem-se para $f_{ck} = 30MPa$:

a) $E_{cs}(NBR6118:1980) = 34.380MPa$;

b) $E_{cs}(NBR6118:2014) = 26.991MPa$,

Dessa maneira:

$$\alpha_{(14)} = \sqrt{\left(\frac{E_{cs(14)}}{E_{cs(80)}}\right)^{-1}} \alpha_{(80)} = \sqrt{\frac{34380}{26991}} \alpha_{(80)} = 1,1286\alpha_{(80)}$$

Sendo $\alpha_{(80)} = 0,886\alpha_{(0)}$ então da equação acima, tem-se:

$$\alpha_{(14)} = \alpha_{(2)} = 1,128 * 0,886\alpha_{(0)} = 0,999\alpha_{(0)} = \alpha_{(0)} \quad (5.7)$$

5.1.2 Correção dos valores do $\gamma_{z(0)}$

A primeira correção do $\gamma_{z(0)}$ para obtenção do $\gamma_{z(1)}$ é feita através da Eq. (5.5-c) para a coluna 2 da tabela 4, e tem o objetivo de considerar o coeficiente de ponderação das ações verticais iguais a $\gamma_{fnovo} = 1,4$ (em Carmo, 1995, $\gamma_{fantigo} = 1,0$).

$$\begin{aligned} \gamma_{z(\gamma_{fnovo})} &= \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(\gamma_{fnovo})}} = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_{fnovo}}{\gamma_{fanterior}} \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(\gamma_{fanterior})}} = \\ &= \frac{1}{1 - \frac{\gamma_{fnovo}}{\gamma_{fanterior}} \frac{(\gamma_{z(0)} - 1)}{\gamma_{z(0)}}} \end{aligned}$$

Portanto, o $\gamma_{z(0)} = 1,23$ (linha 1, coluna 2 da Tab. 4) um dos valores utilizados por (Carmo, 1995), o valor do $\gamma_{z(1)}$ (linha 1, coluna 4 da Tab. 4) é o seguinte:

$$\begin{aligned} \gamma_{z(1)} &= \frac{1}{1 - \frac{\gamma_{fnovo}}{\gamma_{fanterior}} \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(\gamma_{z(0)})}} = \frac{1}{1 - \frac{\gamma_{fnovo}}{\gamma_{fanterior}} \frac{(\gamma_{z(0)} - 1)}{\gamma_{z(0)}}} \\ &= \frac{1}{1 - \frac{1,4(1,23 - 1)}{1,23}} = 1,35 \end{aligned} \tag{5.8}$$

A segunda correção a ser feita, com as Eqs. (5.5-a, b), leva em conta a relação entre o $E_{ci} = 30.000MPa$ correspondente ao $f_{ck} = 17,2MPa$, e o $E_{ci} = 30.672MPa$ correspondente ao $f_{ck} = 30,0MPa$, ambos calculados segundo a ABNT NBR 6118:1980, e em seguida, levando em conta o $E_{ci}(f_{ck} = 30,0MPa)$ calculado em consonância com a norma de 1980, $38.200MPa$, e aquele valor obtido com a NBR 6118 atual, também, para $f_{ck} = 30,0MPa$, $30.672MPa$.

Para o caso em estudo, tem-se: $\gamma_{z(1)} = 1,35$, assim:

$$\begin{aligned}
\gamma_{z(14)} &= \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(14)}}{M_{1,tot,d(14)}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{ci(14)} \Delta M_{1,tot,d(80)}}{E_{ci(80)} M_{1,tot,d(80)}}} = \frac{1}{1 - \frac{30000 \Delta M_{1,tot,d(80)}}{23225 M_{1,tot,d(80)}}} = \\
&= \frac{1}{1 - 1,292 \frac{\Delta M_{1,tot,d(80)}}{M_{1,tot,d(80)}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 - \gamma_{z(1)}}{\gamma_{z(1)}} 1,292} = \frac{1}{1 - \frac{1 - 1,35}{1,35} 1,292} = 1,504 \\
\gamma_{z(f_{ck} novo)} &= \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d(f_{ck} novo)}}{M_{1,tot,d(f_{ck} novo)}}} = \frac{1}{1 - \frac{E_{cs(f_{ck} novo)} \Delta M_{1,tot,d(80)}}{E_{cs(f_{ck} anterior)} M_{1,tot,d(80)}}} = \frac{1}{1 - \frac{23225 \Delta M_{1,tot,d(80)}}{30000 M_{1,tot,d(80)}}} = \\
&= \frac{1}{1 - 0,757 \frac{\Delta M_{1,tot,d(80)}}{M_{1,tot,d(80)}}} = \frac{1}{1 - \frac{1 - \gamma_{z(1)}}{\gamma_{z(1)}} 0,757} = \frac{1}{1 - \frac{1 - \gamma_{z(14)}}{\gamma_{z(14)}} 0,757} = \frac{1}{1 - \frac{1 - 1,504}{1,504} 0,757} = \\
&= 1,340 = \gamma_{z(2)}
\end{aligned}$$

O $\gamma_{z(2)}$ pode ser obtido diretamente a partir do $\gamma_{z(1)}$ como mostrado a seguir:

$$\begin{aligned}
\gamma_{z(2)} &= \frac{1}{1 - \frac{E_{ci(14)} E_{cs(f_{ck} novo)}}{E_{ci(80)} E_{cs(f_{ck} anterior)}} \left(\frac{\gamma_{z(1)} - 1}{\gamma_{z(1)}} \right)} = \frac{1}{1 - \frac{30000}{23225} * \frac{23225}{30000} \left(\frac{\gamma_{z(1)} - 1}{\gamma_{z(1)}} \right)} = \\
&= \frac{1}{1 - \frac{0,978 * (1,35 - 1)}{1,35}} = 1,340
\end{aligned} \tag{5.9}$$

Os valores dos módulos de deformação utilizados nas expressões acima estão na Tab.3.

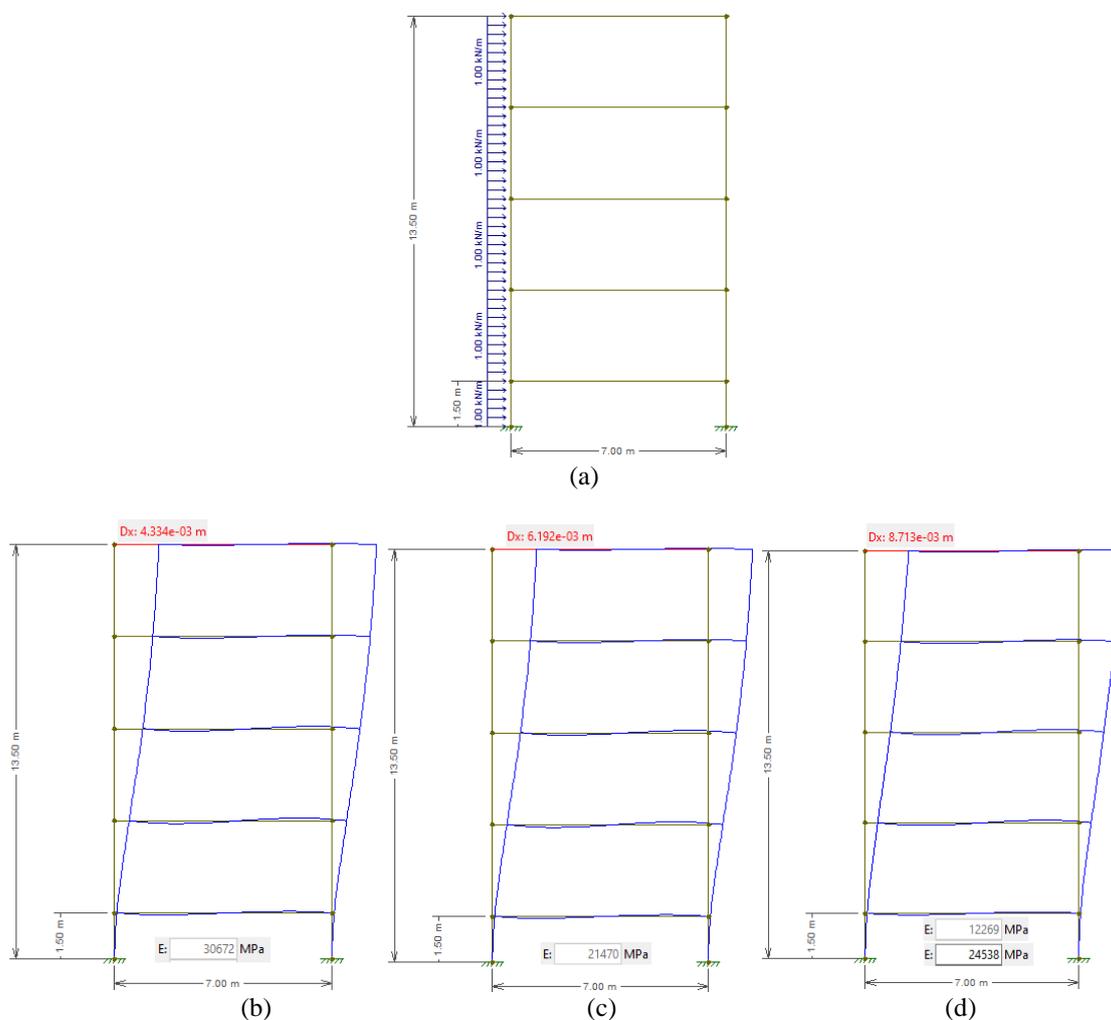
É importante observar que o cálculo de cada Gama Z utilizado por Carmo foi realizado com o coeficiente de redução único $f_R = 0,70$, para a obtenção do $(EI)_{sec}$, ou seja, para a consideração da NLF. Agora, isto é, depois de 2014, a NLF para pilares e vigas (com armaduras a tração diferente da de compressão) deve ser implementada, pela redução de 20% e de 60%, respectivamente, de $E_{ci} I_c$.

