



José Odilon Barros de Medeiros

**Ação do Vento na Estabilidade Global e
Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de
Concreto Armado na Cidade de Belém-PA**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação Orientada pelo Professor
Dr. Alcebíades Negrão Macedo

Belém – Pará – Brasil
2018

Universidade Federal do Pará
Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil



José Odilon Barros de Medeiros

Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA

Dissertação de Mestrado

Dissertação de Mestrado submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre.

Orientador: Dr. Alcebíades Negrão Macedo

Belém

Fevereiro de 2018

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: José Odilon Barros de Medeiros.

TÍTULO: Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA.

GRAU: Mestre ANO: 2018

É concedida à Universidade Federal do Pará permissão para reproduzir cópias desta dissertação de mestrado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte dessa dissertação de mestrado pode ser reproduzida sem autorização por escrito do autor.

José Odilon Barros de Medeiros

Rua Augusto Corrêa, nº 01 – Guamá.
66.075-110 – Belém – PA – Brasil.

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação (CIP)

Medeiros, José Odilon Barros de Medeiros, 1989-
Ação do vento na estabilidade global e efeitos de segunda ordem em estruturas de concreto armado na cidade de Belém-PA/José Odilon Barros de Medeiros.- 2018.

Orientador: Alcebiades Negrão Macêdo

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará.
Instituto de Tecnologia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Belém, 2018.

1. Análise estrutural (Engenharia) 2. Pressão do vento
3. Construção de concreto armado I. Título

CDD 22.ed. 624.171



José Odilon Barros de Medeiros

Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA

Dissertação de Mestrado submetida à banca examinadora aprovada pelo colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil do Instituto de Tecnologia da Universidade Federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do Grau de Mestre em Engenharia Civil na área de Estruturas e Construção Civil.

Prof. Dr. Alcebíades Negrão Macedo

Orientador

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Bernardo Nunes de Moraes Neto

Examinador Interno

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil – UFPA

Prof. Dr. Ricardo José Carvalho Silva

Examinador Externo

Faculdade de Engenharia Civil – UVA/CE

Belém, 23 de Fevereiro de 2018

AGRADECIMENTOS

A Deus, a meu pai Sebastião Walter e a minha mãe Maria das Vitórias, pois sem eles eu não teria chegado até aqui.

A toda minha família, em especial aos meus tios Fabrízio e Valdelice que me acolheram em sua casa e não mediram esforços para o meu progresso nos estudos e crescimento profissional, não posso deixar de agradecer aos meus primos Halyne e Raul por todo o companheirismo e amizade.

A Stéfanny, minha amada esposa e companheira de todas as horas, agradeço pela compreensão e incentivo nos momentos mais difíceis diante dos sacrifícios necessários à conquista deste sonho.

As minhas queridas irmãs Viviane, Wanessa e Vivian por sempre acreditar que um dia tudo seria possível. Agradeço também o carinho e o incentivo dos meus sogros, Ivaldo e Kátia, bem como o meu cunhado Rodrigo.

Ao professor Alcebíades Negrão Macedo pela orientação prestada, pela motivação ao longo do desenvolvimento desta dissertação e, sobretudo, pela grande amizade e confiança depositada.

Aos professores Bernardo Neto, Nívea Albuquerque e Dênio Ramam da Universidade do Federal do Pará, bem como ao professor Ricardo Carvalho da Universidade Estadual do Vale do Acaraú, pelos ensinamentos e por todas as contribuições prestadas.

Aos amigos Rômulo Lopes, Vitor Vieira, Mike Pereira, Felipe Alvarenga e José Neto pela atenção concedida e por toda assistência prestada durante as análises realizadas neste trabalho. Agradeço também ao meu chefe imediato na SUDAM e amigo Getúlio Moreira, por viabilizar um horário para meus estudos no PPGEC e por todo apoio.

A todos os meus colegas da Diretoria de Espaço Físico da UFPA e da Coordenação de Convênios e Monitoramento da SUDAM pela amizade, por toda motivação e apoio concedidos. Enfim, sou eternamente grato a todos que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação.

RESUMO

MEDEIROS, José Odilon Barros de. **Ação do Vento na Estabilidade Global e Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Concreto Armado na Cidade de Belém-PA.** 146p. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Instituto de Tecnologia, Universidade Federal do Pará, Belém, Pará, Brasil. 2018.

Devido ao crescimento exponencial das populações urbanas, a necessidade por espaço para habitação tem crescido significativamente. Para atender essas demandas, edificações cada vez mais altas e esbeltas são projetadas, sempre objetivando a necessidade da redução dos custos e elevação da margem lucrativa por parte das empresas construtoras. Novos materiais e métodos de análise estrutural são criados e aprimorados para que seja extraído o máximo de desempenho e segurança estrutural com o menor custo. Deste modo, esta dissertação tem o objetivo de contribuir para os estudos referentes à análise da estabilidade global e avaliação dos efeitos de 2ª ordem nas estruturas, a partir da análise comparativa dos parâmetros de estabilidade, com as premissas descritas na NBR 6118 (2014). Em relação ao estado limite último, foram avaliados os seguintes coeficientes: α e γ_z - sugeridos pela NBR 6118 (2014), bem como FAV_t e RM_2M_1 - obtidos pelo Sistema CAD/TQS. No que concerne ao estado limite de serviço, foram analisados e comparados com os limites normativos os resultados relativos aos deslocamentos horizontais no topo das edificações. Para tal, foram realizadas modelagens computacionais representando nove estruturas fictícias distintas submetidas às ações das cargas usuais de projeto atuantes sobre edifícios residenciais, conforme os aspectos da NBR 6120 (1980), além da avaliação quanto à influência da consideração das cargas de vento nos referidos modelos estruturais. No que se refere ao desenvolvimento das estruturas, foram empregadas técnicas usuais de discretização, via método dos elementos finitos, por meio do programa CAD/TQS. A partir da obtenção dos resultados, foi constatado que nas estruturas mais altas os parâmetros relativos ao ELU e ELS superaram os limites normativos, e que o fato relativo à desconsideração da ação do vento nas estruturas pode comprometer de maneira significativa o comportamento e a segurança estrutural, uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados podem ser até 41% inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação dos critérios descritos na NBR 6123 (1988), ocasionando por sua vez estruturas subdimensionadas e conseqüentemente, levando tais estruturas a resultados catastróficos, como a ruína através de colapso progressivo.

Palavras-chave: Estabilidade Global, Efeitos de 2ª Ordem, Vento, Colapso Progressivo.

ABSTRACT

MEDEIROS, José Odilon Barros de. **Wind Action on Global Stability and Second Order Effects on Reinforced Concrete Structures in the City of Belém-PA.** 146p. Master's Dissertation - Post-graduation Program in Civil Engineering, Institute of Technology, Federal University of Pará, Belém, Pará, Brazil. 2018.

Due to the exponential growth of urban populations, the need for space for housing has grown significantly. To meet these demands, increasingly tall and slender buildings are designed, always aiming at the need to reduce costs and raise profitable margin by the construction companies. New materials and methods of structural analysis are created and improved so that maximum performance and structural safety are extracted at the lowest cost. Thus, this dissertation aims to contribute to the studies concerning the analysis of global stability and evaluation of the effects of 2nd order in the structures, from the comparative analysis of stability parameters, with the premises described in NBR 6118 (2014). In relation to the ultimate limit state, the following coefficients were evaluated: α and γ_z - suggested by NBR 6118 (2014), as well as $FAVt$ and RM_2M_1 - obtained by the CAD/TQS System. With regard to the service limit state, the results concerning the horizontal displacements at the top of the buildings were analyzed and compared with the normative limits. For this, computational modeling was performed representing nine distinct fictitious structures submitted to the actions of the usual project loads on residential buildings, according to the aspects of NBR 6120 (1980), besides the evaluation of the influence of the consideration of the wind loads in the mentioned models structures. As for the development of the structures, usual techniques of discretization were employed, using the finite element method, through the CAD/TQS program. From the results obtained, it was observed that in the higher structures the parameters related to the ELU and ELS exceeded the normative limits, and that the fact regarding the lack of consideration of the wind action in the structures can significantly compromise the behavior and structural safety, since the calculated 1st and 2nd order final efforts can be up to 41% lower in relation to the efforts calculated by applying the criteria described in NBR 6123 (1988), in turn causing undersized structures and consequently, leading such structures to results catastrophic, such as ruin through progressive collapse.

Keywords: Global Stability, 2nd Order Effects, Wind, Progressive Collapse.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Diagramas tensão x deformação.....	25
Figura 2.2 - Módulos de elasticidade tangente e secante do concreto	26
Figura 2.3 - Diagrama momento-curvatura.....	28
Figura 2.4 - Barra vertical indeformada.....	31
Figura 2.5 - Momento na base da barra vertical deformada.....	32
Figura 2.6 - Modelos simplificados do sistema de contraventamento	34
Figura 2.7 - Sistemas de contraventamento	35
Figura 2.8 - Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados.....	36
Figura 3.1 - Linha elástica de pilar com rigidez equivalente	39
Figura 3.2 - Associação plana de painéis	41
Figura 3.3 - Limitações para deslocamentos laterais de edifícios.....	51
Figura 4.1 - Estrutura deformada com carregamento original e com cargas fictícias.....	54
Figura 4.2 - Vista do pórtico plano com rigidez real e rigidez aumentada	58
Figura 4.3 - Pórtico plano e diagramas de primeira e segunda ordem	61
Figura 5.1 - Edifício Real Class (Construção e Pós-Colapso)	63
Figura 5.2 - Histórico da velocidade do vento em Belém-PA	64
Figura 5.3 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s) no Brasil.....	66
Figura 5.4 - Coeficiente de arrasto (C_a) para vento de baixa turbulência	72
Figura 5.5 - Coeficiente de arrasto (C_a) para vento de alta turbulência	73
Figura 5.6 - Esquema em planta da análise de vento existente no Sistema CAD/TQS	74
Figura 5.7 - Esquema para análise de vento conforme o Sistema CAD/TQS.....	75
Figura 5.8 - Imperfeições geométricas globais	76
Figura 6.1 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A1 (medidas em cm).....	81
Figura 6.2 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A2 (medidas em cm).....	82
Figura 6.3 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A3 (medidas em cm).....	83
Figura 6.4 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B1 (medidas em cm).....	84
Figura 6.5 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B2 (medidas em cm).....	86
Figura 6.6 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B3 (medidas em cm).....	88
Figura 6.7 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C1 (medidas em cm).....	90
Figura 6.8 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C2 (medidas em cm).....	92
Figura 6.9 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C3 (medidas em cm).....	94
Figura 7.1 - Trechos rígidos	98
Figura 7.2 - Flexibilização das ligações viga-pilar	99
Figura 7.3 - Modelos ELU e ELS no TQS.....	100
Figura 7.4 - Direções de incidência da ação do vento.....	101

Figura 8.1 - Variação do coeficiente α (Estruturas TIPO A)	105
Figura 8.2 - Variação do coeficiente γ_z (Estruturas TIPO A).....	106
Figura 8.3 - Variação do coeficiente $FAVt$ (Estruturas TIPO A)	107
Figura 8.4 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO A).....	108
Figura 8.5 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO A)	109
Figura 8.6 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO A).....	110
Figura 8.7 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO A)	112
Figura 8.8 - Variação do coeficiente α (Estruturas TIPO B).....	113
Figura 8.9 - Variação do coeficiente γ_z (Estruturas TIPO B)	114
Figura 8.10 - Variação do coeficiente $FAVt$ (Estruturas TIPO B)	115
Figura 8.11 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO B).....	116
Figura 8.12 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO B)	117
Figura 8.13 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO B)	118
Figura 8.14 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO B).....	120
Figura 8.15 - Variação do coeficiente α (Estruturas TIPO C).....	121
Figura 8.16 - Variação do coeficiente γ_z (Estruturas TIPO C)	122
Figura 8.17 - Variação do coeficiente $FAVt$ (Estruturas TIPO C)	123
Figura 8.18 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO C).....	124
Figura 8.19 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO C)	125
Figura 8.20 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO C)	126
Figura 8.21 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO C).....	128
Figura 8.22 - Relação entre os parâmetros α e γ_z	129
Figura 8.23 - Relação entre os parâmetros γ_z e $FAVt$	131
Figura 8.24 - Relação entre os parâmetros γ_z e RM_2M_1	132
Figura 8.25 - Relação entre os parâmetros $FAVt$ e RM_2M_1	133

APÊNDICE A

Figura A1 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A1	142
Figura A2 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A2	143
Figura A3 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A3	143
Figura A4 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B1	144
Figura A5 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B2	144
Figura A6 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B3	145
Figura A7 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C1	145
Figura A8 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C2	146
Figura A9 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C3	146

LISTA DE TABELAS

Tabela 5.1 - Parâmetros meteorológicos para o fator S_2	69
Tabela 5.2 - Valores mínimos do fator S_3	70
Tabela 5.3 - Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios residenciais	78
Tabela 7.1 - Combinações de carga para o estado-limite último	102
Tabela 7.2 - Combinações de cargas para verificação em serviço	103
Tabela 8.1 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO A)	105
Tabela 8.2 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO A)	106
Tabela 8.3 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO A)	111
Tabela 8.4 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO B)	113
Tabela 8.5 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO B)	114
Tabela 8.6 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO B)	119
Tabela 8.7 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO C)	122
Tabela 8.8 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO C)	123
Tabela 8.9 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO C)	127
Tabela 8.10 - Variação do coeficiente γ_z utilizando relações empíricas	130

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ACI	American Concrete Institute
CAD/TQS	Programa computacional para análise de estruturas de concreto armado
CEB	Comité Européen du Beton
COMB	Combinação de cargas
ELS	Estado limite de serviço
ELU	Estado limite último
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
NLC	Não-linearidade de contato
NLF	Não-linearidade física
NLG	Não-linearidade geométrica

LISTA DE SÍMBOLOS

Neste item são apresentados alguns dos símbolos utilizados nesta dissertação. Aqueles que não estão aqui apresentados têm seu significado explicado assim que mencionados no texto.

α	Parâmetro de estabilidade global de estruturas
α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
σ	Tensão
ϵ	Deformação
M	Momento fletor atuante
$1/r$	Curvatura da seção
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
$(EI)_{sec}$	Rigidez secante dos elementos estruturais
I_c	Momento de inércia da seção bruta
F ou q	Carga atuante
H	Altura total da estrutura
γ_z	Coefficiente de avaliação dos efeitos globais de segunda ordem
RM_2M_1	Coefficiente de avaliação da relação entre os efeitos globais finais de primeira e segunda ordem obtidos a partir da análise $P-\Delta$
$FAVt$	Fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento
$d_{h,topo}$	Deslocamento horizontal no topo da edificação
$d_{h,pav}$	Deslocamento horizontal entre dois pavimentos consecutivos
ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
γ_f	Coefficiente de ponderação das ações
$P-\Delta$	Processo utilizado na análise dos efeitos de segunda ordem nas estruturas
$[K_s]$	Matriz secante que relaciona as forças aos deslocamentos
$[K_e]$	Matriz de rigidez elástica
$[K_l]$	Matriz de rigidez que representa as forças axiais decorrentes dos deslocamentos nodais
$[K_g]$	Matriz de rigidez geométrica
$MULAXI$	Fator criado pela CAD/TQS para considerar os efeitos construtivos

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO	16
1.1.	Considerações iniciais	16
1.2.	Justificativa	20
1.3.	Objetivos	21
1.3.1.	Geral	21
1.3.2.	Específico	21
1.4.	Estrutura da dissertação	22
2.	CONCEITOS PRELIMINARES	24
2.1.	Análise não-linear	24
2.1.1.	Aspectos gerais sobre a não-linearidade física (NLF)	25
2.1.2.	Aspectos gerais sobre a não-linearidade geométrica (NLG)	30
2.1.3.	Classificação das estruturas	32
2.1.4.	Contraventamento de edifícios	33
3.	PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO	38
3.1.	Parâmetros de controle da estabilidade global	38
3.1.1.	Coeficiente α	38
3.1.2.	Coeficiente γ_z	43
3.1.3.	Coeficiente FAV_t (CAD/TQS)	46
3.1.4.	Coeficiente RM_2M_1 (CAD/TQS)	47
3.2.	Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais	50
4.	PROCESSO $P-\Delta$	52
4.1.	Método da carga lateral fictícia	53
4.2.	Considerações acerca do processo $P-\Delta$ no <i>software</i> CAD/TQS	55
4.3.	Recomendações para aplicação do processo $P-\Delta$	60
5.	AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS	62
5.1.	Ação do vento em estruturas	62
5.1.1.	Efeitos estáticos devido à turbulência atmosférica	65
5.1.2.	Análise do vento no sistema computacional CAD/TQS	74
5.2.	Ações devidas às imperfeições geométricas	76

5.3.	Ações verticais	77
5.3.1.	Carga permanente	77
5.3.2.	Carga acidental	77
6.	MODELOS ESTRUTURAIS	79
6.1.	Estruturas tipo A1, A2 e A3	80
6.1.1.	Descrição das estruturas	80
6.2.	Estruturas tipo B1, B2 e B3	84
6.2.1.	Descrição das estruturas	84
6.3.	Estruturas tipo C1, C2 e C3	90
6.3.1.	Descrição das estruturas	90
7.	METODOLOGIA	96
7.1.	Aspectos gerais	96
7.2.	Análise no TQS	97
7.2.1.	Modelo estrutural	97
7.2.2.	Critérios adotados na análise	97
7.2.3.	Ações e combinações	101
7.3.	Tratamento dos resultados	103
7.3.1.	Parâmetros de controle da estabilidade – ELU	103
7.3.2.	Parâmetros de controle dos deslocamentos - ELS	103
8.	ANÁLISE DOS MODELOS ESTRUTURAIS	104
8.1.	Resultados	104
8.1.1.	Análises das estruturas A1, A2 e A3 – ELU	104
8.1.2.	Análises das estruturas A1, A2 e A3 – ELS	111
8.1.3.	Análises das estruturas B1, B2 e B3 – ELU	112
8.1.4.	Análises das estruturas B1, B2 e B3 – ELS	120
8.1.5.	Análises das estruturas C1, C2 e C3 – ELU	120
8.1.6.	Análises das estruturas C1, C2 e C3 – ELS	128
8.2.	Relações entre os parâmetros de estabilidade - ELU	129
8.2.1.	Relações entre os coeficientes α e γ_z	129
8.2.2.	Relações entre os coeficientes γ_z e $FAVt$	131
8.2.3.	Relações entre os coeficientes γ_z e RM_2M_1	132
8.2.4.	Relações entre os coeficientes $FAVt$ e RM_2M_1	133

9.	CONCLUSÕES	134
9.1.	Conclusões das análises numéricas	134
9.1.1.	Considerações acerca das análises estruturais	134
9.1.2.	Considerações acerca das relações entre os parâmetros de projeto	135
9.2.	Sugestões para trabalhos futuros	136
	REFERÊNCIAS	137
	APÊNDICE A	142
A1.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A1	142
A2.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A2	143
A3.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A3	143
A4.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B1	144
A5.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B2	144
A6.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B3	145
A7.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C1	145
A8.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C2	146
A9.	Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C3	146

1. INTRODUÇÃO

1.1.Considerações iniciais

Os autores NAHUM e OLIVEIRA (2010) relatam que devido à escassez e ao custo elevado do espaço nos centros das grandes cidades, a execução de edifícios cada vez mais altos tem sido a principal solução encontrada pelas construtoras. Desta forma, de acordo com OLIVEIRA *et al.* (2013), atualmente tem se tornado comum a construção de estruturas mais econômicas e esbeltas, e edifícios mais elevados e arrojados.

FREITAS *et al.* (2016) mencionam que grandes obras têm sido lançadas com objetivo de suprir a demanda a qual surge dia após dia, seja na construção residencial, comercial ou industrial. Por trás desta demanda, a produção técnica de projetos elaborados por engenheiros calculistas tem sentido um acréscimo na quantidade de produtos e na exigência dos mesmos com relação à qualidade de excelência requerida. Assim, melhores práticas de concepção e desenvolvimento de projetos têm sido consideradas nos trâmites da viabilização dos empreendimentos. Os referidos autores explicam que um dos avanços vividos tem sido evidenciado no aperfeiçoamento da maneira de se projetar, uma vez que parâmetros antes considerados apenas em edificações especiais (edifícios altos ou obras de arte), como os efeitos de segunda ordem, estabilidade global e local das estruturas, agora se tornam necessárias às avaliações destes fatores em empreendimentos mais comuns e estes avanços são aplicados em versões de *softwares* mais atualizados, simulando com maior precisão os efeitos ao qual uma estrutura está submetida em diferentes situações.

Diante dos avanços ocorridos na área de engenharia estrutural, MONCAYO (2011) explica que a análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios é indispensável nos dias atuais, diferentemente de outras épocas. Entre os vários motivos pode-se citar aperfeiçoamento que a tecnologia do concreto sofreu, tornando-se possível a execução de concretos de elevada resistência, que podem ultrapassar valores de 50 MPa, permitindo a construção de estruturas mais esbeltas. Há poucas décadas, a resistência usual em estruturas de concreto era em torno de 15 MPa a 20 MPa. O autor também relata que na análise de estabilidade de estruturas devem ser consideradas as ações horizontais que são originadas principalmente pelas ações do vento e pelas imperfeições geométricas.

No que concerne aos modelos de cálculo para o dimensionamento de estruturas de concreto armado, NAHUM e OLIVEIRA (2010) explicam que no cálculo estrutural o modelo considerado é, em geral, uma estrutura indeslocável e com carregamentos regularmente distribuídos. Porém, essa situação nem sempre é realista, pois recalques diferenciais nas fundações e fissuras na estrutura podem mudar a configuração adotada inicialmente no cálculo, tanto para a geometria quanto para as reações nos pilares, por isso torna-se necessária a análise da estabilidade global e local das estruturas, inclusive dos efeitos de segunda ordem.

Nesse contexto, FREITAS *et al.* (2016) enfatizam que a análise da estabilidade global das estruturas tem se tornado de extrema importância nos dias atuais. A engenharia civil, assim como outros ramos da engenharia, tem experimentado grandes avanços em suas áreas de atuação. É possível constatar tal fato quando é quantificado o número de empreendimentos produzidos e a produzir entre as diversas empresas que atuam tanto na área de execução quanto na área de projetos. Não somente na expressiva quantidade de serviços, essa crescente solicitação da engenharia civil também se torna agente causador e fomentador do surgimento de novas técnicas de produção que visam melhores resultados.

No que se refere às ações horizontais a serem consideradas no projeto, RIBEIRO *et al.* (2013) explicam que o vento é um fenômeno decorrente da diferença de pressão existente na atmosfera, que o mesmo está presente nas solicitações das estruturas de pequena e principalmente de grande altura como: torres de transmissão, chaminés, galpões, entre outras. E seus diversos efeitos, tais como os esforços e deslocamentos a partir da configuração deformada da estrutura são de maneira geral, desprezados na concepção de projetos civis por ser um fenômeno de difícil simplificação analítica. Embora, a afirmativa anterior seja válida, as ações do vento quando consideradas incorretamente são responsáveis por acidentes frequentes como quedas de linhas de transmissão, ruínas de galpões, avarias em telhados, entre outros sinistros, sendo a maioria destes transtornos causados pela concepção estrutural adotada e do carregamento subdimensionado. Diante disso, os referidos autores relatam ainda que as considerações sobre os efeitos do vento em uma estrutura de concreto podem ser exemplificadas como aumento de tombamento da estrutura, causando efeito direto no dimensionamento da solução de fundações e alteração nos efeitos de segunda ordem do edifício analisado.

De acordo com OLIVEIRA *et al.* (2013), quanto mais alto e esbelto o edifício, maiores são os efeitos das solicitações presentes, principalmente as decorrentes das ações laterais. Nestes casos, a análise da estabilidade global e a avaliação dos efeitos de segunda ordem passam a assumir fundamental importância no projeto estrutural.

No que se refere aos efeitos de segunda ordem, OLIVEIRA *et al.* (2013) mencionam que estes surgem quando o estudo do equilíbrio da estrutura é efetuado considerando a configuração deformada. Dessa forma, as forças existentes interagem com os deslocamentos, produzindo esforços adicionais. Os esforços de segunda ordem introduzidos pelos deslocamentos horizontais da estrutura, quando sujeita a cargas verticais e horizontais, são denominados efeitos globais de segunda ordem.

OLIVEIRA *et al.* (2013) enfatizam que é sabido que todas as estruturas são deslocáveis. Entretanto, em algumas estruturas, mais rígidas, os deslocamentos horizontais são pequenos e, conseqüentemente, os efeitos globais de segunda ordem têm pequena influência nos esforços totais, podendo então ser desprezados. Estas estruturas são denominadas estruturas de nós fixos. Nestes casos, os elementos podem ser dimensionados isoladamente, com suas extremidades vinculadas, onde são aplicados os esforços obtidos pela análise global de primeira ordem.

Por outro lado, há estruturas mais flexíveis, cujos deslocamentos horizontais são significativos e, portanto, os efeitos globais de segunda ordem representam uma parcela importante dos esforços finais, não podendo ser desprezados. É o caso das estruturas de nós móveis, para as quais deve-se realizar uma análise de segunda ordem.

De acordo com a NBR 6118 (2014), se os efeitos globais de segunda ordem forem inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem à estrutura pode ser classificada como de nós fixos. Caso contrário (efeitos globais de segunda ordem superiores a 10% dos de primeira ordem), a estrutura é classificada como de nós móveis.

A NBR 6118 (2014) também estabelece que a classificação das estruturas poderá ser feita por meio de dois processos aproximados, o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z conforme será apresentado e discutido nos próximos capítulos.

Segundo FREITAS *et al.* (2016), o parâmetro α é o parâmetro mais simples dos dois, no qual é utilizado para avaliar a estabilidade global da estrutura, mas não é capaz de estimar os esforços de segunda ordem. Este permite classificar uma estrutura como sendo de nós fixos ou móveis. Já o parâmetro γ_z , por meio de sua formulação é possível obter estimativa dos esforços de segunda ordem.

LOPES *et al.* (2005) explicam que para a análise de segunda ordem, o Processo $P-\Delta$ tradicional pode ser utilizado para esta análise, com aplicação relativamente simples e que oferece estimativas satisfatórias. Entre vários métodos para a obtenção dos efeitos de segunda ordem, destaca-se o Método da Carga Lateral Fictícia, onde o mesmo consiste em um cálculo iterativo onde o efeito dos deslocamentos sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes.

BUENO (2009) relata que primeiramente é feita uma análise de primeira ordem, considerando o carregamento horizontal e o vertical. Os deslocamentos dos nós (Δ) obtidos para cada pavimento serão transformados em forças horizontais fictícias a serem consideradas na estrutura para nova análise.

Quanto ao cenário internacional, a estabilidade global é tratada de maneiras diferentes nos EUA e na Europa, conforme explica VIEIRA (2015). Enquanto no EUROCODE 2 (2004) a estrutura deverá ser analisada como um todo e não existe limite superior para a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem, no ACI 318 (2015) a importância desses efeitos é avaliada por pavimento. Além disso, este código recomenda que a relação entre os momentos totais de segunda e primeira ordem no edifício, por motivo de segurança, não deve ultrapassar do limite de 40%. De acordo com VIEIRA (2015), atualmente, os avanços na área de informática permitem a obtenção de um diagnóstico quase que completo e integrado das estruturas, em um intervalo de tempo relativamente baixo. É possível determinar diversos parâmetros que servem de referência para os mais variados tipos de problemas, sejam eles estáticos ou dinâmicos relacionados à ruína ou à utilização.

Portanto, é nesse cenário que se desenvolve este trabalho, cuja proposta é discutir a respeito dos principais parâmetros globais de projeto, recomendados para o controle dos problemas nos quais as estruturas frequentemente estão submetidas e promover uma análise estrutural comparativa sobre a influência das cargas provocadas pelo vento em cada modelo estrutural.

1.2. Justificativa

A construção de edifícios cada vez mais altos tem se tornado comum nos grandes centros urbanos do país. Com o passar dos anos, essas torres vêm apresentando um grau de esbeltez cada vez maior, face à diminuição das áreas de construção e ao aumento do número de pavimentos, como consequência da necessidade de redução dos custos e elevação dos lucros por parte das empresas construtoras.

A análise das estruturas mais esbeltas requer cuidados especiais, uma vez que os deslocamentos causados pelas ações horizontais e verticais costumam ser mais acentuados, elevando os riscos de ruína.

Logo, algumas metodologias tradicionais de análise estrutural passam a fornecer resultados mais distantes do comportamento real dessas estruturas, devido às simplificações existentes. Inclusive, essa diferença poderá ser tanto a favor quanto contra a segurança ou economia dos empreendimentos em determinados casos.

Mesmo com a facilidade oferecida pelos *softwares* de análise estrutural, onde os modelos são tratados por métodos mais precisos, ainda assim é importante se ter adequado domínio sob os critérios adotados, de maneira que haja uma correta validação dos resultados encontrados, bem como uma análise precisa do comportamento dos sistemas estruturais em relação aos estados limites último e de serviço.

Diante dessas situações, encontra-se devida justificativa para a elaboração deste trabalho, podendo o mesmo contribuir de maneira significativa ao entendimento dos conceitos relacionados aos parâmetros globais de projeto usados na avaliação do comportamento das edificações de concreto, e dos critérios recomendados pelas normas NBR 6118 (2014) e NBR 6123 (1988) para a condução das análises e obtenção dos resultados.

1.3. Objetivos

1.3.1. Geral

Como objetivo geral, este trabalho se propõe a contribuir para avaliação da estabilidade global em edifícios de concreto armado, a partir da análise numérica e estudo do efeito oriundo da ação do vento atuante em cada estrutura, tendo como base os parâmetros globais de projeto, que servem de referência para verificação do comportamento estrutural.

1.3.2. Específico

Será realizada uma análise numérica estrutural no sistema computacional CAD/TQS utilizando o modelo de grelhas para as lajes e pórtico espacial para as vigas e pilares. Serão estudados 3 (três) tipologias estruturais com aspectos arquitetônicos e relação comprimento por largura diferentes, aplicando uma variação relativa à altura na ordem de 9, 18 e 36 pavimentos para cada tipologia respectivamente, sendo que o pé-direito considerado nessa pesquisa é de 3 m. Assim, a presente pesquisa abrangerá as classificações de edifícios baixos, médios e altos.

Em específico, serão analisados os parâmetros enumerados abaixo:

1. Estabilidade global (Estado Limite Último):
 - a. Coeficiente α – estabelecido pela NBR 6118 (2014) e obtido na análise linear;
 - b. Coeficiente γ_z – estabelecido pela NBR 6118 (2014) e obtido na análise linear;
 - c. Coeficiente $FAVt$ – desenvolvido pela CAD/TQS e obtido na análise linear;
 - d. Coeficiente RM_2M_1 – desenvolvido pela CAD/TQS e gerado a partir de análise não-linear geométrica;
2. Deformações excessivas (Estado Limite de Serviço):
 - a. Deslocamentos horizontais no topo de edifícios – estabelecidos pela NBR 6118 (2014) e obtidos por meio de análise linear.

1.4. Estrutura da dissertação

Para facilitar o entendimento, a dissertação foi dividida em diversos capítulos, cujo conteúdo é apresentado a seguir.

No *capítulo 1* é apresentada uma introdução aos assuntos tratados neste trabalho, onde também são especificadas as justificativas pertinentes e os objetivos gerais e específicos almejados com os estudos a serem realizados.

No *capítulo 2* é feita uma revisão de alguns conceitos básicos referentes aos parâmetros globais estudados. Também serão abordadas as principais recomendações indicadas na NBR 6118 (2014) para a análise global das estruturas de concreto armado. Ainda nesse capítulo será feito um breve estudo sobre a não-linearidade física e geométrica com alguns parâmetros a serem verificados.

No *capítulo 3* são conceitualizados os parâmetros globais de projeto que serão estudados ao longo do trabalho, apresentando as situações específicas em que estes devem ser empregados na análise global. Também são indicados os métodos de cálculo através dos quais esses parâmetros poderão ser obtidos.

No *capítulo 4* será realizada uma revisão bibliográfica sobre o processo $P-\Delta$ e como ele é considerado pelo sistema computacional CAD/TQS, usado neste trabalho.

No *capítulo 5* será discutido o tópico relacionado à ação do vento em estruturas e as recomendações normativas previstas na NBR 6123 (1988). Diante disso, serão apresentadas considerações importantes acerca da análise de vento no sistema computacional CAD/TQS. Ainda neste capítulo serão discutidos tópicos acerca das ações horizontais oriundas do desaprumo global e as ações verticais que poderão atuar na edificação ao longo de sua vida útil.

No *capítulo 6* serão apresentados os modelos estruturais estudados juntamente com as alterações nas tipologias arquitetônicas propostas nos objetivos específicos.

No *capítulo 7* é apresentada toda a metodologia empregada nas análises dos parâmetros globais no *Software TQS*, inclusive os critérios adotados para as combinações de carregamentos e para a modelagem das estruturas.

No *capítulo 8* são apresentadas as análises dos parâmetros de estabilidade globais estendidas para as estruturas fictícias em concreto armado situadas na cidade de Belém-PA, com o intuito de verificar as correlações estabelecidas e comparar os resultados com os limites normativos.

Finalmente, no *capítulo 9* serão apresentadas as principais conclusões atingidas com este trabalho, além de algumas sugestões para novas pesquisas.

No *apêndice “A”* são descritas informações importantes dos modelos estruturais utilizados, juntamente com a apresentação dos critérios de projeto estabelecidos no *software CAD/TQS*. Será apresentada de uma forma sucinta a definição dos parâmetros relativos à NBR 6123 (1988) que foram adotados para cada modelo estrutural.

2. CONCEITOS PRELIMINARES

Neste capítulo, é apresentada uma breve revisão da teoria que será utilizada como base no desenvolvimento deste trabalho. Serão abordados os principais conceitos relacionados ao comportamento dos edifícios em concreto armado, como as não-linearidades física e geométrica. Também serão apresentadas as principais recomendações da NBR 6118 (2014) para análise global de edifícios de concreto.

2.1. Análise não-linear

OLIVEIRA (2009) relata que na análise das estruturas de concreto, os modelos de cálculo são frequentemente admitidos como elástico-lineares, pela simplicidade e facilidade que essa simplificação oferece aos problemas envolvidos. Esse modelo pressupõe a relação linear entre as tensões e deformações dos materiais, bem como a conservação da configuração geométrica inicial da estrutura.

Entretanto, de acordo com VIEIRA (2015), apesar dessa consideração ser permitida em um grande número de sistemas estruturais, a adoção dessas hipóteses nas estruturas mais flexíveis poderá levar a resultados contra a segurança, pois nesses casos, os efeitos não-lineares presentes passam a exercer grande importância no comportamento final.

MONCAYO (2011) enfatiza que antes de estudar e analisar os parâmetros de estabilidade global, é necessário comentar sobre a análise não-linear, que é extremamente importante, pois na realidade o concreto armado possui um comportamento não-linear. O autor ainda explica que na engenharia de estruturas existem basicamente três tipos de não-linearidades que podem gerar um comportamento não-linear, à medida que o carregamento é aplicado: não-linearidade física (NLF), não-linearidade geométrica (NLG) e a não-linearidade de contato (NLC).

Em relação à elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, PROENÇA (2010) explica que são consideradas somente as não-linearidades física e geométrica, já que a não-linearidade de contato não é comum, pois se trata de alterações nas condições de contorno (apoio, engaste) durante o processo de deformação da estrutura, ou seja, vínculos inicialmente inexistentes podem passar a existir, ou então, vínculos inicialmente existentes podem desaparecer.

Por outro lado, PROENÇA (2010) relata que forças inicialmente prescritas, externamente aplicadas ao contorno, podem ter sua ação alterada em função do processo de deformação da estrutura.

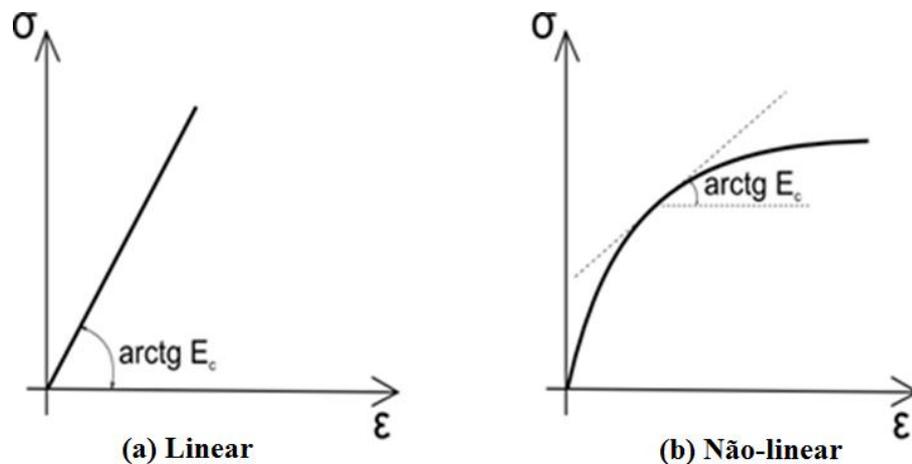
Segundo PASSOS (2016), estruturas de concreto armado apresentam um comportamento não-linear relevante, isto é, uma relação não-linear entre esforços e deslocamentos, decorrente de sua não-linearidade física e geométrica. Tal comportamento é inerente a toda estrutura de concreto armado e deve ser sempre levado em consideração durante a análise estrutural.

Portanto, as não-linearidades mais importantes nas estruturas de concreto armado são a não-linearidade física (NLF) e a não-linearidade geométrica (NLG). Ambos os conceitos serão definidos nos próximos itens.

2.1.1. Aspectos gerais sobre a não-linearidade física (NLF)

VIEIRA (2015) relata que a não-linearidade física é proveniente do comportamento não-linear dos materiais quando submetidos a acréscimos de tensões e, conseqüentemente de deformações. Isso significa, portanto que não existe proporcionalidade entre as tensões e deformações, não sendo válida a Lei de Hooke. Na figura 2.1, apresentam-se os diagramas tensão x deformação para os casos de material com comportamento linear e não-linear respectivamente.

Figura 2.1 - Diagramas tensão x deformação



Fonte: VIEIRA (2015) – adaptado.

Observa-se na figura 2.1-(a), que o módulo de elasticidade é constante e igual a:

$$E_c = \frac{\sigma}{\epsilon} \quad (2.1)$$

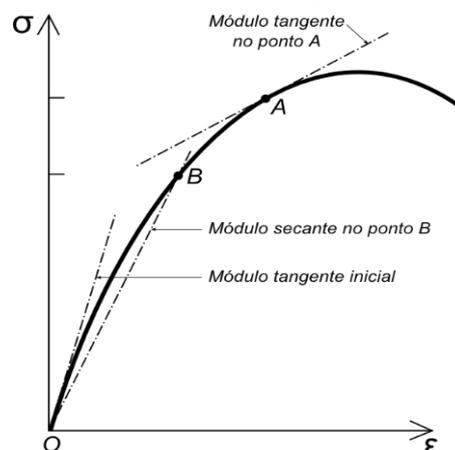
Entretanto, no gráfico mostrado na figura 2.1-(b), cujo comportamento é típico das estruturas de concreto, o valor do módulo passa a ser variável para diferentes níveis de tensões e deve ser calculado em função do ângulo formado pela reta tangente à curva no ponto considerado, ou seja:

$$E_c = \frac{d\sigma}{d\epsilon} \quad (2.2)$$

Nas situações usuais, onde o nível de tensão em serviço normalmente é pequeno, é conveniente adotar um valor único para o módulo de elasticidade que represente toda a estrutura de concreto com a devida segurança.

Desta forma, a NBR 6118 (2014) recomenda que sejam utilizados nas análises das estruturas de concreto, o seu módulo tangente inicial (E_{ci}) ou o módulo de deformação secante (E_{cs}). Uma vez que o módulo tangente inicial é obtido a partir da inclinação de uma reta tangente à curva na origem, enquanto que o módulo secante é calculado pela inclinação da reta que une a origem ao ponto de tensão considerado, quando este ponto não é especificado, admite-se que seja entre 40% e 50% da resistência última do concreto. Assim, o módulo de elasticidade se caracteriza como uma propriedade intrínseca dos materiais, dependente da composição química, microestrutura e defeitos (poros e trincas), que pode ser obtida da razão entre a tensão exercida e a deformação sofrida pelo material conforme as equações 2.1 e 2.2. Já na figura 2.2 são indicados os módulos secante e tangente no diagrama tensão-deformação do concreto.

Figura 2.2 - Módulos de elasticidade tangente e secante do concreto



Fonte: MACGREGOR e WIGHT(2012, p. 67) – adaptado.