Dessa forma, para corrigir os valores do $\gamma_{z(2)}$ relativamente às alterações na consideração da NLF, propõe-se, neste trabalho, que seja calculado um valor de f_R

equivalente, f_{Req} , para cada pórtico do Sistema Estrutural de Contraventamento (SEC) e que este valor seja utilizado para o necessário ajuste do $\gamma_{z(2)}$. O f_{Req} pode ser obtido da seguinte forma:

- Calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(0,70)}$ do pórtico com $f_R = 0,70$ como mostrado na figura 11-b
- Calcula-se o valor do deslocamento no topo, $a_{(0,80;0,40)}$ do pórtico da figura 12-a, extraída de (Cruz, Ferreira e Lucena (2019, p.145)) como recomendado pela NBR 6118:2014, e mostrado na figura 11-c.

Figura 11 - Pórtico do sistema de contraventamento



Fonte: A Autora

Então:

$$f_{Req} = \frac{a_{(0,70)}}{a_{(0,80;0,40)}} 0,70 \quad (5.10 - a)$$

ou,

$$f_{Req} = \frac{a_{(1,00)}}{a_{(0,80;0,40)}} \quad (5.11 - b)$$

$a_{(1,00)}$ representa o deslocamento horizontal no topo do pórtico calculado sem a redução da rigidez flexional (figura 11-b); $a_{(0,70)}$, representa o deslocamento horizontal no topo do pórtico calculado com a NLF considerada através do fator de redução único igual a 0,70, (figura 11-c); $a_{(0,80;0,40)}$, é o deslocamento horizontal no topo do pórtico com a NLF considerada com redução de 20% na rigidez EI dos pilares e 60% na, das vigas (figura 11-d).

Para o exemplo mostrado acima, tem-se: $a_{(0,70)} = 6,192 * 10^{-3} m$ (figura 11-b) e $a_{(0,80;0,40)} = 8,713 * 10^{-3} m$ (figura 11-c), donde após aplicação da Eq. (5.10-b), tem-se,

$$f_{Req} = \frac{6,192 * 10^{-3}}{8,713 * 10^{-3}} * 0,70 = 0,497 \cong 0,50, \quad \text{ou} \quad \text{com} \quad a_{(1,00)} = 4,334 * 10^{-3} m \quad e$$

$$a_{(0,80;0,40)} = 8,713 * 10^{-3} m \text{ através da Eq. (5.11-b), } f_{Req} = \frac{4,334 * 10^{-3}}{8,713 * 10^{-3}} = 0,497 \cong 0,50.$$

Considerando, a situação na qual o $f_{Req} = \frac{a_{(0,70)}}{a_{(0,80;0,40)}} 0,70 = 0,70$, ou seja:

$a_{(0,80;0,40)} = a_{(0,70)}$, então os valores do $\gamma_{z(2)}$ serão exatamente iguais aos do γ_z calculados de acordo com a ABNT NBR 6118 atual.

Neste caso, a relação entre o Alfa e o Gama Z a ser considerada será obtida através da regressão entre os valores do $\alpha_{(at,30)}$ e do $\gamma_{z(2)}$ (que será referido como $\gamma_{z(0,70)}$), respectivamente da 3ª e 5ª colunas da Tab. 4.

As equações do 3º e 2º graus apropriadas para este caso são a Eq. (5.11) e a Eq. (5.12), representadas, respectivamente, nas figuras 12 e 13.

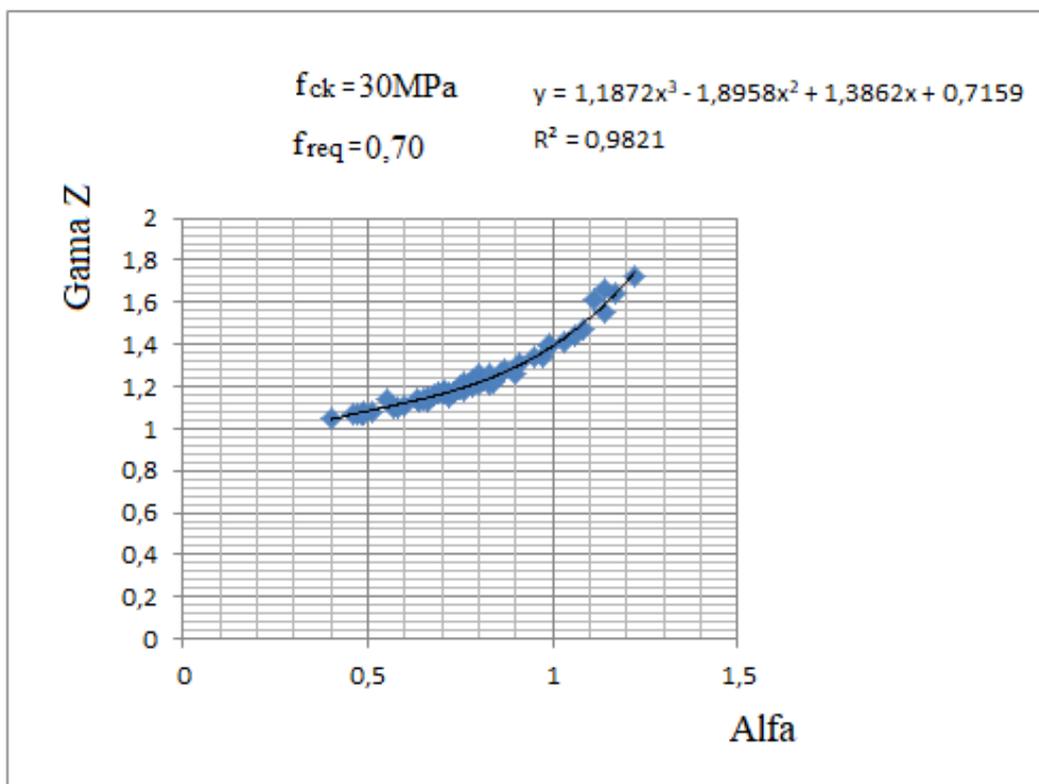
$$\gamma_z = 1,19\alpha^3 - 1,90\alpha^2 + 1,38\alpha + 0,71 \quad (5.11)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,111$.

$$\gamma_z = 0,96\alpha^2 - 0,79\alpha + 1,24 \quad (5.12)$$

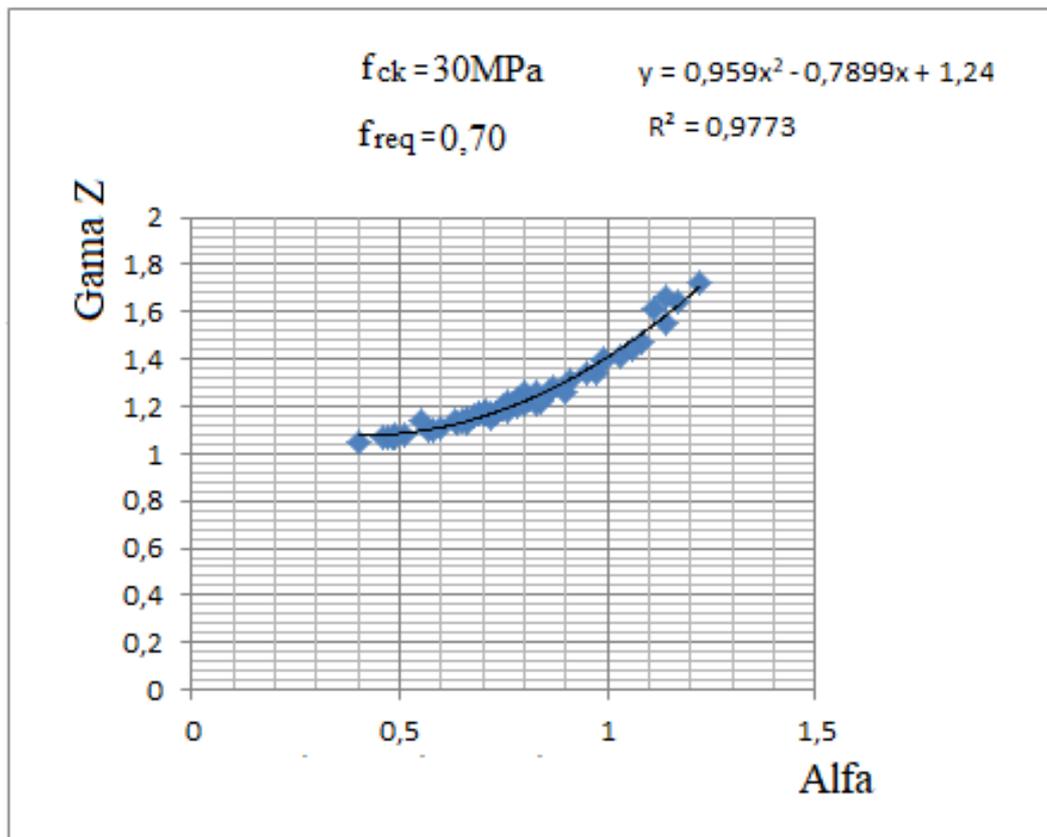
donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,112$.

Figura 12- Correlação cúbica entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,70$



Fonte: A autora

Figura 13 - Correlação quadrática entre α e γ_z , , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,70$



Fonte: A autora

Por outro lado, se o f_{Req} calculado para um determinado pórtico for igual a 0,65 então a relação entre o Alfa e o Gama Z a ser considerada será obtida através da regressão com os valores do $\alpha_{(2)}$ e do $\gamma_{z(0,65)}$, que estão, respectivamente, na 3ª e 6ª colunas da Tab. 4.

Estes valores foram calculados através da expressão

$$\gamma_{z(0,65)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(0,70)} \frac{0,70}{0,65}}$$

Para a obtenção da expressão que permite o cálculo do γ_z em função do f_{Req} verificou-se que a influência do fator de redução da rigidez à flexão da estrutura ocorre no valor da fração $\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}}$ (ou mais precisamente no numerador da fração) sendo

inversamente proporcional ao valor do fator em evidência, em variação linear. Assim

sendo, o $\gamma_z(f_{Req}) = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \frac{f_R}{f_{Req}}}$ em que f_R é igual a 0,70, cujo valor foi

utilizado por (Carmo, 1995) e adotado pela ABNT NBR 6118 de 2003 e de 2007.

As equações do 3º e do 2º graus apropriadas para este caso são a Eq. (5.13) e a Eq. (5.14), na ordem, nas figuras 14 e 15

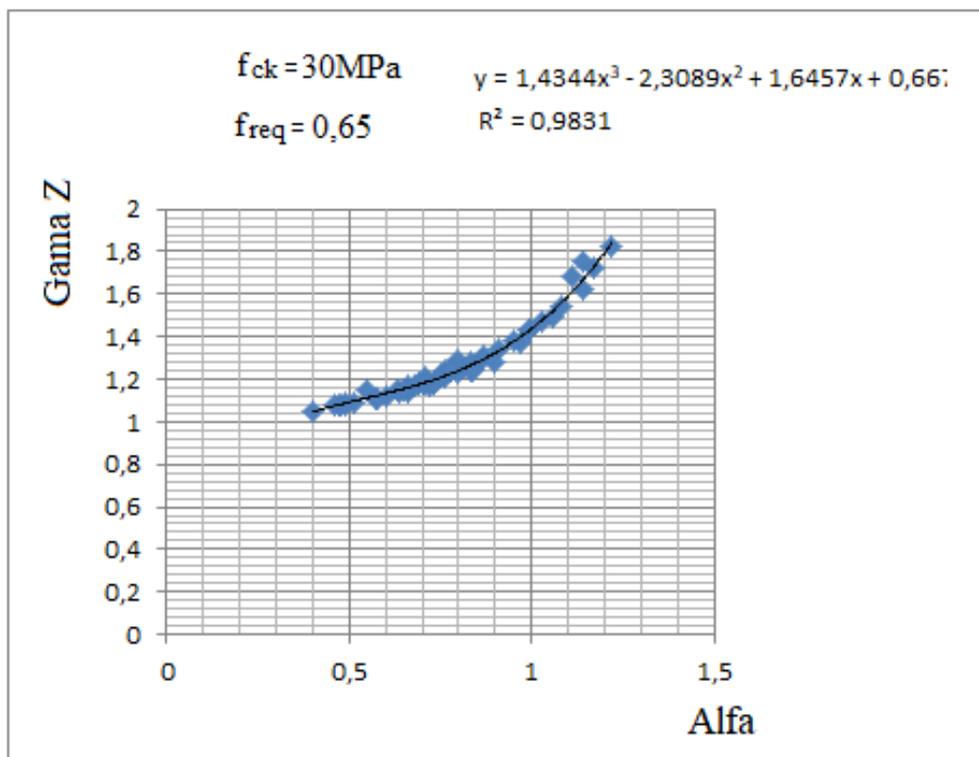
$$\gamma_z = 1,43\alpha^3 - 2,31\alpha^2 + 1,64\alpha + 0,67 \quad (5.13)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,131$.

$$\gamma_z = 1,14\alpha^2 - 0,98\alpha + 1,30 \quad (5.14)$$

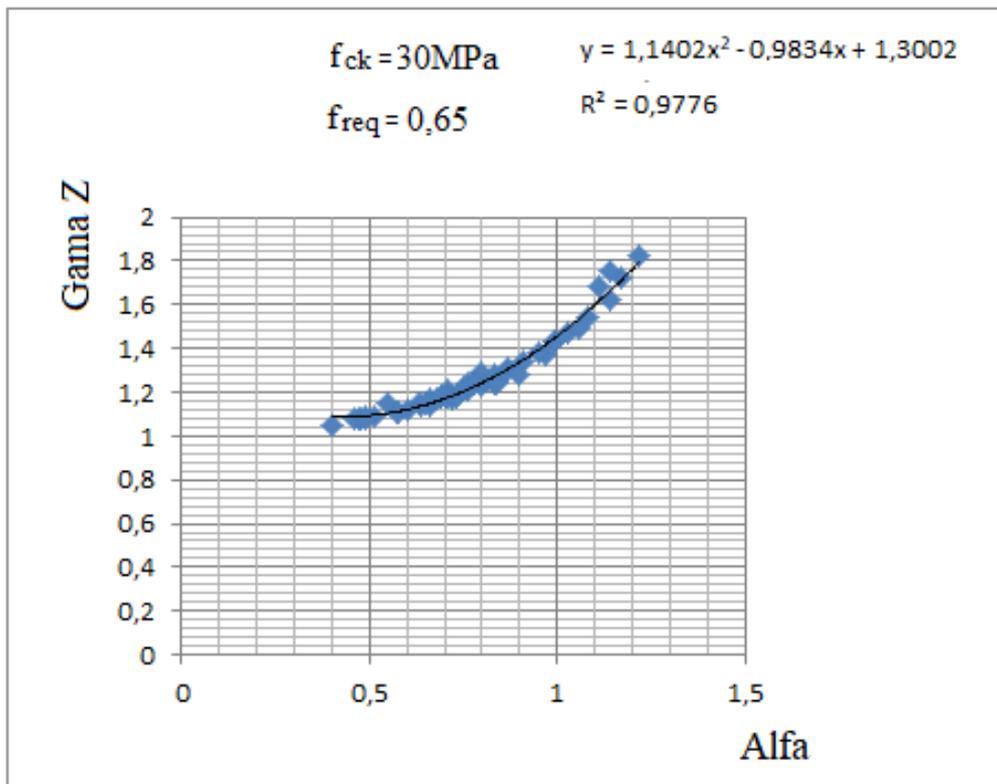
donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,122$.

Figura 14 – Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,65$



Fonte: A autora

Figura 15- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,65$



Fonte: A autora

Na 7^a, 8^a e 9^a colunas, ainda da Tab. 4, encontram-se os valores do $\gamma_{z(0,60)}$, $\gamma_{z(0,55)}$ e $\gamma_{z(0,50)}$ isto é, respectivamente, para o γ_z calculado para as estruturas cujo coeficiente de redução da rigidez flexional de todos os elementos (vigas e pilares) é, na ordem, $f_{Req} = 0,60$, $f_{Req} = 0,55$ e $f_{Req} = 0,50$. Para estes casos as equações que correlacionam as duas grandezas α e γ_z , são: a Eq. (5.15) e Eq.(5.16), respectivamente, do terceiro grau e do segundo grau para $f_{Req} = 0,60$, Eq. (5.17) e Eq.(5.18) para $f_{Req} = 0,55$ e, Eq. (5.19) e Eq. (5.20) para $f_{Req} = 0,50$.

$$\gamma_z = 1,88\alpha^3 - 3,15\alpha^2 + 2,22\alpha + 0,54 \quad (5.15)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,144$.

$$\gamma_z = 1,37\alpha^2 - 1,23\alpha + 1,37 \quad (5.16)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,125$

$$\gamma_z = 2,57\alpha^3 - 4,45\alpha^2 + 3,09\alpha + 0,35 \quad (5.17)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,157$.

$$\gamma_z = 1,72\alpha^2 - 1,61\alpha + 1,49 \quad (5.18)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,143$.