A NBR 6118 (2014) recomenda que na falta de ensaios, o módulo de elasticidade inicial pode ser estimado pelas seguintes expressões:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 20MPa a 50MPa;} \quad (2.3)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{1/3} \text{ para } f_{ck} \text{ de 55MPa a 90MPa} \quad (2.4)$$

Sendo α_E um parâmetro que leva em conta a influência do tipo de agregado no módulo de elasticidade, dado por:

$\alpha_E = 1,2$ para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$ para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

Onde E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal (MPa).

Já o módulo de deformação secante pode ser determinado pela seguinte expressão:

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (2.5)$$

Em que:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

Além do comportamento não-linear dos materiais, outro fator que contribui para a não-linearidade física nas estruturas de concreto é a fissuração dos elementos submetidos à flambagem, esforços normais, cisalhamento, torção e flexão.

Assim, KIMURA (2007), comenta que nos elementos fletidos e que sofrem flambagem, como por exemplo as vigas, as lajes e os pilares, a fissuração do concreto é um fator decisivo na resposta não-linear da estrutura. Isso porque a mesma causa uma redução do momento de inércia da seção bruta da peça, afetando a sua rigidez na medida em que se aumentam as solicitações.

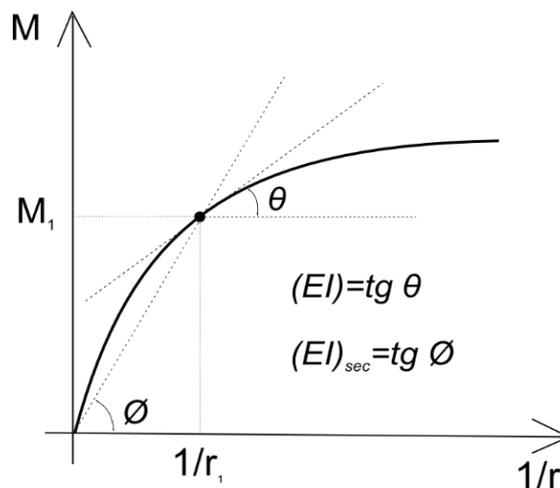
VASCONCELOS e FRANÇA (1997), afirmam que o conceito de rigidez não deve ser entendido como o produto de um módulo de elasticidade por um momento de inércia, e sim como uma nova grandeza física da peça. A rigidez (EI) em uma determinada seção, poder ser calculada de forma aproximada, pela equação (2.7):

$$(EI)_{sec} = \frac{M}{1/r} \quad (2.7)$$

Onde M é o momento fletor atuante em uma determinada seção e $1/r$ é a sua curvatura.

Para definir o valor exato da rigidez em uma determinada seção, torna-se necessário a montagem de diagramas momento-curvatura, como o indicado na figura 2.3, em que há um valor de rigidez para cada nível de solicitação.

Figura 2.3 - Diagrama momento-curvatura



Fonte: VIEIRA (2015).

Portanto, o valor exato da rigidez em qualquer ponto é dado pela equação (2.8).

$$(EI) = \frac{dM}{d(1/r)} \quad (2.8)$$

Porém, o traçado desses diagramas depende do conhecimento prévio da configuração das armaduras que compõem as seções de concreto; informação essa que normalmente não se tem nos estágios iniciais de análise. Além disso, a consideração de diferentes valores de rigidez para cada tipo de seção tornaria o processo de cálculo bastante complexo.

Por isso, torna-se interessante a utilização de valores de rigidez aproximados para a consideração da não-linearidade física do concreto na análise global de estruturas. Essa aproximação é feita a partir de coeficientes de redução da rigidez bruta das seções de concreto, de forma a simular a variação da rigidez nessas peças ao longo da estrutura.

FEITOSA e ALVES (2015) relatam que a variação das características físicas do material para um dado carregamento é um fator usualmente incorporado na análise das estruturas de concreto. A discrepância entre a capacidade resistente dos elementos estruturais e esforços solicitantes atuantes, leva aos engenheiros, à necessariamente trabalhar com este material fora dos limites de proporcionalidade elástica. Assim, os referidos autores explicam que em edifícios de concreto armado, as propriedades do material alteram-se à medida que ocorre o incremento de cargas (acréscimo de pavimentos e revestimentos), conferindo aos elementos um comportamento não-linear, resultado dos efeitos da própria fissuração, além da fluência, a própria presença de armadura, entre outros fatores.

Com a finalidade de simplificar a análise e dimensionamento, a norma NBR 6118 (2014), propõe o artifício de alterar diretamente o valor da rigidez dos elementos componentes da estrutura, adotando coeficientes de redução para cada tipo de elemento de acordo com a relevância deste para a estabilidade global, e tipo de carregamento o qual o elemento é submetido. À rigidez adotada para o cálculo da estrutura, considerando os coeficientes de redução, dá-se o nome de rigidez efetiva ou rigidez secante.

A NBR 6118 (2014) em seu item 15.3, torna obrigatória a análise das estruturas de concreto armado levando-se em consideração da NLF, e no item 15.7.2 são indicados os valores a serem adotados para a redução da rigidez dos elementos estruturais, quando se leva em conta os efeitos de 2ª ordem globais em edifícios com quatro ou mais pavimentos:

$$\text{Lajes:} \quad (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.9)$$

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \quad (2.10)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (2.11)$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.12)$$

Sendo I_c o momento de inércia da seção bruta de concreto e E_{ci} o módulo de deformação tangencial inicial do concreto.

Admite-se ainda que, quando a estrutura de contraventamento for composta exclusivamente por vigas e pilares e o fator de instabilidade global (γ_z) for menor que 1,3, a rigidez secante de vigas e pilares seja tomada como:

$$(EI)_{sec} = 0,7 \cdot E_{ci} \cdot I_c \quad (2.13)$$

Ocorre que, no caso de vigas e lajes protendidas, o nível de fissuração destes elementos é, em princípio, consideravelmente menor que o de um elemento de concreto armado sem armadura ativa. Assim, pode-se considerar a possibilidade de trabalhar com valores maiores para os coeficientes de redução da rigidez, que aqueles indicados pela norma como mostrado acima.

A NBR 6118 (2014) adverte que estes valores são aproximados, e que por isso, somente devem ser utilizados na análise global. VIEIRA (2015) enfatiza que também é importante ressaltar que tais reduções não precisam ser utilizadas para as análises no estado-limite de serviço, pois nesses casos é permitida a consideração do comportamento linear dos materiais nas análises globais e que em virtude das dificuldades de implementação de uma análise não-linear mais refinada.

2.1.2. Aspectos gerais sobre a não-linearidade geométrica (NLG)

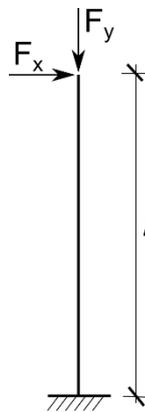
De acordo com KIMURA (2007), a não-linearidade geométrica também acarreta em um desempenho não-linear da estrutura, porém, a razão desse comportamento passa a ser pela mudança na sua geometria provocada por deformações enquanto um carregamento é aplicado. Isso significa que mesmo para um material com comportamento elástico-linear, a estrutura ainda poderá apresentar uma resposta não-linear, causada pelos efeitos das deformações em função das cargas atuantes.

Com a consideração do equilíbrio na posição deformada, surgem efeitos adicionais na estrutura denominados *efeitos de segunda ordem ou efeitos P-Δ*. Quanto maior a deslocabilidade de uma edificação, maior será a influência desses efeitos, e portanto é indispensável a análise da não-linearidade geométrica nas estruturas com baixa rigidez.

Outra questão importante é que a não-linearidade física dos materiais constituintes, contribui expressivamente para o aumento dos efeitos da não-linearidade geométrica, uma vez que a redução da rigidez das peças elevará os deslocamentos da estrutura, ocasionando um acréscimo de efeitos de segunda ordem.

A não-linearidade geométrica pode ser elucidada através da análise do equilíbrio de uma barra vertical inicialmente indeformada, mostrada na figura 2.4, onde atuam simultaneamente uma força vertical e outra horizontal na sua extremidade livre.

Figura 2.4 - Barra vertical indeformada



Fonte: VIEIRA (2015).

Ao se admitir as equações de equilíbrio na configuração indeformada da barra, obtém-se como reação na base um momento fletor causado pela ação da força horizontal, ou seja:

$$M_1 = F_x \cdot l \quad (2.14)$$

A esse tipo de análise, onde os efeitos dos deslocamentos são desprezados, denomina-se *análise linear de primeira ordem*, e ao momento M_1 resultante de tal análise, dá-se o nome de *momento de primeira ordem*.

Agora, quando se considera o equilíbrio da barra após o deslocamento causado pela ação da força horizontal percebe-se, como mostrado na figura 2.5, que o ponto de aplicação da força vertical é alterado, ocasionando um acréscimo no momento fletor inicial de primeira ordem, correspondente a:

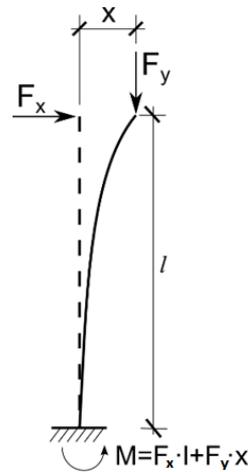
$$\Delta M_1 = F_y \cdot x \quad (2.15)$$

Esse momento adicional irá gerar um novo acréscimo de deslocamento, que por sua vez introduzirá um novo aumento no momento solicitante na base da coluna. O mesmo processo continuará até que se encontre a posição final de equilíbrio da barra. Logo, o momento final na base da barra será igual a:

$$M_f = M_1 + (\Delta M_1 + \Delta M_2 + \dots + \Delta M_i) \quad (2.16)$$

Onde os acréscimos de momento (ΔM_i) são denominados *momentos de 2ª ordem*.

Figura 2.5 - Momento na base da barra vertical deformada



Fonte: VIEIRA (2015).

Tal análise, onde se leva em conta a mudança da geometria da estrutura com o carregamento aplicado, chama-se *Análise não-linear de 2ª ordem*. Os resultados obtidos a partir dessa análise são os chamados *Efeitos de 2ª ordem* e estes são a causa da não-linearidade geométrica da estrutura.

FEITOSA e ALVES (2015) relatam que na análise de um sistema estrutural considerando sua situação deformada, verifica-se a ocorrência de efeitos maiores que aqueles previstos em uma análise linear partindo de uma situação não deformada, mesmo para materiais de comportamento elástico-linear. Assim sendo, o efeito não é linearmente proporcional à ação, o que caracteriza e nomeia o fenômeno como não-linearidade geométrica.

2.1.3. Classificação das estruturas

Conforme especifica a NBR 6118 (2014), para efeito de cálculo, as estruturas podem ser classificadas como de nós fixos ou nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas em que

os efeitos de segunda ordem são inferiores a 10% dos efeitos de primeira ordem, e portanto poderão ser desprezados na análise da estrutura. Enquanto que nas estruturas de nós móveis, os efeitos de segunda ordem deverão ser obrigatoriamente levados em conta na análise global.

Segundo BECK e KÖNIG (1967 *apud* FRANCO, 1985), a justificativa para a consideração desse limite de 10% está no fato de serem desta ordem de grandeza as incertezas das hipóteses de carregamento de vento.

FRANCO (1985), alerta para a importância de não se confundir o conceito de deslocabilidade lateral com o de mobilidade lateral, explicando que normalmente a estrutura de um edifício é de nós deslocáveis, mesmo que no cálculo seja considerada como de nós fixos e, conseqüentemente, tendo seus efeitos de segunda ordem desprezados.

VASCONCELOS e FRANÇA (1997), argumentam não ter mais tanta importância a consideração de limites arbitrários para se desprezar os efeitos de segunda ordem, já que a obtenção da relação entre tais efeitos e os de 1ª ordem tornou-se algo prático, de fácil avaliação, principalmente pela ascensão dos *softwares* de cálculo. Porém, vale destacar que nem todos os programas de análise e cálculo estrutural possibilitam a análise de 2ª ordem refinada.

Nesse caso os efeitos de 2ª ordem podem ser levados em conta independente da estrutura ser julgada como de nós fixos ou nós móveis, tornando essa classificação desnecessária para a análise estrutural nos dias de hoje.

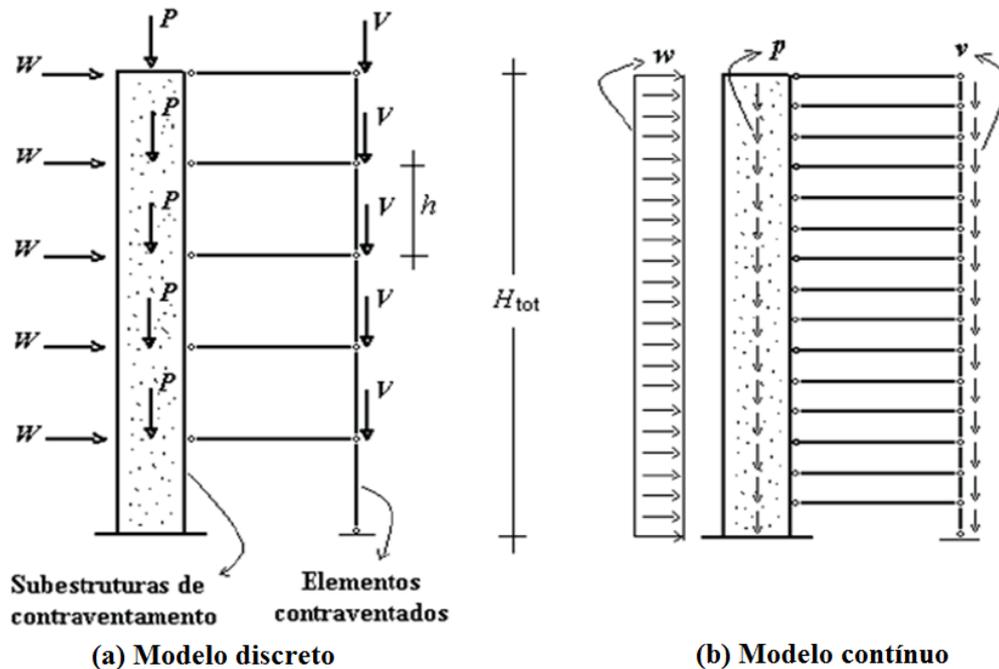
2.1.4. Contraventamento de edifícios

Segundo ELLWANGER (2013), a análise da estabilidade global de edifícios altos recebeu uma importante contribuição para o desenvolvimento de sua teoria e prática através do trabalho de BECK e KÖNIG (1967 *apud* FRANCO, 1985). Os referidos autores apresentaram uma análise de um modelo simplificado para o sistema de contraventamento de um edifício com andares igualmente espaçados, conforme apresentado na figura 2.6.

Inicialmente, todas as subestruturas de contraventamento são agrupadas num único pilar e os elementos contraventados (elementos portantes que não participam do contraventamento) são

representados por um conjunto de barras bi-rotuladas, conforme mostrado na figura 2.6-a (modelo discreto). W representa as ações devidas ao vento, aplicadas em cada andar. P e V representam as ações verticais totais, por andar, transmitidas respectivamente às subestruturas de contraventamento e aos elementos contraventados. As ações W , P e V são consideradas com seus valores característicos.

Figura 2.6 - Modelos simplificados do sistema de contraventamento



Fonte: ELLWANGER (2013) – adaptado.

Quando o sistema se deforma lateralmente, pode-se mostrar que as ações V induzem a transmissão de forças horizontais ao sistema de contraventamento, através das barras dos pavimentos. Estas forças somam-se às cargas de vento, fazendo aumentar os momentos fletores no contraventamento. Pode-se mostrar que este aumento é igual à soma dos produtos das forças V pelos deslocamentos horizontais dos respectivos pavimentos. No que se refere à determinação destes momentos fletores, incluindo os efeitos de segunda ordem, tudo se passa como se as cargas verticais atuantes no sistema de contraventamento fossem dadas pela soma de suas próprias ações P com as ações V .

Em seguida, para possibilitar a análise do edifício inteiro através de uma única equação diferencial, BECK e KÖNIG (1967 *apud* FRANCO, 1985) adotaram o sistema contínuo aproximado equivalente mostrado na figura 2.6-b, no qual se admite uma distribuição contínua e uniforme de andares, ações verticais ($p = P/h$ e $v = V/h$) e de vento ($w = W/h$).

Na dedução dessa equação, surge uma constante α , em função da carga vertical total atuante no edifício, da altura H e da rigidez horizontal EI do sistema de contraventamento. Esta constante é conceituada como parâmetro global de projeto, que será discutida posteriormente neste trabalho, sendo expressa por:

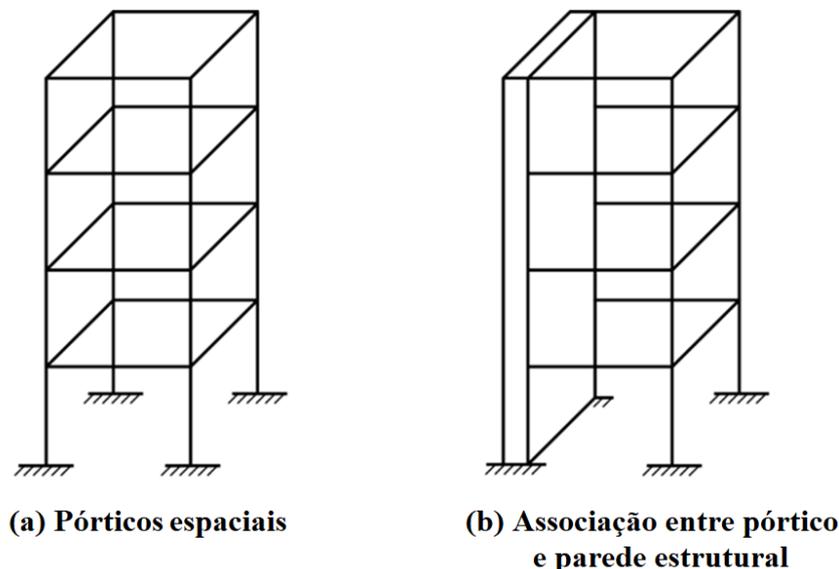
$$\alpha = H\sqrt{(p + v).H/EI} \quad (2.17)$$

BECK e KÖNIG (1967 *apud* FRANCO, 1985) consideraram que essa única equação diferencial mostrou-se adequada para utilização em edifícios de três ou mais pavimentos. Além disso, concluíram que a análise de segunda ordem é desnecessária quando, em relação às solicitações mais importantes da estrutura, os efeitos de segunda ordem não excedem os 10% dos efeitos de primeira ordem.

Segundo VIEIRA (2015), uma estrutura é considerada contraventada quando sua rigidez global é suficiente para resistir aos esforços decorrentes das ações horizontais atuantes. Essa rigidez é garantida, em um maior ou menor grau, por todos os elementos que compõem a estrutura. O conjunto desses elementos formam os chamados sistemas de contraventamento.

Os modelos mais usuais adotados para contraventamento de edifícios altos de concreto são os pórticos, como exemplificado na figura 2.7-(a), ou ainda a associação destes com paredes estruturais, conforme mostra a figura 2.7-(b). A escolha entre um ou outro sistema, por parte do engenheiro, dependerá basicamente das condições de segurança e economia em cada estrutura.

Figura 2.7 - Sistemas de contraventamento

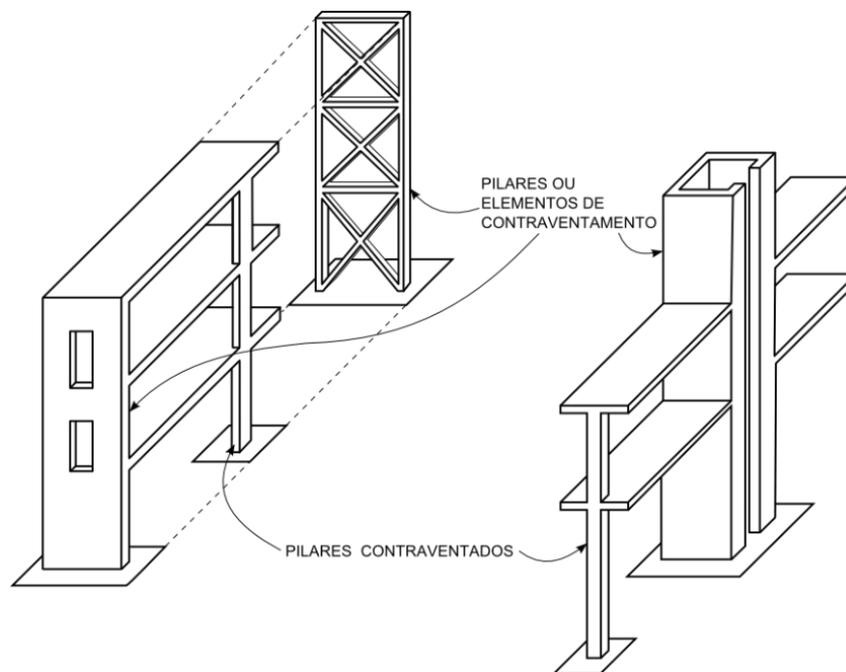


Fonte: VIEIRA (2015).

Visando facilitar a análise estrutural, a NBR 6118 (2014) permite uma simplificação que consiste em considerar somente uma parcela da estrutura como sistema de contraventamento, composta pelos elementos de maior rigidez e que por isso resistem a maior parte dos esforços provenientes das ações horizontais. Essa parcela é denominada de subestrutura de contraventamento.

Os elementos estruturais que, por terem baixa rigidez, não compõem tal subestrutura, são chamados de elementos contraventados. Na figura 2.8, é mostrado como esses sistemas se dispõem nas estruturas.

Figura 2.8 - Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados



Fonte: FUSCO (1981).

FUSCO (1981) enfatiza a importância dessa simplificação, alegando que sem isso o cálculo estrutural seria excessivamente trabalhoso e os resultados poderiam ter precisão duvidosa.

FRANCO (1995) argumenta que essa definição era muito importante no passado, quando a análise das estruturas hiperestáticas era extremamente trabalhosa por não haver mecanismos computacionais que favorecesse a análise. O autor também destaca a relevância em se considerar um grande número de elementos, mesmo os menos rígidos, uma vez que isso tende a aumentar expressivamente a eficiência e a economia do sistema de contraventamento.

Para RODRIGUES JÚNIOR (2005), a decisão de quais elementos irão compor a subestrutura de contraventamento, está ligada à conveniência do projetista estrutural em adotar simplificações, visando reduzir as complicações do cálculo, ou em ter um controle maior do comportamento, gerando resultados mais confiáveis para si.

De uma forma ou de outra, o que se pretende sempre é garantir a rigidez da estrutura perante aos esforços horizontais. Porém, quanto mais elementos estiverem sendo considerados como parte do sistema de contraventamento, maior será a sua rigidez na análise e portanto mais econômico será o projeto.

Perante o exposto, é conveniente que a estrutura como um todo exerça o papel de contraventamento, tornando-se assim irrelevante essa separação entre elementos de contraventamento e contraventados.

3. PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO

3.1. Parâmetros de controle da estabilidade global

3.1.1. Coeficiente α

Segundo FREITAS *et al.* (2016), o estudo sobre os parâmetros de instabilidade foi iniciado em 1967 por Hurbert Beck e Gert König (1967, *apud* VASCONCELOS, 1997). Neste estudo, foi analisada a estrutura de um edifício de diversos pavimentos, em que seus pilares eram considerados contraventados por paredes rígidas com estrutura esbelta. Os estudos levaram a uma equação diferencial de complicada solução com coeficientes variáveis, mas após uma simplificação matemática, a equação foi reduzida às funções de Bessel. A partir da solução desta equação, chegou-se a um parâmetro chamado de “Coeficiente de Instabilidade α ”.

Este coeficiente era capaz de informar qual o deslocamento da estrutura permitindo chegar às definições de estruturas de nós fixos e de nós móveis, apresentadas no item 2.1.3 desta revisão teórica. Uma vez que para estruturas de nós fixos, o valor do coeficiente α ficaria abaixo de 0,6. Entretanto, O autor destaca que o parâmetro α não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem.

Para CICOLIN e FIGUEIREDO (2011), o parâmetro é função da altura total da estrutura, da somatória de todas as cargas verticais atuantes com valor característico, e da somatória dos valores de rigidez de todos os pilares do edifício na direção considerada. Já para estruturas aporticadas, a rigidez de cada pórtico é considerada como a de um pilar equivalente.

Considerando a teoria de BECK e KÖNIG (1967 *apud* FRANCO, 1985), o valor do parâmetro de instabilidade α para as estruturas de edifícios é dado pela expressão 3.1:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}} \quad (3.1)$$

Sendo:

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

N_k : somatório de todas as ações verticais atuantes no edifício (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com valor característico;

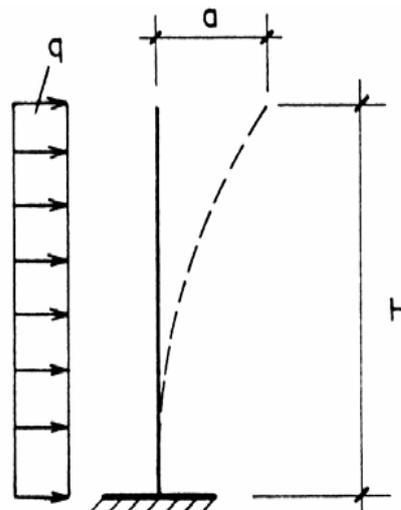
$(EI)_{eq}$: módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

GIONGO (2007) explica que na determinação do módulo de rigidez equivalente deve-se contar com toda a estrutura de contraventamento do edifício, ou seja, com o conjunto de elementos estruturais (geralmente pórticos e pilares-parede) que, por causa da sua elevada rigidez, absorvem a maior parte das ações horizontais.

O autor relata que para determinar o valor representativo do módulo de rigidez equivalente a melhor opção é verificar o deslocamento do topo do edifício quando submetido a uma ação lateral uniformemente distribuída, segundo um modelo tridimensional.

Associa-se, então, à estrutura um elemento linear (pilar) de seção constante, engastado na base e livre no topo, com altura igual à do edifício que, sujeito à mesma ação, apresente deslocamento idêntico. Isso é feito considerando a linha elástica do elemento linear de seção constante, mostrado na figura 3.1.

Figura 3.1 - Linha elástica de pilar com rigidez equivalente



Fonte: GIONGO (2007).

Assim, a equação da linha elástica, conhecida da mecânica das estruturas, fornece o valor do módulo de rigidez EI_{eq} do pilar equivalente, segundo a expressão 3.2.

$$EI_{eq} = \frac{qH^4}{8a} \quad (3.2)$$

Sendo:

q : ação lateral uniformemente distribuída (geralmente é adotado um valor unitário);

H : altura total do edifício;

a : deslocamento do topo do edifício quando submetido à ação lateral de valor igual a q .

Esse valor de EI_{eq} encontrado é o chamado módulo de rigidez equivalente do edifício, a ser utilizado para o cálculo do parâmetro de instabilidade α . Ainda segundo GIONGO (2007) outra opção para a estimativa do módulo de rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ é a consideração de um modelo bidimensional, sem dúvida bem menos trabalhoso.

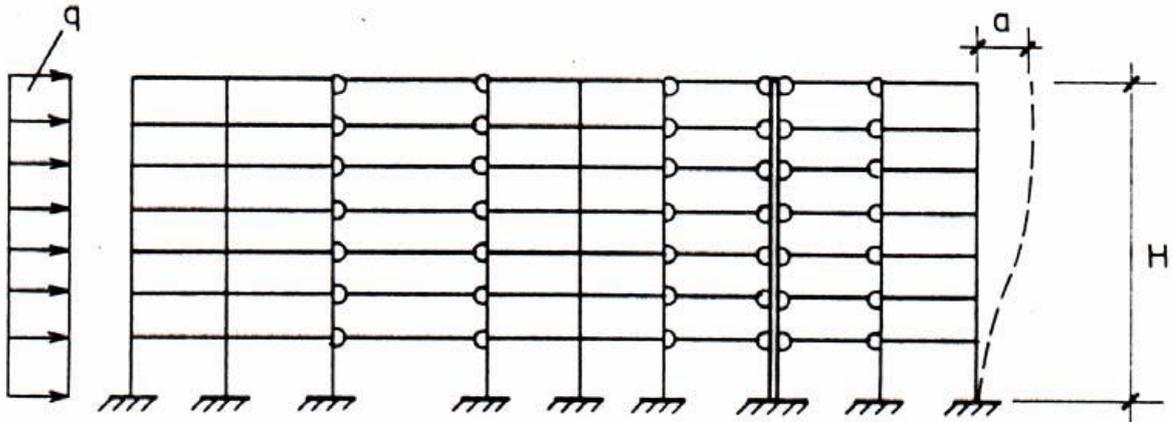
Esse modelo vem tendo grande aceitação no meio técnico, exatamente por conduzir a resultados muito próximos aos do modelo tridimensional. Entretanto, precisa ser idealizado com critério, cuidado e os resultados analisados corretamente.

GIONGO (2007) explica que o processo consiste na associação plana de painéis conforme apresentado na figura 3.2. Desta forma, todos os pórticos e pilares-parede que contribuem para o contraventamento na direção analisada são posicionados sequencialmente num plano e interligados em cada pavimento por barras rotuladas em suas extremidades, as quais simulam a presença das lajes atuando como um diafragma rígido.

Assim, essas barras rotuladas, como também todas as vigas, devem ser consideradas no modelo com elevada área de seção transversal, para que não ocorra deformação axial nas mesmas, o que ocasionaria deslocamentos diferentes ao longo de uma mesma linha horizontal da associação, ou seja, em pontos de um mesmo pavimento, o que pela hipótese do diafragma rígido não aconteceria.

No que se refere às vigas, (GIONGO, 2007) recomenda que os momentos de inércia utilizados no modelo bidimensional devem ser os reais.

Figura 3.2 - Associação plana de painéis



Fonte: GIONGO (2007).

Neste modelo fica bem claro o quanto é importante a consideração, na fase de projeto, de sistemas aporticados que conferem maior rigidez à estrutura do edifício. O módulo de rigidez equivalente calculado para a associação plana de painéis terá valor menor do que se utilizado o modelo tridimensional, com contraventamento em direções ortogonais. O modelo plano fica, portanto, a favor da segurança.

Determinado o módulo de rigidez equivalente, seja por qualquer dos modelos descritos, o parâmetro de instabilidade α tem seu valor calculado segundo a expressão 3.1. Atualmente, a NBR 6118 (2014) permite a consideração do parâmetro α , como indicador de instabilidade para estruturas reticuladas simétricas, sua expressão é apresentada da seguinte forma:

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (3.3)$$

Sendo:

H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$(E_{cs} \cdot I_c)$ é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A estrutura será considerada como de nós fixos quando o valor de α for menor que α_1 dado por:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ - para } n \leq 3$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ - para } n \geq 4$$

Em que n representa o número de pavimentos acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo.

A NBR 6118 (2014) estabelece que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, é conveniente adotar $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, é adotado $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, é recomendado adotar $\alpha_1 = 0,5$.

MONCAYO (2011) enfatiza que no estudo do parâmetro α , embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não-linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 , pois o comportamento não-linear não surge apenas devido à fissuração, uma vez que o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não-linear.

O autor relata ainda que o parâmetro α não se aplica a estruturas significativamente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais.

Na prática o parâmetro α é bem menos utilizado que o coeficiente γ_z , pois com este coeficiente, além de se avaliar a estabilidade global, pode-se estimar os esforços de segunda ordem e assim obter os esforços globais finais.

3.1.2. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um método aproximado que avalia a importância dos efeitos de segunda ordem globais na estrutura. Sua grande vantagem em relação ao coeficiente α é que, além de avaliar a importância dos efeitos globais de 2ª ordem, é possível determinar, de forma aproximada, os esforços finais na estrutura a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, isto é, sem a necessidade de se fazer uma análise não-linear de segunda ordem.

FREITAS (2015) comenta que diferentemente do parâmetro α , este coeficiente é mais utilizado nas análises estruturais, pois além de definir se a estrutura é de nós fixos ou móveis, permite-se estimar os efeitos globais de segunda ordem. Sua aplicação também é simples e eficiente, porém possui a restrição de ser aplicado apenas a estruturas reticuladas de no mínimo 4 pavimentos.

MONCAYO (2011) explica que essa restrição está ligada às hipóteses adotadas na dedução deste parâmetro, ou seja, é necessário que haja um número mínimo de pavimentos tipo para que a relação entre os sucessivos deslocamentos constitua uma progressão geométrica.

Esse método baseia-se na hipótese de que as sucessivas linhas elásticas, causadas pela ação do carregamento vertical aplicado na estrutura com os nós deslocados, se sucedem segundo uma progressão geométrica, conforme comenta VASCONCELOS (2000).

O CEB (1978) explica que fazendo-se uma análise linear, com a aplicação do carregamento horizontal, calcula-se o momento de primeira ordem M_1 em relação à base da edificação, e o deslocamento horizontal dos nós da estrutura.

De acordo com o referido código, a aplicação do carregamento vertical na estrutura deslocada resulta em um acréscimo de momento ΔM_2 na base da edificação, e este por sua vez, causará um novo deslocamento horizontal. Realizando esse processo de forma iterativa (repetidas vezes) os acréscimos de momento serão cada vez menores, tendendo para zero no caso da estrutura ser estável. Somando esses diversos acréscimos, que são os momentos de segunda ordem, ao momento de primeira ordem M_1 , encontra-se o momento final M_2 agindo na base da estrutura, como mostra a equação (3.4).

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_j \quad (3.4)$$

Onde j é o número de iterações.

O CEB (1978) sugere que os momentos $M_1, \Delta M_2, \Delta M_3, \dots, \Delta M_j$ estabelecem uma progressão geométrica de razão dada por:

$$r = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \frac{\Delta M_3}{\Delta M_2} = \dots = \frac{\Delta M_j}{\Delta M_{j-1}} \quad (3.5)$$

Sendo assim, pode-se escrever a equação para o momento final na base da estrutura da seguinte forma:

$$M_2 = (1 + r + r^2 + r^3 + \dots + r^{j-1}) \cdot M_1 \quad (3.6)$$

Somando-se os termos da progressão geométrica, resulta na equação(3.7):

$$M_2 = \frac{1}{1 - r} \cdot M_1 \quad (3.7)$$

Considerando a primeira iteração da análise linear, tem-se:

$$M_2 = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_2}{M_1}} \cdot M_1 \quad (3.8)$$

O fator que multiplica o momento de primeira ordem é chamado de coeficiente γ_z , portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_2}{M_1}} \quad (3.9)$$

Levando-se em consideração que as ações verticais atuantes possuem diversos pontos de aplicação no edifício, obtém-se a formulação do γ_z de forma generalizada, apresentada na NBR 6118 (2014), no seu item 15.5.3:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.10)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momentos de primeira ordem);

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem (momentos de segunda ordem obtidos com a primeira iteração).

Segundo KIMURA (2007), valores de γ_z menores que 1,0 ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável, ou que houve algum erro durante o cálculo ou análise estrutural.

Para valores de γ_z entre 1,0 e 1,1 considera-se a estrutura como de nós fixos e, portanto os efeitos de segunda ordem poderão ser desprezados na análise estrutural, já para valores acima de 1,1 a estrutura é admitida como de nós móveis e os momentos de segunda ordem deverão então ser obrigatoriamente considerados no cálculo.

Uma consideração da NBR 6118 (2014), no item 15.3.1, pode ser levada em conta no cálculo do γ_z . A norma indica que pode ser considerada também a formulação de segurança em que se calculam os efeitos de segunda ordem das cargas majoradas por γ_f/γ_{f3} , que posteriormente são majoradas por γ_{f3} , com $\gamma_{f3} = 1,1$.

Segundo GIONGO (2007), os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação (γ_f). Esses coeficientes estão relacionados a três parcelas, conforme equação 3.11:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3} \quad (3.11)$$

Sendo:

γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} : considera a simultaneidade das ações;

γ_{f3} : considera as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Conforme análise feita por FRANCO (1991), para o cálculo do coeficiente γ_z resulta uma combinação das três parcelas acima tal que $\gamma_f = 1,0$ para as ações verticais. Ademais, a norma NBR 6118 (2014), no item 15.7.2 diz que é possível multiplicar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$, da combinação de carregamento considerada, para estimar os esforços finais globais de primeira e segunda ordem. Esta condição é válida para os casos de $\gamma_z \leq 1,3$. A partir deste limite, esse processo tende a se tornar impreciso, por conta das hipóteses simplificadoras, inviabilizando sua aplicação.

3.1.3. Coeficiente *FAVt* (CAD/TQS)

No sistema CAD/TQS, é calculado o chamado *fator de amplificação de esforços horizontais*, ou simplesmente *FAVt*. Esse fator é calculado para cada combinação de Estado Limite Último (ELU) definida no edifício, utilizando-se exatamente a mesma formulação do coeficiente γ_z . A diferença é que os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais são considerados e o resultado final passa a depender da magnitude das forças horizontais (vento), ou seja, a única parcela que é calculada de uma maneira diferente em relação ao γ_z é o $\Delta M_{tot,d}$ (esforços de segunda ordem).

De acordo com os MANUAIS CAD/TQS (2016), a formulação do *FAVt* é a seguinte:

$$FAVt = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.12)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$ é a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura (momentos de primeira ordem);

$\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais provocados pelos carregamentos verticais e horizontais em seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem.

De acordo com os MANUAIS CAD/TQS (2016), tais deslocamentos são provenientes do fato da estrutura não ser simétrica, por exemplo, um edifício no alto da orla da praia, com todas as sacadas voltadas para o mar, sendo que do outro lado não existe nenhuma sacada. Essas sacadas constituem balanços que geram um momento em cada piso, o que provoca o deslocamento horizontal devido às cargas verticais. Podem-se encontrar também tais deslocamentos em edifícios com vigas de transição, com pilares que mudam de seção no meio da edificação sem simetria, planta não simétrica, taxas de armadura diferentes entre pilares e desaprumo.

MONCAYO (2011) explica que o cálculo do $FAVt$ é feito principalmente para aplicação do método aproximado para avaliação dos efeitos de segunda ordem ($0,95.\gamma_z$) proposto pela NBR 6118 (2014), que pode ser chamado de ($0,95.FAVt$) neste caso. O autor relata também que quando os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais atuam no mesmo sentido do vento presente na combinação analisada, o $FAVt$ é maior que o γ_z , no entanto em situações contrárias, isto é, quando os deslocamentos oriundos das cargas verticais atuam em sentido oposto a do vento (favorecendo a estabilidade do edifício), o $FAVt$ é menor que o γ_z . Outra observação feita pelo referido autor é que se o edifício é perfeitamente simétrico, o γ_z e o $FAVt$ são idênticos, porque neste caso o deslocamento horizontal devido ao carregamento vertical não irá existir. Caso contrário, esses valores não são iguais.

Contudo, BUENO (2009) estudou esse parâmetro, porém chamando-o de γ_z' . Comparou seus resultados com os do processo $P-\Delta$ e encontrou valores satisfatórios, mas concluiu que para esse parâmetro ser consolidado como parâmetro de estabilidade são necessários mais estudos. Além dessa função ele pode ser utilizado como estimador dos esforços de segunda ordem, similar ao γ_z .

3.1.4. Coeficiente RM_2M_1 (CAD/TQS)

Segundo FEITOSA e ALVES (2015), à medida que uma edificação é construída, as deformações axiais sofridas pelos pilares, decorrentes do peso próprio da estrutura, são compensadas no processo construtivo pelo nivelamento dos pavimentos. Essa compensação (efeito construtivo) é incorporada na modelagem, de maneira simplificada, a partir da majoração da rigidez axial dos pilares durante a montagem da matriz de rigidez do pórtico espacial.

Essa adaptação garante a obtenção de resultados compatíveis com a realidade, em particular, no caso dos diagramas de momentos fletores das vigas e lajes dos pavimentos superiores.

De acordo com o referido autor, esta adaptação no entanto, é válida somente para a análise do comportamento de edifícios quando da atuação das cargas verticais. Para as ações horizontais, como o vento, a majoração da área dos pilares não é considerada. Para tanto, a TQS Informática, utilizando-se dos trabalhos de MEDEIROS e FRANÇA (1989), desenvolveu a técnica para o cálculo do processo $P-\Delta$ de uma forma objetiva e célere chamada “ $P-\Delta$ em dois passos”.

O método “ $P-\Delta$ em dois passos” consiste em calcular linearmente a estrutura, num primeiro momento considerando somente os esforços verticais. Nesta etapa, as rigidezes axiais dos pilares são majoradas para contemplar os efeitos construtivos, e a distribuição de forças normais e esforços nos elementos (vigas e pilares) são armazenados.

Num segundo momento, o cálculo passa a ser não linear e iterativo, com a aplicação somente das ações horizontais. Agora, a rigidez axial dos pilares não é mais majorada, como no primeiro momento, e consideram-se as deformações obtidas na 1ª etapa (matriz de rigidez armazenada da primeira análise linear). Nas iterações seguintes, corrige-se sucessivamente essa matriz com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais (não linearidade geométrica).