$$\gamma_z = 3,54\alpha^3 - 6,22\alpha^2 + 4,20\alpha + 0,14 \quad (5.19)$$

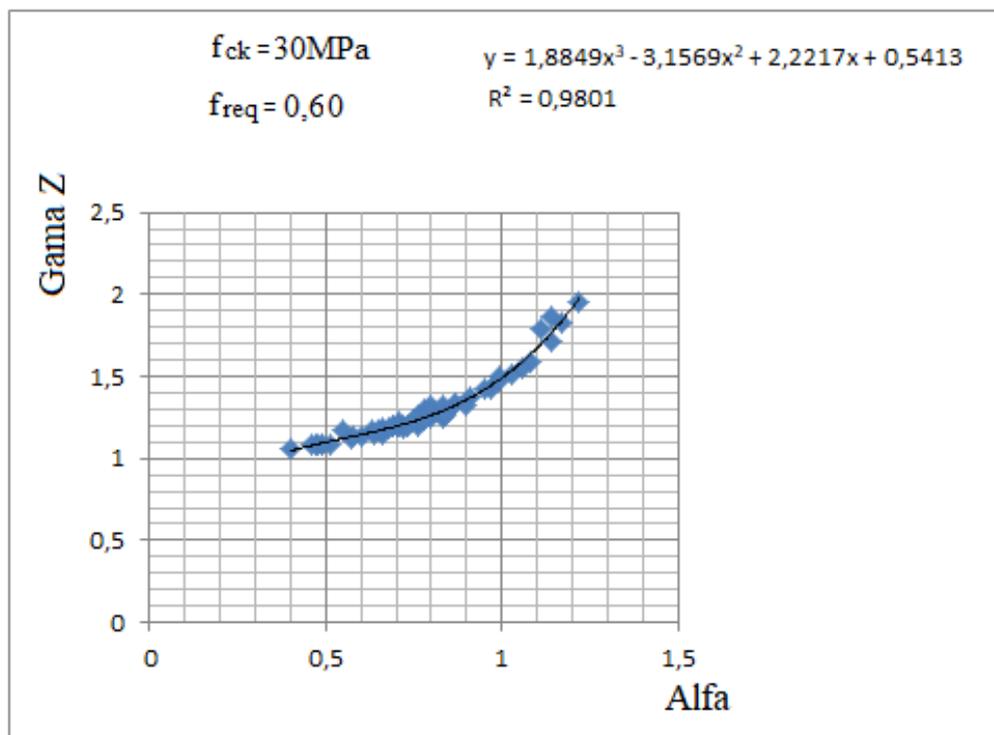
donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,185$.

$$\gamma_z = 2,30\alpha^2 - 2,29\alpha + 1,70 \quad (5.20)$$

donde, para $\alpha_{lim 1} = 0,6$ tem-se $\gamma_z = 1,154$.

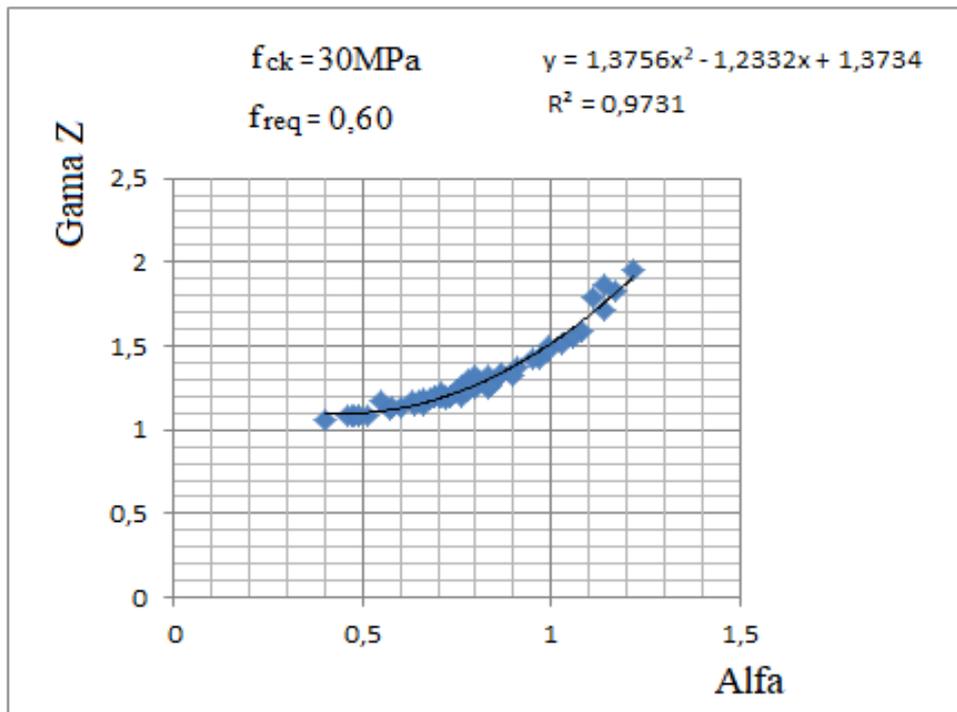
Tais equações estão respectivamente representadas nas figuras 16 a 21.

Figura 16- Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,60$



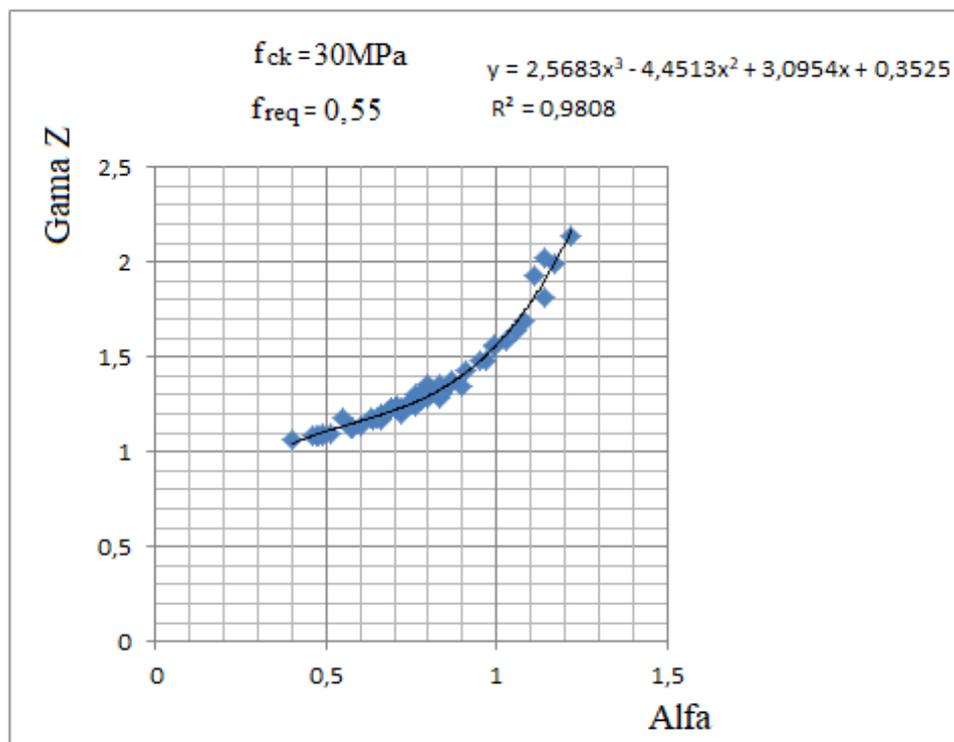
Fonte: A autora

Figura 17- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,60$



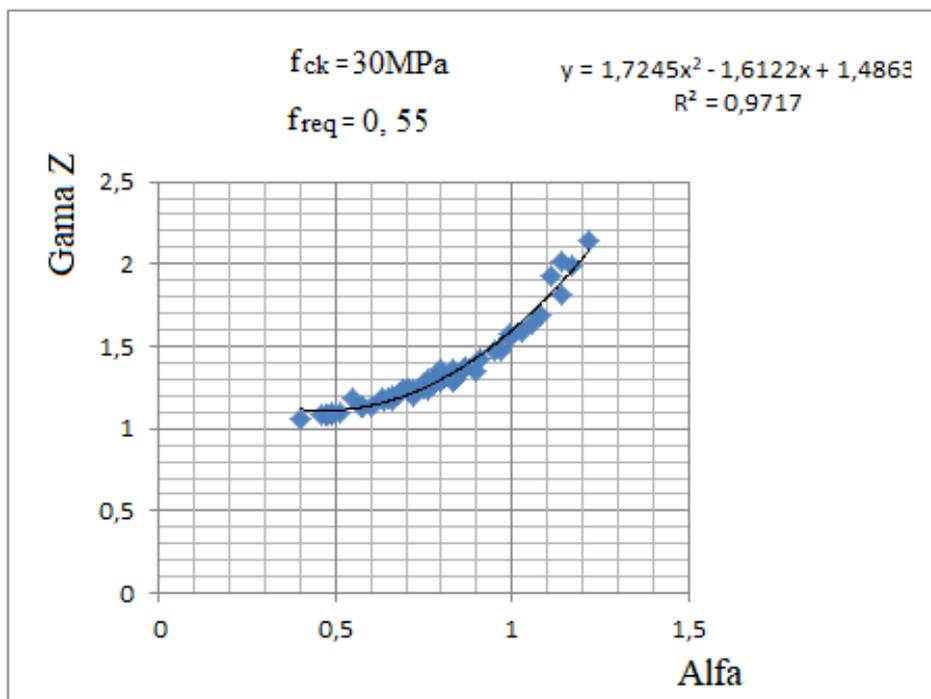
Fonte: A autora

Figura 18 – Correlação cúbica entre o α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,55$



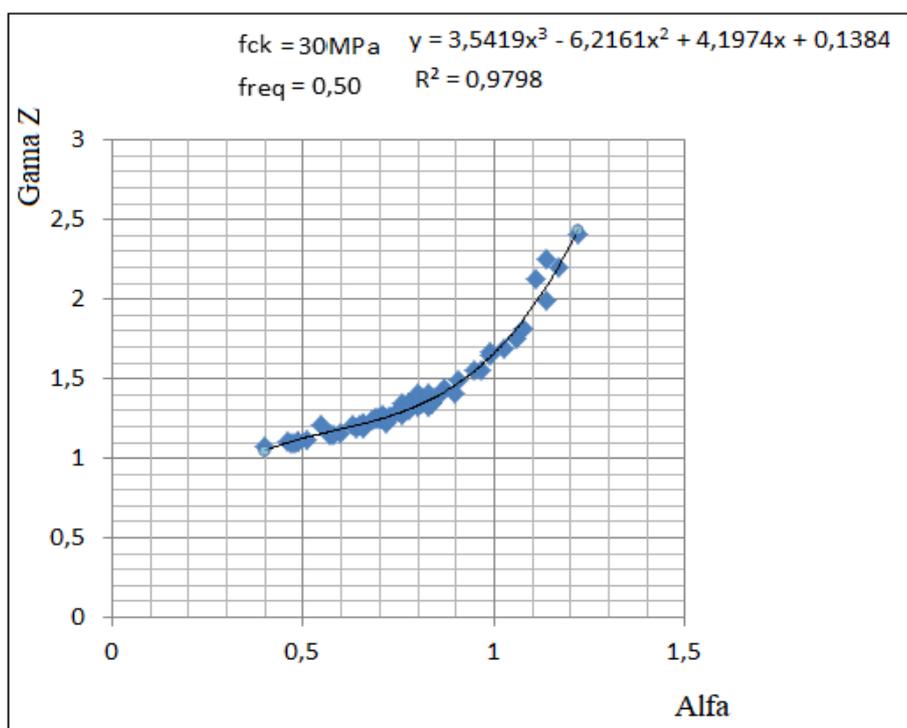
Fonte: A autora

Figura 19 – Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,55$



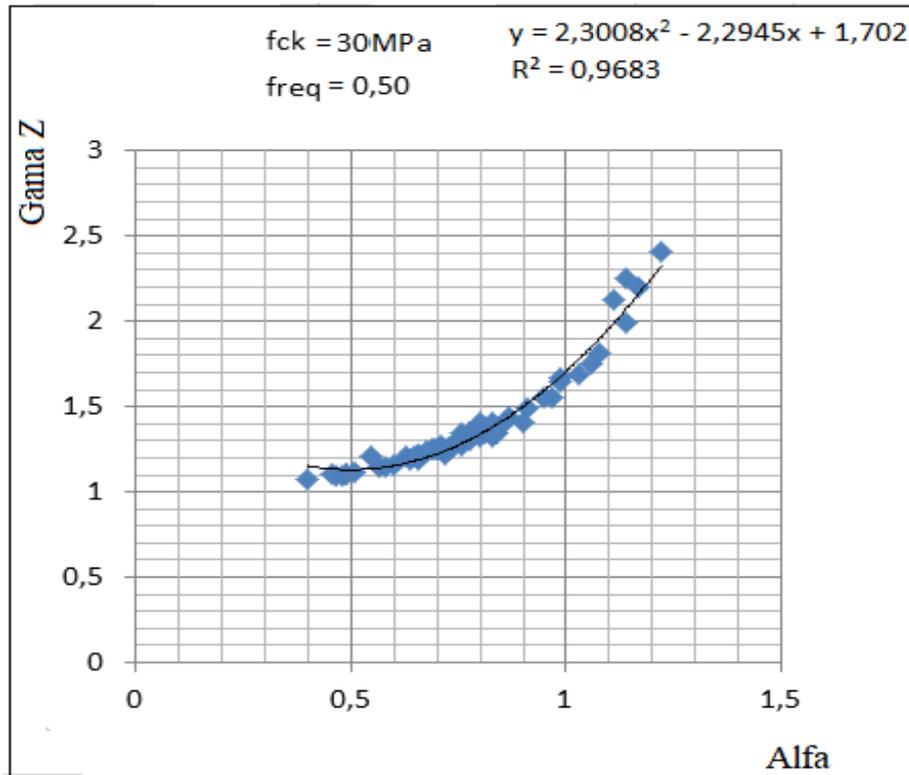
Fonte: A autora

Figura 20- Correlação cúbica entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,50$



Fonte: A autora

Figura 21- Correlação quadrática entre α e γ_z , $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{Req} = 0,50$



Fonte: A autora

Os valores da Tab. 4 e as novas equações acima apresentadas - Eq.(5.11) a Eq.(5.20) – relacionando Alfa ao Gama Z, são validas apenas para estruturas cuja resistência especificada para o concreto é $f_{ck} = 30,0MPa$. Pois para cada valor do f_{ck} novas equações devem ser obtidas.

A seguir tem-se a Tab.5 de cujos dados são obtidas as novas correlações entre o α e o γ_z para estruturas com concreto especificado com $f_{ck} = 40MPa$ e $0,50 \leq f_{Req} \leq 0,70$.

Tabela 5 - Valores do parâmetro α e do coeficiente γ_z para $f_{ck} = 40MPa$

$\alpha_{(0)}$ $\alpha_{(at,30)}$	$\gamma_{(0)}$	$\alpha_{(at,40)}$	$\gamma_{z(2)}$ $\gamma_{z(f_R=0,70)}$ $\gamma_{z(f_{ck}=30)}$	$\gamma_{z(f_R=0,70)}$	$\gamma_{z(f_{Req}=0,65)}$	$\gamma_{z(f_{Req}=0,60)}$	$\gamma_{z(f_{Req}=0,55)}$	$\gamma_{z(f_{Req}=0,50)}$
0,97	1,23	0,89	1,34	1,28	1,31	1,34	1,38	1,43
0,75	1,14	0,69	1,20	1,17	1,18	1,20	1,22	1,25
0,87	1,19	0,80	1,28	1,23	1,25	1,28	1,31	1,35

0,76	1,13	0,70	1,18	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21
0,73	1,12	0,67	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
1,11	1,38	1,02	1,61	1,48	1,54	1,61	1,70	1,83
0,66	1,11	0,61	1,15	1,13	1,14	1,15	1,16	1,18
0,81	1,16	0,74	1,23	1,19	1,21	1,23	1,26	1,29
0,72	1,11	0,66	1,15	1,13	1,14	1,15	1,16	1,18
0,47	1,05	0,43	1,07	1,06	1,06	1,06	1,06	1,07
0,8	1,15	0,73	1,21	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
1,17	1,4	1,08	1,64	1,51	1,57	1,65	1,75	1,89
1,22	1,44	1,12	1,72	1,57	1,64	1,73	1,85	2,02
0,8	1,18	0,73	1,26	1,22	1,24	1,26	1,29	1,33
0,86	1,18	0,79	1,26	1,22	1,24	1,26	1,29	1,33
0,78	1,16	0,72	1,23	1,19	1,21	1,23	1,26	1,29
0,7	1,12	0,64	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,99	1,26	0,91	1,40	1,33	1,34	1,38	1,43	1,49
0,95	1,23	0,87	1,34	1,28	1,31	1,34	1,38	1,43
1,03	1,27	0,95	1,41	1,34	1,38	1,42	1,48	1,55
0,84	1,19	0,77	1,23	1,19	1,21	1,23	1,26	1,29
0,71	1,13	0,65	1,18	1,15	1,16	1,17	1,19	1,21
0,83	1,15	0,76	1,21	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
0,66	1,09	0,61	1,13	1,11	1,12	1,13	1,14	1,16
1,08	1,31	0,99	1,47	1,38	1,42	1,47	1,53	1,61
0,69	1,12	0,63	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,71	1,12	0,65	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,64	1,09	0,59	1,13	1,11	1,12	1,13	1,14	1,16
0,72	1,12	0,66	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,73	1,12	0,67	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,83	1,18	0,76	1,26	1,22	1,24	1,26	1,29	1,33
0,49	1,06	0,45	1,08	1,07	1,07	1,08	1,09	1,10
0,7	1,12	0,64	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,48	1,05	0,44	1,07	1,06	1,06	1,06	1,07	1,08
0,57	1,07	0,52	1,10	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12
0,51	1,06	0,47	1,08	1,07	1,07	1,08	1,09	1,10
0,6	1,08	0,55	1,11	1,09	1,10	1,11	1,12	1,13
0,4	1,04	0,37	1,05	1,04	1,04	1,04	1,04	1,04
0,69	1,12	0,63	1,17	1,14	1,15	1,16	1,18	1,20
0,46	1,05	0,42	1,07	1,06	1,06	1,06	1,07	1,08
0,91	1,21	0,84	1,31	1,26	1,28	1,31	1,35	1,40
1,14	1,35	1,05	1,55	1,44	1,49	1,55	1,63	1,74
0,9	1,18	0,83	1,26	1,22	1,24	1,26	1,29	1,33
0,76	1,15	0,70	1,22	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
0,99	1,26	0,91	1,39	1,32	1,35	1,39	1,44	1,51
1,14	1,41	1,05	1,66	1,52	1,58	1,66	1,77	1,92
0,63	1,1	0,58	1,14	1,12	1,13	1,14	1,15	1,17
0,78	1,15	0,72	1,22	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
0,78	1,15	0,72	1,22	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
0,76	1,14	0,70	1,20	1,17	1,18	1,20	1,22	1,25
0,66	1,1	0,61	1,14	1,12	1,13	1,14	1,15	1,17
0,68	1,11	0,62	1,16	1,13	1,14	1,15	1,16	1,18

0,84	1,15	0,77	1,22	1,18	1,20	1,22	1,24	1,27
0,55	1,1	0,50	1,14	1,12	1,13	1,14	1,15	1,17
1,06	1,29	0,97	1,44	1,36	1,40	1,45	1,51	1,59
0,49	1,05	0,45	1,07	1,06	1,06	1,06	1,06	1,07
0,75	1,13	0,69	1,19	1,16	1,17	1,19	1,21	1,23
0,78	1,14	0,72	1,20	1,17	1,18	1,20	1,22	1,25
0,65	1,1	0,60	1,14	1,12	1,13	1,14	1,15	1,17
0,58	1,07	0,53	1,10	1,08	1,09	1,10	1,11	1,12