O processo se repete até a obtenção da convergência da estrutura. Os resultados finais, isto é, os deslocamentos nodais, esforços nas barras e reações dos apoios de 1ª e 2ª ordem, são a somatória das parcelas obtidas nos dois passos, de acordo com os MANUAIS CAD/TQS (2016). Adicionalmente, com a finalidade de facilitar a interpretação dos dados gerados a partir do processamento da estrutura pelo método do $P-\Delta$, a TQS Informática criou um coeficiente denominado RM_2M_1 , indicador importante para avaliação da amplificação dos esforços devido aos efeitos de 2ª ordem, calculado segundo o mesmo princípio de cálculo do γ_z , conforme equação 3.13:

$$RM_2M_1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (3.13)$$

Onde,

M_1 : é o momento das forças horizontais em relação à base do edifício;

M_2 : é a somatória das forças verticais multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultante do cálculo de $P-\Delta$ em uma combinação não-linear.

Para VIEIRA (2015), a grande motivação para o desenvolvimento deste coeficiente está no fato de que na análise $P-\Delta$, por se tratar de um processo não-linear, já são encontrados os momentos finais na estrutura (1ª ordem + 2ª ordem), o que causa certa dificuldade em se ter uma ideia global da magnitude dos efeitos de segunda ordem.

Com a criação deste parâmetro, tornou-se possível a avaliação de tais efeitos do ponto de vista global, como é feito no caso do coeficiente γ_z , com a vantagem de ser obtido por meio de um processo mais refinado que é a análise não-linear geométrica.

Assim sendo, com a determinação do coeficiente RM_2M_1 , torna-se irrelevante a restrição quanto ao número de pavimentos e tampouco a classificação das estruturas em nós fixos ou nós móveis. Para este parâmetro, não é válido o valor limite de 1,30, pois tal limite é imposto apenas para a realização do cálculo simplificado por meio do γ_z enquanto que o RM_2M_1 é extraído diretamente da análise não-linear geométrica.

Outra importante diferença entre esses dois parâmetros é que na análise não-linear (coeficiente RM_2M_1), são levados em conta os deslocamentos horizontais de primeira ordem causados pelas cargas verticais, situação essa não contemplada no cálculo do γ_z , pois na sua formulação consideram-se somente os deslocamentos de primeira ordem causados pelas cargas horizontais, conforme explica VIEIRA (2015).

Quanto às pesquisas envolvendo este parâmetro, destacam-se os trabalhos de BUENO (2009) e MONCAYO (2011), nos quais o coeficiente RM_2M_1 é comparado com resultados de γ_z para diversos casos de edifícios de concreto. Esses autores, em seus respectivos trabalhos, evidenciam as condições de rigidez da estrutura em que a aplicação do γ_z é válida, bem como os casos em que é recomendável a realização de uma análise não-linear geométrica para obter maior precisão na determinação dos efeitos de segunda ordem.

3.2. Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais

A NBR 6118 (2014), no seu item 13.3, descreve como deslocamentos-limites, certos valores práticos utilizados na verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas das estruturas.

No caso de edifícios, a ação do vento é a principal responsável pelos deslocamentos horizontais que ocorrem em serviço. A norma recomenda que sua consideração seja feita através da combinação frequente de ações, o que corresponde a $\psi_1 = 0,3$ ou seja, somente 30% do esforço de vento é utilizado na verificação.

De acordo com a NBR 6118 (2014), é necessário limitar tais deslocamentos tanto no topo das edificações como entre pavimentos consecutivos, devido aos problemas de fissuração que estes podem causar nos elementos não estruturais, especificamente nas paredes de vedação que apesar de não fazerem parte da estrutura, sofrem a influência desta.

Os limites para os deslocamentos horizontais prescritos na referida norma são:

- ✓ $H/1700$ - no caso da edificação como um todo;
- ✓ $H_i/850$ - entre pavimentos consecutivos devido à atuação das ações horizontais.

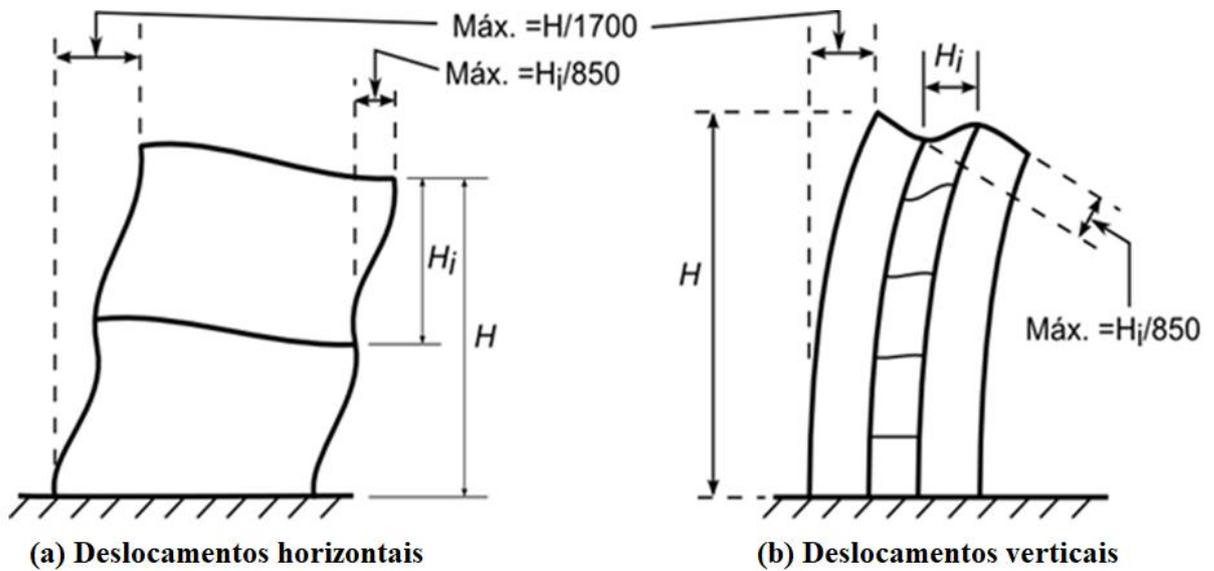
Onde:

H é a altura total do edifício

H_i é o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

A norma brasileira indica ainda que para a verificação do deslocamento entre pavimentos não se deve considerar os deslocamentos decorrentes da deformação axial dos pilares e que esse limite também é válido para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, sendo H_i , nesse caso, o comprimento do lintel. Na figura 3.3, estão indicados os deslocamentos-limites horizontais e verticais referentes ao edifício como um todo e entre pavimentos.

Figura 3.3 - Limitações para deslocamentos laterais de edifícios



Fonte: CARMO (1995) – adaptado.

Segundo CARMO (1995), a verificação do deslocamento lateral já foi também largamente utilizada como um parâmetro de avaliação da rigidez das estruturas. No entanto, a autora argumenta que essa prática pode não ser adequada devido à falta de consenso entre pesquisadores, na definição de valores-limite para tal verificação.

4. PROCESSO $P-\Delta$

No que se refere a estabilidade global das estruturas de concreto armado, CATUMBAIALA (2012) relata que em edifícios altos ou em edifícios com pilares esbeltos é de fundamental importância considerar os efeitos dos deslocamentos e deformações, pois estes são bastante significativos uma vez que as ações atuantes na estrutura tais como o peso próprio, ação do vento e as sobrecargas geram momentos de segunda ordem, os quais causam deslocamentos adicionais, criando o fenômeno denominado efeito $P-\Delta$.

Assim, para CATUMBAIALA (2012) o efeito $P-\Delta$ diz respeito às condições onde relativamente pequenos deslocamentos estão sujeitos a grandes forças externas e a um acréscimo de momentos que ocasionam deformações e deslocamentos na estrutura, nos quais são consequência da alteração do ponto de aplicação das cargas verticais, não estando mais colineares com os pilares.

Segundo MONCAYO (2011), os efeitos de primeira ordem, assim como os de 2ª ordem, são obtidos através do processo $P-\Delta$. Porém, como este processo não é caracterizado como um parâmetro de estabilidade, a avaliação da estabilidade global é realizada após a análise deste efeito. Para o autor, o efeito $P-\Delta$ nada mais é do que um processo de análise referente à não-linearidade geométrica.

CONTER *et al.* (2011) afirmam que em comparação com uma análise de primeira ordem da estrutura, em que as soluções são obtidas de forma relativamente simples e direta, a análise através do $P-\Delta$ envolve procedimentos iterativos da estrutura para obter os esforços resultantes, uma vez que tal procedimento é necessário devido ao fato de que a geometria deformada da estrutura é desconhecida durante a formulação das relações cinemáticas e de equilíbrio.

Diante disso, FEITOSA e ALVES (2015) explicam que o método do $P-\Delta$ é um procedimento utilizado na análise de segunda ordem de estruturas, onde o efeito dos deslocamentos laterais sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes.

O método consiste em se realizar uma análise de primeira ordem numa dada estrutura (configuração inicial indeformada) considerando os carregamentos horizontais e verticais, e a

partir dos deslocamentos (Δ) obtidos desta análise, são definidas cargas horizontais fictícias equivalentes ao carregamento de segunda ordem, a serem consideradas numa nova etapa da análise.

De acordo com FEITOSA e ALVES (2015), a cada nova etapa, obtêm-se novas forças laterais fictícias, que tendem a diminuir à medida que a estrutura converge para uma posição de equilíbrio. A iteração é interrompida quando o efeito da n -ésima carga fictícia é pequeno quando comparado ao efeito da carga fictícia anterior.

Para GIONGO (2007), os esforços obtidos na posição deformada convergente serão os esforços finais, incluindo os de 2ª ordem. O autor afirma que essa posição final deformada deve obedecer a valores que não comprometam os estados limites de utilização (deformação excessiva e abertura de fissuras).

Já os autores LOPES *et al.* (2005) explicam que o $P-\Delta$ é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos a forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal da peça. Pode-se dizer que é um processo que relaciona a carga axial (P) com o deslocamento horizontal (Δ).

Na literatura, há diversos métodos que levam em conta este processo, tais como: *Método de Dois Ciclos Iterativos*, *Método da Carga Lateral Fictícia*, *Método da Carga de Gravidade Iterativa* e *Método da Rigidez Negativa*.

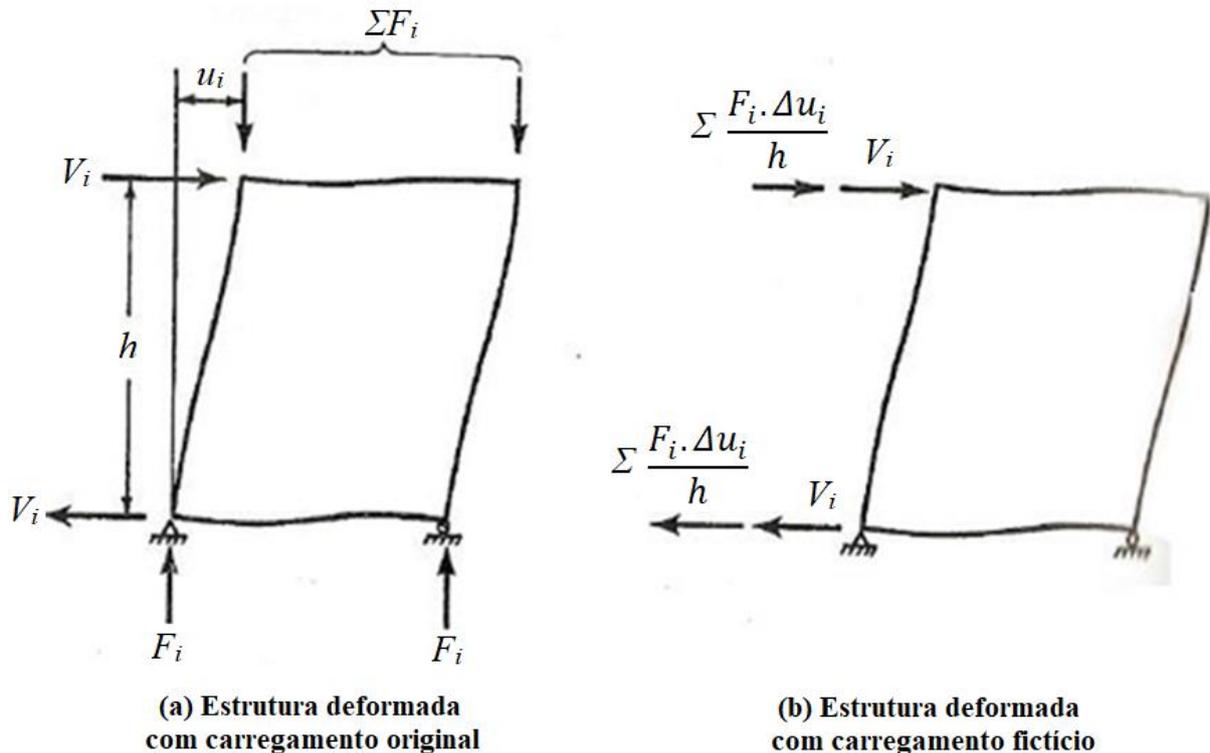
Neste trabalho será dada ênfase apenas ao *Método da Carga Lateral Fictícia*, por ele ser o mais conhecido entre todos, e no item 4.2 deste capítulo, será mostrado como o Sistema Computacional CAD/TQS considera o processo $P-\Delta$.

4.1. Método da carga lateral fictícia

É uma metodologia bastante utilizada para a análise de segunda ordem, com aplicação relativamente simples e que oferece estimativas satisfatórias desses efeitos. Este método consiste em um cálculo iterativo onde o efeito dos deslocamentos sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes conforme relata ANDRADE NETO (2013).

Inicialmente é realizada uma análise de primeira ordem (estrutura indeformada) considerando o carregamento horizontal e vertical. Os deslocamentos Δ obtidos assim para cada pavimento serão transformados em cargas horizontais fictícias a serem consideradas na estrutura para nova análise, conforme apresentado na figura 4.1.

Figura 4.1 - Estrutura deformada com carregamento original e com cargas fictícias



Fonte: MACGREGOR & WIGHT (2005) – adaptado.

Estas forças horizontais fictícias ou equivalentes são determinadas da seguinte forma:

1. Obtêm-se os deslocamentos u_i de cada pavimento pela análise de primeira ordem;
2. Calculam-se os deslocamentos relativos Δu de cada pavimento fazendo $\Delta u = (u_i - u_{i+1})$;
3. Considerando a carga F_i atuante em cada pavimento i , e a distância h entre andares, calculam-se as forças H_i totais pela formulação 4.1;

$$H_i = \frac{F_i \cdot \Delta u_i}{h} \quad (4.1)$$

4. No caso de estruturas formadas por n pórticos calculam-se as forças ΔH_i para cada pórtico conforme a equação 4.2;

$$\Delta H_i = \frac{(H_i - H_{i+1})}{n} \quad (4.2)$$

5. As forças ΔH_i são adicionadas ao carregamento horizontal original da estrutura e faz-se nova análise de primeira ordem;

6. Para cada iteração, novas forças ΔH_i são encontradas e isto se sucede até que os valores se tornem nulos.

Portanto, os resultados desse método apresentam como os efeitos de segunda ordem se manifestam para cada elemento da estrutura, ou seja, as barras correspondentes a cada viga ou pilar terão um valor de $P-\Delta$ correspondente, que será capaz de apresentar os efeitos individuais para os elementos através da análise global.

4.2. Considerações acerca do processo $P-\Delta$ no software CAD/TQS

O processo $P-\Delta$ que está inserido no Sistema CAD/TQS surgiu de um trabalho de MEDEIROS e FRANÇA (1989), o qual analisa a não-linearidade geométrica em pórticos planos. Na verdade, no Sistema TQS não se trata do tradicional $P-\Delta$ descrito no item 4.1, mas sim de um processo numérico mais rigoroso, também iterativo, em que se fazem sucessivas correções na matriz de rigidez. Portanto, mesmo sendo mais refinado, foi mantido o nome de processo $P-\Delta$.

MONCAYO (2011) explica que foram adotadas algumas hipóteses para o módulo Não Linear Geométrico (NLG) de pórticos tridimensionais do Sistema CAD/TQS. A hipótese cinemática usada para a análise do problema estrutural de flexão composta de barras prismáticas é a de *Navier-Bernoulli*, na qual se admite que seções planas e normais ao eixo da barra antes da deformação permanecem planas e normais ao eixo após a deformação, e com isso os deslocamentos da barra podem ser obtidos apenas pelos deslocamentos do seu eixo. Admite-se também que o material da barra é elástico linear (domínio de pequenas deformações), e que foi adotada a teoria de rotações moderadas, em que a rotação é da ordem de grandeza da raiz quadrada da deformação específica.

Para as equações de equilíbrio, usa-se o princípio de minimização da energia potencial total e o método dos elementos finitos como ferramenta de discretização (representação do modelo mecânico, protótipo da estrutura real, por pontos, que ligados geram os elementos finitos, que permitem obter nesses pontos os esforços, tensões, deformações e deslocamentos) conforme explica MEDEIROS (1999).

Para uma análise linear, sabe-se que as forças aplicadas (R) se relacionam com os deslocamentos (r) através de uma matriz de rigidez (K) que independe dos deslocamentos, ou seja, o sistema de equações pode ser colocado da seguinte maneira: $[K.r=R]$. Já para a análise não-linear, as forças aplicadas (R) se relacionam com os deslocamentos (r) através de uma matriz de rigidez que depende dos deslocamentos, ou seja: $[K(r).r=R]$.

De acordo com MEDEIROS (1999), o módulo NLG utiliza a matriz $K(r)$ como sendo a matriz de rigidez secante. Portanto o sistema não-linear pode ser representado por: $[K_s(r).r=R]$. Essa matriz pode corresponder à soma de três parcelas, ou de apenas duas. São elas:

$$K_s = K_e + K_g + K_l$$

Ou

(4.3)

$$K_s = K_e + K_g$$

Onde:

K_s é a matriz secante que relaciona as forças aos deslocamentos;

K_e é a clássica matriz de rigidez elástica linear;

K_g é a matriz de rigidez geométrica, que leva em conta a interação da força axial com o momento fletor na barra;

K_l expressa as forças axiais decorrentes dos deslocamentos nodais perpendiculares ao eixo da barra.

PROENÇA (2010) explica que a resolução de sistemas não-lineares requer um procedimento iterativo, fundamentalmente baseado em tentativa e correção do erro sobre a estimativa obtida, e há essencialmente duas estratégias diferentes de resolução iterativa: uma dita direta, ou secante, e outra tangente, baseada no *Método de Newton*.

A estratégia incremental-iterativa é também chamada de método de *Newton-Raphson*. O nome incremental surge quando o carregamento total não é aplicado de uma única vez, sendo dividido em incrementos de carga, ou seja, etapas de carga, até que se chegue ao carregamento total.

O método empregado no módulo NLG é o de *Newton-Raphson* modificado, pois é utilizada a matriz de rigidez elástica como a matriz secante e considera-se o vetor força em apenas um incremento.

MEDEIROS (1999) explica como apresentado anteriormente, que a matriz secante pode ser composta por três parcelas ou por apenas duas. A que pode ser desconsiderada é a parcela K_l , pois existem situações onde a sua contribuição tende a enrijecer fortemente a estrutura. Nesses casos, embora a estrutura possa ser estável, o algoritmo de solução pode mostrar-se ineficiente na determinação da resposta da estrutura.

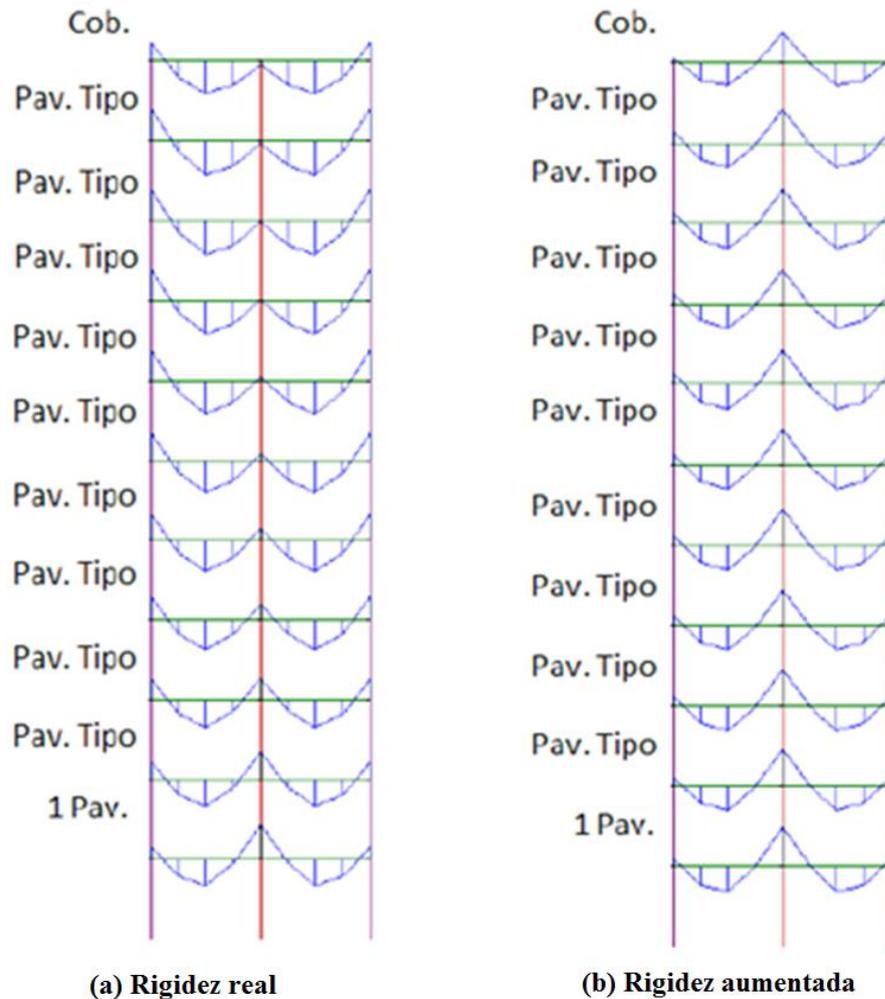
MONCAYO (2011) relata que no Sistema CAD/TQS a consideração dessa parcela K_l da matriz de rigidez secante pode ser ativada ou não: fica a cargo do engenheiro projetista. Por *default*, ela é desativada. No Sistema TQS há dois tipos de análise: o $P-\Delta$ convencional e o $P-\Delta$ de dois passos. Para que a diferença entre essas análises seja bem compreendida é necessário que se saiba antes qual a influência que os efeitos construtivos podem trazer para a análise estrutural, pois a diferença entre elas está baseada nesse conceito.

A estrutura é construída por etapas, pavimento por pavimento, até que se chegue à cobertura. A cada pavimento concretado, os pilares se deformam axialmente, ou seja, encurtam em relação à altura, e esse pequeno encurtamento é nivelado horizontalmente para que se dê continuidade à construção. Portanto, esse nivelamento é feito após a concretagem de cada pavimento.

Na modelagem do pórtico tridimensional, não existe esse nivelamento que é feito na obra. O carregamento é aplicado no pórtico por inteiro, de uma só vez, o que causa a deformação axial dos pilares e a alteração do diagrama de momentos fletores, principalmente nos andares superiores, podendo até inverter o sinal nos apoios internos, tornando-se positivos, como pode ser visto na figura 4.2-(a).

Na realidade isso não acontece, pois na obra esses encurtamentos são nivelados pavimento por pavimento, e o diagrama final tem a forma indicada na figura 4.2-(b), conforme explica MONCAYO (2011).

Figura 4.2 - Vista do pórtico plano com rigidez real e rigidez aumentada



Fonte: MONCAYO (2011).

Um artifício utilizado pelos sistemas computacionais para levar em conta os efeitos construtivos e consequentemente corrigir esses diagramas de momentos fletores é aumentar a área da seção transversal dos pilares, fazendo com que fiquem com sua rigidez aumentada. Deve-se deixar claro que esse aumento é exclusivo para a análise estrutural, pois a dimensão real dos pilares não será alterada. No Sistema CAD/TQS há um fator chamado *MULAXI* que é o responsável pelo aumento da área dos pilares, no decorrer desta pesquisa serão mostradas considerações acerca deste critério.

A diferença entre os dois tipos de análise está relacionada à consideração dos efeitos construtivos. Os efeitos de 2ª ordem obtidos por meio do processo $P-\Delta$ são determinados a partir da aplicação das ações verticais e horizontais simultaneamente.

Portanto, na análise $P-\Delta$ convencional, quando se utiliza o fator $MULAXI > 1$ para considerar os efeitos construtivos, o deslocamento da estrutura perante as ações horizontais pode ficar comprometido, ou seja, como ao considerar o fator $MULAXI$ a área do pilar é majorada, os deslocamentos horizontais serão menores que os reais, o que afeta diretamente o resultado da análise.

Para solucionar esse problema, o Sistema CAD/TQS disponibilizou uma nova análise chamada “ $P-\Delta$ em dois passos”. No primeiro passo, são aplicadas somente as ações verticais, e é realizada uma análise linear da estrutura, sem iterações, com a área dos pilares aumentada para contemplar os efeitos construtivos. Nessa etapa, são computadas as distribuições de forças normais necessárias para montar a matriz de rigidez geométrica e os esforços nos elementos estruturais vigas e pilares.

No segundo passo são aplicadas somente as ações horizontais e é realizada uma análise não-linear da estrutura, de forma iterativa, sem o aumento da área dos pilares. Na primeira iteração, são consideradas as deformações obtidas no primeiro passo (matriz de rigidez geométrica do primeiro passo). Nas iterações seguintes, são feitas sucessivas correções dessa matriz, com os acréscimos de esforços normais provocados pelas ações horizontais. Esse processo é repetido até a obtenção do equilíbrio final da estrutura. Os deslocamentos nodais, os esforços nas barras e as reações de apoio (1ª ordem + 2ª ordem) são a somatória das parcelas obtidas nas duas etapas, conforme explica MONCAYO (2011).

Vale ressaltar que na análise aproximada via γ_z , os esforços totais na estrutura (1ª ordem + 2ª ordem) são calculados a partir de uma combinação linear de casos de carregamentos verticais e horizontais, por isso não se tem o mesmo problema da análise $P-\Delta$ convencional.

Todavia, essa solução da estrutura não gera em um coeficiente que permita avaliar a sua estabilidade, como o coeficiente γ_z (ou FAV_1) utilizado no processo aproximado mostrado anteriormente. Para suprir essa deficiência, foi criado então o coeficiente RM_2M_1 , que foi discutido anteriormente nesta pesquisa, seguindo os mesmos princípios do cálculo do γ_z .

4.3. Recomendações para aplicação do processo $P-\Delta$

BUENO (2009) explica que a NLF é considerada de maneira simplificada através da redução da rigidez de vigas e pilares. Para melhores resultados, a rigidez das barras pode ser atualizada após cada iteração em função dos novos momentos e do diagrama momento-curvatura.

Em relação as forças fictícias ΔH_i oriundas dos deslocamentos, a referida autora relata que estas são sempre adicionadas ao carregamento original da estrutura e não ao carregamento já adicionado da força equivalente proveniente da iteração anterior.

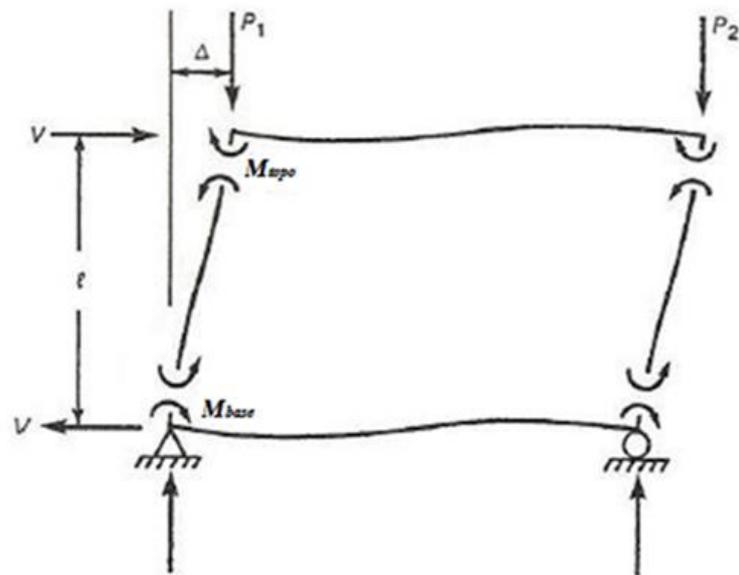
No que se refere ao estado limite de serviço da estrutura a ser analisada, os autores MACGREGOR & WIGHT (2005) recomendam que se as flechas crescerem mais de 2,5% de uma iteração para outra, deve-se continuar até que este limite seja atendido.

Outra consideração recomendada por diversos autores está relacionada com uma correção que deve ser feita ao método da carga lateral fictícia. O diagrama do momento $P-\Delta$ para uma coluna tem o mesmo formato curvo oriundos dos esforços de flexão e quando o mesmo é substituído por forças horizontais equivalentes, o diagrama se torna retilíneo como o do momento de primeira ordem Hl (figura 4.3). Como resultado, a área do diagrama real $P-\Delta$ é maior do que a do gerado pelas cargas fictícias, obtendo deslocamentos finais menores do que os reais.

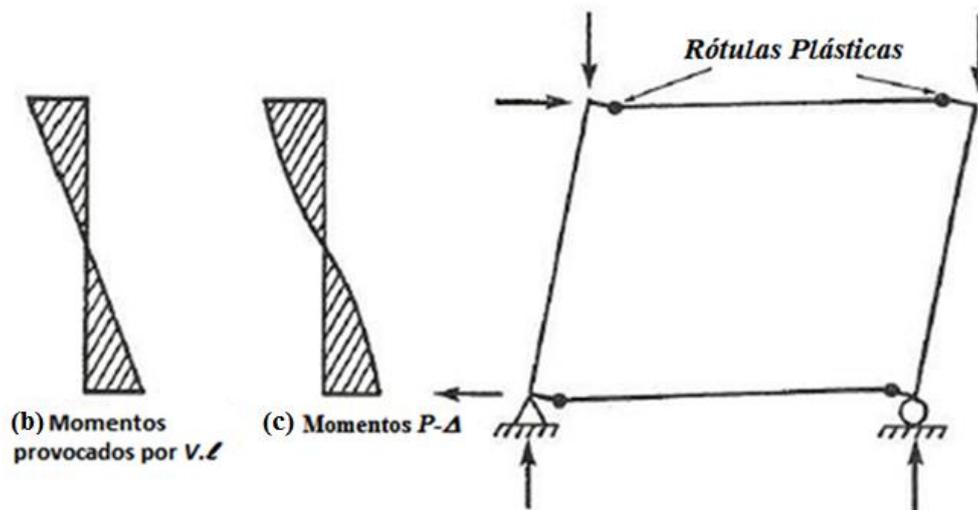
Segundo MACGREGOR & WIGHT (2005), o aumento nos deslocamentos varia de acordo com a rigidez dos pórticos, indo de zero a 22%, esse último para pilares com as extremidades completamente impedidas de girar.

Os autores citados acima sugerem que se considere um valor médio de 15% e com isso o processo $P-\Delta$ estaria corrigido se a força equivalente utilizada fosse multiplicada pelo fator de flexibilidade γ , que varia de 1,00 a 1,22 e que pode ser considerado 1,15 para estruturas usuais.

Figura 4.3 - Pórtico plano e diagramas de primeira e segunda ordem



(a) Momentos nas colunas de um pórtico deformado



(b) Momentos provocados por $V \cdot \ell$

(c) Momentos $P-\Delta$

Fonte: MACGREGOR & WIGHT (2005) – adaptado.

5. AÇÕES ATUANTES NAS ESTRUTURAS

Segundo MONCAYO (2011), as ações atuantes na estrutura se resumem basicamente a dois tipos que são as horizontais e verticais. Neste capítulo serão estudadas as ações horizontais oriundas do desaprumo global e as ações de vento. Também serão estudadas as ações verticais relativas ao peso próprio, às demais ações permanentes e os valores mínimos das ações variáveis, que são recomendados pela NBR 6120 (1980) – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.

5.1. Ação do vento em estruturas

NASCIMENTO *et al.* (2016) explicam que um projeto tem que ser elaborado de modo a resguardar a edificação de todas as maneiras, tendo como principal critério a segurança. E que todas as etapas de um projeto devem ser realizadas atentamente para evitar qualquer falha quanto aos fatores que solicitam a estrutura.

Já RIERA (2016) menciona que a ação do vento constitui um fator de fundamental importância no projeto de estruturas, especialmente em caso de construções altas e esbeltas e/ou muito leves.

Os autores NASCIMENTO *et al.* (2016) enfatizam que os elementos da natureza, neste caso o vento, quando em ocasiões catastróficas chegam de repente, de modo que dificilmente haverá reações rápidas o bastante para proteção ou no intuito de evitar que os bens possam ser danificados pela ação natural.

Por isso a importância do estudo da ação do vento, pois a desconsideração desta ação no projeto estrutural pode comprometer a resposta em serviço e a segurança de edifícios, podendo causar o colapso progressivo.

De acordo com Li *et al* (2011), o colapso progressivo é um mecanismo de ruína parcial ou total de uma estrutura provocado pela falha localizada de um elemento estrutural primário. Isto leva à redistribuição das cargas para os elementos do entorno, os quais também podem vir a ruir.

Em Washington nos Estados Unidos, por exemplo, a Ponte de Tacoma Narrows (em inglês, *Tacoma Narrows Bridge*), uma ponte pênsil com 1600 m de comprimento, entrou em colapso no dia 7 de novembro de 1940. O processo de colapso iniciou-se na madrugada, depois de um forte vento chegando a 70 km/h, atingindo a estrutura e fazendo-a oscilar inicialmente com leves movimentos longitudinais (ao decorrer do seu comprimento). Mas depois de alguns momentos os esforços de torção começaram a agir e a estrutura não suportou e entrou em ruína, conforme explica NASCIMENTO *et al.* (2016). Segundo os autores, provavelmente a ponte foi projetada para suportar o peso dos automóveis que nela trafegavam e também uma pequena ação aceitável do vento sobre a estrutura, mas, o que os projetistas não esperavam é que ocorreria um vento de 70 km/h e que causaria um desastre como aquele.

TAPAJÓS *et al.* (2016) relatam que no dia 29 de janeiro de 2011 ocorreu na cidade de Belém-PA, um dos maiores acidentes estruturais em edifícios de concreto armado registrados no Brasil. Neste dia, o edifício residencial *Real Class*, que se encontrava em fase de construção, ruiu vitimando fatalmente três pessoas. A Figura 5.1 apresenta o edifício em construção e a paisagem após o seu colapso.

Figura 5.1 - Edifício Real Class (Construção e Pós-Colapso)



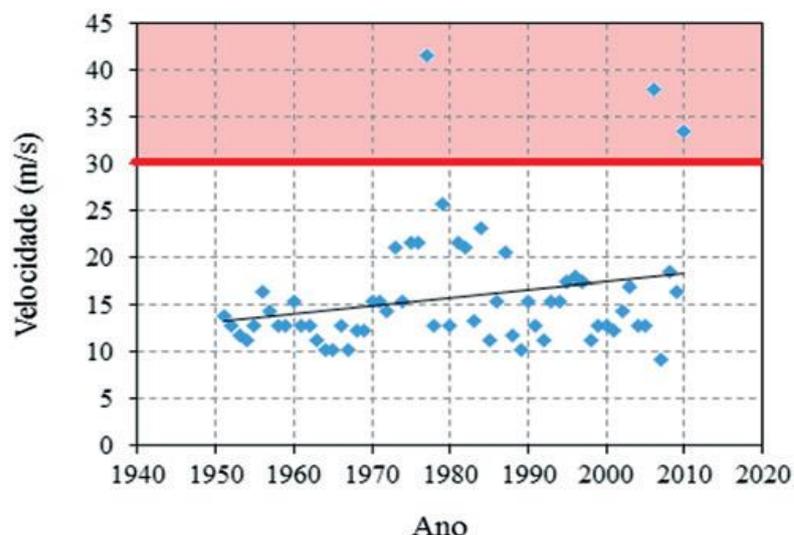
Fonte: TAPAJÓS *et al.* (2016) – adaptado.

Segundo TAPAJÓS *et al.* (2016), este edifício tinha área construída de aproximadamente 13.400 m² e era composto por 01 pavimento Subsolo, 01 nível Térreo e 35 pavimentos Tipo, tendo cerca de 105 m de altura. A torre do edifício teve seu peso estimado em 9 mil toneladas, que eram suportadas por 25 pilares.

De acordo com TAPAJÓS *et al.* (2016), no projeto estrutural de edifícios, o vento é fisicamente representado por um perfil de velocidade incidindo em uma edificação. Suas características e os efeitos por ele gerados em um edifício dependem da geometria da edificação, da região, do tipo de terreno e dos obstáculos entrepostos. ROSA *et al.* (2012) advertem que o entorno exerce grande influência nas cargas de vento em um determinado edifício e que sua consideração com precisão só é possível se houverem dados experimentais de ensaios em túnel de vento. Já ELSHARAWY *et al.* (2012) ressaltam que mesmo edificações baixas podem sofrer influência significativa da ação do vento, uma vez que em função da sua geometria em planta e do posicionamento dos pilares, a ação do vento pode induzir esforços de torção no pórtico espacial.

Embora a NBR 6123 (1988) não oriente quanto à utilização de dados de estações meteorológicas automatizadas, a norma NBR 5422 (1985) faz alusão a este procedimento nas recomendações para projetos de linhas de transmissão. Neste caso, os valores utilizados atualmente para a confecção das isopletas podem ser verificados através de dados fornecidos por estações automáticas, disponibilizados por instituições responsáveis pela monitoração de dados meteorológicos. A Figura 5.2 mostra dados da velocidade do vento fornecidos para a cidade de Belém-PA pelo ICEA (2016), no período de 1951 a 2010. É possível perceber que a velocidade básica do vento (V_0) sugerida pela NBR 6123 (1988) que é de 30 m/s, foi superada três vezes neste período e que a média dos resultados parece apresentar tendência crescente em função do tempo.

Figura 5.2 - Histórico da velocidade do vento em Belém-PA



Fonte: ICEA (2016).

Sabe-se que as pressões exercidas pelo vento não são estáticas. Elas sofrem flutuações (rajadas) e são dependentes das características de incidência do mesmo sobre as estruturas como explica ELSHARAWY *et al.* (2015). Estas flutuações de pressão dependem não apenas do tempo de rajada, mas também do regime de escoamento (turbulência) e podem fazer com que a estrutura sofra oscilações dinâmicas, podendo provocar a fadiga. Nas situações de projeto, as normas recomendam a adoção das velocidades das rajadas no dimensionamento estrutural, uma vez que as estruturas em geral têm frequência fundamental de vibração maior do que a frequência natural do vento.

TAPAJÓS *et al.* (2016) explicam que a intensidade dos esforços exercidos pelo vento sobre uma estrutura varia espacialmente e temporalmente e, em projeto, a NBR 6123 (1988) adota uma metodologia simplificada em que a ação dinâmica do vento é substituída por um carregamento estático equivalente.

Através deste procedimento, tenta-se representar o pico máximo de pressão provocada pelo vento sobre a estrutura, sendo esta pressão uma função da velocidade básica do vento (V_0), e dos parâmetros S_1 , S_2 e S_3 , que serão discutidos no decorrer deste capítulo.

Outra consideração importante na determinação dos efeitos do vento é a força de arrasto, que em edifícios de múltiplos andares descreve os esforços induzidos pelo vento, podendo ser calculada segundo a NBR 6123 (1988).