Fonte: A autora

Portanto, para estruturas com $f_{ck} = 40,0MPa$ e $f_{Req} = 0,70$, tem-se, após regressão com os elementos da 3ª e 5ª colunas da Tab.5, as Eq. (5.21) e Eq. (5.22),

$$\gamma_Z = 0,97\alpha^3 - 1,32\alpha^2 + 0,92\alpha + 0,83 \quad (5.21)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1223$$

$$\gamma_Z = 0,83\alpha^2 - 0,58\alpha + 1,16 \quad (5.22)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1136$$

Para estruturas com $f_{ck} = 40,0MPa$ e $f_{Req} = 0,65$, tem-se, após regressão com os elementos da 3ª e 6ª colunas da Tab.5, as Eq. (5.23) e Eq. (5.24),

$$\gamma_Z = 1,27\alpha^3 - 1,86\alpha^2 + 1,30\alpha + 0,75 \quad (5.23)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1347$$

$$\gamma_Z = 0,95\alpha^2 - 0,67\alpha + 1,18 \quad (5.24)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1200$$

Para estruturas com $f_{ck} = 40,0MPa$ e $f_{Req} = 0,60$, tem-se, após regressão com os elementos da 3ª e 7ª colunas da Tab.5, as Eq. (5.25) e Eq. (5.26).

$$\gamma_Z = 1,61\alpha^3 - 2,43\alpha^2 + 1,65\alpha + 0,67 \quad (5.25)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1330$$

$$\gamma_Z = 1,13\alpha^2 - 0,84\alpha + 1,23 \quad (5.26)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1328$$

Para estruturas com $f_{ck} = 40,0MPa$ e $f_{Req} = 0,55$, tem-se, após regressão com os elementos da 3ª e 8ª colunas da Tab.5, as Eq. (5.27) e Eq. (5.28),

$$\gamma_Z = 2,06\alpha^3 - 3,16\alpha^2 + 2,10\alpha + 0,59 \quad (5.27)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1573$$

$$\gamma_Z = 1,39\alpha^2 - 1,08\alpha + 1,29 \quad (5.28)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1424$$

Para estruturas com $f_{ck} = 40,0MPa$ e $f_{Req} = 0,50$, tem-se, após regressão com os elementos da 3ª e 9ª colunas da Tab.5, as Eq. (5.29) e Eq. (5.30),

$$\gamma_Z = 2,84\alpha^3 - 4,52\alpha^2 + 2,93\alpha + 0,43 \quad (5.29)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1742$$

$$\gamma_Z = 1,77\alpha^2 - 1,47\alpha + 1,40 \quad (5.30)$$

$$\alpha = 0,6$$

$$\gamma_Z = 1,1552$$

5.2 Validação das relações apresentadas

- Caso 1

A partir de valores obtidos para $\alpha = 0,75$ e $\gamma_z = 1,17$ por MONCAYO (2011, p. 126) com o fator de redução (da rigidez flexional, EI , que simula a NLF) único para vigas e pilares $f_R = 0,70$ e $f_{ck} = 25MPa$, inicia-se o processo de validação das equações de correlação apresentadas neste trabalho. Recalculados para $f_{ck} = 30MPa$ mantido o $f_R = 0,70$, estes mesmos parâmetros assumem os valores $\alpha = 0,708$ (Eq.(5.4-b)) e $\gamma_z = 1,153$ (Eq.(5.5-b)). Através da Eq.(5.12) aplicável nos casos em que $f_R = 0,70$ e $f_{ck} = 30MPa$, obtém-se praticamente o mesmo valor para o Gama Z (como deveria ser) $\gamma_z = 1,154$.

Ao analisar a mesma estrutura considerando a redução da rigidez flexional devido a NLF, com $f_R = 0,80$ (para os pilares) e $f_R = 0,40$ (para as vigas), MONCAYO (2011, p.118) obteve no mesmo trabalho (com $f_{ck} = 25MPa$) os valores $\alpha = 0,75$ e $\gamma_z = 1,26$. Recalculado (com a Eq. (5.5-b)) o valor do γ_z , para $f_{ck} = 30MPa$, obtém-se $\gamma_z = 1,23$. Comparando este valor com o valor $\gamma_z = 1,15$ é possível concluir que a redução equivalente a $f_R = 0,80$ (para os pilares) e $f_R = 0,40$ (para as vigas) na rigidez flexional foi de $f_{Req} = 0,50$. Assim sendo este valor $\gamma_z = 1,23$ pode ser encontrado através da Eq.(5.20), apropriada para os casos em que $f_{Req} = 0,50$ e $f_{ck} = 30MPa$, como mostrado a seguir:

$$\gamma_z(\alpha = 0,708) = 2,30\alpha^2 - 2,29\alpha + 1,70 = 1,23 \quad (5.31)$$

O cálculo do $f_{Req} = 0,50$ acima referido é feito como segue:

$$\text{Com: } \gamma_z(f_{Re q}=0,70) = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(f_{Re q}=0,70)}} = 1,154, \quad \gamma_z(f_{Re q}=\beta) = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(f_{Re q}=\beta)}} = 1,23$$

$$\text{e } \gamma_z(f_{Re q}=\beta) = \frac{1}{1 - \frac{0,70}{\beta} \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(f_{Re q}=\beta)}} = \frac{1}{1 - \frac{0,7}{\beta} \left(\frac{\gamma_z - 1}{\gamma_z} \right)_{(f_{Re q}=0,70)}} = \frac{1}{1 - \frac{0,7}{\beta} \frac{1,154 - 1}{1,154}} = 1,23,$$

donde: $\beta = f_{Re q} = 0,50$.

- Caso 2

Continuando a validação, consideram-se dados da Tab. 10 e da Tab. 11 de Carmo (1995; p.71,72), obtidos com $\gamma_f = 1,00$ para as ações verticais. Sendo $E_{ci} = 30.000MPa$, da Tab. 3 deste TCC obtém-se $f_{ck} = 17,20MPa$ e $E_{cs} = 27.000MPa$. Então para a estrutura de um edifício cujos deslocamentos no topo para a direção X e Y, são:

- a) resultado de Análise Linear, $a_{x(1^a \text{ ordem})} = 0,1203m$ e $a_{y(1^a \text{ ordem})} = 0,0624m$,
- b) resultado de ANLF simplificada com $f_R = 0,70$: $a_{x(0,70)} = 0,1385m$ e $a_{y(0,70)} = 0,0662m$ com $\alpha_x = 0,75$ e $\gamma_{zx} = 1,20$ e com $\alpha_y = 0,49$ e $\gamma_{zy} = 1,08$
- c) resultado de ANLF simplificada com $f_R = 0,80$ e $\gamma_{zx} = 1,20$, (respectivamente para pilares e vigas): $a_{x(0,80;0,40)} = 0,1452m$ e $a_{y(0,80;0,40)} = 0,0673m$.

Os valores de Alfa corrigidos para $f_{ck} = 30MPa$, (da NBR 6118:2014), através da Eq. (5.4-a) e $\gamma_f = 1,4$, obtêm-se, neste caso, os mesmos valores dos valores obtidos por Carmo. Para os valores do Gama Z, tem-se, através da Eq. (5.12) apropriada para os casos em que $f_R = 0,70$ e $f_{ck} = 30MPa$: $\gamma_{zx} = 1,19$, $\gamma_{zy} = 1,08$. Para a ANLF com $f_R = 0,80$ e $f_R = 0,40$ (respectivamente para pilares e vigas), conclui-se, comparando os valores dos deslocamentos horizontais no topo com aqueles obtidos com $f_R = 0,70$, que desse modo tem-se $f_{Re q} = 0,67$, para a direção X e $f_{Re q} = 0,69$ (Eq. (5.10)) para a Y. Sendo o valor do $f_{Re q}$ para a direção X um valor mais próximo do 0,65 que do valor

0,70, então será usada a Eq.(5.14) para a obtenção do γ_{zx} , resultando, $\gamma_{zx} = 1,21$. Já o cálculo do $\gamma_{zy} = 1,08$, ocorreu através da Eq.(5.12).

É importante notar que o valor do γ_{zx} obtido para $f_{Req} = 0,65$ é sensivelmente maior que $\gamma_{zx} = 1,19$, que representa o valor original desse coeficiente, pois teve seu f_{Req} diminuído de 0,67 para 0,65. Para o cálculo do $f_{R(eq)} = 0,69$ (obtido com a equação apropriada para $f_{R(eq)} = 0,70$) para da direção Y não ocorreu variação significativa.

- Caso 3

O pórtico mostrado nas figuras 4.12 e 5.4 submetido a duas análises em Cruz, Ferreira e Lucena (2019, p. 128 e 145) para $f_{ck} = 30MPa$ e considerando na primeira solução o fator de redução único para a rigidez flexional (de acordo com a NBR 6118 de 2003 e de 2007) $f_R = 0,70$ e na segunda solução a redução $f_R = 0,80$ para a rigidez flexional dos pilares e $f_R = 0,40$, para as vigas (de acordo com a NBR 6118 :2014), apresentou os seguintes resultados para os parâmetros de verificação da estabilidade global:

Tabela 6 - Valores do coeficiente γ_z ($f_{ck} = 30MPa$)

γ_z		Valor
Origem	Fundamentação	
Eq.7	NBR6118:2007 ($f_R = 0,70$)	1,13
	NBR6118:2014 ($f_R = 0,80; f_R = 0,40$)	1,20
Eq.12	$\gamma_z = \gamma_z(\alpha_{cd} = 0,68)$	1,11

Fonte: A autora

Chama-se a atenção para a Eq. (5.2), utilizada para a obtenção do valor $\gamma_z = \gamma_z(\alpha_{cd} = 0,68) = 1,11$, pois esta foi obtida por Carmo em 1995 para estruturas para as quais se utilizou o $f_R = 0,70$ e $f_{ck} = 17,2MPa$ e não $f_{ck} = 30MPa$. Sendo, portanto, necessário recalcular o valor do $\gamma_z = \gamma_z(\alpha_{cd} = 0,68)$. Isto pode ser feito através da Eq.(5.12), $\gamma_z = 0,96\alpha^2 - 0,79\alpha + 1,24$, em que se obtém $\gamma_z = 1,14$. É importante

lembrar que este valor é uma aproximação do valor $\gamma_z = 1,13$ o que comprova a validade da Eq. (5.12).