5.1.1. Efeitos estáticos devido à turbulência atmosférica

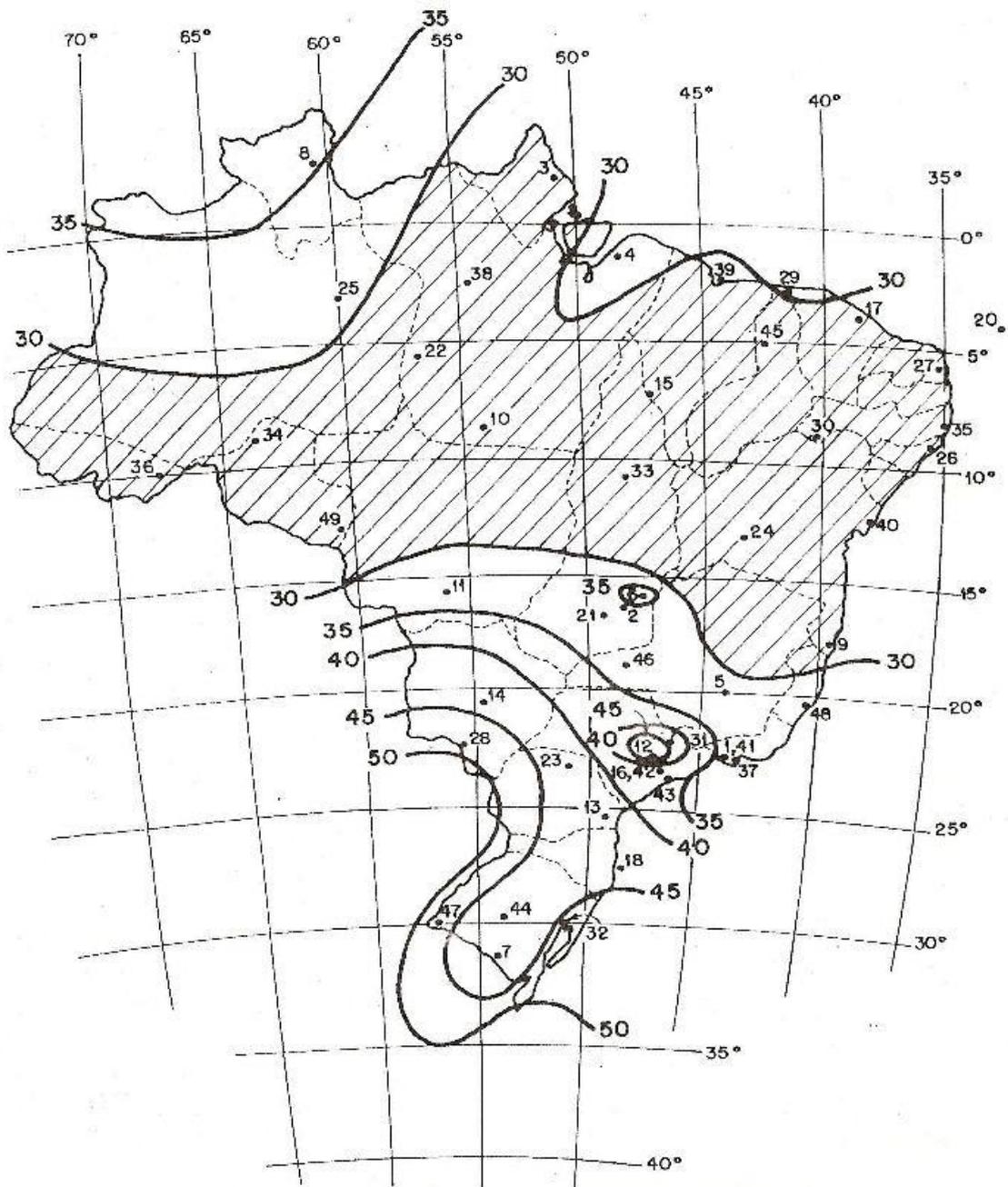
Nesta pesquisa considerou-se apenas o efeito estático do carregamento devido ao vento, com sua modelagem baseada no método simplificado da NBR 6123 (1988) e aplicada ao modelo utilizando-se o conceito básico de carregamento equivalente.

5.1.1.1. Velocidade básica do vento (V_0)

A NBR 6123 (1988) determina as forças estáticas devido ao vento a partir da velocidade básica do vento que é estabelecida de acordo com a localização da edificação no território brasileiro. Esta velocidade básica (V_0), foi estabelecida para todo o país através de abordagem probabilística e é definida como a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida na média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

Os valores das velocidades básicas (V_0) do vento no Brasil são fornecidos através de curvas de igual velocidade denominadas isopletas, conforme a Figura 5.3, em intervalos de 5 m/s. Já os dados utilizados na elaboração das curvas foram avaliados estatisticamente e obtidos em estações meteorológicas do Serviço de Proteção ao Voo do Ministério da Aeronáutica com base nos valores de velocidades máximas anuais medidas em 49 cidades brasileiras conforme o anexo C da norma.

Figura 5.3 - Isopletas de velocidade básica V_0 (m/s) no Brasil



Fonte: NBR 6123 (1988).

5.1.1.2.Fator topográfico (S_1)

O fator topográfico S_1 , considera as variações do relevo do terreno onde a estrutura está localizada. Para terrenos planos ou fracamente acidentados, como o caso dos edifícios que são objetos deste estudo, considera-se $S_1 = 1,0$.

Para terrenos que apresentem morros ou taludes, o fator S_1 pode ser determinado conforme a formulação do item 5.2 da NBR 6123 (1988) em uma aproximação inicial. Caso seja necessária maior precisão, recomenda-se o uso de túneis de vento para um estudo mais aprofundado. Para vales profundos protegidos de vento em qualquer direção, $S_1 = 0,9$.

5.1.1.3.Fator de rugosidade e classe (S_2)

MONCAYO (2011) explica que o fator S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade com a altura do terreno e das dimensões da edificação. A rugosidade do terreno está diretamente associada à velocidade do vento quando há presença de obstáculos naturais ou artificiais. Desta forma, a NBR 6123 (1988) estabelece cinco categorias de terreno, em função de sua rugosidade:

- **CATEGORIA I:** Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.
- **CATEGORIA II:** Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a um metro. Exemplos: zonas costeiras planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros.
- **CATEGORIA III:** Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros. Exemplos: granjas e casas de campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.

- **CATEGORIA IV:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
- **CATEGORIA V:** Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

Sobre as dimensões da edificação, a NBR 6123 (1988) define três classes de edificações e seus elementos, considerando os intervalos de tempo para cálculo da velocidade média de 3, 5 e 10 segundos, respectivamente:

- **CLASSE A:** Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação ou parte da edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) não exceda 20 metros;
- **CLASSE B:** Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) esteja entre 20 e 50 metros;
- **CLASSE C:** Toda edificação ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal (superfície de incidência do vento) exceda 50 metros.

Assim, calcula-se o valor de S_2 com a seguinte expressão:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left(\frac{z^p}{10}\right) \quad (5.1)$$

Onde:

z é a altura acima do terreno;

F_r é o fator de rajada correspondente à categoria II;

b é o parâmetro de correção da classe da edificação;

p é o parâmetro meteorológico.

A expressão para o cálculo de S_2 é aplicável até a altura z limite, a qual define o contorno superior da camada atmosférica para cada categoria, mostrada na segunda coluna da tabela 5.1. Os parâmetros F_r , b e p adotados pela NBR 6123 (1988) estão apresentados também na tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Parâmetros meteorológicos para o fator S_2

CATEGORIA	z (m)	PARÂMETRO	CLASSE		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		F_r	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR 6123 (1988) – adaptado.

Em vez de se utilizar a expressão 5.1 para o cálculo de S_2 , pode-se também utilizar os valores de S_2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações, de acordo com o item 5.3.3.1 da NBR 6123 (1988).

5.1.1.4. Fator estatístico (S_3)

O fator estatístico S_3 , considerando conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação, está relacionado com a segurança da edificação. Assim, a NBR 6123 (1988) estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez nesse período. Apresentam-se na tabela 5.2 os valores mínimos do fator S_3 .

Tabela 5.2 - Valores mínimos do fator S_3

GRUPO	DESCRIÇÃO DO TIPO DE OCUPAÇÃO	VALOR DE S_3
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3 durante a fase de construção.	0,83

Fonte: NBR 6123 (1988) – adaptado.

5.1.1.5. Velocidade característica (V_k)

A velocidade característica do vento V_k , obtida pelo produto da velocidade básica V_0 pelos fatores S_1 , S_2 e S_3 definidos anteriormente, pode então ser determinada, conforme a equação 5.2 apresentada abaixo:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (5.2)$$

5.1.1.6. Pressão dinâmica (q)

A pressão dinâmica, resultante do vento característico, pode ser obtida através da equação 5.3 apresentada abaixo:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (5.3)$$

Onde,

q é a pressão dinâmica (em N/m²);

V_k é a velocidade do vento característico (em m/s).

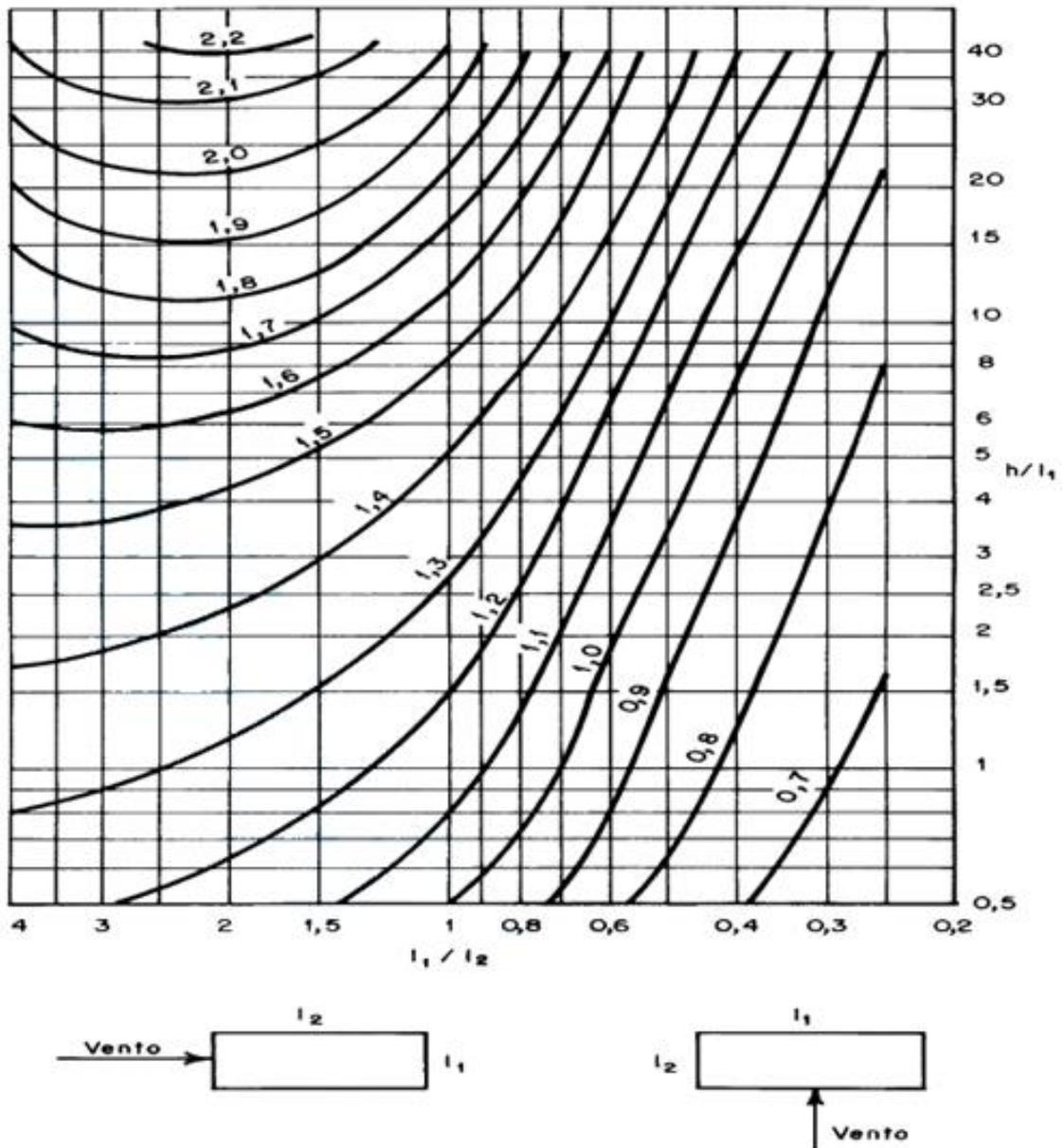
5.1.1.7. Coeficiente de arrasto (C_a)

GONÇALVES *et al.* (2007) mencionam que a consideração de vento em edificações altas recebe um tratamento, dentro de uma análise global, em que a superposição de efeitos externos (forma) com efeitos internos (aberturas) é obtida por meio de um comportamento global da edificação, e representada por um único coeficiente, (C_a) denominado coeficiente de arrasto.

De acordo com a NBR 6123 (1988), os valores do coeficiente de arrasto (C_a), são definidos para a face frontal e para a face lateral da estrutura. Estes valores são adimensionais e se aplicam aos ventos de baixa turbulência e de alta turbulência de acordo com as características dos obstáculos, edificações presentes na região e direção da ação do vento.

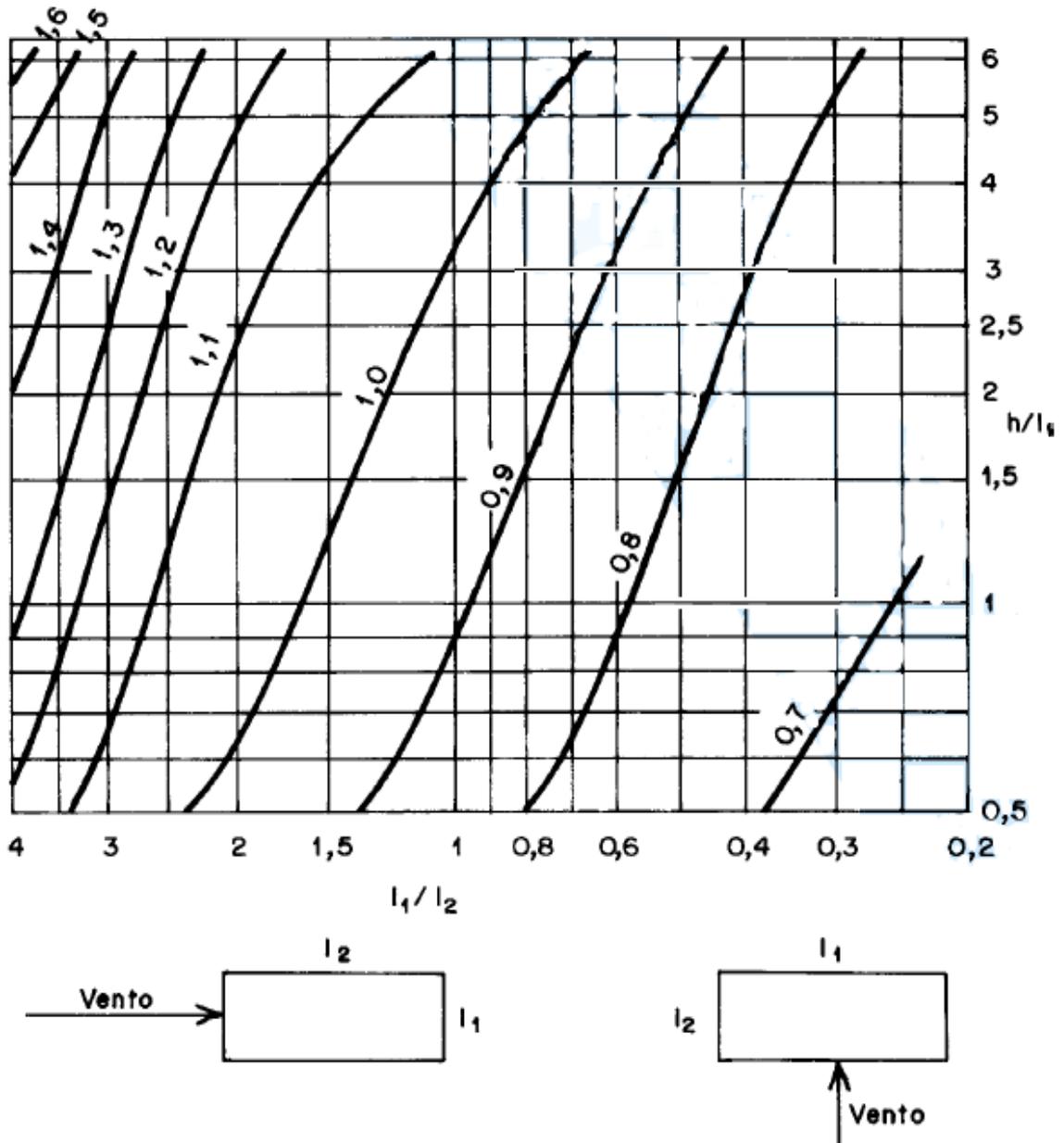
O vento de baixa turbulência é caracterizado pela ausência de obstruções como, por exemplo, em campo aberto e plano. Segundo a NBR 6123 (1988), uma edificação é considerada em zona de alta turbulência quando a sua altura não excede o dobro da altura média das edificações vizinhas, ou seja, se a altura da edificação for maior que o dobro da altura média das edificações vizinhas, ela estará em zona de baixa turbulência, caso contrário, estará em zona de alta turbulência.

Para se retirar o valor do coeficiente de arrasto através dos gráficos dividem-se os comprimentos da edificação em planta l_1 por l_2 , valores esses que dependem do ângulo de incidência do vento, ou seja, da direção em que se está realizando a análise, como indicado nas figuras 5.4 e 5.5.

Figura 5.4 - Coeficiente de arrasto (C_d) para vento de baixa turbulência

Fonte: NBR 6123 (1988) – adaptado.

MONCAYO (2011) ressalta que a força global do vento que se obtém em zona de baixa turbulência é maior que a que se obtém em zona de alta turbulência, embora o nome baixa e alta possa induzir ao pensamento contrário. Segundo o referido autor, para o completo entendimento, basta pensar que em zona de baixa turbulência, como o nome já diz, a turbulência é baixa, pois não há obstáculos, dessa maneira o vento segue livremente em direção à edificação, e no caso de alta turbulência, como o nome também já diz, a turbulência é alta, pois há diversos obstáculos no caminho, fazendo com que o vento não atinja a edificação com força máxima.

Figura 5.5 - Coeficiente de arrasto (C_a) para vento de alta turbulência

Fonte: NBR 6123 (1988) – adaptado.

5.1.1.8. Força de arrasto (F_a)

A força de arrasto atuante sobre o edifício é obtida pela soma vetorial das forças estáticas do vento para a variação da altura z da estrutura. Esta força pode ser obtida pela expressão 5.4 apresentada a seguir:

$$F_a = q \cdot A_e \cdot C_a \quad (5.4)$$

Onde:

F_a é a força estática global (em N);

q é a pressão dinâmica (em N/m²);

A_e é a área efetiva do edifício a receber a pressão do vento atuante (em m²);

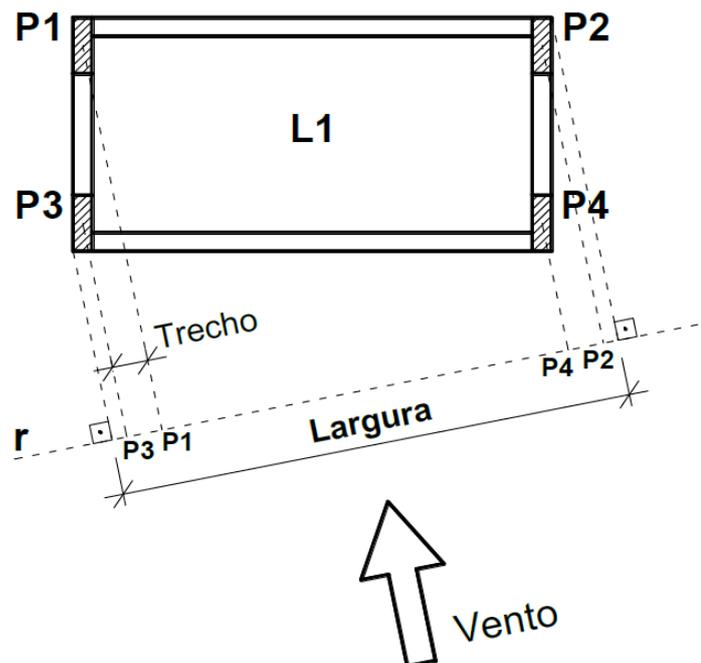
C_a é o coeficiente de arrasto para ventos de alta ou baixa turbulência.

5.1.2. Análise do vento no sistema computacional CAD/TQS

Neste trabalho a análise do vento será feita automaticamente pelo Sistema CAD/TQS. Ela é realizada da seguinte maneira, segundo MANUAIS CAD/TQS (2016):

- Para cada piso da edificação acima do térreo, determina-se sua cota que é relativa à distância vertical (altura) entre pisos;
- Nessa cota, o sistema CAD/TQS identifica a geometria da edificação lançada e a partir das características geométricas da edificação o sistema estabelece uma reta “ r ” arbitrária, ortogonal à direção do vento. Sobre essa reta, projetam-se os extremos do edifício e os centros de gravidade dos pilares, conforme a figura 5.6;
- A projeção dos extremos sobre a reta “ r ” define a largura do edifício em que atuará o vento. Tal largura também está indicada na figura 5.6;

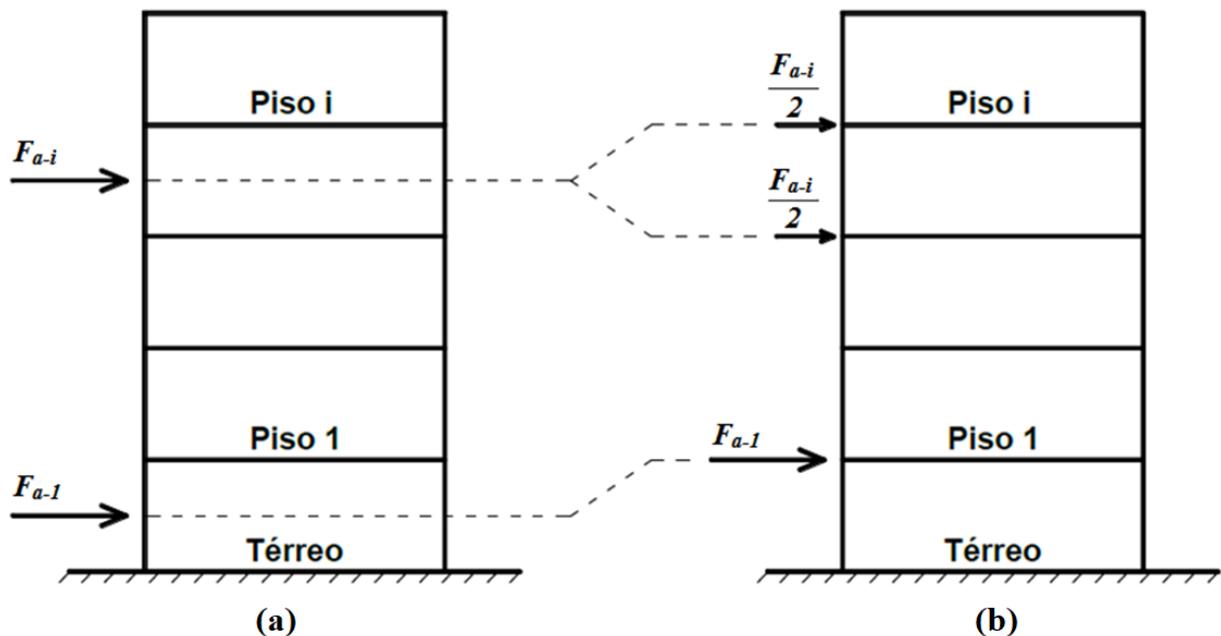
Figura 5.6 - Esquema em planta da análise de vento existente no Sistema CAD/TQS



Fonte: MANUAIS CAD/TQS (2016) – adaptado.

- d) A projeção dos centros dos pilares sobre a reta “ r ” divide-a em trechos relativos a esses centros;
- e) Com a largura do edifício, definida no item c, e o pé-direito do piso, calcula-se a área que receberá o vento nessa direção;
- f) Calcula-se a força total de vento no piso F_a mostrada na figura 5.7-(a), de acordo com a NBR 6123 (1988);
- g) Essa força total é distribuída entre os nós dos pilares no piso, proporcionalmente a uma área de influência de cada pilar. Desta forma, cada pilar terá influência da metade do trecho anterior até a metade do trecho posterior;
- h) Essa força calculada para cada pilar é distribuída metade para o nó superior e metade para o inferior do lance, exceto no primeiro piso acima do térreo, onde a força vai toda para o nó superior, como pode ser observado na figura 5.7-(b).

Figura 5.7 - Esquema para análise de vento conforme o Sistema CAD/TQS



Fonte: MANUAIS CAD/TQS (2016) – adaptado.

Segundo os MANUAIS CAD/TQS (2016), vale ressaltar e lembrar que a ação do vento é automaticamente combinada com as demais ações variáveis tanto no *Estado Limite Último* quanto no *Estado Limite de Serviço*.

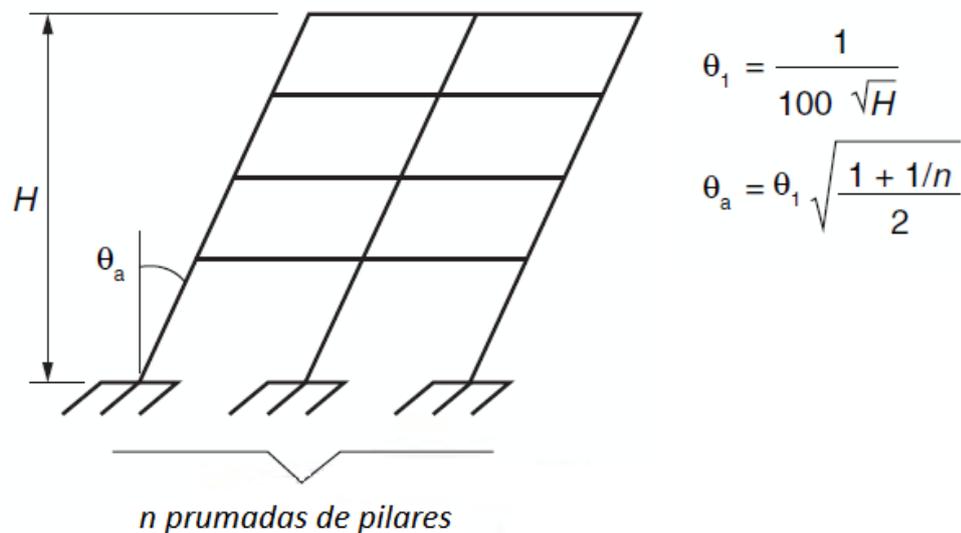
5.2. Ações devidas às imperfeições geométricas

De acordo com a NBR 6118 (2014), na verificação do estado limite último das estruturas reticuladas, devem ser consideradas as imperfeições geométricas do eixo dos elementos estruturais da estrutura descarregada. Essas imperfeições podem ser divididas em dois grupos: *imperfeições globais* e *imperfeições locais*.

Neste trabalho será feita somente uma análise das imperfeições globais, pois as locais estão relacionadas ao cálculo de um lance isolado do pilar, e as globais, ao edifício como um todo, sendo o principal foco desse estudo.

A NBR 6118 (2014) estabelece que na análise global das estruturas, sejam elas contraventadas ou não, deve ser considerado um desaprumo dos elementos verticais, conforme apresentado na figura 5.8.

Figura 5.8 - Imperfeições geométricas globais



Fonte: NBR 6118 (2014).

Onde,

$\theta_{1\min} = 1/300$ para estruturas reticuladas e com imperfeições locais;

$\theta_{1\max} = 1/200$;

H é a altura total da edificação, expressa em metros (m);

n é o número de prumadas de pilares no pórtico plano.

Segundo a NBR 6118 (2014), o desaprumo não deve ser superposto ao carregamento de vento. Entre as ações devidas ao desaprumo e ao vento, deve ser considerada apenas a mais desfavorável, que pode ser definida como a que provoca o maior momento da base da construção.

KIMURA (2010) enfatiza que o desaprumo global somente será mais desfavorável que o vento em edificações baixas submetidas a cargas verticais elevadas. Em edifícios altos, normalmente o vento se torna o caso mais desfavorável.

5.3. Ações verticais

De acordo com a NBR 6120 (1980), as ações verticais são classificadas em dois tipos: carga permanente e carga acidental.

5.3.1. Carga permanente

Segundo a NBR 6120 (1980), este tipo de carga é constituído pelo peso próprio da estrutura e pelo peso de todos os elementos construtivos fixos e instalações permanentes.

A referida norma recomenda que quando forem previstas paredes divisórias, cuja posição não esteja definida no projeto, o cálculo de pisos quando não for possível ser elaborado por processo exato, pode ser realizado admitindo além dos demais carregamentos, um carregamento uniformemente distribuído por metro quadrado de piso não menor que um terço do peso por metro linear de parede pronta, observado o valor mínimo de 1 kN/m².

5.3.2. Carga acidental

De acordo com a NBR 6120 (1980), as cargas verticais que se consideram atuando nos pisos de edificações, além das que se aplicam em caráter especial, referem-se a pessoas, móveis, utensílios e veículos, ou seja, referem-se à carga acidental, e são em geral uniformemente distribuídas, com os valores mínimos indicados na tabela 5.3, a qual é uma adaptação da referida norma, reunindo apenas os carregamentos para edificações residenciais, que será o objeto de estudo desta dissertação.

Tabela 5.3 - Valores mínimos das cargas verticais acidentais para edifícios residenciais

LOCAL	CARGA (KN/m²)
Dormitórios, salas, cozinhas e banheiros	1,50
Despensas, áreas de serviço e lavanderias	2,00
Forros sem acesso a pessoas	0,50
Escadas sem acesso ao público	2,50
Corredores sem acesso ao público	2,00
Garagens	3,00
Terraços sem acesso ao público	2,00

Fonte: NBR 6120 (1980) – adaptado.

6. MODELOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo serão apresentados e descritos os modelos estruturais em concreto armado que foram concebidos considerando as condições de vento na cidade de Belém-PA. É importante ressaltar que as referidas edificações não existem, ou seja, são modelos estruturais fictícios apresentados apenas para a análise e avaliação no decorrer desta pesquisa.

Assim, para melhor compreensão do presente trabalho, as estruturas serão classificadas conforme duas características (planta de fôrmas e altura total). No que se refere a planta de fôrmas, foram estabelecidas variações em relação ao comprimento e largura dos modelos estruturais, diante disso, temos três tipos de estruturas distintas (tipo A, B e C).

Ressalta-se que na escolha e apresentação das plantas de fôrmas, houve preocupação com o dimensionamento dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) quanto ao estado-limite último e estado-limite de serviço e com as dimensões mínimas recomendadas pela NBR 6118 (2014), uma vez que para a análise dos efeitos de segunda ordem, é de extrema importância que todos os elementos estruturais sejam definidos através do dimensionamento no sistema CAD/TQS, fato que foi levado em consideração neste trabalho.

Tendo em consideração a escolha referente ao número de pavimentos de cada modelo estrutural, destaca-se que esta foi realizada conforme a altura média dos edifícios construídos nos grandes centros urbanos, obedecendo a uma variação linear proporcional da altura de cada edificação, e caracterizando os modelos estruturais como baixos, médios e altos, admitindo que o pé-direito entre pavimentos considerado nessa pesquisa é de 3 m. Desta forma as estruturas são classificadas em:

- ✓ Classe 1 (nove pavimentos) – Altura: 27,00 m;
- ✓ Classe 2 (dezoito pavimentos) – Altura: 54,00 m;
- ✓ Classe 3 (trinta e seis pavimentos) – Altura: 108,00 m.

Assim, os modelos estruturais serão designados neste trabalho por:

“Estrutura A1”, “Estrutura A2”, “Estrutura A3”, “Estrutura B1”, “Estrutura B2”, “Estrutura B3”, “Estrutura C1”, “Estrutura C2” e “Estrutura C3”.

No que se referem aos carregamentos horizontais e verticais, estes foram definidos tendo como referência os critérios estabelecidos pelas normas NBR 6123 (1988) e NBR 6120 (1980), respectivamente, que serão apresentados no apêndice desta pesquisa. Recorda-se aqui que os carregamentos devido ao peso próprio da estrutura são calculados automaticamente pelo *software* de análise, em função das propriedades dos materiais previamente definidas.

De uma forma geral, foi estabelecido que a resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada para todos os modelos estruturais é de 40 *MPa*, resultando em um módulo de elasticidade de 35,42 *GPa*, conforme a NBR 6118 (2014) e considerando como agregado graúdo o seixo.

Outra consideração relevante acerca das estruturas é a ausência de escadas, devido a necessidade de obter resultados desfavoráveis na análise da estabilidade global, uma vez que as escadas contribuem para a rigidez das edificações.

A seguir, será descrita cada estrutura, já a metodologia e os critérios adotados nos modelos estruturais e nas análises, tais como vinculações, rigidez dos elementos, definição dos carregamentos e das combinações de ações, entre outros, serão descritas no capítulo 7.

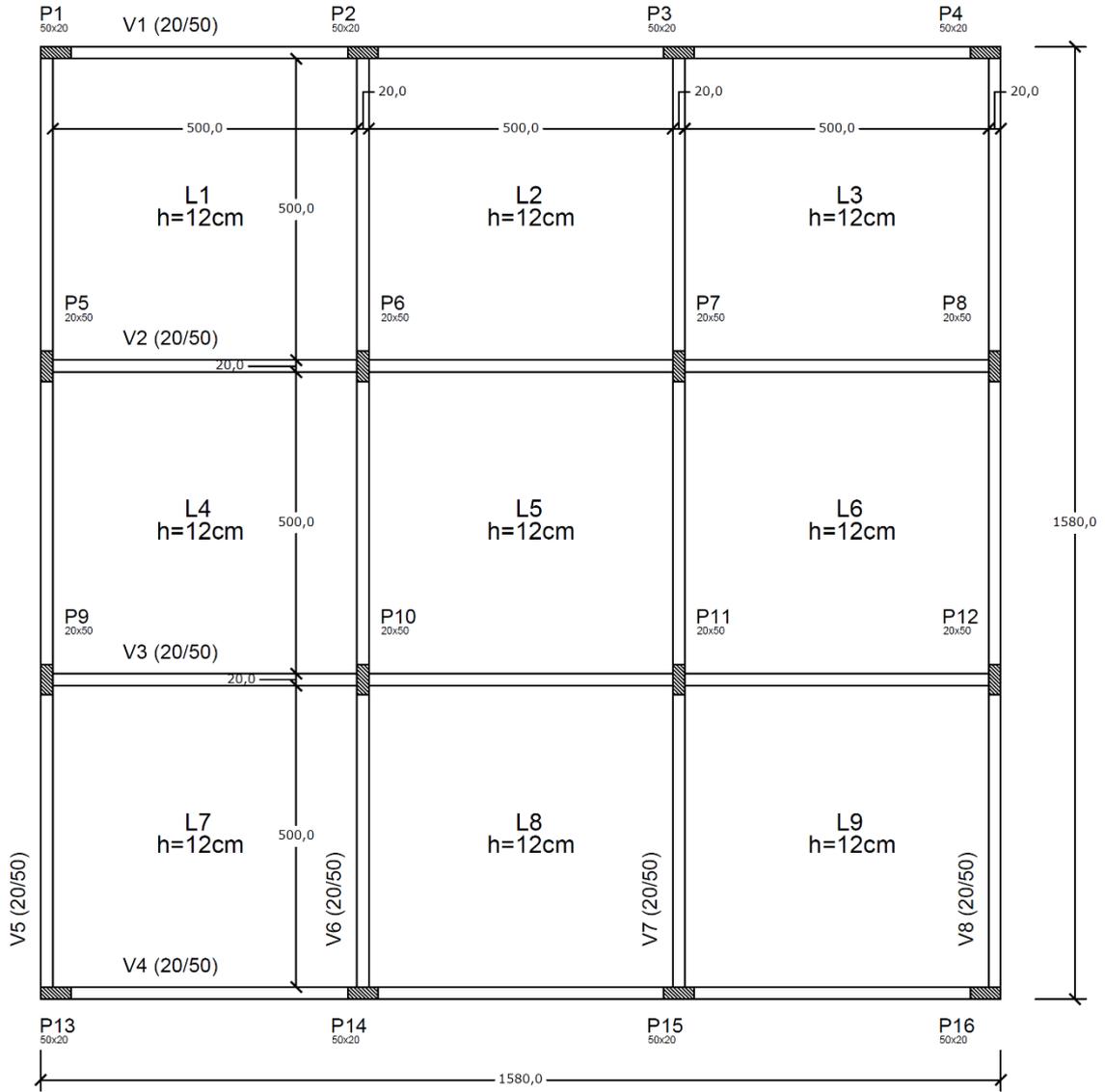
6.1. Estruturas tipo A1, A2 e A3

6.1.1. Descrição das estruturas

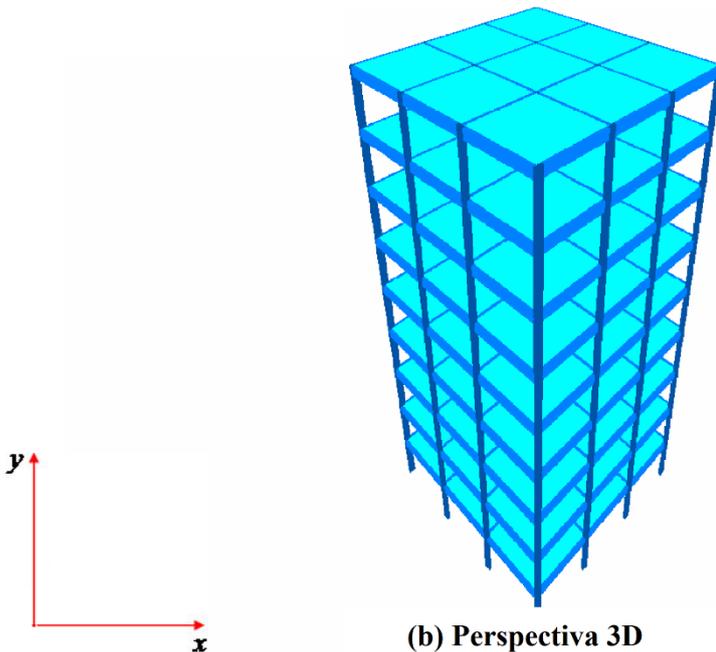
A geometria das estruturas A1, A2 e A3 é oriunda da planta de formas tipo A, que possui uma área por pavimento igual a 250 m². A partir da configuração da planta de formas é aplicada a variação do número de pavimentos, conforme discutido no início do capítulo desta pesquisa.

No que concerne às características geométricas dos elementos estruturais, as vigas e os pilares possuem seção retangular, com dimensões indicadas nas respectivas plantas de formas apresentadas nas figuras 6.1, 6.2 e 6.3. Já as lajes são do tipo maciça, com espessuras também indicadas nas referidas plantas. No mais, é considerado no presente trabalho que todos os pilares de fundação das referidas estruturas possuem uma profundidade igual a 1,50 m.

Figura 6.1 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A1 (medidas em cm)

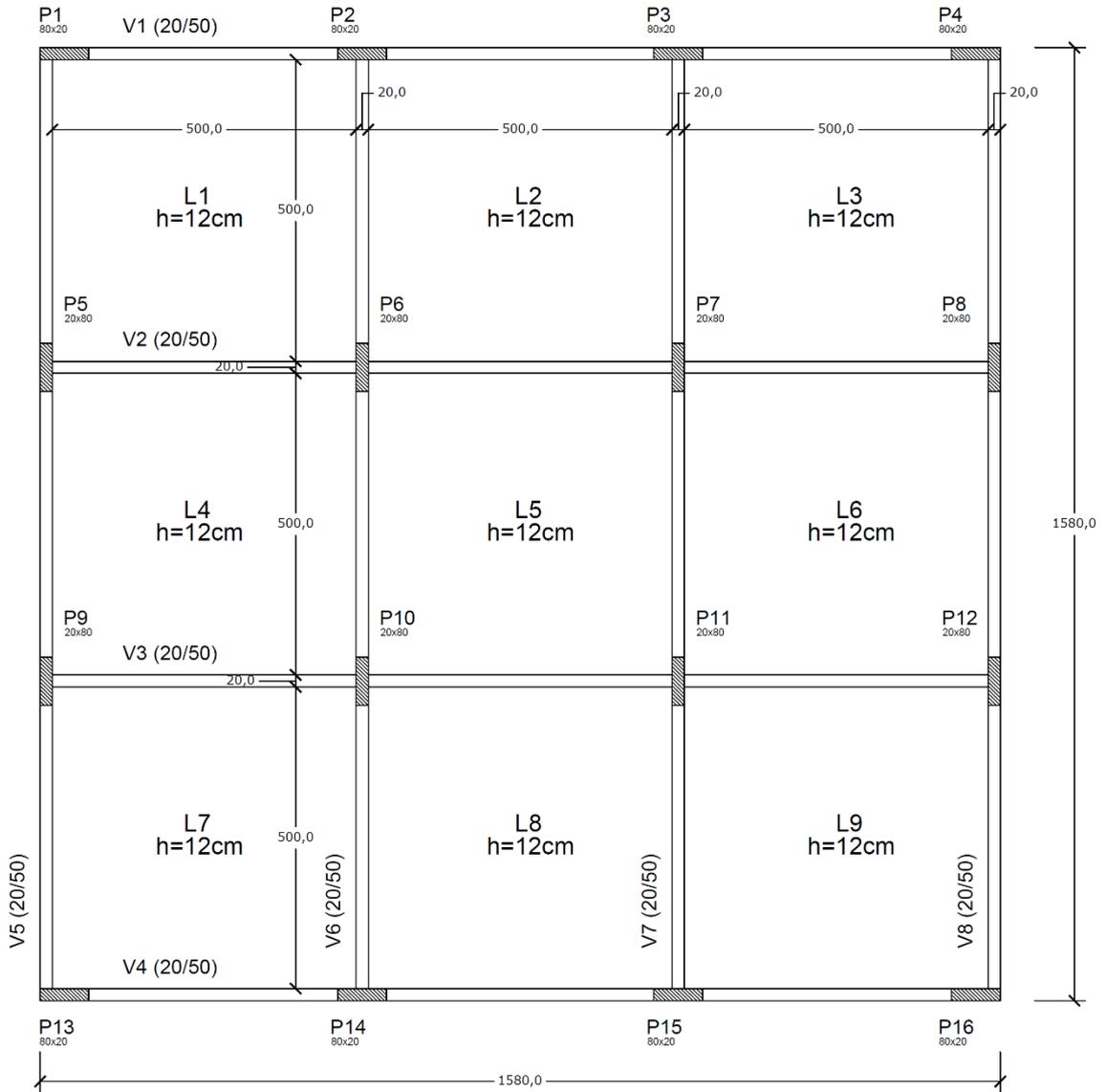


(a) Planta de Fôrmas

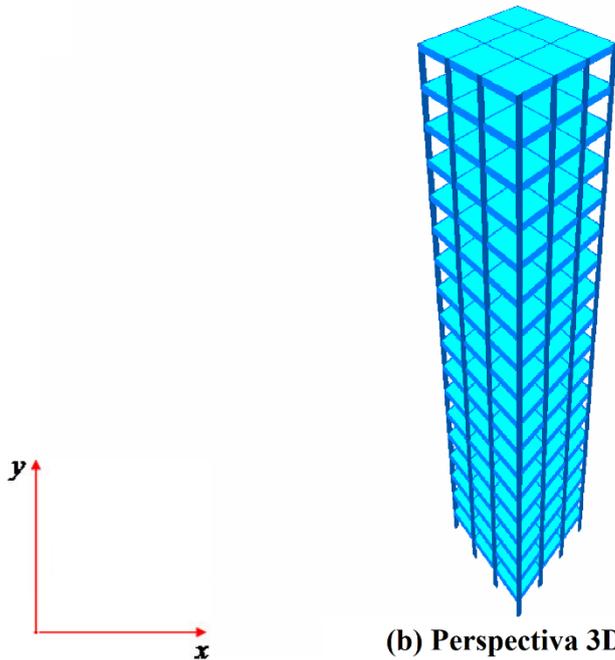


(b) Perspectiva 3D

Figura 6.2 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A2 (medidas em cm)

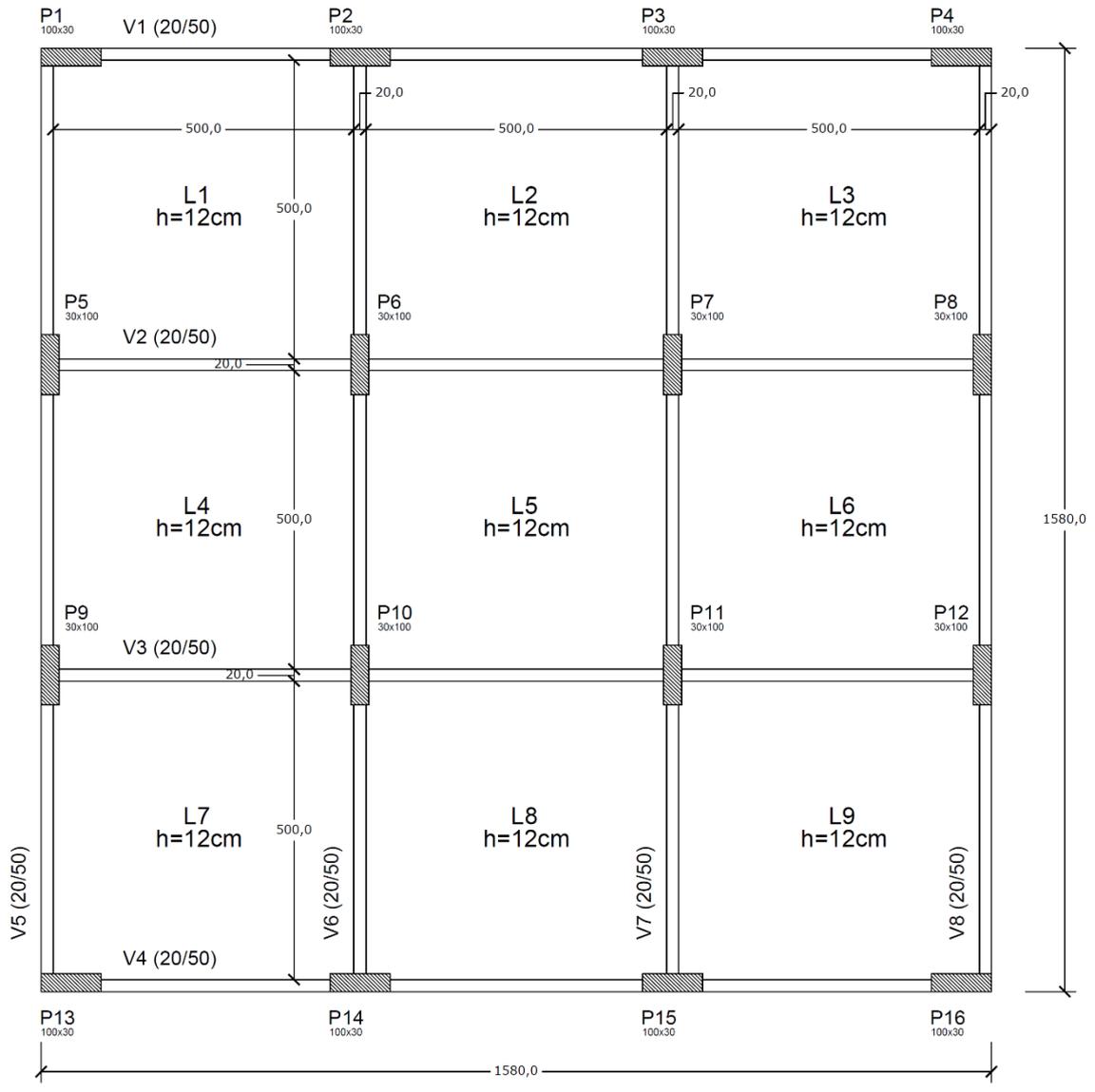


(a) Planta de Fôrmas

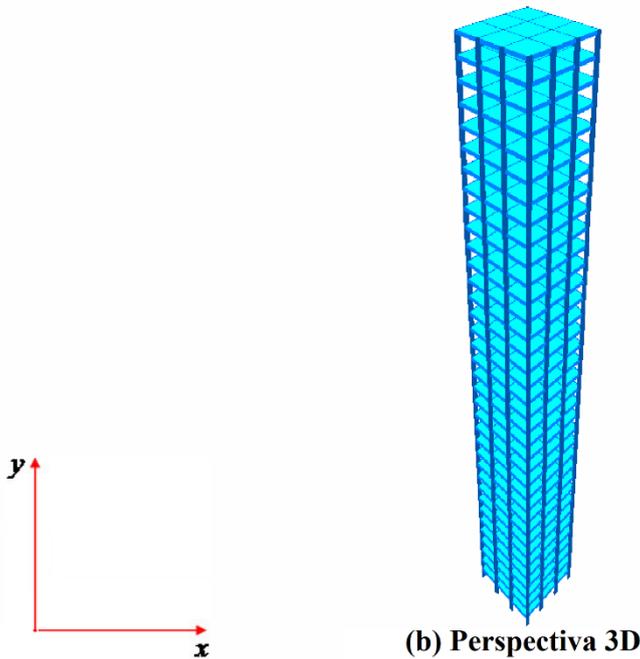


(b) Perspectiva 3D

Figura 6.3 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural A3 (medidas em cm)



(a) Planta de Fôrmas



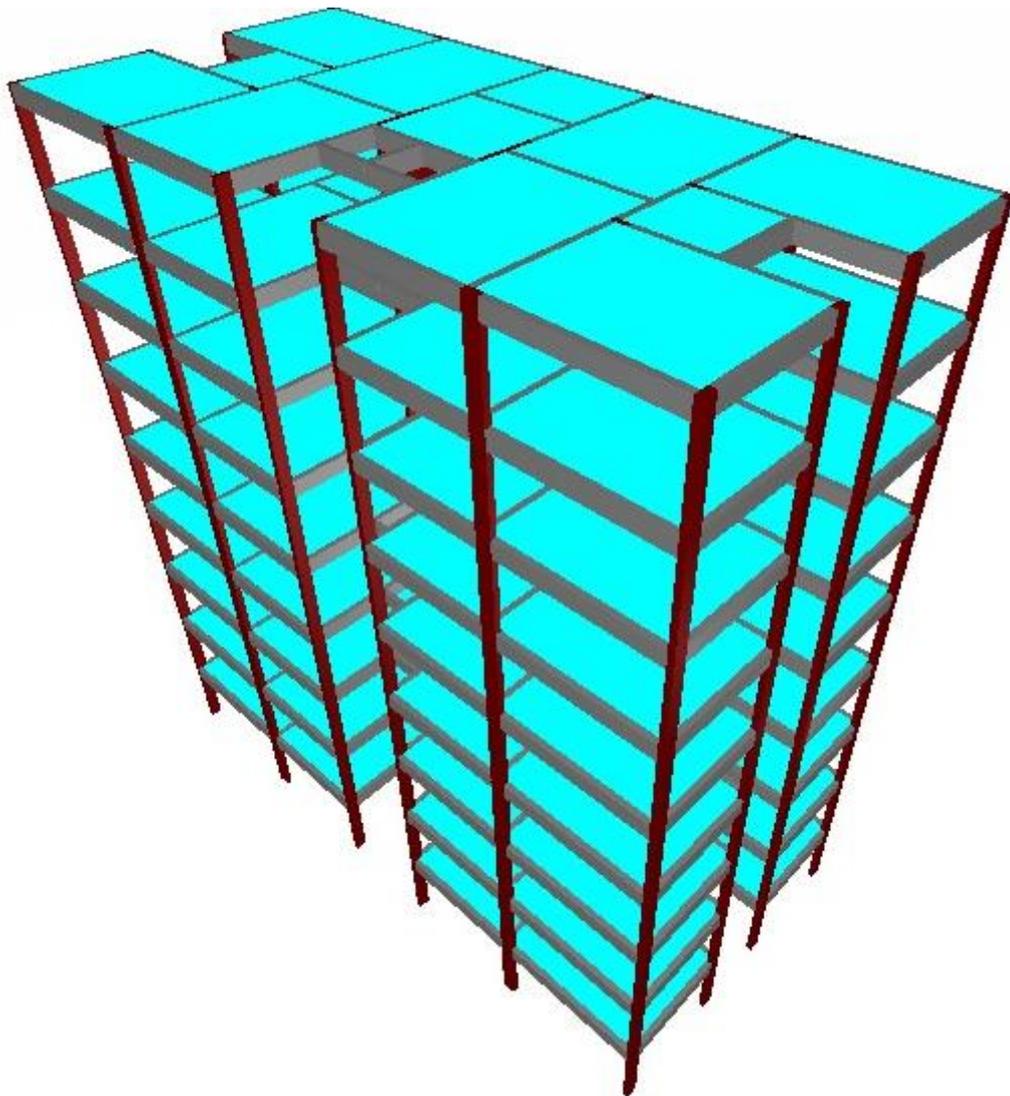
(b) Perspectiva 3D

6.2. Estruturas tipo B1, B2 e B3

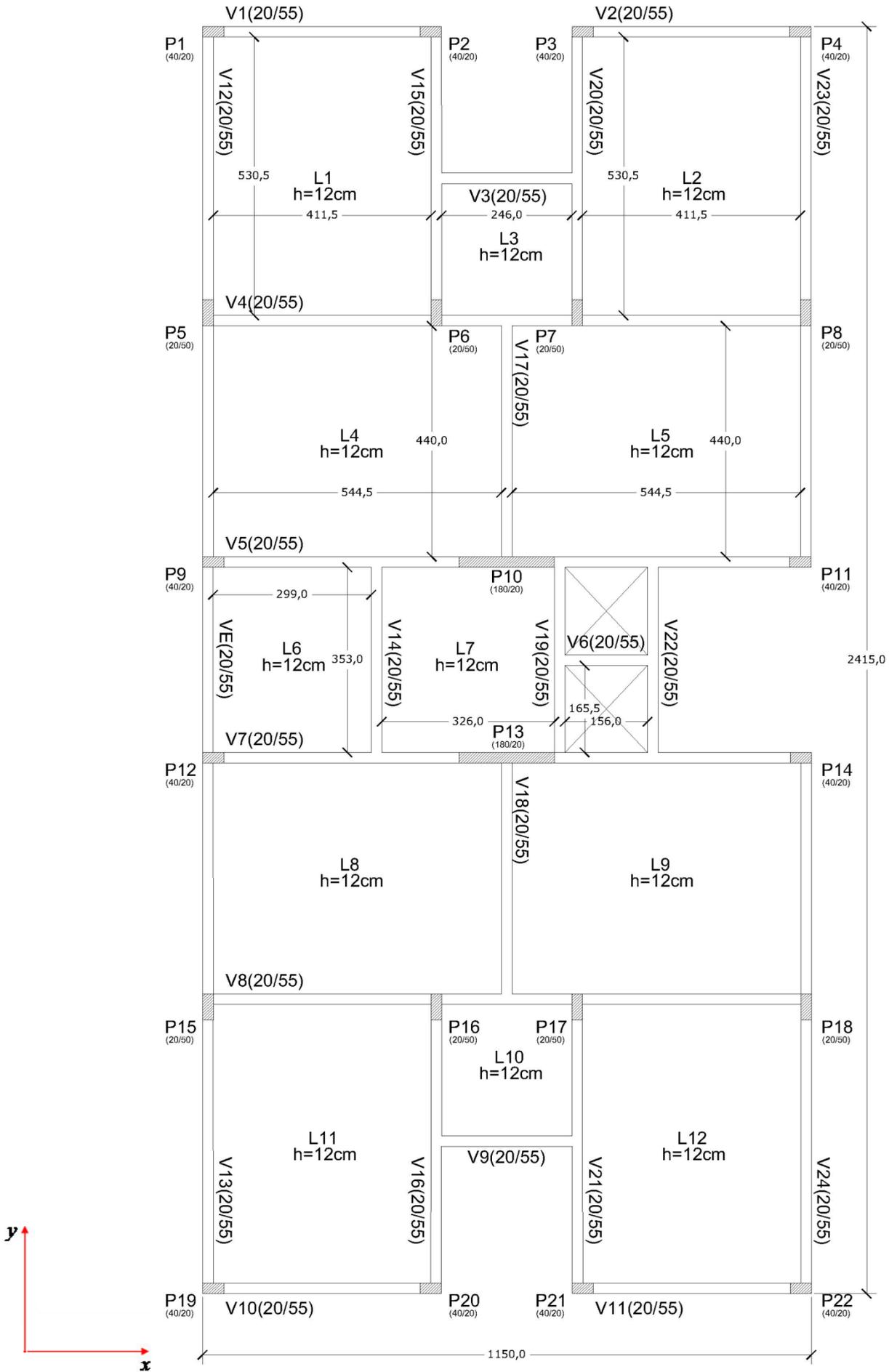
6.2.1. Descrição das estruturas

A geometria das estruturas B1, B2 e B3 é oriunda da planta de formas tipo B, que possui uma área por pavimento igual a 253 m². No que se refere às características geométricas dos elementos estruturais, as vigas e os pilares possuem seção retangular, com dimensões indicadas nas respectivas plantas de formas apresentadas nas figuras 6.4, 6.5 e 6.6. Já as lajes são do tipo maciça, com espessuras também indicadas nas referidas plantas. No mais, é considerado no presente trabalho que todos os pilares de fundação das referidas estruturas possuem uma profundidade igual a 1,50 m.

Figura 6.4 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B1 (medidas em cm)

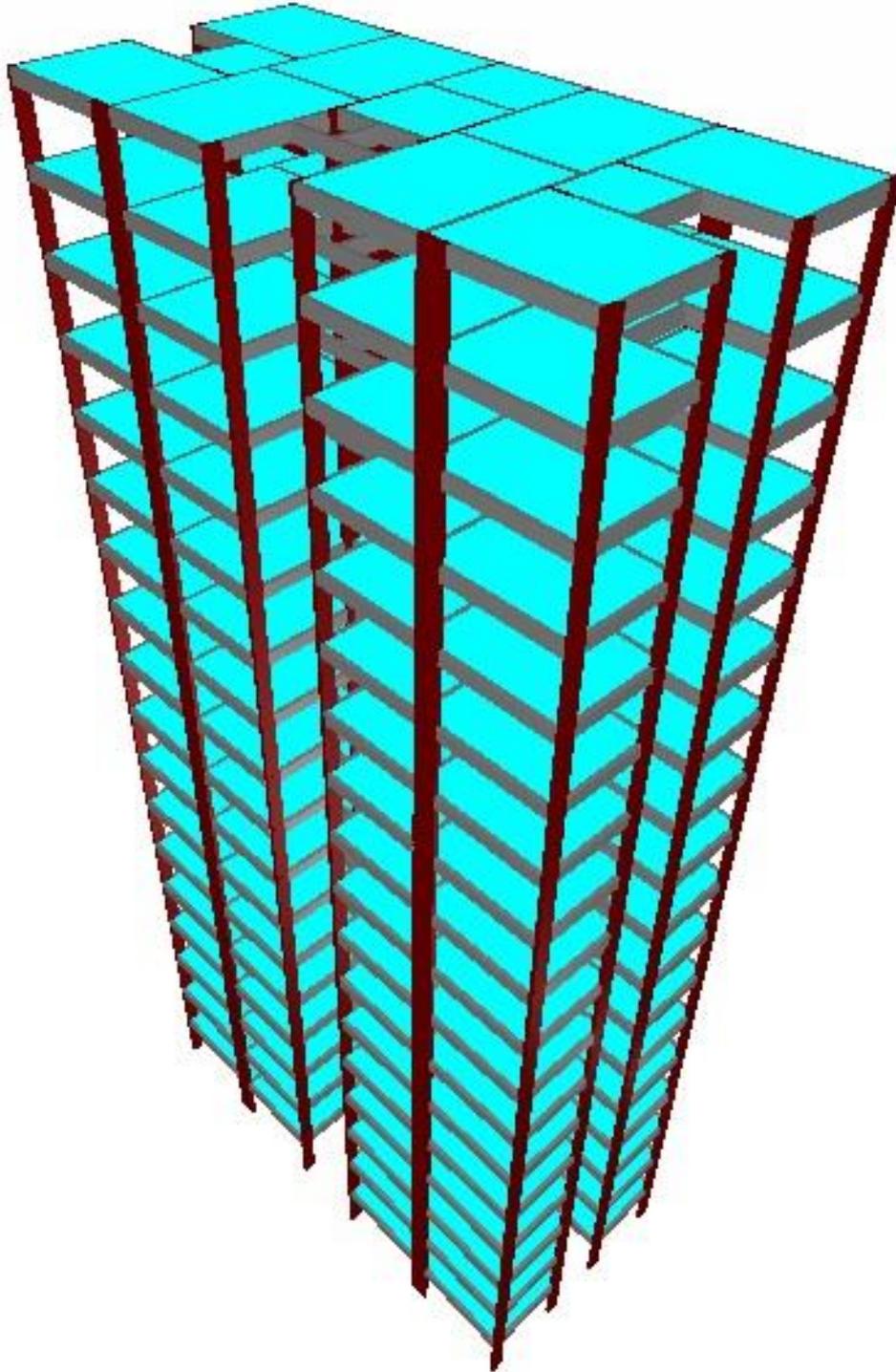


(a) Perspectiva 3D

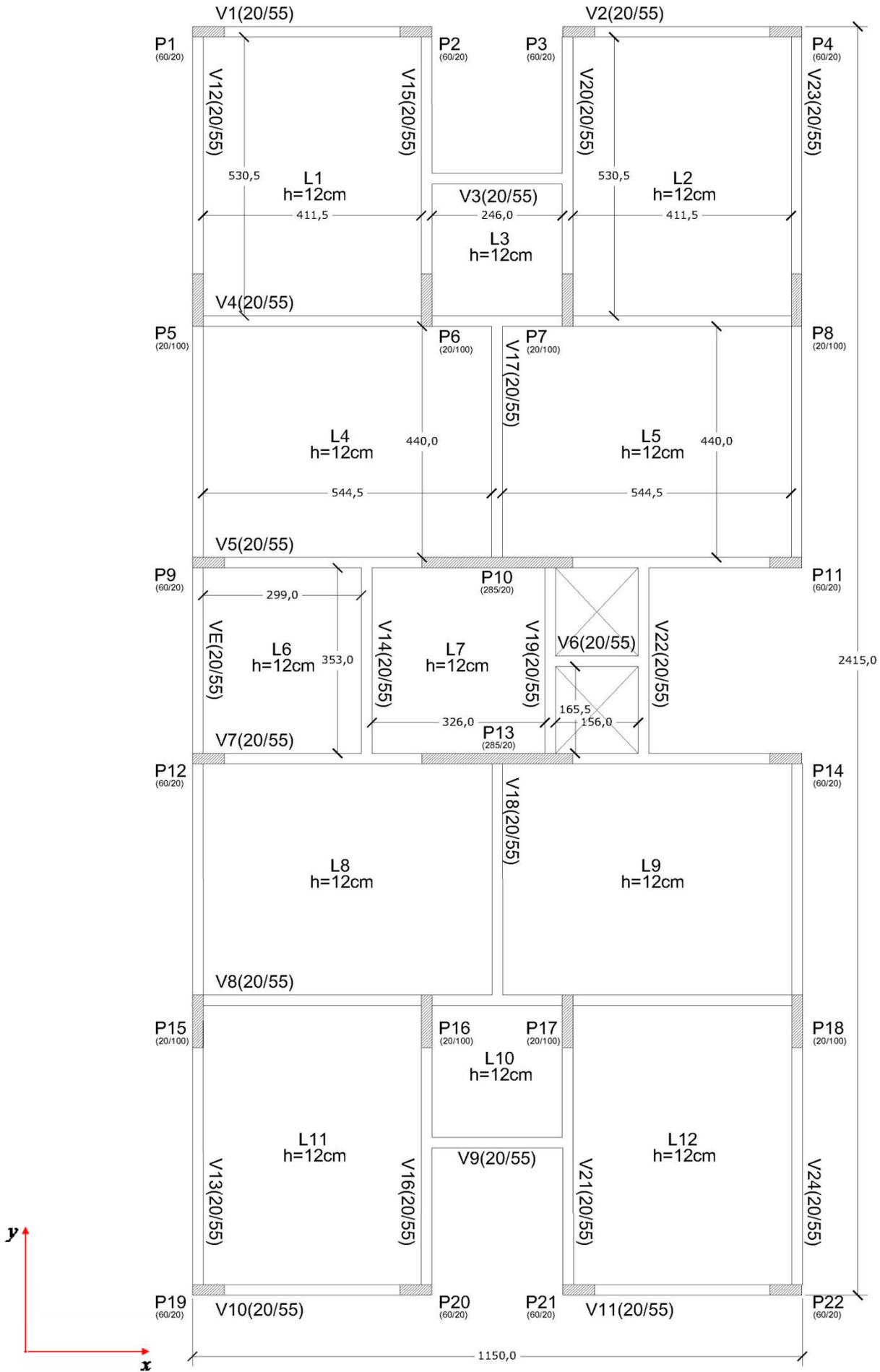


(b) Planta de Fôrmas

Figura 6.5 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B2 (medidas em cm)

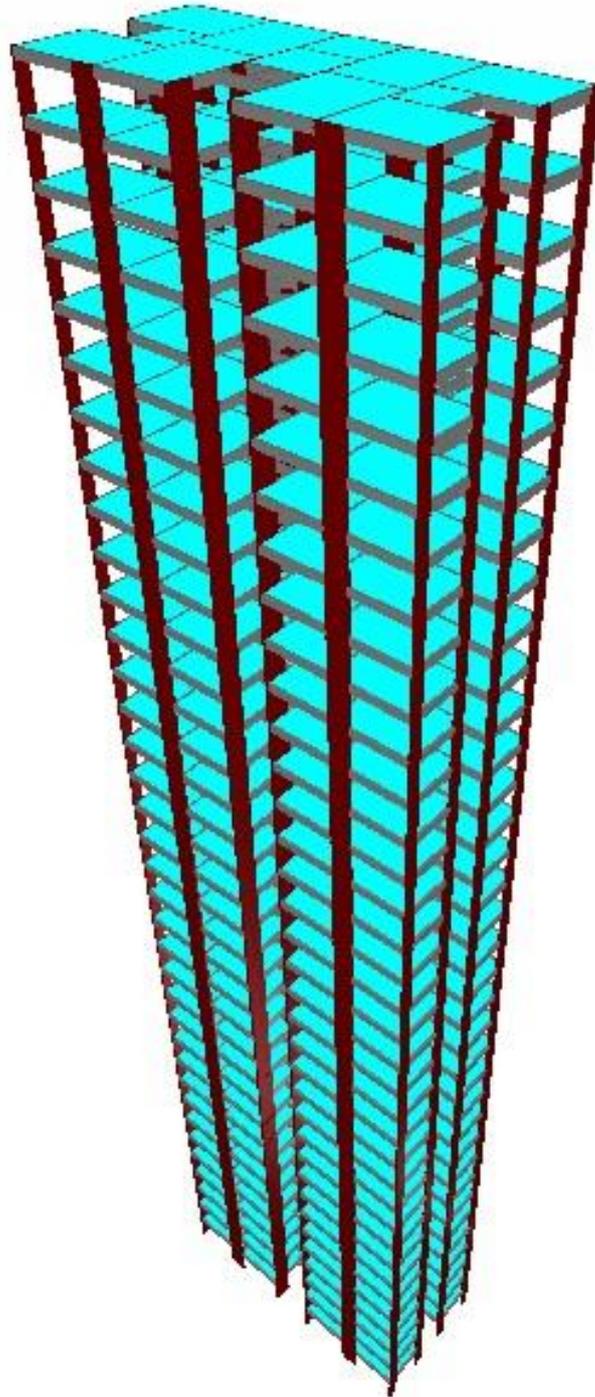


(a) Perspectiva 3D

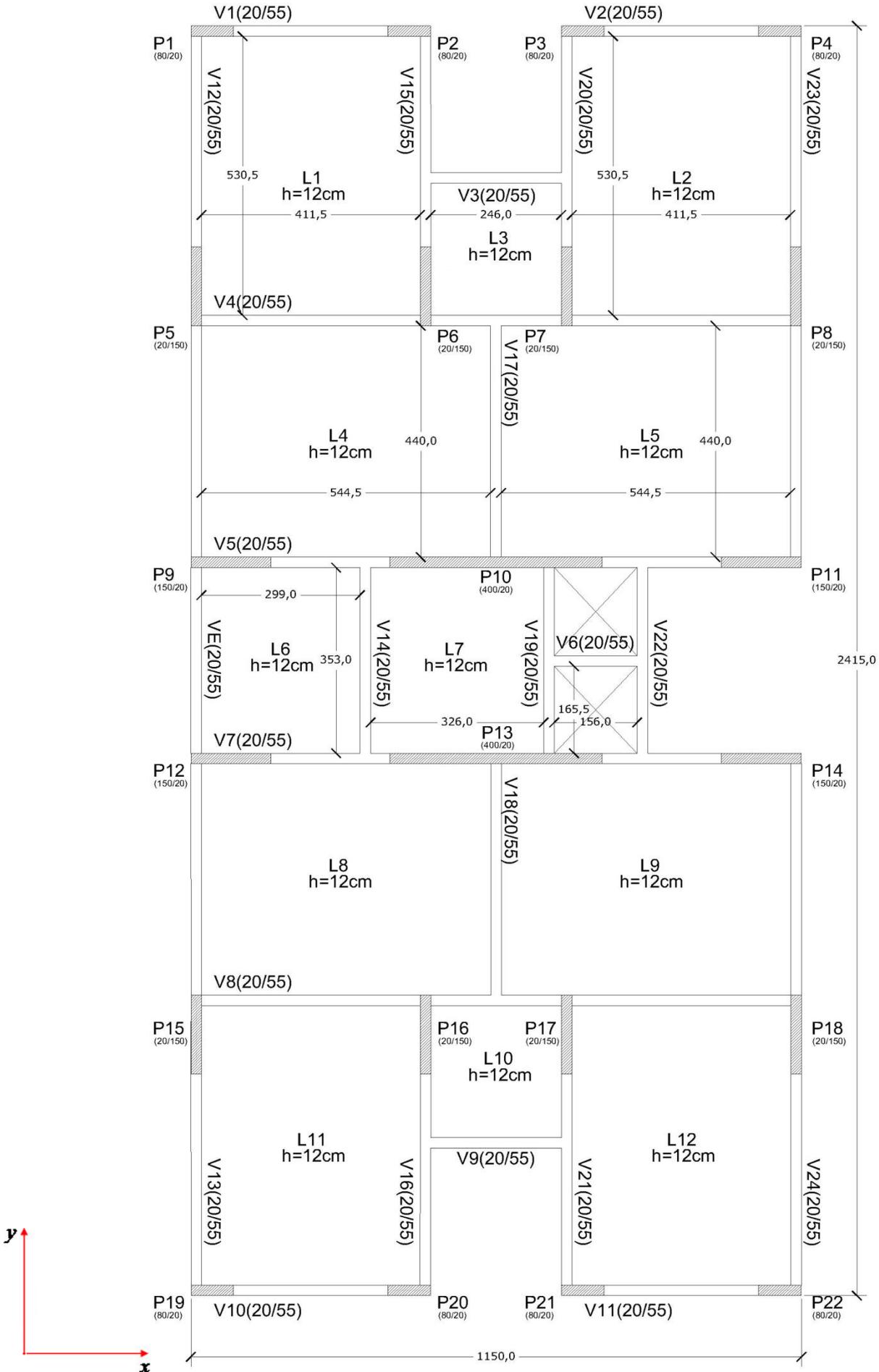


(b) Planta de Fôrmas

Figura 6.6 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural B3 (medidas em cm)



(a) Perspectiva 3D



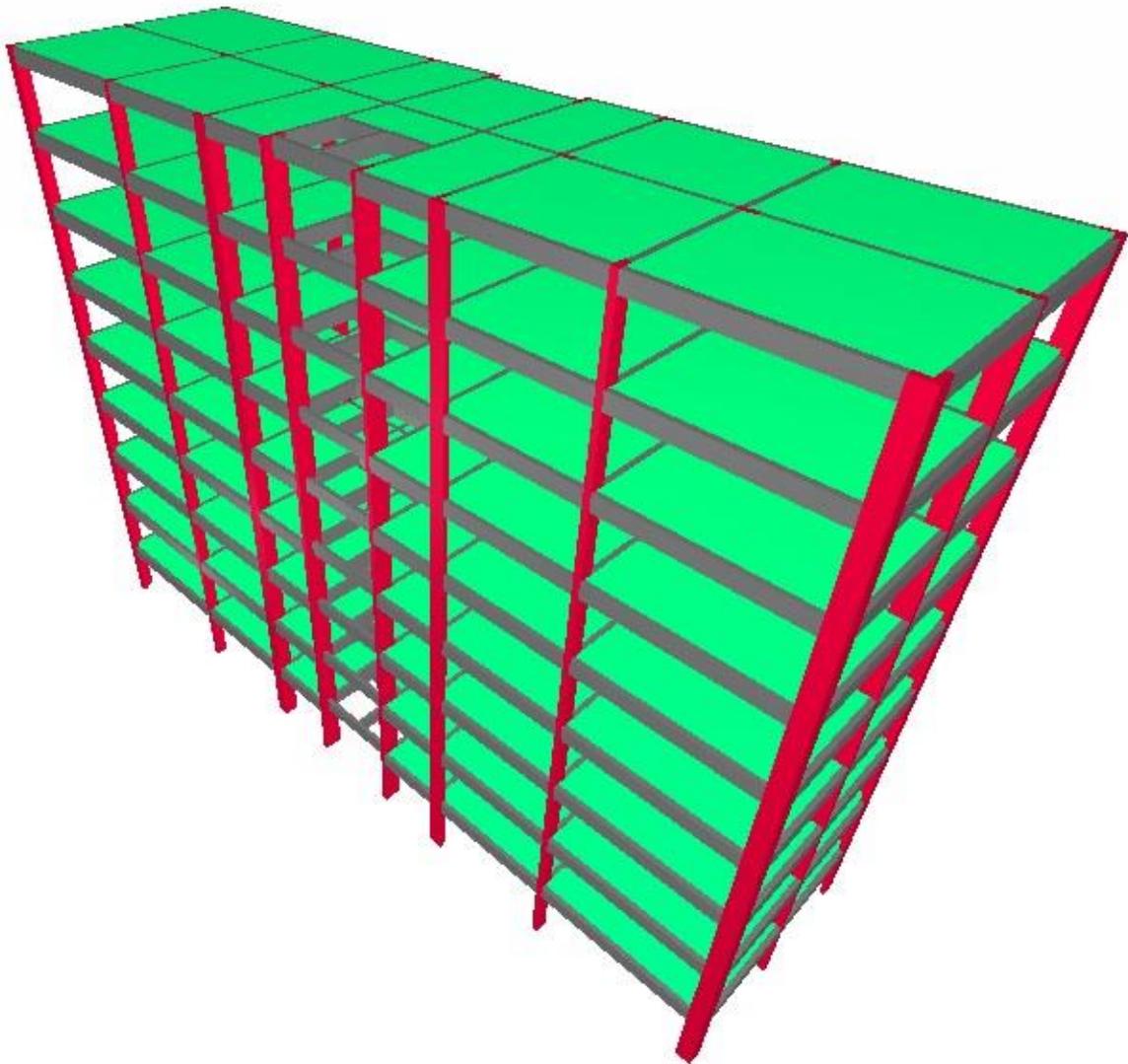
(b) Planta de Fôrmas

6.3. Estruturas tipo C1, C2 e C3

6.3.1. Descrição das estruturas

A geometria das estruturas C1, C2 e C3 é oriunda da planta de formas tipo C, que possui uma área por pavimento igual a 348 m². Com relação às características geométricas dos elementos estruturais, as vigas possuem seção retangular, já os pilares possuem seções com dimensões indicadas nas respectivas plantas de formas apresentadas nas figuras 6.7, 6.8 e 6.9. Já as lajes são do tipo maciça, com espessuras também indicadas nas referidas plantas. No mais, é considerado no presente trabalho que todos os pilares de fundação das referidas estruturas possuem uma profundidade igual a 1,50 m.

Figura 6.7 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C1 (medidas em cm)

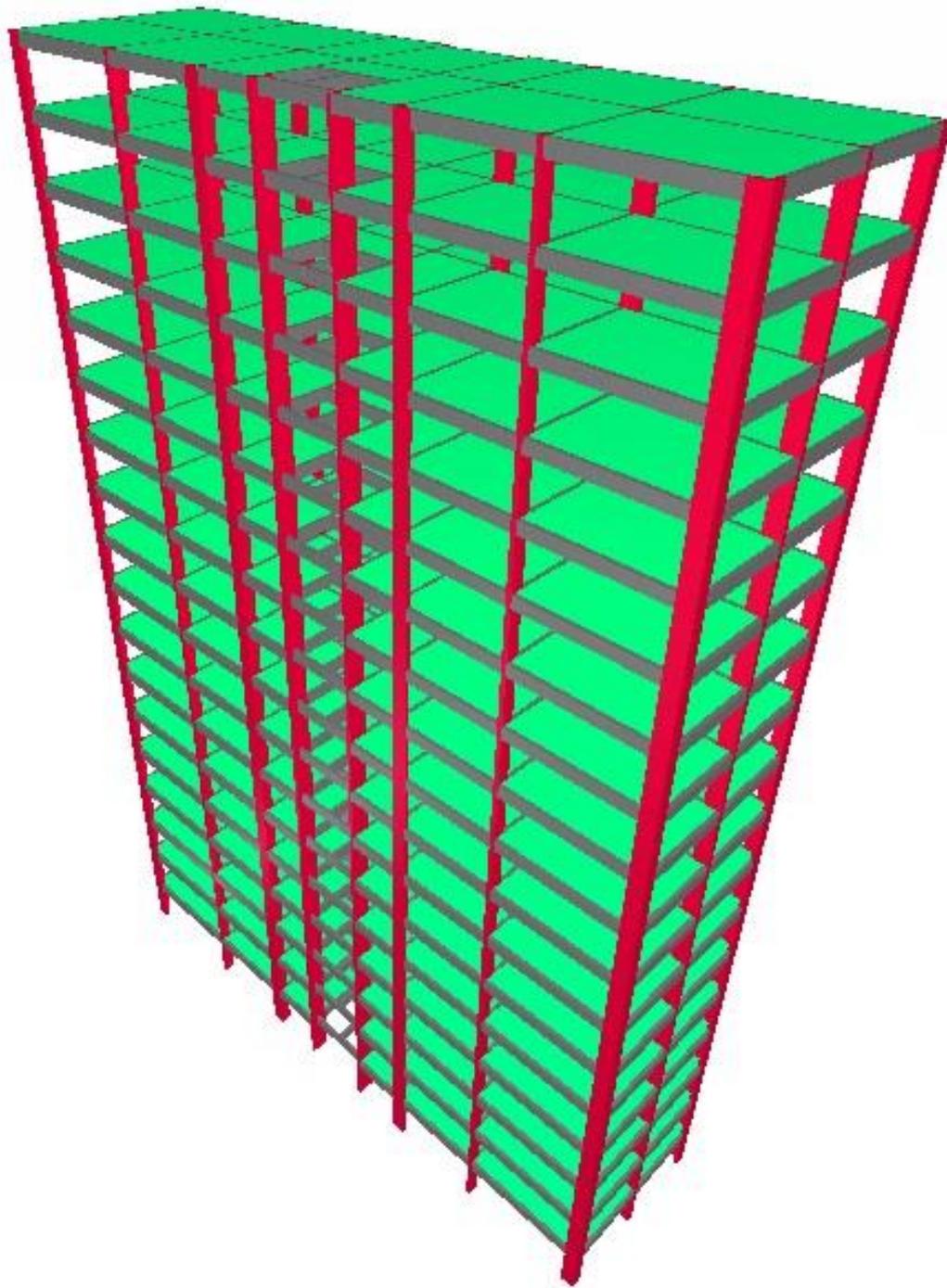


(a) Perspectiva 3D



(b) Planta de Fôrmas

Figura 6.8 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C2 (medidas em cm)

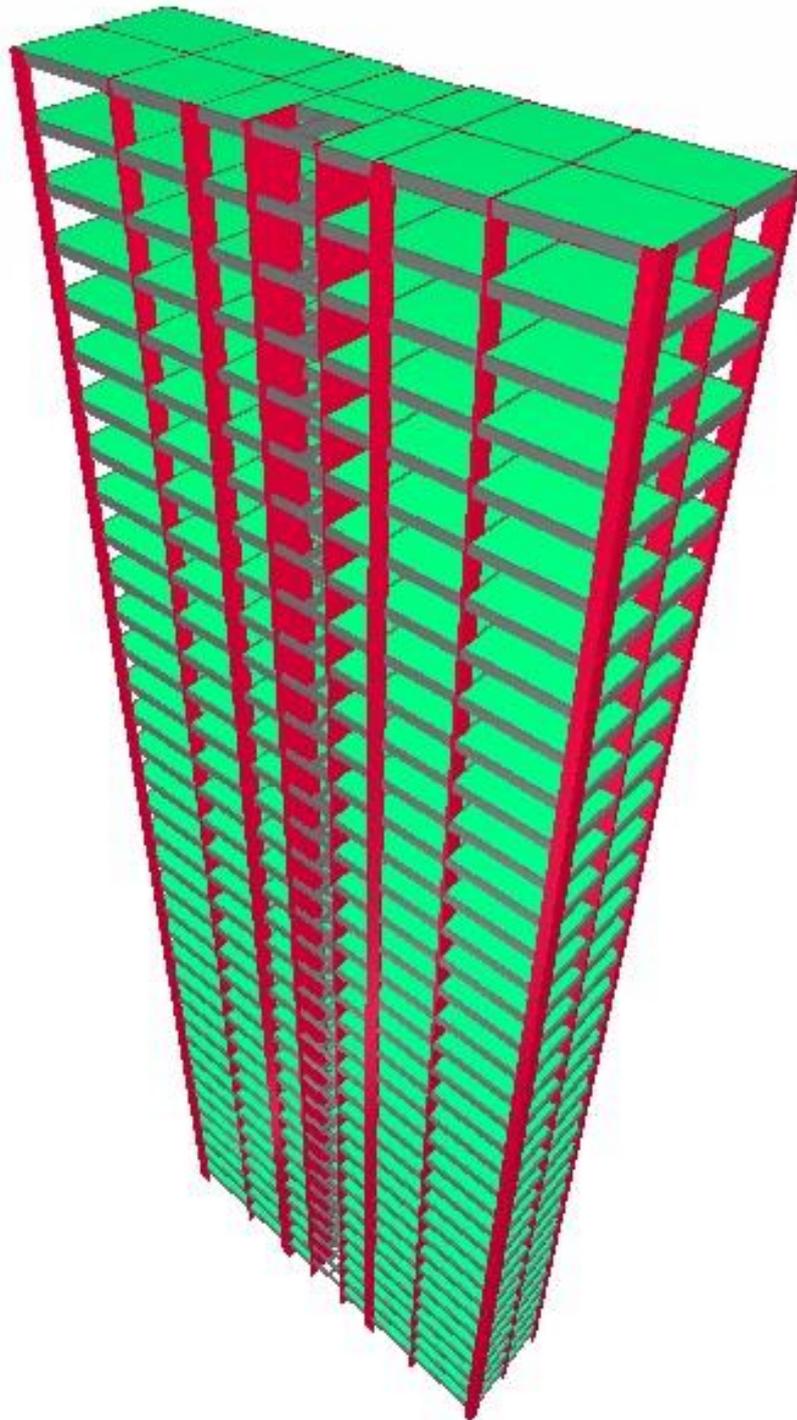


(a) Perspectiva 3D



(b) Planta de Fôrmas

Figura 6.9 - Planta de fôrmas e perspectiva do modelo estrutural C3 (medidas em cm)



(a) Perspectiva 3D



(b) Planta de Fôrmas

7. METODOLOGIA

7.1. Aspectos gerais

Neste trabalho será realizada a análise de nove estruturas fictícias de concreto armado que foram modeladas considerando as condições de vento na cidade de Belém-PA. Assim, será possível a avaliação da influência da consideração das cargas provocadas pelo vento em relação aos parâmetros de estabilidade global mencionados nos objetivos específicos.