- Caso 4

Para comprovar a validade do cálculo do fator único de redução da rigidez lateral equivalente, f_R , à redução quando da utilização do coeficiente $f_R = 0,80$ para pilares e $f_R = 0,40$ para vigas com armadura de tração diferente da armadura de compressão, Eq.(5.10 – a) ou Eq.(5.10 – b). Assim como para comprovar a validade da Eq.(5.20), $\gamma_z = 2,30\alpha^2 - 2,29\alpha + 1,70$.

O cálculo do f_R acima citado para este caso já foi feito na página 49 deste TCC, tendo sido encontrado o mesmo valor $f_{Req} = 0,50$ com a utilização da Eq.(5.10 – a) ou da Eq.(5.10 – b).

Para a comprovação da Eq.(5.20), aplicável nos casos em que o $f_{ck} = 30MPa$ e $f_R = 0,50$, donde se obtém para $\alpha_{cd} = 0,68$, $\gamma_z = 1,206$. Este valor do γ_z é uma estimativa para o valor 1,20 constante da Tab. 6.

- Caso 5

Com este caso pretende-se demonstrar:

a) a validade da expressão que corrige o valor do $\alpha_{cd} = 0,68$ obtido para $f_{ck} = 30MPa$ e $E_{cs} = 26991MPa$ (Tab. 3) para a obtenção do $\alpha_{cd} = 0,63$ calculado para $f_{ck} = 40MPa$ e $E_{cs} = 31876MPa$ (Tab. 3);

b) Confirmar a expressão que corrige o valor do $\gamma_z = 1,20$ obtido com $f_{ck} = 30MPa$ e $E_{ci} = 30672MPa$ para estimativa do $\gamma_z = 1,13$ calculado com $f_{ck} = 40MPa$ e $E_{ci} = 35417MPa$ sob as recomendações de NBR 6118:2014 quanto a redução da rigidez lateral para a simulação da NLF;

c) Estimativa para o valor do coeficiente $\gamma_z = 1,13$ (obtido de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014) através da Eq. (5.31).

Os valores obtidos através das expressões apresentadas neste Trabalho serão comparados com os resultados obtidos do cálculo do Parâmetro Alfa e do Coeficiente

Gama Z através das Eq. (3.1) e Eq. (3.4), respectivamente. As grandezas necessárias ao cálculo foram determinadas da análise do pórtico da Figura (11-a) considerando os valores $f_{ck} = 30MPa$ e $f_{ck} = 40MPa$.

- Cálculo do parâmetro α obedecendo às recomendações da ABNT NBR 6118:2014, para $f_{ck} = 40MPa$:

Deslocamento horizontal no topo do pórtico solicitado por carga uniformemente distribuída de valor unitário: $a = 0,004171m$ calculado com o módulo de deformação $E_{cs} = 31876MPa$; Inércia equivalente do pórtico $I = 0,031227m^4$; Somatório das ações verticais com valor característico: $\sum F_{v,k} = 2170kN$; Módulo de deformação secante do concreto: $E_{cs} = 31876MPa$.

$$\alpha = H \sqrt{\frac{\sum F_{v,k}}{EI_{SEC}}} = 0,68$$

Estimativa do valor do parâmetro α para $f_{ck} = 40MPa$ a partir do α obtido com $f_{ck} = 30MPa$ através da Eq. (5.4-b):

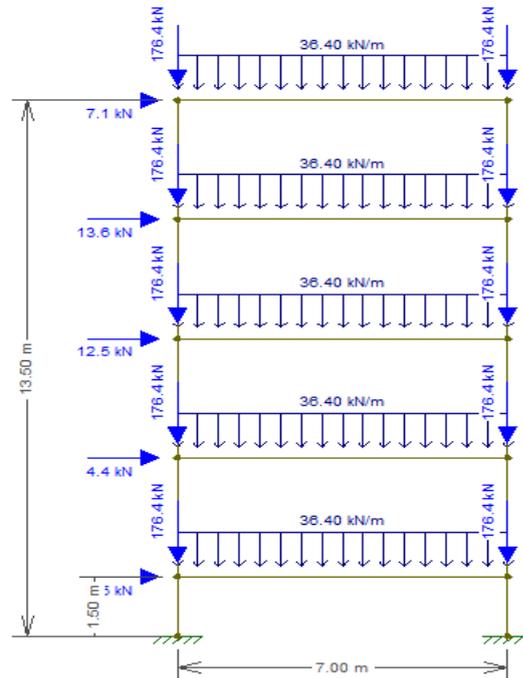
$$\alpha_{(f_{ck}=40)} = \sqrt{\frac{26991}{31876}} * 0,683 = 0,628$$

Cálculo do γ_z de acordo com a NBR 6118:2014, para $f_{ck} = 40MPa$:

$$\Delta M_{1,tot,d} = 40,426kNm; M_{1,tot,d} = 353,20kNm.$$

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}}} = 1,129 = 1,13$$

Figura 22 - Pórtico com seu carregamento utilizado no cálculo do Alfa e do Gama z



Fonte: A autora

Estimativa do valor do coeficiente γ_z para $f_{ck} = 40\text{MPa}$ a partir do γ_z obtido com $f_{ck} = 30\text{MPa}$ através da Eq. (5.5-b):

$$\gamma_{z(f_{ck}=40)} \cong \frac{1}{1 - \frac{30672}{35417} \left(\frac{\Delta M_{1,tot,d}}{M_{1,tot,d}} \right)_{(f_{ck}=30)}} = 1,17$$

Estimativa do valor do coeficiente de redução da rigidez lateral f_{Req} equivalente às reduções de 20% para o EI dos pilares e de 60% para o EI das vigas.

Deslocamento horizontal no topo do pórtico solicitado por carga uniformemente distribuída de valor unitário calculado com $E_{ci} = 35417\text{MPa}$ e:

a) $f_R = 0,70$, $a_{(f_R=0,70)} = 0,005363\text{m}$

b) $f_R = 0,80$ e $f_R = 0,40$, respectivamente, para pilares e vigas,
 $a_{(f_R=0,80; f_R=0,40)} = 0,007546\text{m}$,

$$f_{(f_{Req})} \cong \frac{0,005363}{0,007546} * 0,70 = 0,497 \cong 0,50$$

Estimativa para o valor do coeficiente $\gamma_z = 1,13$ (obtido de acordo com as recomendações da NBR 6118:2014) através da Eq. (5.30).

$$\gamma_z(\alpha = 0,68) \cong 1,77\alpha^2 - 1,47\alpha + 1,40$$

$$\gamma_z(\alpha = 0,68) \cong 1,17$$

6. Tendências acerca do γ_z

a) Na palestra de abertura do 9º. ENECE em 26.10.06, Vasconcelos (2006; p.5) observa que uma das mudanças a ser esperada no cálculo do γ_z está relacionada com a redução do valor de $(EI)_{eq}$ com os fatores 0,4 e 0,8 na avaliação da rigidez de vigas e pilares fissurados. Para esse fim, o melhor a fazer é considerar a perda de rigidez de acordo com a solicitação existente. O palestrante opina que no futuro próximo o cálculo da rigidez efetiva ou equivalente será feito automaticamente tão logo se conheçam os esforços de primeira ordem.

b) Como o coeficiente γ_z vem sendo utilizado com sucesso também como um amplificador de esforços nos projetos estruturais de edifícios de concreto armado. E, dada à simplicidade e facilidade da sua obtenção parece não haver mais necessidade de se admitir $\gamma_z = 1,10$ como limite para o início da majoração das ações horizontais para a consideração da não linearidade física e geométrica NLF. Então, conhecendo o valor (bastante aproximado) da amplificação a ser feita em cada caso, por que não considerar os efeitos de segunda ordem desde a entrada em serviço da estrutura, Vasconcelos (2006; p.7).

c) As lajes influem muito pouco na estabilidade global dos edifícios, podendo ser desprezadas, na maioria das vezes. Sua importância reside no fato de funcionar como diafragma rígido, possibilitando que os elementos do SEC (Sistema Estrutural de Contraventamento) se desloquem horizontalmente por igual na mesma direção e sentido e em cada cota, desde que a torção no edifício seja desprezível;

As vigas têm influência significativa na estabilidade global dos edifícios;

Os pilares, também, influenciam de forma significativa na estabilidade global dos edifícios, seja isoladamente (os pilares-paredes) ou na formação de pórticos planos ou espaciais, ou ainda, na condição de núcleos de rigidez que em geral são pilares de seção U ou L;