Os nove modelos estruturais com 9, 18 e 36 pavimentos e com pé-direito de 3 m, utilizados no estudo foram concebidos segundo as plantas de fôrmas apresentadas nas figuras anteriores de modo que nenhuma alteração de disposição dos elementos fosse modificada para favorecer o enrijecimento da estrutura.

No que se refere aos cobrimentos para as armaduras, foram adotados os valores que são recomendados pela NBR 6118 (2014) conforme a classe de agressividade do ambiente em que a estrutura está localizada. Desta forma, como os modelos estruturais desta pesquisa estão localizados em Belém-PA, foi considerada a classe de agressividade ambiental tipo II, para ambiente com agressividade moderada, e foram adotados para os pilares e vigas cobrimento igual a 30 mm, já para as lajes maciças foi adotado o cobrimento de 25 mm, sendo que a resistência (f_{ck}) atribuída para o concreto foi de 40 MPa.

No momento da escolha de quais estruturas utilizar, optou-se por concepções arquitetônicas diferenciadas, variando principalmente as relações de comprimento por largura, no intuito de obter uma tendência de resultados que contemplassem um universo maior de arranjos estruturais.

Diante disso, as análises presentes neste trabalho, exceto nos casos indicados em contrário, seguirão a metodologia descrita nos itens seguintes, onde serão mostrados os critérios mais importantes adotados na modelagem e na extração dos resultados no *software* de análise utilizado.

7.2. Análise no TQS

7.2.1. Modelo estrutural

Para a análise das estruturas no TQS será empregado o modelo *IV*. Neste modelo a estrutura é simulada como pórtico espacial composto de barras que simulam as vigas e pilares, sendo as lajes admitidas como diafragmas rígidos, de modo que os deslocamentos sejam compatibilizados em todos os nós de cada nível da estrutura. Assim, a rigidez dos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) é considerada na análise de estabilidade global das estruturas.

A simulação desses diafragmas é feita de maneira aproximada através do aumento da rigidez lateral das vigas no pórtico espacial. Para o cálculo da distribuição das cargas verticais nos pavimentos foi utilizado o modelo de grelhas.

7.2.2. Critérios adotados na análise

Segue abaixo um resumo dos principais critérios adotados na análise estrutural que interferem de maneira mais significativa nos resultados fornecidos pelo Programa.

I-Propriedades dos materiais

De acordo com a prescrição do item 8.2.2 da NBR 6118 (2014), o peso específico adotado para o concreto é de $2,50 \text{ tf/m}^3$ (25 kN/m^3). Já o módulo de elasticidade adotado tanto para as análises no estado limite último como em serviço será o tangente, calculado conforme o item 2.1.1 apresentado neste trabalho.

II-Critérios de pórticos para vigas e pilares

a) Seção T:

A inércia das vigas será calculada considerando seção T nos casos em que estas possuam lajes adjacentes.

b) Torção:

A rigidez à torção será totalmente desprezada nas barras que representam as vigas do pórtico espacial, salvo nos casos em que há predominância de esforços de torção.

c) Rigidez lateral:

Para a simulação das lajes como diafragma rígido, o valor da rigidez lateral das vigas que recebem as cargas dessas lajes será fixado em $10 m^4$, conforme explica VIEIRA (2015). Esse valor foi escolhido por ser suficientemente elevado para que as deformações laterais das vigas sejam desprezíveis.

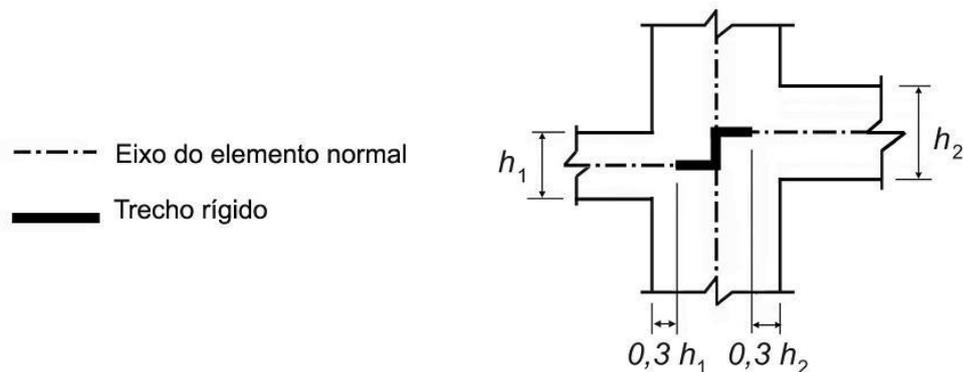
d) Vinculações externas:

Todos os pilares dos exemplos estudados serão admitidos como perfeitamente engastados na base dos edifícios.

e) Ligação viga-pilar:

As vigas serão consideradas com continuidade nos apoios intermediários e com total engastamento nos apoios extremos. O *software* define automaticamente os trechos comuns às barras de vigas e pilares como rígidos, obedecendo à recomendação do item 14.6.2.1 da NBR 6118 (2014), ilustrada na figura 7.1.

Figura 7.1 - Trechos rígidos



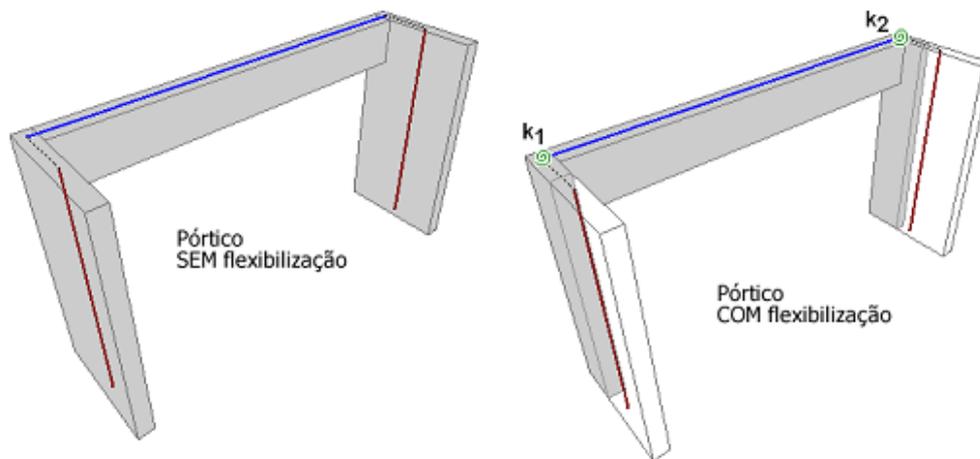
Fonte: NBR 6118 (2014).

f) Flexibilização das ligações viga-pilar:

VIEIRA (2015) relata que no *software* TQS há uma opção de considerar de forma mais adequada, a rigidez das ligações viga-pilar no modelo de pórtico espacial através da flexibilização das ligações viga-pilar. Com esta opção ativada, as ligações entre esses elementos são flexibilizadas através de molas posicionadas no extremo das barras das vigas. Esse ajuste está relacionado à questão de que somente uma parcela da rigidez do pilar irá contribuir efetivamente para a rigidez efetiva da ligação.

Nesta pesquisa será aplicado este recurso uma vez que o mesmo influencia na avaliação da estabilidade global devido ao aumento dos valores dos parâmetros de instabilidade. Assim, se a estrutura analisada já é estável, esse acréscimo é relativamente pequeno, entretanto se a estrutura é flexível, ele pode se tornar considerável, conforme é informado nos MANUAIS CAD/TQS (2016). Na figura 7.2 é ilustrada a diferença entre um modelo de pórtico sem e com flexibilização.

Figura 7.2 - Flexibilização das ligações viga-pilar



Fonte: MANUAIS CAD/TQS (2016).

III-Critérios gerais de pórtico para estado-limite último

a) Efeitos construtivos:

Por simplicidade, não será adotado critério algum que vise a consideração dos efeitos construtivos nas estruturas.

b) Não-linearidade Física:

A não-linearidade física será considerada de forma aproximada, de acordo com as equações 2.9 a 2.12 expostas no item 2.1.1 deste trabalho.

c) Coeficiente γ_z :

Para o cálculo do coeficiente γ_z será adotada a formulação de segurança recomendada no item 15.3.1 da NBR 6118 (2014) que prescreve que os efeitos de 2ª ordem podem ser calculados com as cargas majoradas por γ_f/γ_{f3} , que posteriormente são majoradas por γ_{f3} . Lembrando que γ_{f3} é a parcela de γ_f que considera as aproximações feitas no projeto.

d) Análise P-Δ:

Na análise $P-\Delta$ será considerado um número máximo de interações igual a 50 (cinquenta) e uma tolerância relativa de 0,001. Segundo VIEIRA (2015), há no TQS duas opções para esta análise: $P-\Delta$ convencional e $P-\Delta$ em dois passos. Neste último, os efeitos construtivos são considerados de maneira aproximada. Como já explicado, tais efeitos serão desprezados, portanto será adotada a primeira opção nas análises.

IV. Critérios de pórtico para análise em serviço

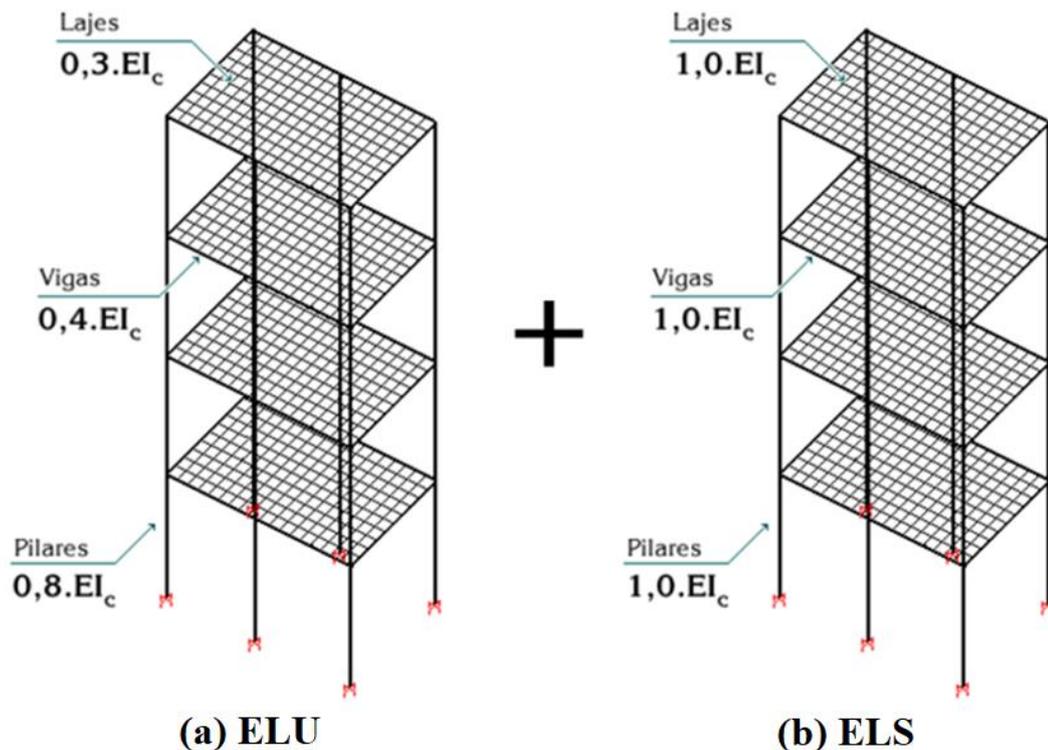
a) Deslocamentos horizontais:

A verificação dos deslocamentos será feita levando em consideração somente a ação do vento para a combinação frequente de cargas, conforme prescrito na NBR 6118 (2014).

b) Não-linearidade física:

No *Software*, são gerados dois modelos independentes de pórtico espacial, um para o estado-limite último (ELU), com a consideração aproximada da não-linearidade física, e outro para o estado-limite de serviço (ELS), com os valores de rigidez integral dos elementos estruturais. A figura 7.3 apresenta a diferença entre tais modelos.

Figura 7.3 - Modelos ELU e ELS no TQS



7.2.3. Ações e combinações

I. Cargas Verticais

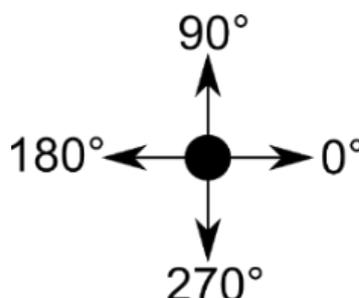
Para as cargas verticais introduzidas nos modelos estruturais, foram obedecidas algumas recomendações da NBR 6120 (1980) que define o peso específico dos materiais assim como as cargas acidentais atuantes, conforme apresentado no capítulo 5. Os carregamentos verticais aplicados são 1 kN/m^2 para o revestimento das lajes e $1,5 \text{ kN/m}^2$ para as sobrecargas acidentais.

II. Ação do Vento

Os carregamentos horizontais devido ao vento são calculados automaticamente pelo sistema, com base nas orientações da NBR 6123 (1988). Nesse sentido, basta apenas definir os fatores de cálculo, de acordo com as características das edificações em cada exemplo: velocidade básica, fator topográfico, categoria de rugosidade, classe da edificação e fator estático, conforme será apresentado no apêndice deste trabalho.

Vale ressaltar que as estruturas fictícias analisadas estão situadas no município de Belém-PA, ou seja, a velocidade básica do vento será a mesma para todas, conforme o gráfico das isopletras indicado na norma e apresentado na figura 5.3, onde essa velocidade básica é igual à 30 m/s . Os coeficientes de arrasto também são definidos automaticamente pelo sistema em função da geometria de cada estrutura, para cada um dos ângulos principais de incidência do vento, cujas direções são indicadas na figura 7.4. Em todos os casos, a ação do vento será considerada como de baixa turbulência.

Figura 7.4 - Direções de incidência da ação do vento



Fonte: MANUAIS CAD/TQS (2016).

III. Cargas devido às imperfeições globais

A verificação dos efeitos do desaprumo global nas estruturas também será realizada de forma automática no TQS, aplicando os critérios do item 11.3.3.4 da NBR 6118 (2014) descritos a seguir:

- a) Considerar somente a ação do vento quando pelo menos 30% desta for maior que ação do desaprumo;
- b) Considerar somente a ação do desaprumo quando pelo menos 30% desta for maior que ação do vento;
- c) Nos demais casos, considerar a combinação dos efeitos de ambos.

IV. Combinações de ações

Todos os exemplos serão verificados para 9 (nove) combinações últimas e 5 (cinco) combinações de serviço, montadas de acordo com as prescrições da NBR 6118 (2014). Essas combinações são geradas automaticamente pelo Programa, sendo necessária somente a configuração correta dos coeficientes de ponderação. Na tabela 7.1, estão indicadas as combinações últimas normais, e na tabela 7.2 as combinações de serviço.

Tabela 7.1 - Combinações de carga para o estado-limite último

Comb. 1	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot ACID$
Comb. 2	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (ACID + 0,6 \cdot VENTO 0^\circ)$
Comb. 3	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (ACID + 0,6 \cdot VENTO 90^\circ)$
Comb. 4	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (ACID + 0,6 \cdot VENTO 180^\circ)$
Comb. 5	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (ACID + 0,6 \cdot VENTO 270^\circ)$
Comb. 6	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (0,5 \cdot ACID + VENTO 0^\circ)$
Comb. 7	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (0,5 \cdot ACID + VENTO 90^\circ)$
Comb. 8	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (0,5 \cdot ACID + VENTO 180^\circ)$
Comb. 9	$1,4 \cdot (PP + PERM) + 1,4 \cdot (0,5 \cdot ACID + VENTO 270^\circ)$

Fonte: NBR 6118 (2014) - adaptado.

Tabela 7.2 - Combinações de cargas para verificação em serviço

Comb. 1	$PP + PERM + 0,3ACID$
Comb. 2	$PP + PERM + 0,3ACID + 0,3VENTO 0^\circ$
Comb. 3	$PP + PERM + 0,3ACID + 0,3VENTO 90^\circ$
Comb. 4	$PP + PERM + 0,3ACID + 0,3VENTO 180^\circ$
Comb. 5	$PP + PERM + 0,3ACID + 0,3VENTO 270^\circ$

Fonte: NBR 6118 (2014) – adaptado.

Nestas combinações, *PP* representa as cargas devidas ao peso próprio, *PERM* são as demais cargas permanentes, *ACID* representa as cargas acidentais e *VENTO* são as cargas horizontais devidas à ação do vento em cada direção. Já os coeficientes de ponderação indicados em cada combinação foram atribuídos de acordo com as tabelas presentes na NBR 6118 (2014).

7.3. Tratamento dos resultados

7.3.1. Parâmetros de controle da estabilidade – ELU

Após a análise e dimensionamento dos modelos estruturais, serão indicados em gráficos, os resultados calculados para os parâmetros de estabilidade global mencionados nos objetivos específicos, tendo como referência os valores limite estabelecidos para cada situação e diante disso, serão realizadas comparações numéricas entre os parâmetros de estabilidade para todos os modelos estruturais. Os valores dos coeficientes serão obtidos para as quatro direções principais de incidência do vento: 0°, 90°, 180° e 270°. Para efeitos de simplificação, foi admitido nesta pesquisa que o eixo X corresponde a incidência de vento nas direções 0° e 180°. Assim, analogamente as direções 90° e 270° se referem a incidência do vento no eixo Y.

7.3.2. Parâmetros de controle dos deslocamentos - ELS

Os resultados referentes aos deslocamentos horizontais no topo dos edifícios obtidos a partir da análise e dimensionamento dos modelos estruturais serão comparados estabelecendo como variável a consideração da ação do vento para as quatro direções principais de incidência: 0°, 90°, 180° e 270°, definidas conforme seção anterior.

8. ANÁLISE DOS MODELOS ESTRUTURAIS

Neste capítulo serão analisados nove modelos estruturais fictícios concebidos em concreto armado, constituídos por pórticos espaciais e situados na cidade Belém-PA. O principal objetivo das análises é demonstrar a aplicação dos parâmetros estudados, bem como proceder a uma análise comparativa visando observar alguma tendência nos resultados obtidos.

A metodologia e os critérios adotados nos modelos estruturais e nas análises, tais como vinculações, rigidez dos elementos, definição dos carregamentos e das combinações de ações, entre outros, seguem as mesmas diretrizes já descritas no capítulo 7.

No que se refere à apresentação dos resultados oriundos das análises numéricas, vale ressaltar que os valores relativos aos parâmetros de estabilidade, cargas e momentos de 1ª e 2ª ordens dos modelos estruturais serão apresentados utilizando gráficos e tabelas. No tocante as estruturas, estas serão agrupadas em cada elemento de apresentação do presente trabalho de acordo com as tipologias das plantas de fôrmas que foram definidas no capítulo 6.

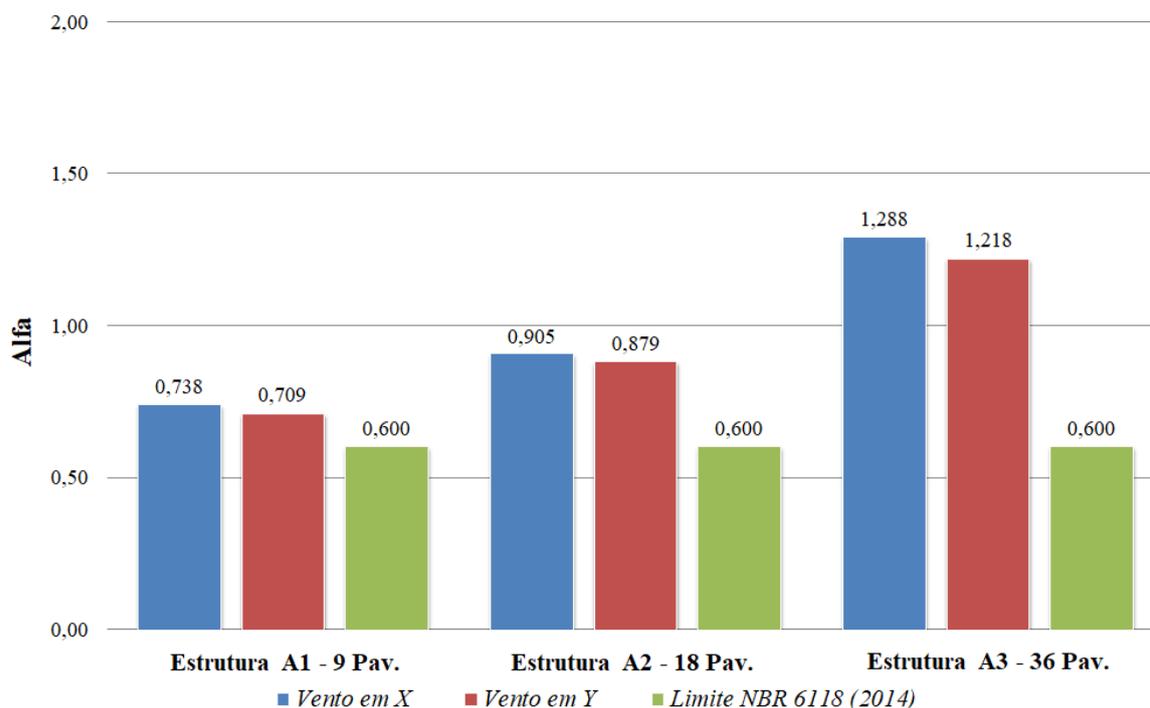
No final deste capítulo, serão apresentadas correlações entre os resultados obtidos para os coeficientes de estabilidade relativos ao estado limite último (ELU). Perante o exposto, serão sugeridas equações para obtenção dos parâmetros mencionados nos objetivos específicos.

8.1. Resultados

8.1.1. Análises das estruturas A1, A2 e A3 – ELU

I. Coeficiente α

A partir da obtenção dos resultados, é importante ressaltar que os valores de α devem ser comparados ao limite normativo igual a 0,6 de acordo com o item 15.5.2 da NBR 6118 (2014), uma vez que todas as estruturas modeladas e analisadas no decorrer desta pesquisa possuem um número de pavimentos superior a 4. De acordo com o gráfico apresentado através da figura 8.1, é possível constatar que todos os modelos estruturais com tipologia de planta de fôrmas “A” são classificados como estruturas de nós móveis, uma vez os seus resultados ultrapassam as condicionantes normativas.

Figura 8.1 - Variação do coeficiente α (Estruturas TIPO A)

É relevante destacar que as estruturas A1, A2 e A3 são modelos totalmente simétricos em planta, todavia é perceptível verificar que ocorreu uma variação numérica de até 6% referente ao parâmetro α quando são comparadas as direções de incidência do vento em cada estrutura, sendo que o vento incidente na direção X é o cenário mais desfavorável. No entanto, quando são comparados os resultados obtidos por meio de análises lineares entre os modelos na situação mais desfavorável percebe-se que existem variações da ordem de até 75%.

Tabela 8.1 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO A)

ESTRUTURA A1	ALFA	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,738	0,600	23,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,709	0,600	18,2%
ESTRUTURA A2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,905	0,600	51,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,879	0,600	46,5%
ESTRUTURA A3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,288	0,600	114,6%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,218	0,600	103,0%

Acima, é apresentada uma tabela que evidencia o percentual de variação dos resultados calculados com o limite descrito na NBR 6118 (2014). Ante o exposto, constata-se que é considerável a variação do coeficiente α principalmente no modelo estrutural A3.

II. Coeficiente γ_z

A partir da análise dos resultados das estruturas A1, A2 e A3 no que diz respeito ao coeficiente γ_z , observa-se na figura 8.2 que não se vislumbra nenhum cenário favorável para resultados inferiores ao limite do coeficiente preconizado pela NBR 6118 (2014). No que concerne à variação da magnitude do efeito do vento em cada direção, constata-se que a incidência do vento no eixo X é superior se comparado ao eixo Y, considerando uma variação máxima do parâmetro γ_z de até 2,5% entre as direções. Já quando é comparado cada modelo estrutural na situação relativa à incidência do vento mais desfavorável, nota-se que os valores obtidos resultaram numa variação máxima de aproximadamente 19%.

Figura 8.2 - Variação do coeficiente γ_z (Estruturas TIPO A)

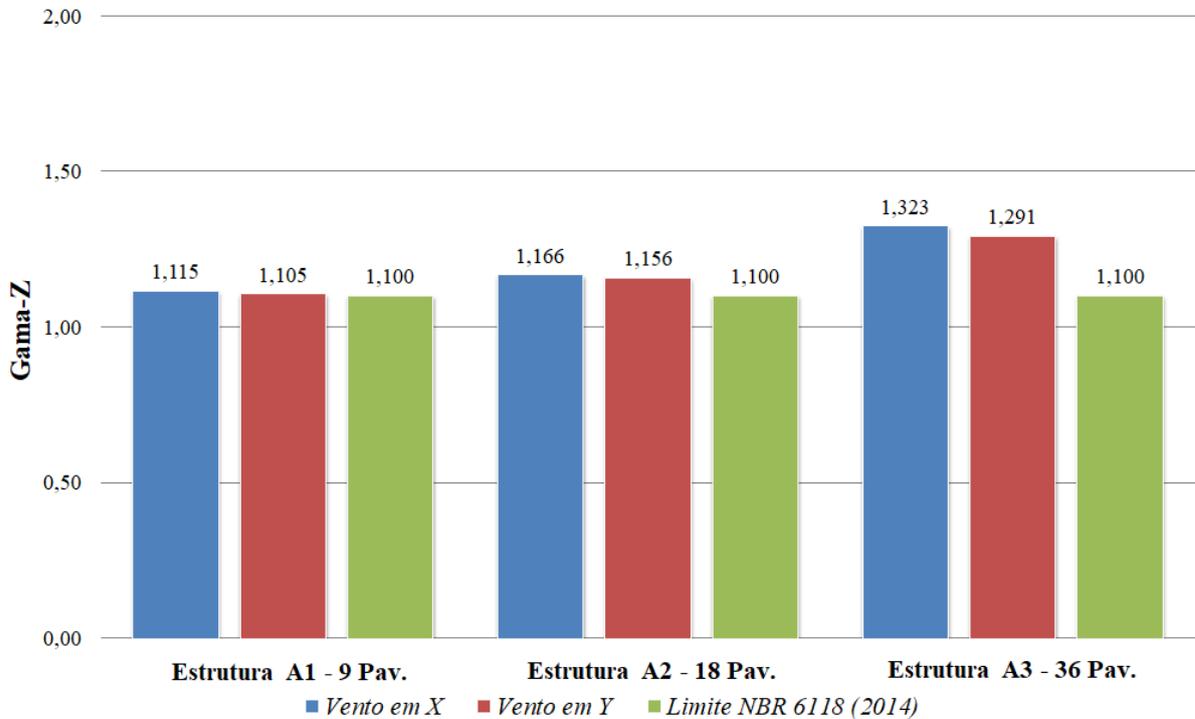


Tabela 8.2 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO A)

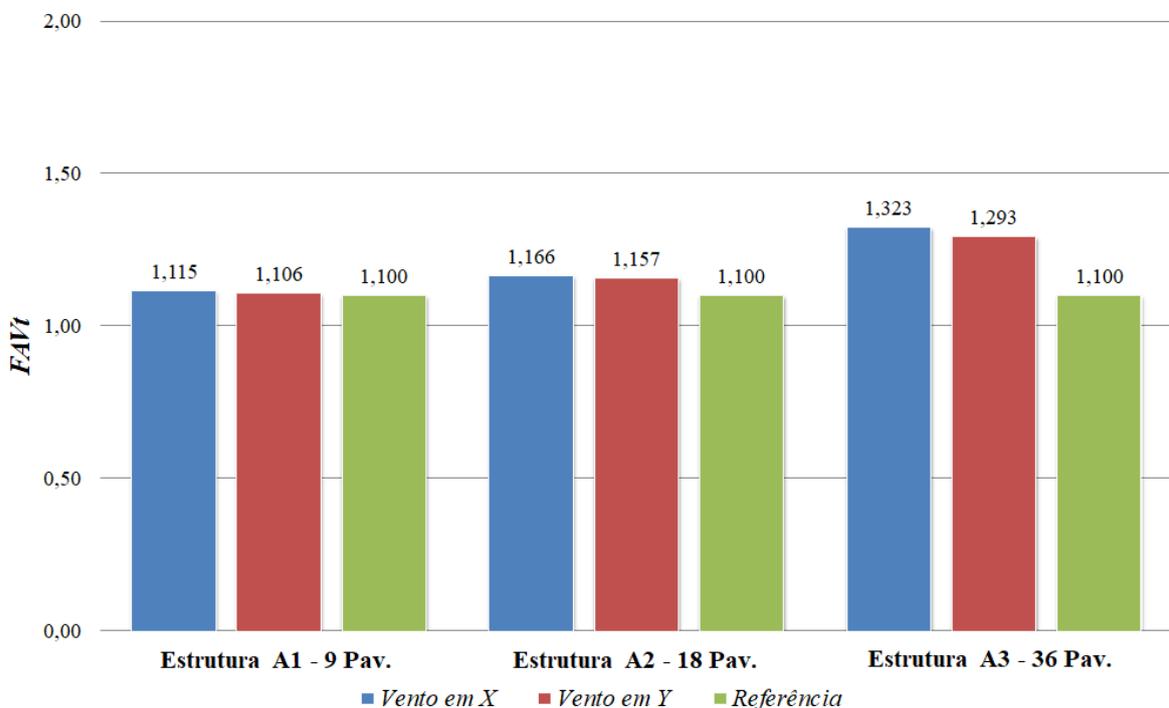
ESTRUTURA A1	GAMA-Z	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,115	1,100	1,4%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,105	1,100	0,5%
ESTRUTURA A2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,166	1,100	6,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,156	1,100	5,1%
ESTRUTURA A3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,323	1,100	20,3%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,291	1,100	17,4%

A tabela 8.2 apresentada acima retrata a variação dos resultados obtidos referentes ao coeficiente γ_z em relação ao limite normativo. Certifica-se que na estrutura A3, ocorre um incremento significativo de momentos de 2ª ordem na direção X, devido ao fato de que o coeficiente γ_z supera o limite estabelecido na NBR 6118 (2014) em mais de 20%.

III. Coeficiente $FAVt$

Devido as estruturas serem totalmente simétricas, os valores de γ_z e $FAVt$ são praticamente idênticos. Assim, os esforços finais obtidos por qualquer um desses dois parâmetros serão os mesmos. Cabe registrar que somente um resultado correspondente aos parâmetros γ_z e $FAVt$ ultrapassa o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ que é estabelecido no item 15.7.2 da NBR 6118 (2014) onde se menciona que é possível multiplicar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ da combinação de carregamento considerada para estimar os esforços finais globais de primeira e segunda ordem. Neste caso, apenas a estrutura A3 na situação em que o vento incide no eixo X, supera o intervalo supracitado, conforme exposto na figura 8.3.

Figura 8.3 - Variação do coeficiente $FAVt$ (Estruturas TIPO A)

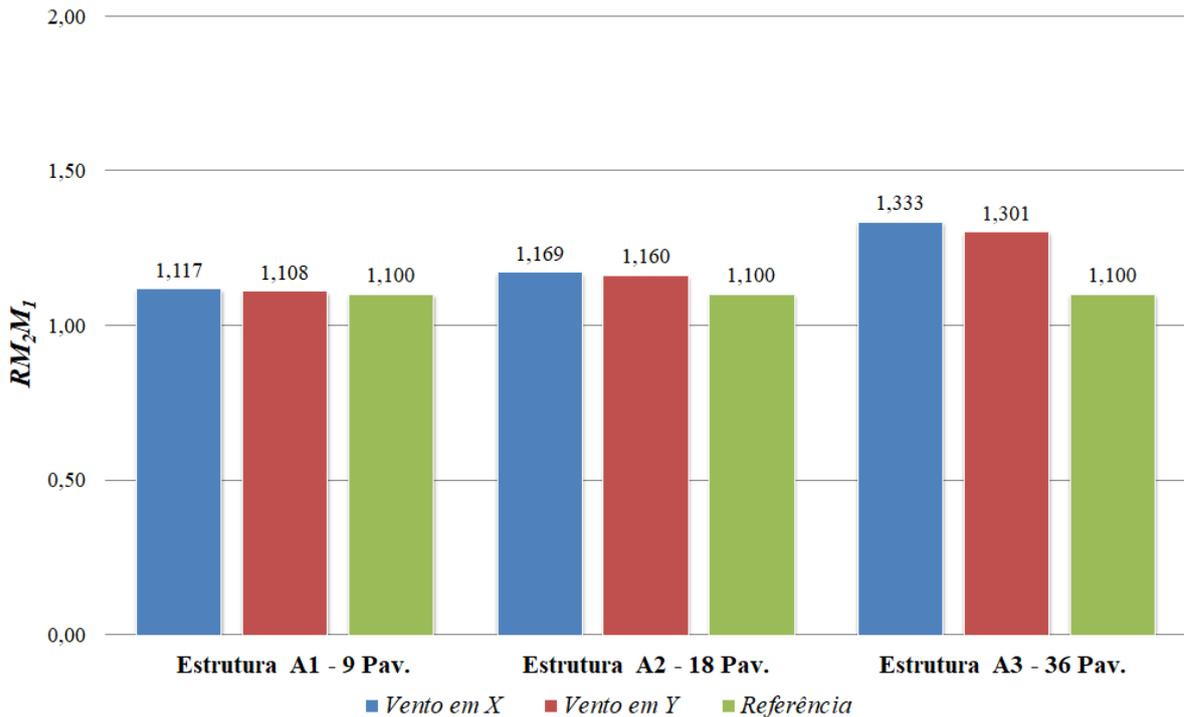


No gráfico apresentado acima, constata-se que os valores relativos ao parâmetro $FAVt$ são muito próximos aos resultados obtidos para o coeficiente γ_z . Deste modo, corrobora-se a afirmação conceitual na qual descreve que a assimetria da estrutura é um fator determinante para a distinção do parâmetro $FAVt$ em relação ao coeficiente γ_z .

IV. Coeficiente RM_2M_1

Ainda considerando o estado limite último, tem-se o coeficiente RM_2M_1 , gerado por meio do processo $P-\Delta$, que avalia a estabilidade da estrutura, cabe relatar que este coeficiente corresponde a nada mais que a porcentagem dos efeitos de segunda ordem em relação aos de primeira ordem. Por essa razão o seu cálculo é posterior à análise de segunda ordem. Vale lembrar que por meio dessa análise, obtêm-se diretamente os esforços finais (1ª + 2ª ordem), isso porque o processo $P-\Delta$ consiste em uma análise não-linear com a vantagem de ser obtido por meio de um processo mais refinado que é a análise não-linear geométrica. No caso das estruturas A1, A2 e A3 ficou evidenciado que os resultados ficaram muito próximos aos valores obtidos referentes aos parâmetros γ_z e $FAVt$, apresentado uma variação de até 1%, conforme apresentado na figura 8.4.

Figura 8.4 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO A)

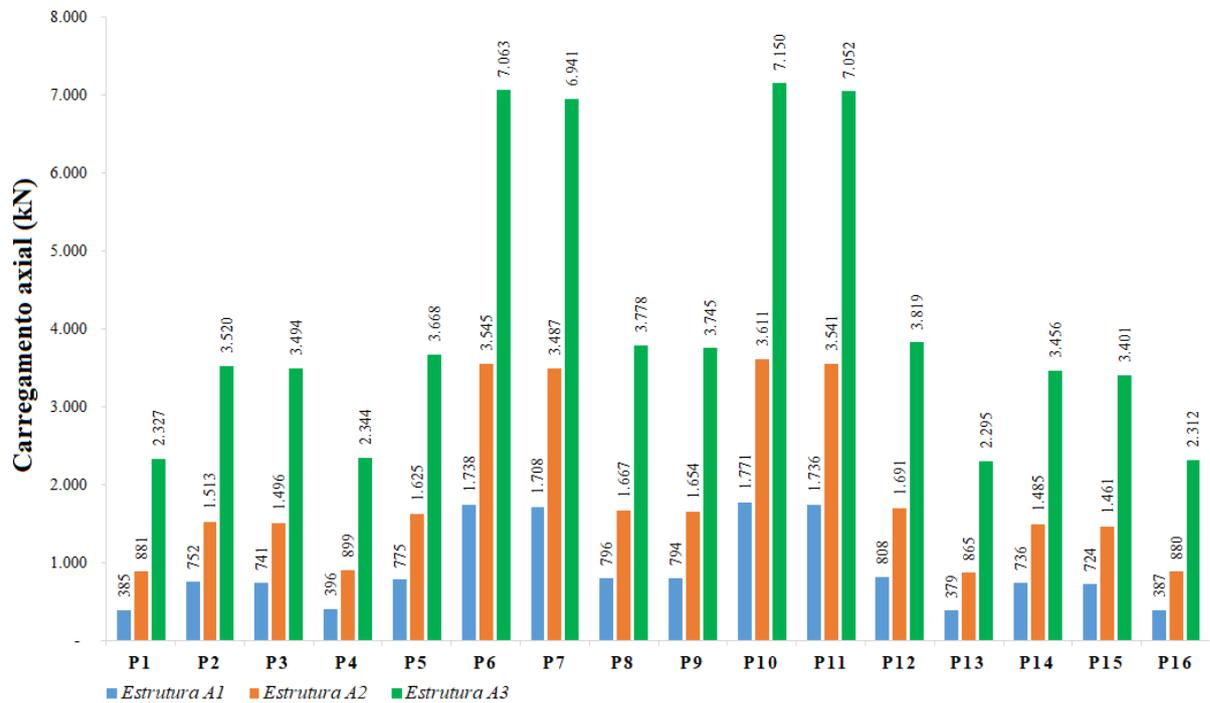


Destaca-se que a partir dos resultados obtidos, é validada a afirmativa feita anteriormente no que concerne a direção de incidência do vento mais desfavorável. No mais, é importante ressaltar que os percentuais correspondentes à variação do parâmetro são similares aos apresentados na tabela 8.2, deste modo pode-se afirmar que os esforços de segunda ordem global obtidos a partir do coeficiente RM_2M_1 são mais refinados que os relativos a $0,95 \cdot \gamma_z$ porém com uma pequena variação.

V. Cargas nos pilares

No gráfico apresentado por meio da figura 8.5, buscou-se evidenciar a distribuição dos carregamentos axiais de todos os pilares das estruturas A1, A2 e A3, considerando todas as ações permanentes e acidentais dos pavimentos. Assim, é possível determinar a variação dos carregamentos quanto a cada estrutura, uma vez que a tipologia oriunda da planta de formas é praticamente a mesma e que a única diferença considerável entre os modelos analisados é a altura total.

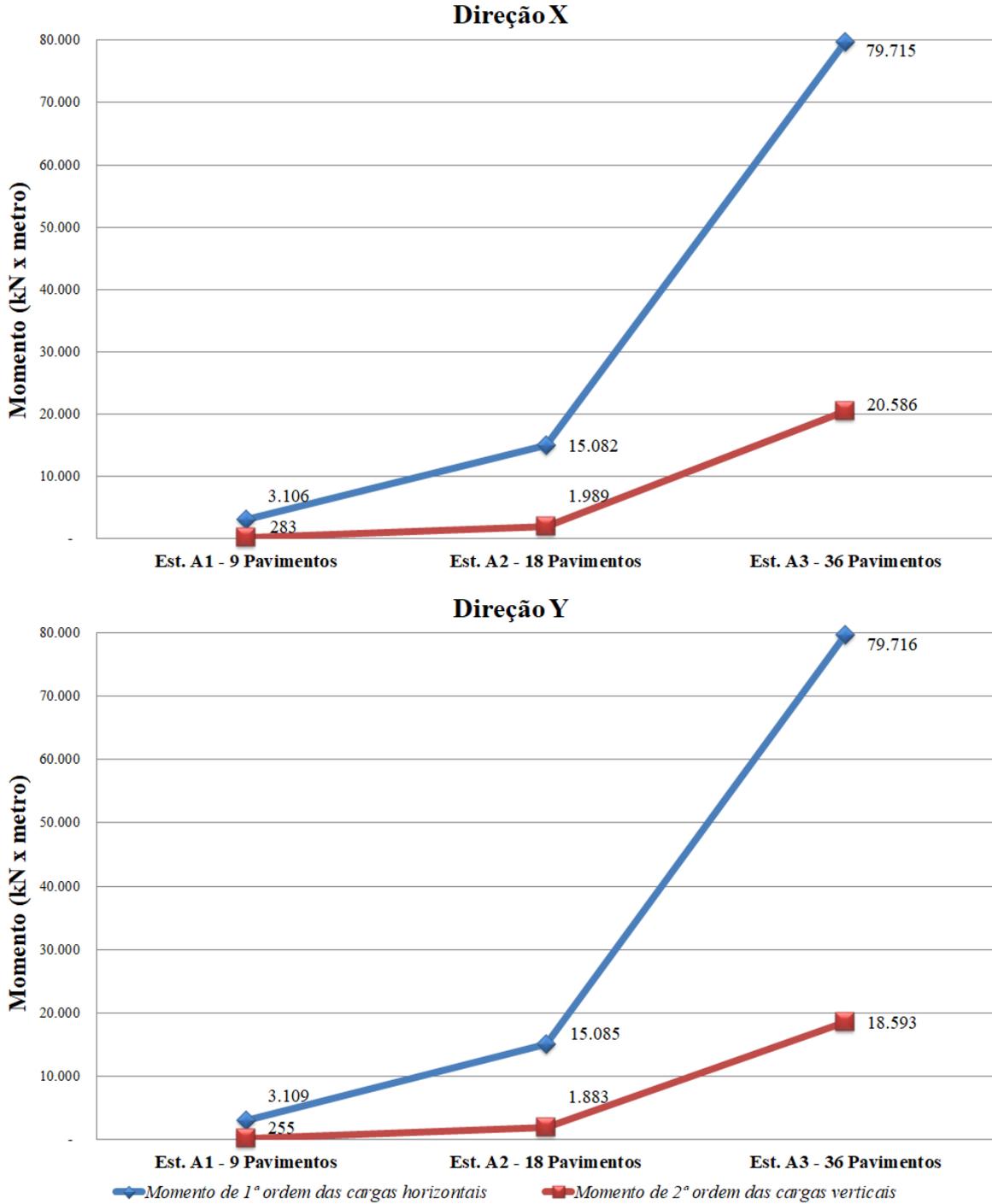
Figura 8.5 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO A)



Analisando o gráfico de maneira geral, infere-se que os valores dos carregamentos nos pilares entre os modelos estruturais possuem variações correspondentes a um intervalo compreendido entre 98 a 165%. Sendo que nos pilares P1, P2, P3, P4, P13, P14, P15 e P16 a diferença ficou numericamente acentuada, uma vez que os mesmos elementos estão localizados nas bordas das estruturas e no sentido da direção mais desfavorável no que diz respeito à resposta da estrutura à incidência do vento. É importante comentar que os pilares P6, P7, P10 e P11 assumiram a função de núcleo rígido das estruturas supracitadas, uma vez que estes recebem os maiores carregamentos axiais. No mais, vale ressaltar que os referidos esforços finais de 1ª e 2ª ordens foram obtidos a partir do processo $P-\Delta$ utilizando as combinações de projeto para o estado limite último conforme definido na seção 7.2.3 do capítulo 7 da presente pesquisa.

VI. Momentos de 1ª e 2ª ordens na base das estruturas

Figura 8.6 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO A)



No que concerne aos momentos globais de 2ª ordem, ficou evidenciado que tais momentos na direção X são superiores aos momentos na direção Y, sendo que a variação entre ambos é em torno de 8%. Na tabela 8.3, são apresentados os momentos de 1ª e 2ª ordens (M_1 e M_2) respectivamente, bem como a relação entre os mesmos.

Tabela 8.3 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO A)

ESTRUTURA A1	M₁ (kN.m)	M₂ (kN.m)	M₂/M₁ (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	3.106	283	9,1%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	3.109	255	8,2%
ESTRUTURA A2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	15.082	1.989	13,2%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	15.085	1.883	12,5%
ESTRUTURA A3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	79.715	20.586	25,8%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	79.716	18.593	23,3%

A partir dos resultados apresentados acima, destaca-se o acréscimo de momentos de 2ª ordem principalmente na estrutura A3, onde a relação entre os momentos de 2ª e 1ª ordens ficou em torno de 26%. Todavia, quando são comparados os resultados referentes aos momentos de 2ª ordem na situação mais desfavorável entre as estruturas A3 e A2, destaca-se que o resultado da estrutura A3, cujo valor corresponde a 935% do momento de 2ª ordem da estrutura A2.

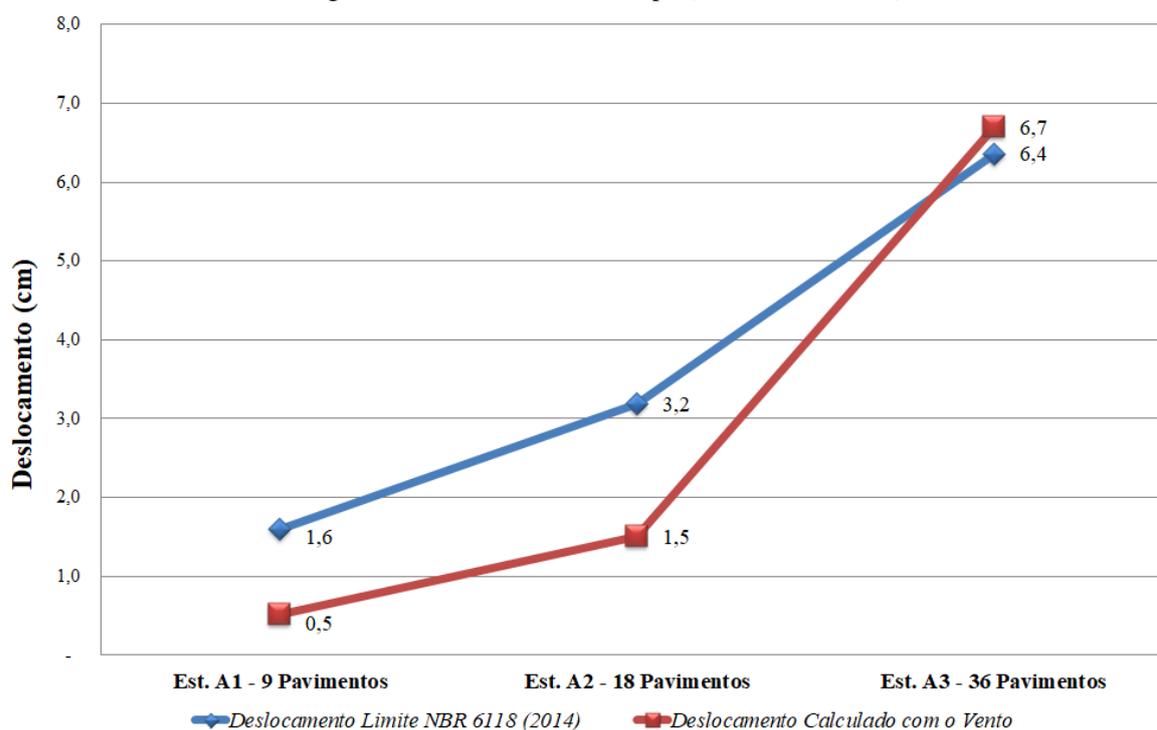
Desta forma, após a análise comparativa dos valores referentes aos parâmetros de estabilidade dos modelos estruturais A1, A2 e A3, foi identificado que as estruturas A2 e A3 são críticas em função da estabilidade global. Assim, tendo como base o parâmetro RM_2M_1 , gerado através do processo $P-\Delta$, que é igual a 1 para as estruturas sem a consideração do vento, admite-se que a desconsideração da referida ação poderá comprometer significativamente o comportamento e a segurança estrutural, uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados neste cenário poderão ser até 34% inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação das premissas descritas na NBR 6123 (1988), ocasionando estruturas subdimensionadas e por conseguinte, levando tais estruturas a resultados catastróficos, como a ruína através de colapso progressivo.

8.1.2. Análises das estruturas A1, A2 e A3 – ELS

I. Deslocamentos horizontais no topo de edifícios

No tocante aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais A1, A2 e A3 apresentados no gráfico da figura 8.7, constata-se que os resultados em geral ficaram abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118 (2014), exceto o deslocamento referente à estrutura A3, que superou a condicionante normativa em torno de 5%.

Figura 8.7 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO A)

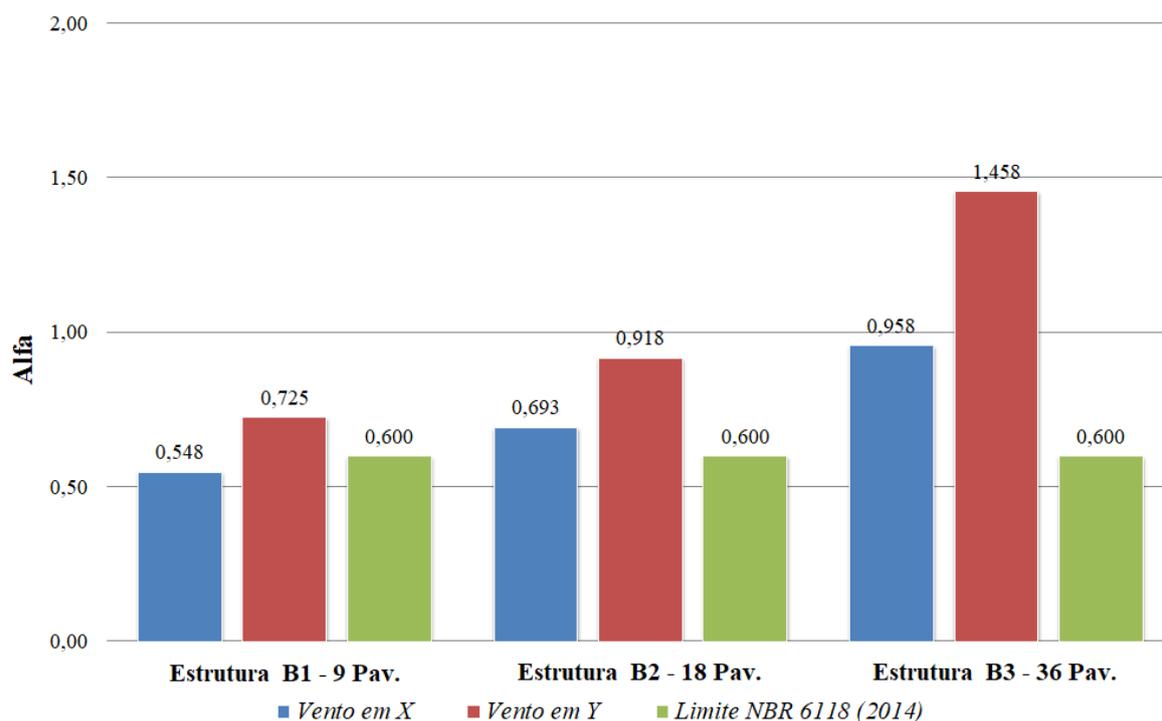


Quando o deslocamento horizontal no topo do edifício ultrapassa os valores impostos pela norma, pode ser necessário o enrijecimento da estrutura, seja com o aumento da seção de pilares e vigas, a criação de alguns núcleos rígidos (pilares parede), o giro de alguns pilares para que a sua maior inércia fique na direção de menor inércia do edifício, utilização de contraventamentos ou qualquer outra solução que minimize tais deslocamentos. Porém, não é o caso para se adotar nos modelos estruturais A1, A2 e A3 uma vez que os resultados referentes aos deslocamentos atenderam as premissas descritas na NBR 6118 (2014).

8.1.3. Análises das estruturas B1, B2 e B3 – ELU

I. Coeficiente α

Tendo como referência o gráfico apresentado na figura 8.8, é possível constatar que todos os modelos estruturais com tipologia de planta de fôrmas “B” são classificados como estruturas de nós móveis, uma vez que ultrapassam as condicionantes normativas na direção mais desfavorável no que diz respeito à resposta estrutural mediante a incidência do vento. Devido ao lançamento estrutural ineficiente, percebe-se que há uma disparidade entre os resultados relativos ao coeficiente α nas duas direções, uma vez que na direção Y tais resultados superam o limite normativo. Não obstante, na direção X os valores de α encontram-se inferiores ao limite especificado na NBR 6118 (2014), exceto o resultado da estrutura B3.

Figura 8.8 - Variação do coeficiente α (Estruturas TIPO B)

Os valores determinados a partir da análise numérica apresentam variações de até 52% apenas considerando a direção da incidência do vento, fato que é preocupante e que traz a necessidade de uma revisão do lançamento estrutural no intuito de equilibrar a rigidez nas duas direções das estruturas mencionadas. Já quando são avaliados os resultados comparando os três modelos estruturais na direção Y, é possível constatar que ocorrem diferenças significativas de até 102%.

Tabela 8.4 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO B)

ESTRUTURA B1	ALFA	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,548	0,600	-8,7%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,725	0,600	20,8%
ESTRUTURA B2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,693	0,600	15,5%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,918	0,600	53,0%
ESTRUTURA B3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,958	0,600	59,7%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,458	0,600	143,0%

Na tabela 8.4 é apresentado o percentual de variação dos resultados calculados com o limite descrito na NBR 6118 (2014). Diante disso, percebe-se que todos os valores calculados para o coeficiente α são contra a segurança, principalmente os resultados do modelo estrutural B3.

II. Coeficiente γ_z

No que diz respeito ao coeficiente γ_z , cujos valores calculados serão apresentados na figura 8.9, é possível inferir que os resultados de maneira geral na direção Y, estão acima do limite normativo, onde destaca-se principalmente os valores obtidos referentes a estrutura B3.

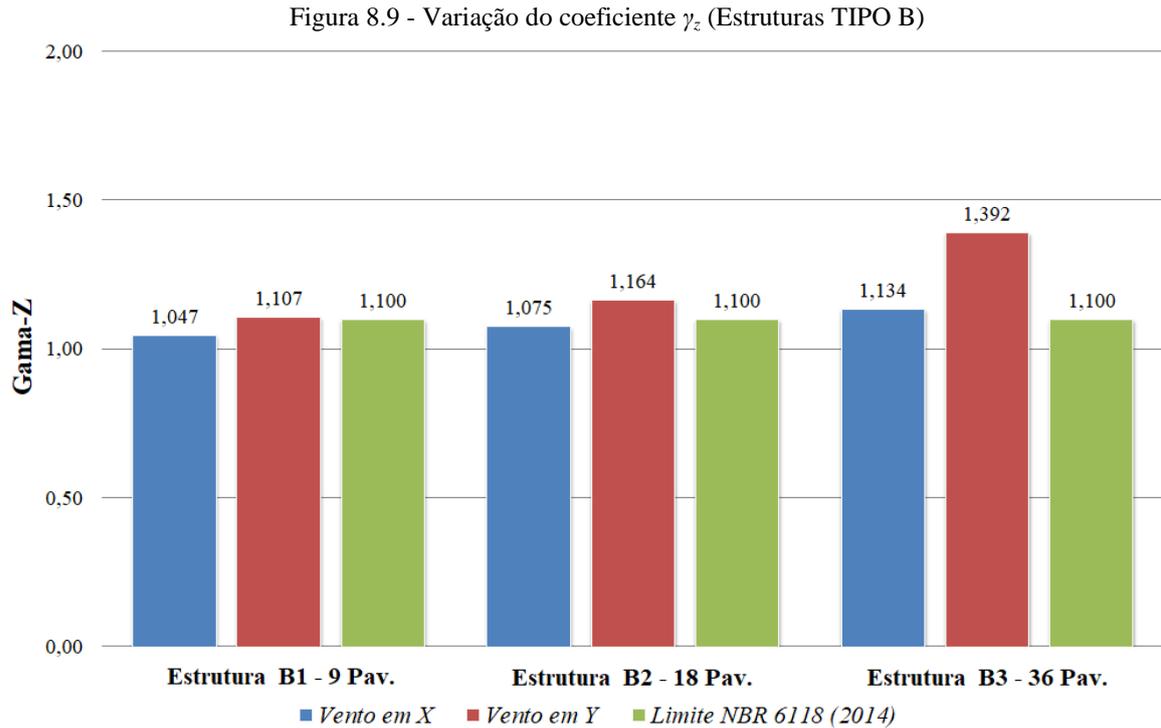


Tabela 8.5 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO B)

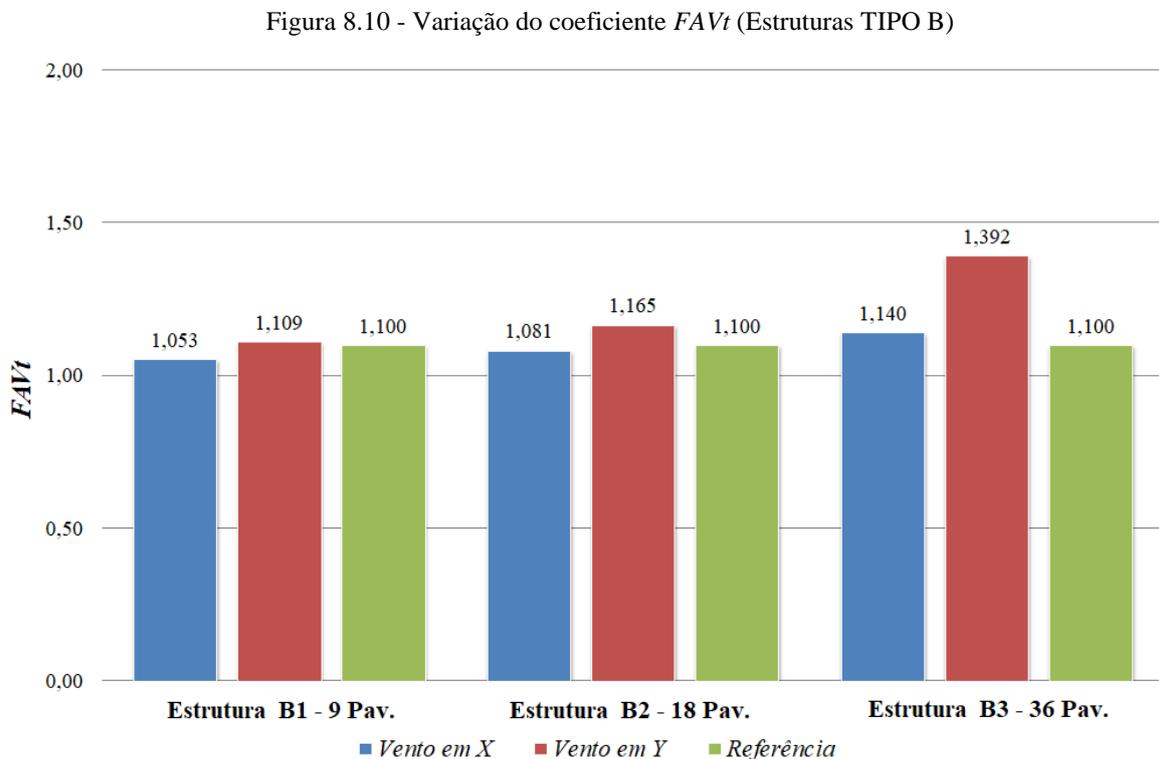
ESTRUTURA B1	GAMA-Z	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,047	1,100	-4,8%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,107	1,100	6,3%
ESTRUTURA B2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,075	1,100	-2,3%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,164	1,100	5,8%
ESTRUTURA B3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,134	1,100	3,1%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,392	1,100	26,5%

Vale salientar que apenas o resultado da estrutura B3 na direção Y ultrapassa o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ estabelecido pela NBR 6118 (2014) que sugere a possibilidade de multiplicar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ da combinação de ações do carregamento considerada para estimar os esforços finais globais de primeira e segunda ordem.

Ademais, é relevante afirmar que o posicionamento dos pilares nas edificações altas é um fator de grande importância, já que pilares mal posicionados impedem a formação dos pórticos nas direções de atuação do vento e, dessa maneira, tornam os edifícios flexíveis, conforme constatado nas estruturas B1, B2 e B3. Também é justificável atentar para a distribuição dos pilares segundo as suas respectivas inércias, uma vez que os pilares com inércias maiores devem estar distribuídos segundo as direções ortogonais de atuação do vento. Desta forma, as inércias principais maiores distribuídas nas duas direções enrijecem o edifício de modo geral.

III. Coeficiente FAV_t

No tocante aos resultados obtidos para o coeficiente desenvolvido pela CAD/TQS nas estruturas “tipo B”, é válido afirmar que os valores relativos ao parâmetro FAV_t são muito próximos aos resultados obtidos para o coeficiente γ_z , fato que ocorreu na análise numérica das estruturas A1, A2 e A3. Ou seja, a simetria dos modelos estruturais analisados justificam tais resultados apresentados na figura 8.10.



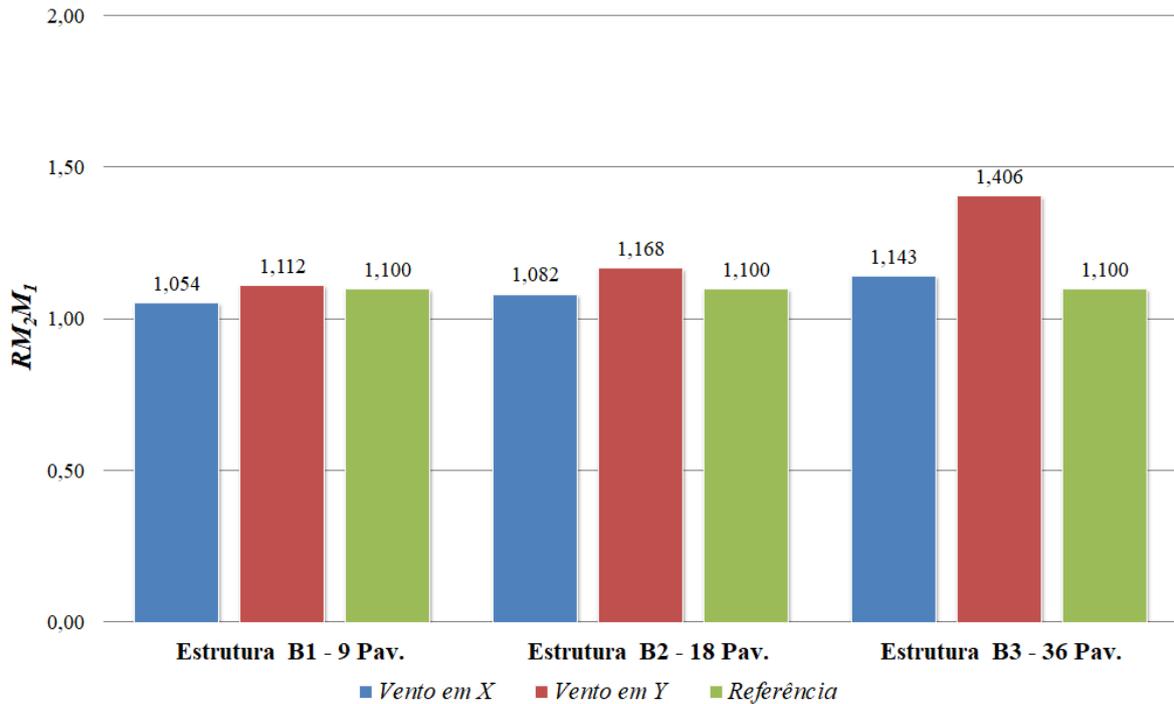
Observando os resultados apresentados acima, certifica-se que a variação do coeficiente FAV_t considerando a direção Y de incidência do vento na estrutura é o pior cenário no que concerne à rigidez da edificação, sendo consequência do lançamento estrutural adotado.

Nota-se que os resultados relativos ao coeficiente $FAVt$ sofrem variações vultuosas quando são comparados os modelos estruturais na direção Y, onde tais diferenças chegam na ordem de até 26%. Outrossim, verificando a variação do coeficiente $FAVt$ em relação a direção de incidência do vento, confirma-se que ocorre uma diferença de aproximadamente 22%.

IV. Coeficiente RM_2M_1

Assim como ocorreu nas estruturas do “tipo A” ficou evidenciado nas estruturas B1, B2 e B3 que os resultados ficaram muito próximos aos valores obtidos referentes aos parâmetros γ_z e $FAVt$, porém com uma variação de até 2%, conforme demonstrado na figura 8.11.

Figura 8.11 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO B)



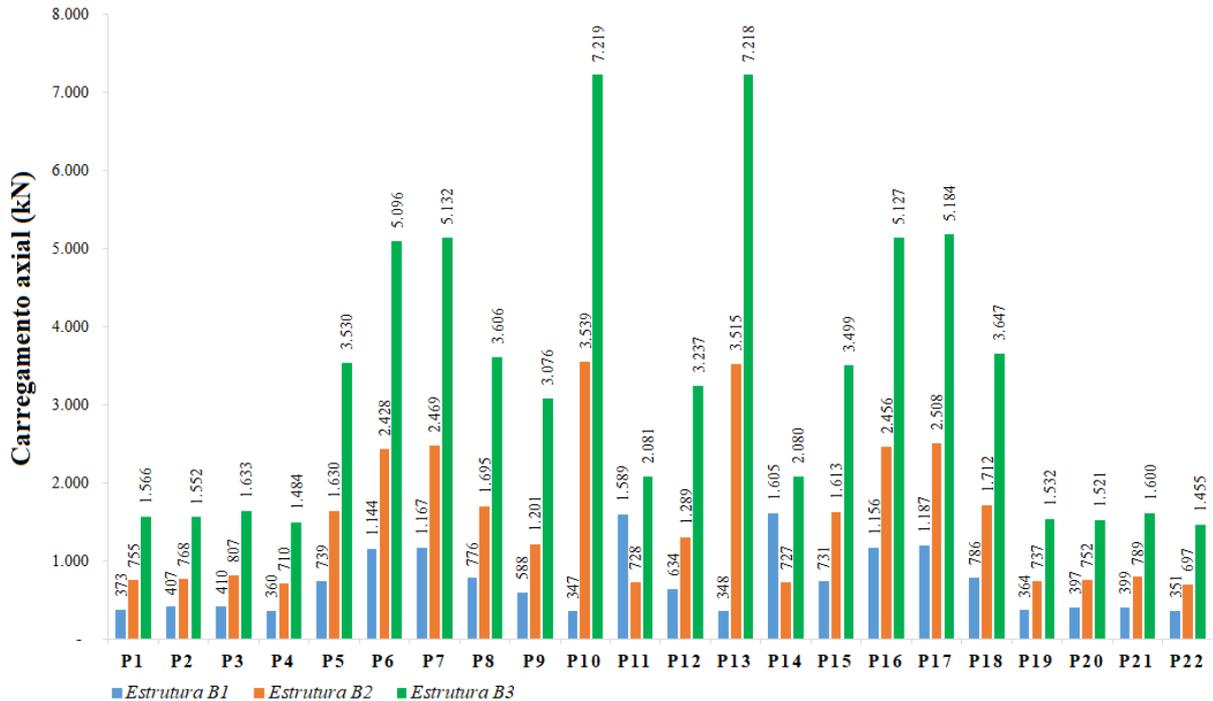
Tendo como base os resultados obtidos, é ratificada a afirmativa feita anteriormente quanto à direção de incidência do vento mais desfavorável. Destaca-se que a partir dos valores apresentados na figura 8.11, tornou-se possível estabelecer uma estimativa dos esforços de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem, considerando a direção Y de incidência do vento.

Diante disso, os esforços de 2ª ordem são aproximadamente 12, 17 e 41% dos esforços de 1ª ordem para as estruturas B1, B2 e B3 respectivamente. Destaca-se o incremento de esforços de 2ª ordem na estrutura B3, tornando a mesma flexível e suscetível à instabilidade global.

V. Cargas nos pilares

Tendo como base a figura 8.12 apresentada a seguir, é possível visualizar todos os valores dos carregamentos axiais nos pilares das estruturas B1, B2 e B3, considerando todas as ações permanentes e acidentais dos pavimentos. A configuração de carregamento demonstra que os elementos mais carregados são os pilares P6, P7, P10, P13, P16 e P17, ou seja, estes elementos compõem o núcleo rígido das estruturas supracitadas. A justificativa para a magnitude dos carregamentos axiais nos pilares mencionados se dá pelo fato de que estes localizam-se no centro das estruturas interligados por vigas que transmitem grandes esforços para os mesmos, consequentemente aumentando o recebimento de cargas axiais.

Figura 8.12 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO B)

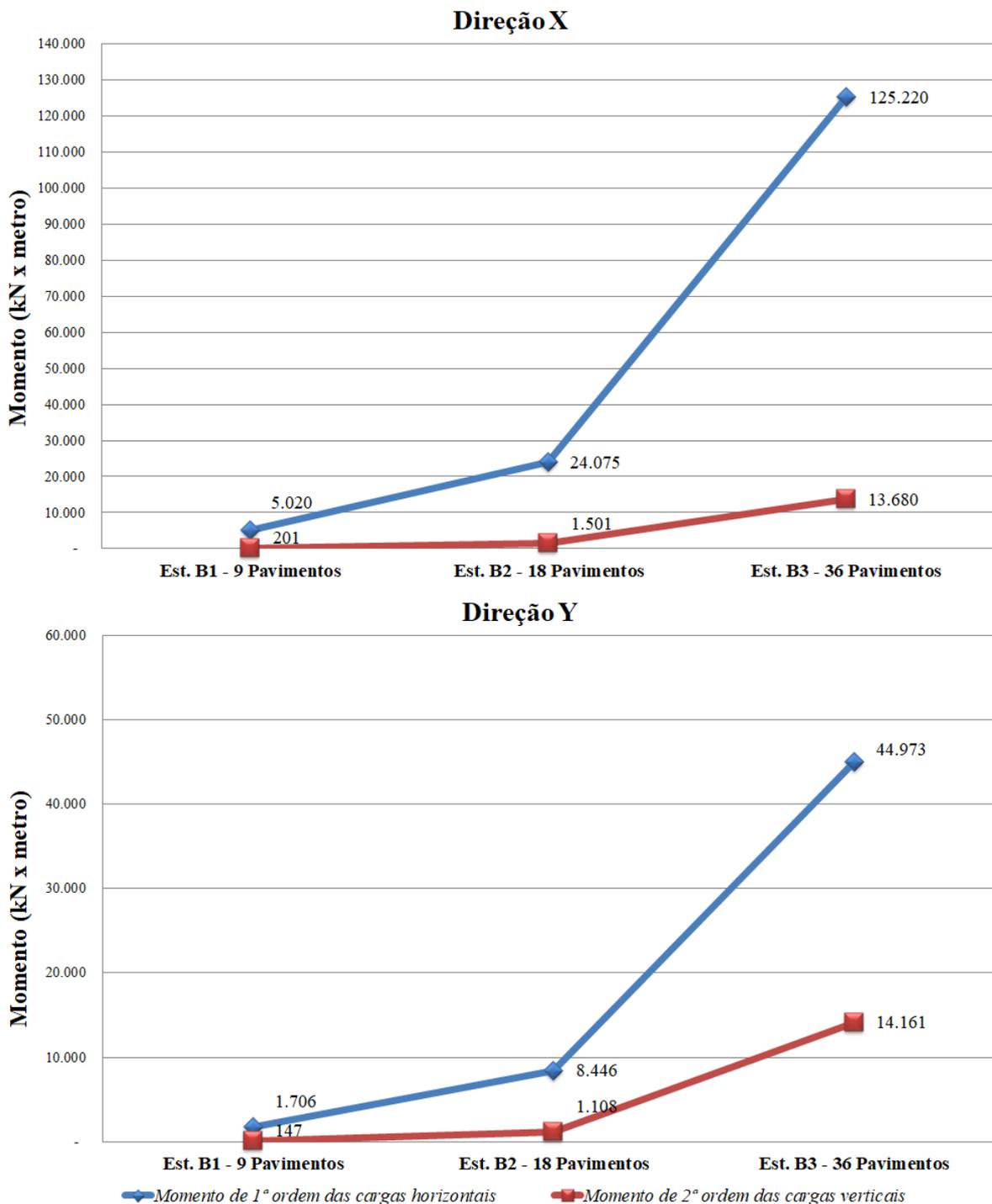


Estabelecendo uma relação comparativa entre os modelos estruturais B2 e B1 a partir dos resultados obtidos, constata-se que os valores dos carregamentos nos pilares apresentam variações máximas em torno de 920%, destacando-se os resultados dos pilares P10 e P13.

Contudo, quando são comparadas as estruturas B3 e B2, a variação entre as cargas axiais de tais estruturas ficou em torno de 115%, sendo que praticamente todos os pilares apresentaram seus resultados em conformidade com a variação supracitada.

VI. Momentos de 1ª e 2ª ordens na base das estruturas

Figura 8.13 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO B)



Após análise dos resultados apresentados acima no tocante aos momentos de 1ª e 2ª ordens resultantes das análises realizadas para as estruturas B1, B2 e B3, percebe-se uma diferença fundamental se comparado com as estruturas “tipo A”.

Essa diferença ocorreu principalmente nos valores correspondentes aos momentos de 1ª ordem, uma vez que nos modelos A1, A2 e A3, os resultados para tais momentos foram iguais para as duas direções de incidência do vento, fato que não foi percebido nas estruturas “tipo B”, conforme apresentado anteriormente.

Em referência aos momentos globais de 2ª ordem nas estruturas B1 e B2, ficou evidenciado que tais momentos na direção X são numericamente superiores aos momentos na direção Y, sendo que a variação entre ambos é de 36%. Na tabela 8.6, são apresentados os momentos de 1ª e 2ª ordens (M_1 e M_2) respectivamente, bem como a relação entre os mesmos.

Tabela 8.6 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO B)

ESTRUTURA B1	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	M_2/M_1 (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	5.020	201	4,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1.706	147	8,6%
ESTRUTURA B2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	24.075	1.501	6,2%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	8.446	1.108	13,1%
ESTRUTURA B3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	125.220	13.680	10,9%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	44.973	14.161	31,5%

A partir dos resultados apresentados acima, destaca-se o acréscimo de momentos de 2ª ordem principalmente na estrutura B3, onde a relação entre os momentos de 2ª e 1ª ordens ficou em torno de 32% na direção Y. Conquanto, quando são comparados os resultados referentes aos momentos de 2ª ordem na situação mais desfavorável entre as estruturas B3 e B2, percebe-se que o resultado da estrutura B3 corresponde a 1.178% do momento de 2ª ordem da estrutura B2, assim confirma-se o incremento de momentos de 2ª ordem atuantes na direção Y.

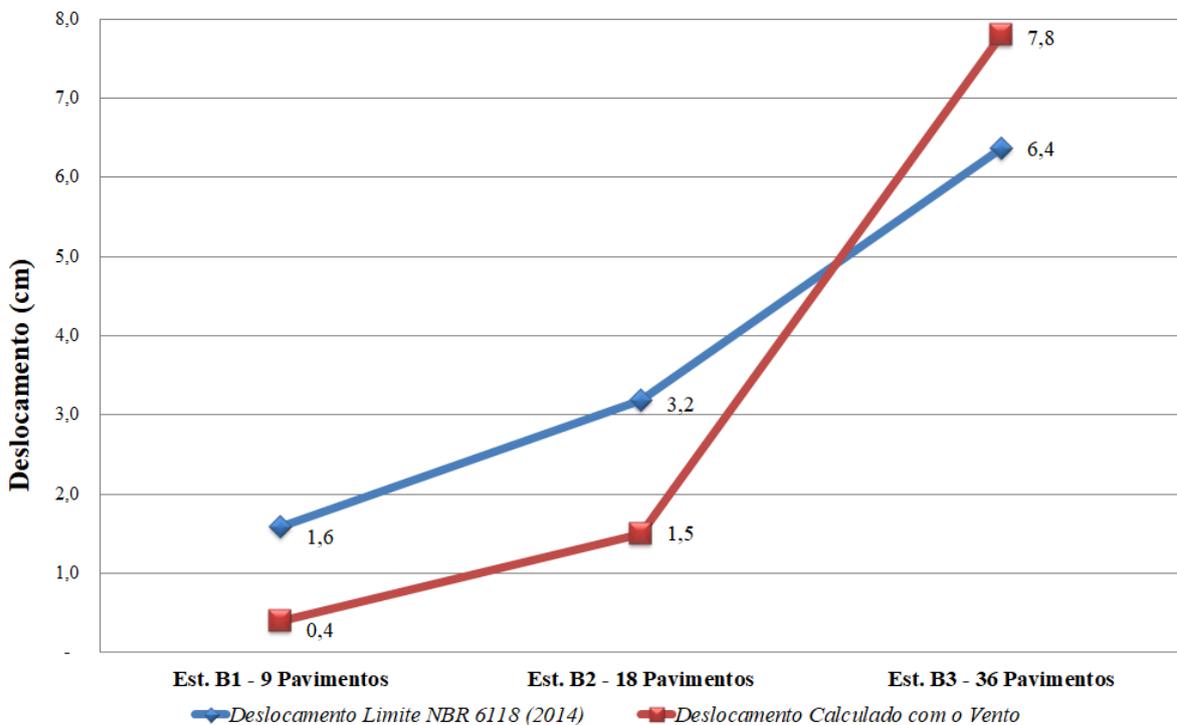
Portanto, após a análise comparativa dos valores referentes aos parâmetros de estabilidade dos modelos estruturais B1, B2 e B3, foi identificado que as estruturas supracitadas são instáveis. Assim, observando o parâmetro RM_2M_1 , que é igual a 1 para as estruturas sem a consideração da ação do vento, admite-se que a desconsideração da referida ação poderá comprometer significativamente o comportamento e a segurança estrutural, uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados neste cenário poderão ser até 41% inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação das premissas descritas na NBR 6123 (1988).

8.1.4. Análises das estruturas B1, B2 e B3 – ELS

I. Deslocamentos horizontais no topo de edifícios

No tocante aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais B1, B2 e B3 apresentados na figura 8.14, constata-se que os resultados em geral ficaram abaixo do limite estabelecido pela NBR 6118 (2014), exceto o deslocamento referente à estrutura B3, que superou a condicionante normativa em torno de 22%, sendo necessária a revisão da concepção estrutural e a adoção de medidas que visem melhorar o desempenho em serviço da referida estrutura.