Todos estes tipos de estruturas, com exceção das lajes, contribuem consideravelmente para um aumento da rigidez flexional, bem como na redução dos parâmetros da estabilidade global e deslocamentos horizontais. (FREITAS, LUCHI e FERREIRA, 2016; p. 206).

d) Embora a magnitude das ações horizontais aplicadas à estrutura, não tenha influência no valor do coeficiente Gama Z, elas podem provocar importantes deslocamentos horizontais. De modo especial quando combinada a principal delas (o efeito do vento) com os deslocamentos horizontais devidos à assimetria da estrutura e/ou do seu carregamento. Já as ações verticais influenciam diretamente na estabilidade global das edificações. (CHINEM, 2010; p.41-43).

e) OLIVEIRA (2007; p.253) afirma que o coeficiente γ_z deve ser utilizado como majorador dos momentos de primeira ordem, conforme o Projeto de Revisão da NBR 6118:2000, por ela citado, multiplicando-os por $0,95 \gamma_z$. E não das ações horizontais para a obtenção dos momentos finais (primeira ordem mais segunda ordem) como já determinava a NBR 6118:2003 em vigência. Isto porque apenas os valores do esforço interno solicitante momento fletor nos pilares e nas vigas, obtidos em primeira e em segunda ordem, são consideravelmente diferentes. Os valores do esforço normal e do esforço cortante nestes elementos estruturais são praticamente iguais quando obtidos em análise linear ou com a aplicação de $0,95\gamma_z$. Aliás, neste estudo a autora confirma resultados observados em Oliveira e Silva (2003);

f) OLIVEIRA (2007; p.172) observou que a assimetria da estrutura não influencia o valor do γ_z ;

g) Além disso, OLIVEIRA (2007; p. 194) observou que os valores do γ_z variam com a altura da estrutura. Sendo possível afirmar que para os pavimentos mais

baixos e mais altos estes valores são menores que o calculado para toda a estrutura, enquanto para os pavimentos intermediários são pouco maiores.

7. Conclusão

Em conformidade com as observações e conclusões extraídas do estudo do coeficiente Gama Z realizado neste trabalho, sugere-se algumas recomendações e conclusões como: A determinação dos efeitos de segunda ordem no cálculo das estruturas de concreto armado considerando NLFG poderão e deverão ser obtidas para quaisquer valores de γ_z , mesmo quando esse for menor que 1,10. Essa recomendação é feita pois esse parâmetro apresenta facilidade para seu cálculo e segurança na sua aplicação. Relativamente a esta questão lembra-se o ACI 318S (2005), que classifica as estruturas como de nós fixos aquelas nas quais os momentos de segunda ordem não excedam em 5% os de primeira ordem. Como citado por Oliveira (2007; p.35).

Em relação à verificação da indeslocabilidade da estrutura em análise, esta poderá ser realizada praticamente, apenas com a utilização do parâmetro Alfa e do Fator de redução equivalente à redução de 20 e 60 por cento (de acordo com a NBR 6118:2014).

Tendo em vista a variabilidade do valor do Gama-Z ao longo da altura da edificação, seu cálculo poderá ser feito inicialmente para cada pavimento para, em seguida, serem considerados valores médios para cada uma das três (ou mais) faixas em que a altura total da estrutura seja dividida. Vê-se em (Oliveira (2007; p. 55 e 194), Leal (2016; p.79) e Oliveira et al.(2013; p.76)) que o cálculo do γ_z para cada pavimento pode ser feito utilizando o coeficiente B2. Quando o cálculo for realizado com auxílio de computadores, a rigidez a flexão (EI)_{sec} do SEC poderia ser calculada a cada nível de solicitação.

8. Referências

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

_____. **Projeto de revisão da NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro, 2000.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2007.

_____. **NBR 6118: Projeto de Estrutura de concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ANDRADE NETO, I. C. (2013). **Contribuição à Análise da Estabilidade Global em Edifícios de Concreto Armado com Redução Brusca de Rigidez entre Pavimentos**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E.DM-020A/13, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 134p.

BUENO, MÔNICA. **ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES COM LAJES LISAS**. Dissertação de Mestrado, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 88p, 2009.

CARMO, RMS, **EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO**. Dissertação Mestrado. EESC , USP, 1995, 112p.

CICOLIN, Luiz. **ESTABILIDADE EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO COM PAVIMENTOS EM LAJES PLANAS**. Dissertação de Mestrado; Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 142p. 2007

Comitê Euro-Internacional du Béton. **Code Modele CEB-FIP** pour les structures em betón. CEB Bulletin d'Information nº 124/125. Paris, 1978;

CHINEM R. M. **AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS**. Monografia Graduação Universidade Federal de Goiás. 2010 96p;

CRUZ, JMF; Ferreira, E.T; LUCENA, C.A.T. **Estruturas: a estabilidade global dos edifícios altos**. João Pessoa: Leia Livros, 2019. Livro digital, 261 p.

FEITOSA, Leonardo. **ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS ANDARES COM LAJES LISAS**. Dissertação de mestrado, UFES, Vitória, ES, 182p, 2016.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R.; FERREIRA, W. G. **ANALISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS E AÇÕES DE**

CONTROLE DOS SEUS EFEITOS. REVISTA IBRACON, Estrut. Mater. Vol. 9. No. 2 São Paulo Mar./Apr. 2016; p. 192 – 213;

FREITAS, Felipe. **AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS COM E SEM ELEMENTOS DE CONTRAVENTAMENTO,** UFES, Vitória, ES, 186p, 2015.

GIONGO, J. S. **CONCRETO ARMADO: INTRODUÇÃO E PROPRIEDADES DOS MATERIAIS.** EECs, USP, São Carlos, SP, 71p. 2007.

JÚNIOR, A. da S. S. et al; Artigo **O PARAMETRO DE INSTABILIDADE GLOBAL α : ORIGEM, EVOLUÇÃO E TENDÊNCIAS.** Revista, INTERSCIENTIA, Vol.4, número 1º, ano 2016;

LEAL, M. A. S. **VERIFICAÇÃO DA UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE B2 PARA A AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DA NÃO LINEARIDADE GEOMETRICA DE ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO.** Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, UFBa, 2016. 132 f.

LIMA J. S. **VERIFICAÇÕES DA PUNÇÃO E DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO: DESENVOLVIMENTO E APLICAÇÃO DE RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS.** Dissertação Mestrado. EESC da USP. 2001, p.225;

LINS, Fernando. **CONTRIBUIÇÃO À AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL E PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PÓRTICOS PLANOS EM CONCRETO PRÉ-MOLDADO,** Dissertação de Mestrado; Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, SP, 204p. 2013

MACGREGOR, J.G. ; HAGE, S. **STABILITY ANALYSIS AND DESIGN OF CONCRETE FRAMES.** Journal of Structural Division (ASCE), v.103, n.10, 1977.

MONCAYO, W. J.; **ANALISE DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL EM EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO;** Dissertação de Mestrado; EESC; USP; 2011. 219p.

OLIVEIRA, D. M. at al.; **CONSIDERATIONS ABOUT THE DETERMINATION OF γ_z COEFFICIENT;** IBRACON Structures and Materials Journal • 2013 • vol. 6 • nº 1(February 2013) p. 75-100 • ISSN 1983-4195;

OLIVEIRA, D. M. de; SILVA, N. A. **PARÂMETROS DE INSTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A NOVA NB-1.** In: Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural. UNB. Brasília, 27 a 31 de maio de 2002;

OLIVEIRA. D. M. de; **ESTUDO DOS PROCESSOS APROXIMADOS UTILIZADOS PARA A CONSIDERAÇÃO DAS NÃO-LINEARIDADES**

FÍSICA E GEOMÉTRICA NA ANÁLISE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO. Tese Doutorado. Universidade Federal de Minas Gerais. 2007, 297p;

PINTO, R. S.; **NÃO LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA NO PROJETO DE EDIFÍCIOS USUAIS DE CONCRETO ARMADO** Dissertação (Mestrado). EESC, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997. 189p.

PINTO, R.; RAMALHO, M. **NÃO-LINEARIDADE FÍSICA E GEOMÉTRICA NO PROJETO DE EDIFÍCIOS USUAIS DE CONCRETO ARMADO.** Cadernos de Engenharia de Estruturas, São Carlos, n. 19, 36p. 2002.

KIMURA, Alio. **INFORMÁTICA APLICADA EM ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO: CÁLCULOS DE EDIFÍCIOS COM USO DE SISTEMAS COMPUTACIONAIS.** Editora PINI, 632 p. São Paulo, 2007.

SOUZA; J. F. DA S.; **CONSIDERAÇÕES SOBRE OS PARÂMETROS α e γ_z DE INSTABILIDADE GLOBAL DOS EDIFÍCIOS;** TCC, UNIPE, João Pessoa, PB; 2018; 81f.

VASCONCELOS, A.C. 2006. **JUSTIFICATIVAS DO Cap. 15 da NB-1/2006 COM BASE NO COMPORTAMENTO SOCIAL DAS ESTRUTURAS.** Segunda palestra de abertura do 9º. ENECE.

VIEIRA, V. V. S.; JUNIOR, S. J.R; VELOSO, L. A. C. M. **ANALISE DE ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO UTILIZANDO Y_z .** REVISTA IBRACON, Estrut. Mater. Vol. 10. No. 5 São Paulo Sept./Oct. 2017;

ZÁQUERA BORGES, L M. **ESTUDO DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS DE CONCRETO ARMADO ATRAVES DOS PARAMETROS GAMA-Z E FAVt.** 97 pág. TCC; UTFPR. Pato Branco, 2017.