Figura 8.14 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO B)



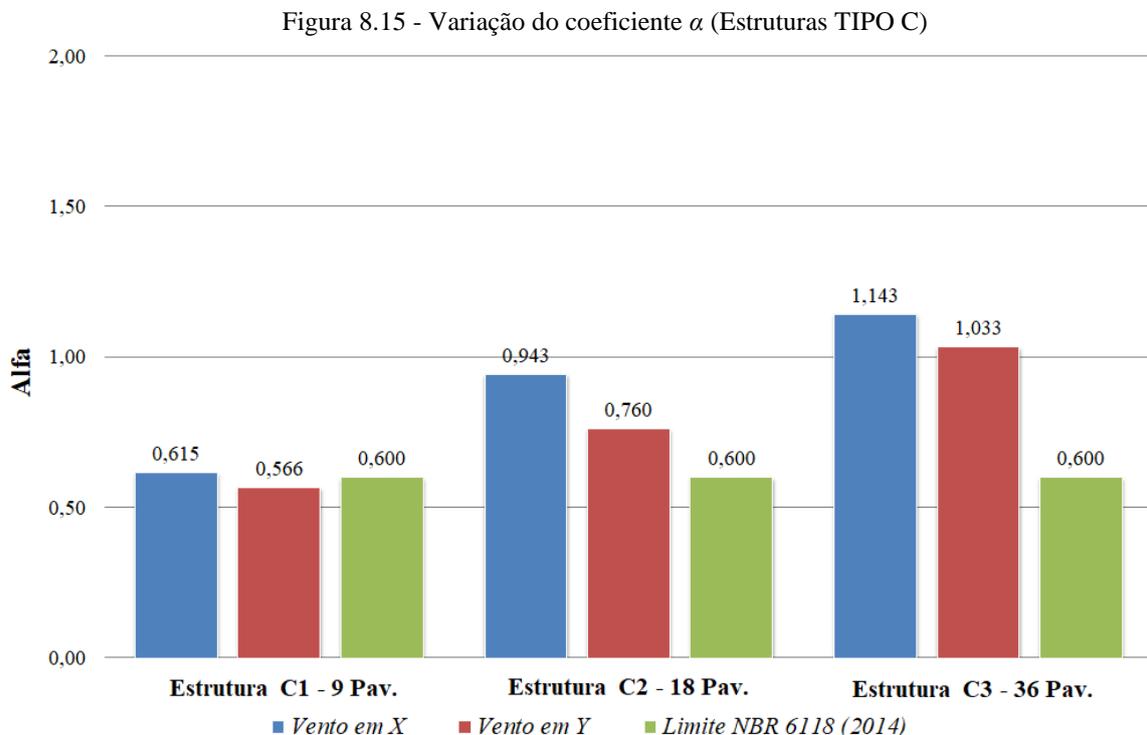
8.1.5. Análises das estruturas C1, C2 e C3 – ELU

I. Coeficiente α

No que concerne aos resultados referentes ao coeficiente α calculados para as estruturas C1, C2 e C3, percebe-se que há uma variação significativa entre tais valores em relação ao limite normativo estabelecido na NBR 6118 (2014). Porém, essa variação é menor do que a ocorrida nas estruturas “tipo B”, devido ao lançamento estrutural realizado nas estruturas “tipo C”.

Ressalta-se que no lançamento estrutural dos modelos C1, C2 e C3 foram utilizados pilares em “L”. Estes elementos contribuem significativamente para o contraventamento estrutural e também para o incremento de rigidez na estrutura em relação às duas direções de incidência do vento, principalmente em estruturas esbeltas onde o travamento também pode ser feito por pórticos e pilares-parede.

Todavia, a solução com pilares-parede, adotada para a análise estrutural dos modelos B3 e C3 tende a ser antieconômica sobre a solução com pórticos, tendo em vista um maior consumo de materiais na estrutura e também maiores custos de execução nas fundações, por conta dos maiores esforços, principalmente momentos fletores e forças horizontais. Além disso, a solução com pilares-parede normalmente tem maiores impactos arquitetônicos se comparada com a solução utilizando pórticos. A figura 8.15 apresenta os valores obtidos relativos ao coeficiente α para os modelos estruturais C1, C2 e C3. Em suma, é válido afirmar que todos os modelos são classificados como estruturas de nós móveis uma vez que todos os resultados obtidos na análise numérica ultrapassam o limite normativo.



A partir dos valores apresentados acima, foram identificadas variações de até 24% apenas considerando a direção da incidência do vento. Neste caso, considerando a magnitude da discrepância apresentada, é importante frisar que não é necessária uma revisão do lançamento estrutural dos modelos C1, C2 e C3 com objetivo de equilibrar a rigidez nas direções X e Y.

Já quando são avaliados os resultados comparando os três modelos estruturais na direção X, é possível constatar que ocorrem diferenças significativas de até 86%. Em relação à variação dos resultados quando comparados com as premissas descritas na NBR 6118 (2014), destaca-se principalmente os valores oriundos da estrutura C3, conforme tabela 8.7.

Tabela 8.7 - Parâmetro α calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO C)

ESTRUTURA C1	ALFA	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,615	0,600	2,5%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,566	0,600	-5,7%
ESTRUTURA C2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,943	0,600	57,2%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,760	0,600	26,7%
ESTRUTURA C3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,143	0,600	90,5%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,033	0,600	72,2%

II. Coeficiente γ_z

No tocante ao coeficiente γ_z , cujos valores calculados serão apresentados na figura 8.16, é possível afirmar que os resultados de maneira geral na direção X, estão acima do limite normativo, onde destacam-se principalmente os valores obtidos referentes a estrutura C3.

Figura 8.16 - Variação do coeficiente γ_z (Estruturas TIPO C)

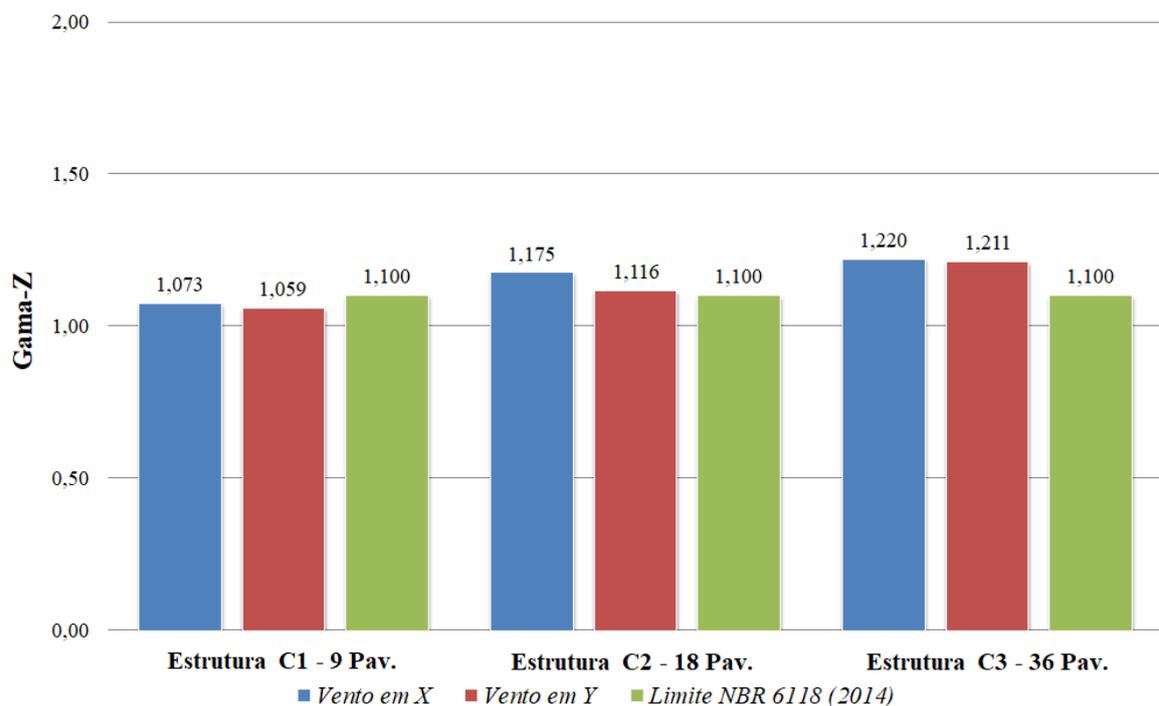
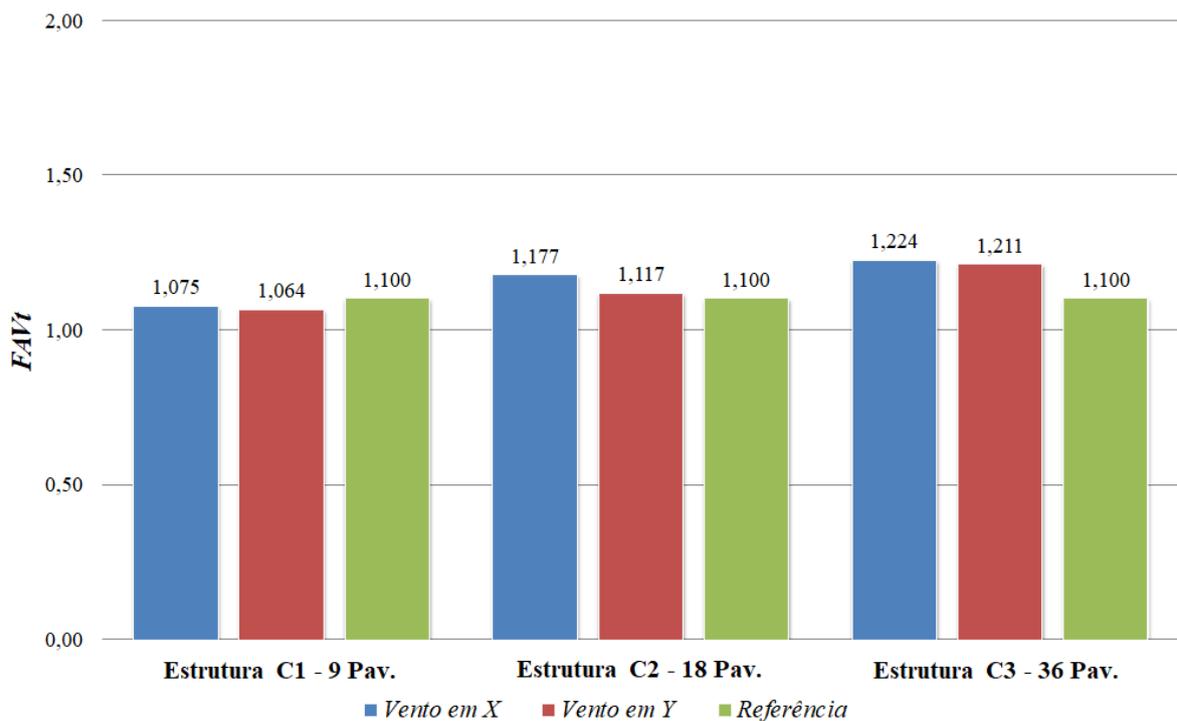


Tabela 8.8 - Parâmetro γ_z calculado e o limite normativo (Estruturas TIPO C)

ESTRUTURA C1	GAMA-Z	LIMITE	VAR. (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,073	1,100	-2,5%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,059	1,100	-3,7%
ESTRUTURA C2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,175	1,100	6,8%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,116	1,100	1,5%
ESTRUTURA C3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,220	1,100	10,9%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,211	1,100	10,1%

É importante relatar que nenhum dos resultados oriundos dos modelos estruturais C1, C2 e C3 nas direções X e Y ultrapassam o intervalo $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$ estabelecido pela NBR 6118 (2014) que permite a possibilidade de multiplicar os esforços horizontais de primeira ordem por $0,95 \cdot \gamma_z$ da combinação de ações do carregamento considerada para estimar os esforços finais globais de primeira e segunda ordem, tornando dispensável uma análise rigorosa de 2ª ordem.

III. Coeficiente $FAVt$

Figura 8.17 - Variação do coeficiente $FAVt$ (Estruturas TIPO C)

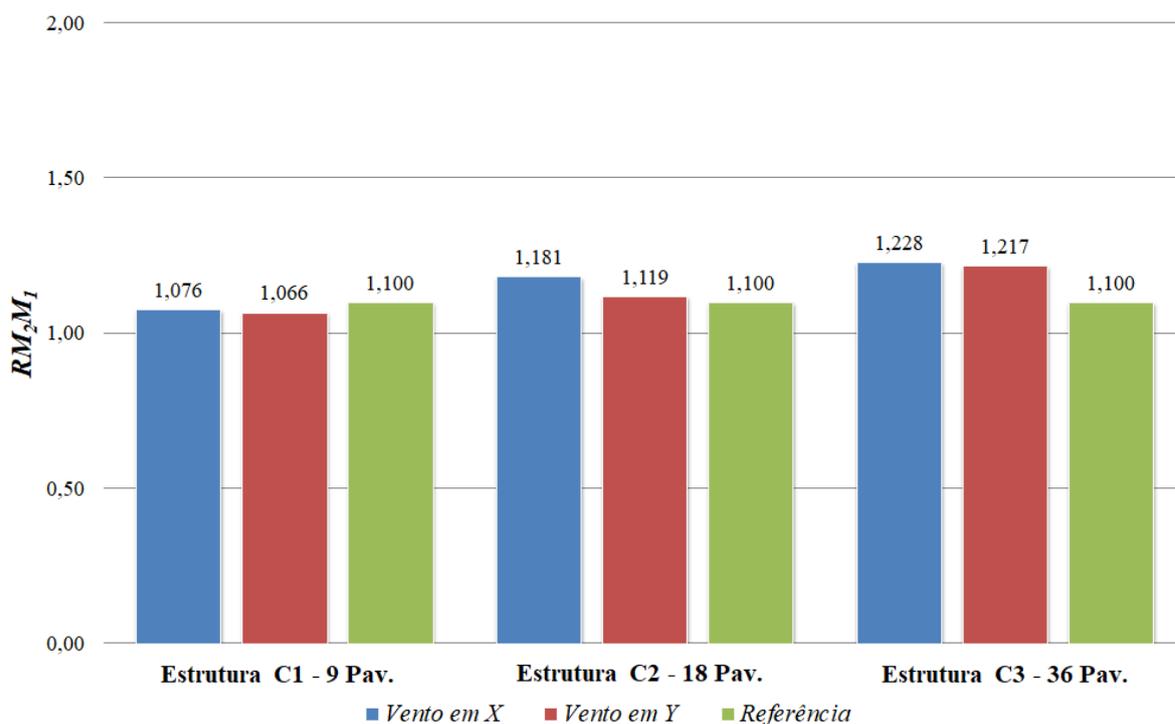
No tocante aos resultados apresentados acima, obtidos para o coeficiente desenvolvido pela CAD/TQS nas estruturas C1, C2 e C3, é válido afirmar que os valores relativos ao parâmetro $FAVt$ são muito próximos aos resultados obtidos para o coeficiente γ_z , fato que ocorreu em todas as estruturas analisadas nesta pesquisa devido a simetria dos modelos estruturais.

Nota-se que os resultados relativos ao coeficiente $FAVt$ sofrem variações importantes quando são comparados os modelos estruturais na direção X, onde tais diferenças chegam na ordem de até 14%. Outrossim, verificando a variação do coeficiente $FAVt$ em relação a direção de incidência do vento, confirma-se que ocorre uma diferença de aproximadamente 5%, sendo consequência de um lançamento estrutural coeso que permitiu a formação de pórticos, sendo que estes contribuíram para o incremento de rigidez nas duas direções das referidas estruturas.

IV. Coeficiente RM_2M_1

Assim como ocorreu nas estruturas do “tipo A” e “tipo B” ficou evidenciado nas estruturas C1, C2 e C3 que os resultados ficaram muito próximos aos valores obtidos referentes aos parâmetros γ_z e $FAVt$, porém com uma variação de até 1%, conforme resultados apresentados na figura 8.18.

Figura 8.18 - Variação do coeficiente RM_2M_1 (Estruturas TIPO C)



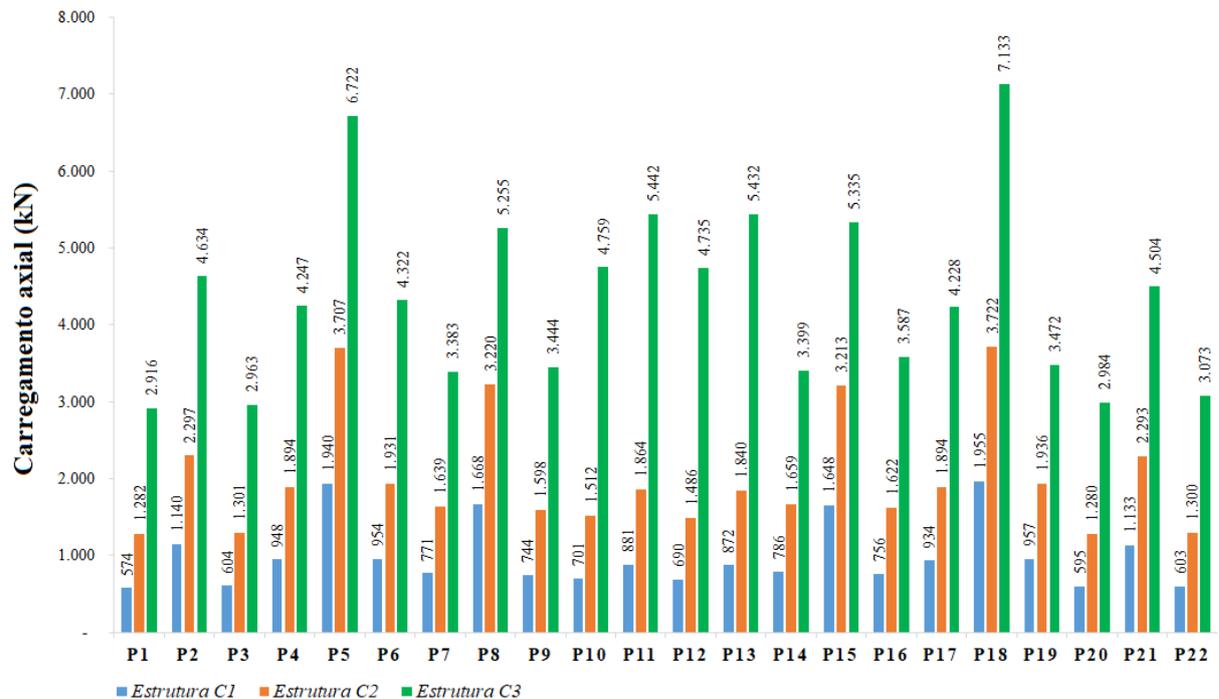
Tendo como base os resultados obtidos, é confirmada a afirmativa feita anteriormente no que diz respeito que a direção X de incidência do vento é a situação mais desfavorável para a estrutura. Destaca-se que a partir dos valores apresentados na figura 8.18, tornou-se possível estabelecer uma estimativa dos esforços de 2ª ordem em relação aos de 1ª ordem, considerando a direção X de incidência do vento.

Diante disso, os esforços de 2ª ordem são aproximadamente 8, 18 e 23% dos esforços de 1ª ordem para as estruturas C1, C2 e C3 respectivamente. Destaca-se o incremento de esforços de 2ª ordem na estrutura C3, tornando a mesma flexível e suscetível à instabilidade global.

V. Cargas nos pilares

Diante do exposto na figura 8.19 apresentada a seguir, é possível visualizar todos os valores dos carregamentos axiais nos pilares das estruturas C1, C2 e C3, considerando todas as ações permanentes e acidentais dos pavimentos. A partir da configuração de carregamento, fica retratado que os elementos mais carregados são os pilares P5 e P18. Vale ressaltar que os referidos pilares estão no centro das estruturas ligados por vigas que transmitem esforços para os mesmos, consequentemente aumentando o recebimento de cargas axiais.

Figura 8.19 - Cargas nos pilares (Estruturas TIPO C)



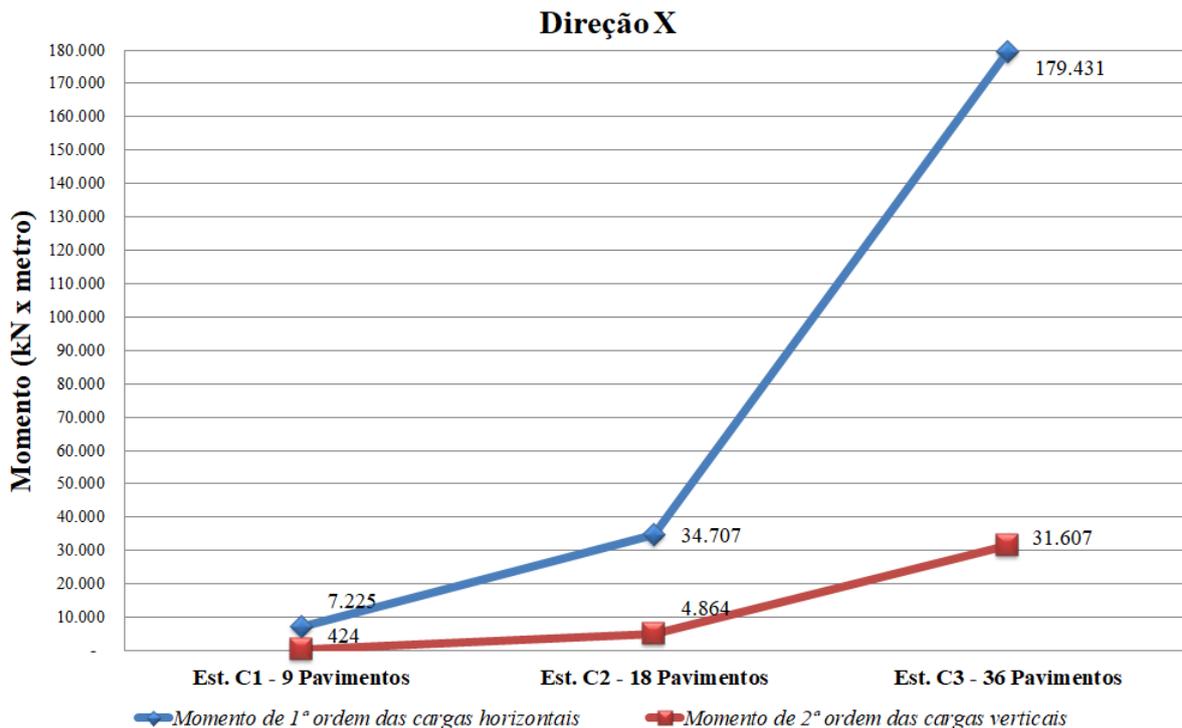
Estabelecendo uma relação comparativa entre os modelos estruturais C2 e C1 a partir dos resultados obtidos, constata-se que os valores dos carregamentos nos pilares apresentam variações médias dentro de um intervalo compreendido entre 92 a 123%.

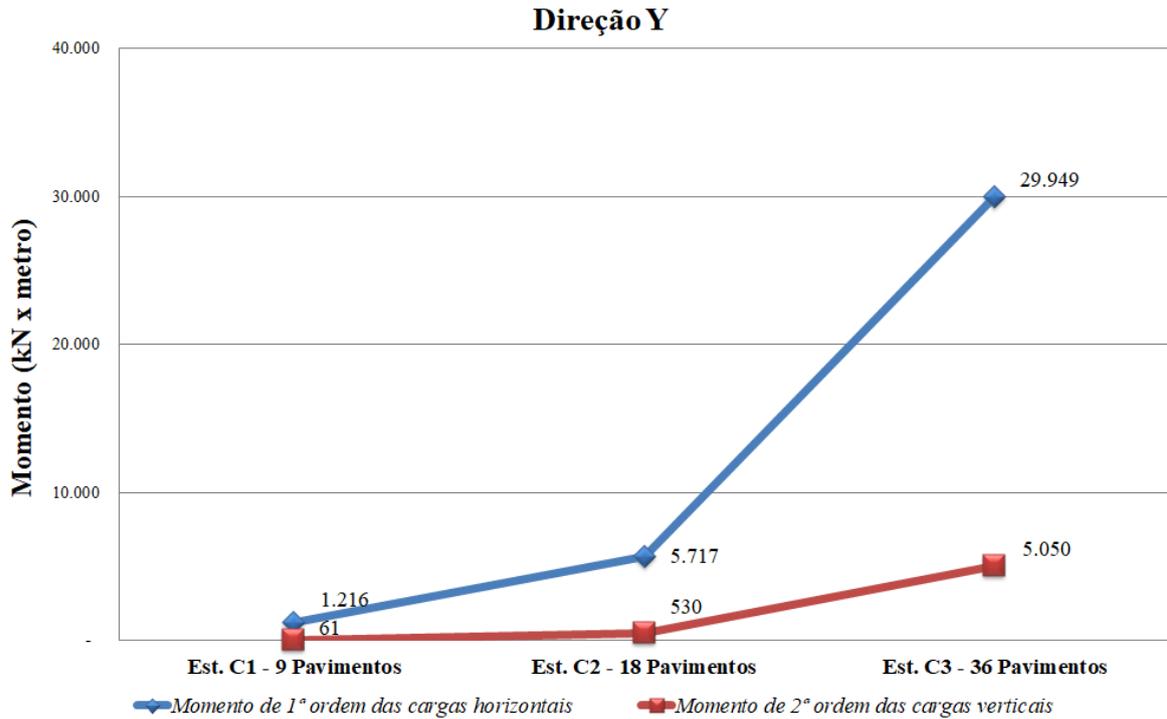
Entretanto, quando são comparadas as estruturas C3 e C2, o intervalo de variação fica compreendido entre 72 a 229%, sendo que nos pilares P10, P11, P12 e P13 a diferença ficou bastante acentuada, uma vez que os mesmos elementos estão localizados nos núcleos das estruturas.

VI. Momentos de 1ª e 2ª ordens na base das estruturas

Após análise dos resultados apresentados na figura 8.20 em referência aos momentos de 1ª e 2ª ordens resultantes das análises realizadas para as estruturas C1, C2 e C3, percebe-se uma diferença fundamental se comparado com as estruturas “tipo A”. Essa diferença ocorreu principalmente nos valores correspondentes aos momentos de 1ª ordem, uma vez que nos modelos A1, A2 e A3, os resultados para tais momentos foram iguais para as duas direções de incidência do vento, fato que não foi percebido nas estruturas “tipo C”, conforme será apresentado a seguir.

Figura 8.20 - Momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO C)





Quanto aos momentos globais de 2ª ordem, ficou evidenciado que tais esforços na direção X são numericamente superiores aos momentos na direção Y, sendo que a variação máxima entre ambos é no máximo de 525%. Diante disso, é possível inferir que a justificativa para a magnitude desta variação se dá através do índice de esbeltez dos modelos estruturais “tipo C”. Na tabela 8.9, serão apresentados os momentos globais de 1ª e 2ª ordens (M_1 e M_2) respectivamente, bem como a relação entre ambos.

Tabela 8.9 - Comparativo entre os momentos de 1ª e 2ª ordens (Estruturas TIPO C)

ESTRUTURA C1	M_1 (kN.m)	M_2 (kN.m)	M_2/M_1 (%)
DIREÇÃO X (0° e 180°)	7.225	424	5,9%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1.216	61	5,0%
ESTRUTURA C2			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	34.707	4.864	14,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	5.717	530	9,3%
ESTRUTURA C3			
DIREÇÃO X (0° e 180°)	179.431	31.607	17,6%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	29.949	5.050	16,9%

A partir dos resultados apresentados acima, destaca-se o acréscimo de momentos de 2ª ordem principalmente na estrutura C3, onde a relação entre os momentos de 2ª e 1ª ordens ficou em torno de 18% na direção X.

Todavia, quando são comparados os resultados referentes aos momentos de 2ª ordem na situação mais desfavorável entre as estruturas C3 e C2, percebe-se que o resultado da estrutura C3 corresponde a 550% do valor referente ao momento de 2ª ordem da estrutura C2, assim confirma-se o incremento de momentos de 2ª ordem atuantes na direção X.

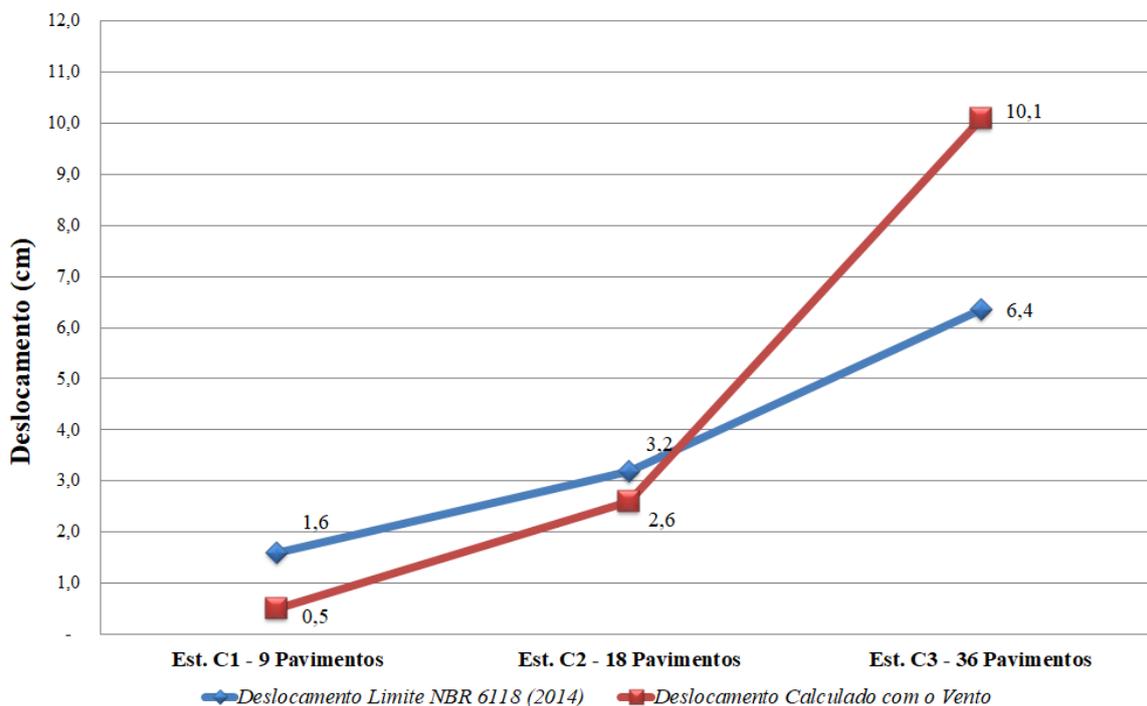
Deste modo, após a análise comparativa dos valores referentes aos parâmetros de estabilidade dos modelos estruturais C1, C2 e C3, foi identificado que as estruturas C2 e C3 são instáveis. Assim, de acordo com o parâmetro RM_2M_1 , que é igual a 1 para as estruturas sem a consideração da ação do vento, admite-se que a desconsideração da referida ação poderá comprometer o comportamento e a segurança estrutural, uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados neste cenário poderão ser até 23% inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação das premissas descritas na NBR 6123 (1988).

8.1.6. Análises das estruturas C1, C2 e C3 – ELS

I. Deslocamentos horizontais no topo de edifícios

Com relação aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais C1, C2 e C3 apresentados no gráfico abaixo, constata-se que os resultados em geral ficaram abaixo do limite da norma, exceto o deslocamento referente à estrutura C3, que superou numericamente a condicionante normativa em torno de 58%, sendo necessário o enrijecimento estrutural do referido modelo.

Figura 8.21 - Deslocamento no topo (Estruturas TIPO C)

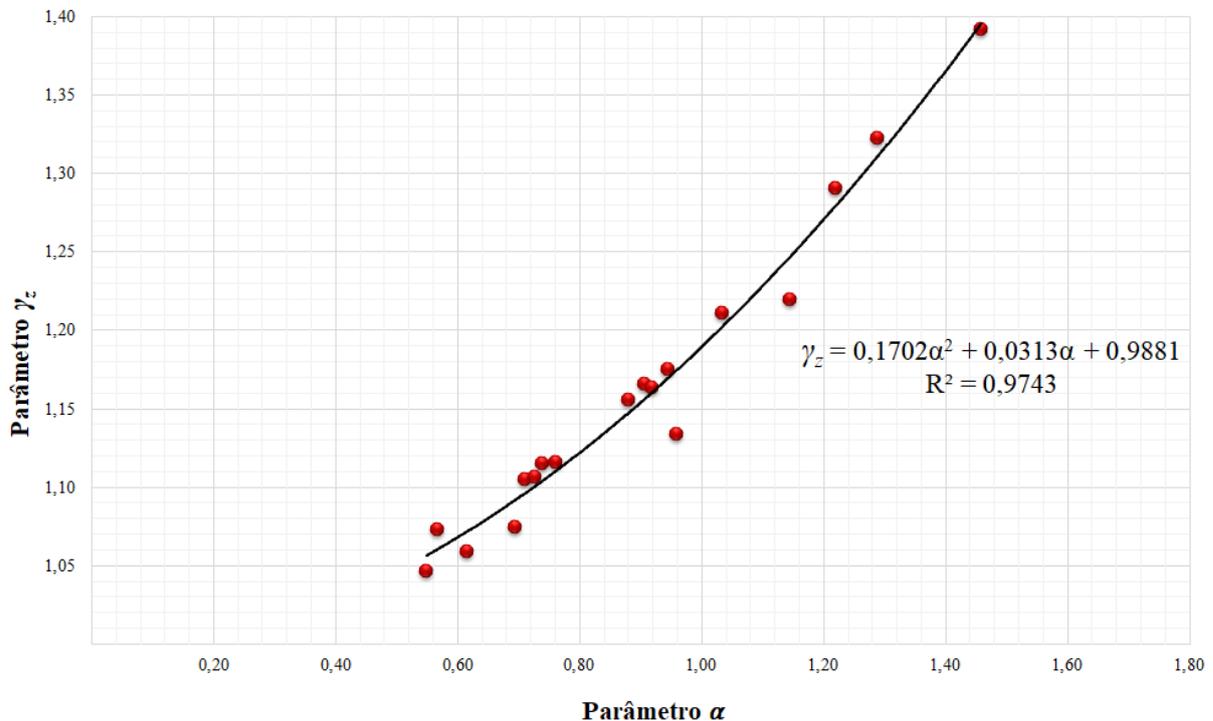


8.2. Relações entre os parâmetros de estabilidade - ELU

8.2.1. Relações entre os coeficientes α e γ_z

Após a análise e dimensionamento dos modelos estruturais, foi possível estabelecer uma tendência de comportamento numérico dos resultados, a partir da obtenção dos valores referentes aos coeficientes α e γ_z para as duas direções de incidência do vento. Tais resultados foram plotados no gráfico apresentado na figura 8.22, sendo possível condicionar uma relação entre os parâmetros supracitados.

Figura 8.22 - Relação entre os parâmetros α e γ_z



Ressalta-se que o objetivo principal de se achar essa correlação, obtendo-se γ_z a partir dos valores de α , é que com o parâmetro α só é possível se fazer uma avaliação da estabilidade do edifício, classificando-o como de nós fixos ou móveis. Todavia, com o parâmetro γ_z além de ser possível a mesma avaliação, pode-se também estimar os esforços de segunda ordem.

Nota-se que a relação entre tais parâmetros pode ser representada pela equação polinomial quadrática que será apresentada a seguir. No mais, cabe registrar que os dois coeficientes foram deduzidos considerando a deformabilidade ao estabelecer o equilíbrio da estrutura, ou seja, o equilíbrio foi estudado na posição deslocada.

$$\gamma_z = 0,1702\alpha^2 + 0,0313\alpha + 0,9881 \quad (8.1)$$

No que se refere ao coeficiente de determinação, também chamado de R^2 , que é uma medida de ajustamento de um modelo estatístico em relação aos valores observados, foi constatado que o valor obtido para este coeficiente representa 97,43% de que o modelo e a equação sugerida conseguem explicar os valores observados.

É relevante comentar que os autores CAMPOÓ *et al.* (2005) estudaram a relação entre os parâmetros α e γ_z estendendo a análise para edifícios de alvenaria estrutural e obtiveram uma nuvem de pontos relacionando tais parâmetros. A partir da dispersão dos resultados, também foi possível ajustar uma curva relativa a uma equação que se aproxima com a equação 8.1.

$$\gamma_z = 0,1370\alpha^2 - 0,0379\alpha + 1,0103 \quad (8.2)$$

No intuito de verificar a variação dos resultados calculados tendo como base as equações 8.1 e 8.2, foi elaborada a tabela 8.10, onde foi possível constatar diferenças em um intervalo compreendido entre 2,4 até 12,0%, sendo que nas estruturas mais altas, a variação ficou numericamente acentuada.

Segundo MONCAYO (2011), essa correlação pode deixar de ter grande importância nos dias atuais, devido à evolução da informática, pois há *softwares* de análise estrutural muito eficientes, em que se obtém facilmente os valores para γ_z , além de se ter a possibilidade de fazer análises não-lineares geométricas de uma maneira mais refinada.

Tabela 8.10 - Variação do coeficiente γ_z utilizando relações empíricas

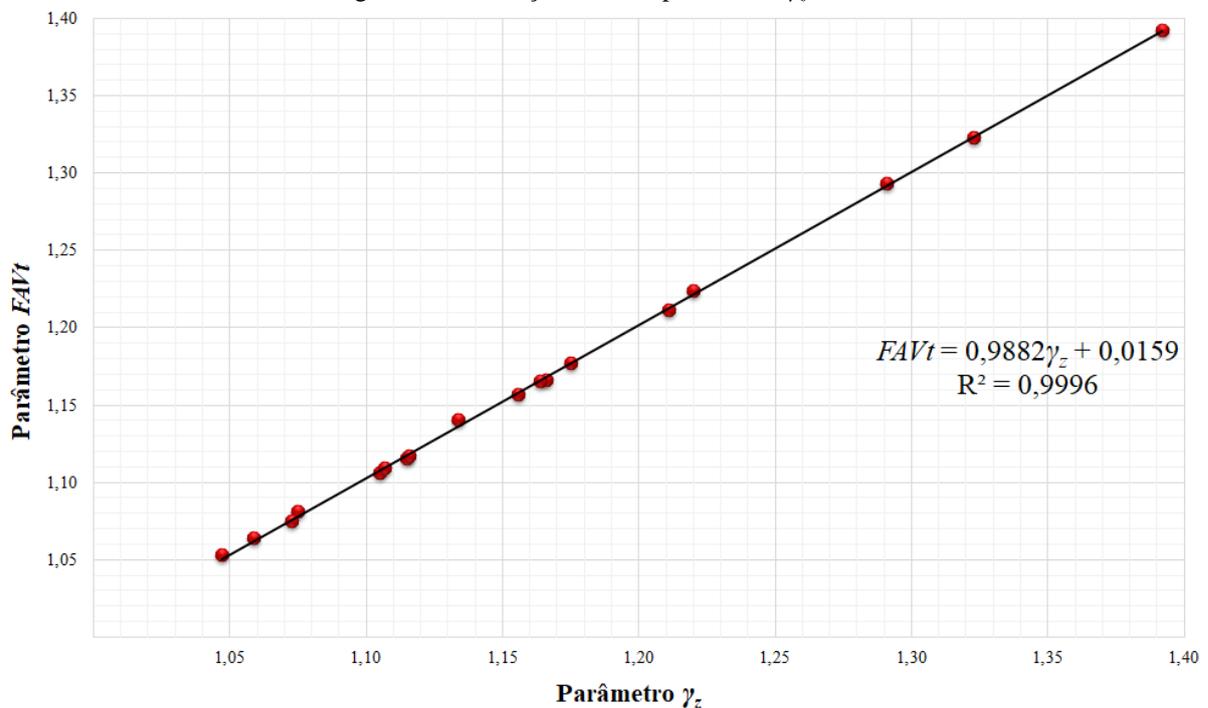
DESCRIÇÃO	α	γ_z (Eq. 8.1)	γ_z (Eq. 8.2)	VAR. (%)
ESTRUTURA A1				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,738	1,104	1,057	4,4%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,709	1,096	1,052	4,2%
ESTRUTURA A2				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,905	1,156	1,088	6,2%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,879	1,147	1,083	5,9%
ESTRUTURA A3				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,288	1,311	1,189	10,3%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,218	1,279	1,167	9,6%
ESTRUTURA B1				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,548	1,056	1,031	2,4%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,725	1,100	1,055	4,3%
ESTRUTURA B2				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,693	1,092	1,050	4,0%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,918	1,160	1,091	6,3%

ESTRUTURA B3				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,958	1,174	1,100	6,7%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,458	1,396	1,246	12,0%
ESTRUTURA C1				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,615	1,072	1,039	3,2%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,566	1,060	1,033	2,6%
ESTRUTURA C2				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	0,943	1,169	1,096	6,7%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	0,76	1,110	1,061	4,6%
ESTRUTURA C3				
DIREÇÃO X (0° e 180°)	1,143	1,246	1,146	8,7%
DIREÇÃO Y (90° e 270°)	1,033	1,202	1,117	7,6%

8.2.2. Relações entre os coeficientes γ_z e $FAVt$

No tocante aos parâmetros γ_z e $FAVt$, também foi possível estabelecer uma tendência de comportamento numérico dos resultados para as duas direções de incidência do vento. Tais resultados foram plotados no gráfico apresentado na figura 8.23, sendo possível condicionar uma relação entre os coeficientes aludidos.

Figura 8.23 - Relação entre os parâmetros γ_z e $FAVt$



Certifica-se que a relação entre tais parâmetros pode ser representada por uma equação de 1º grau que será apresentada a seguir. Porém, vale ressaltar que os modelos estruturais utilizados nesta pesquisa são simétricos, ou seja, a equação sugerida não atende estruturas assimétricas.

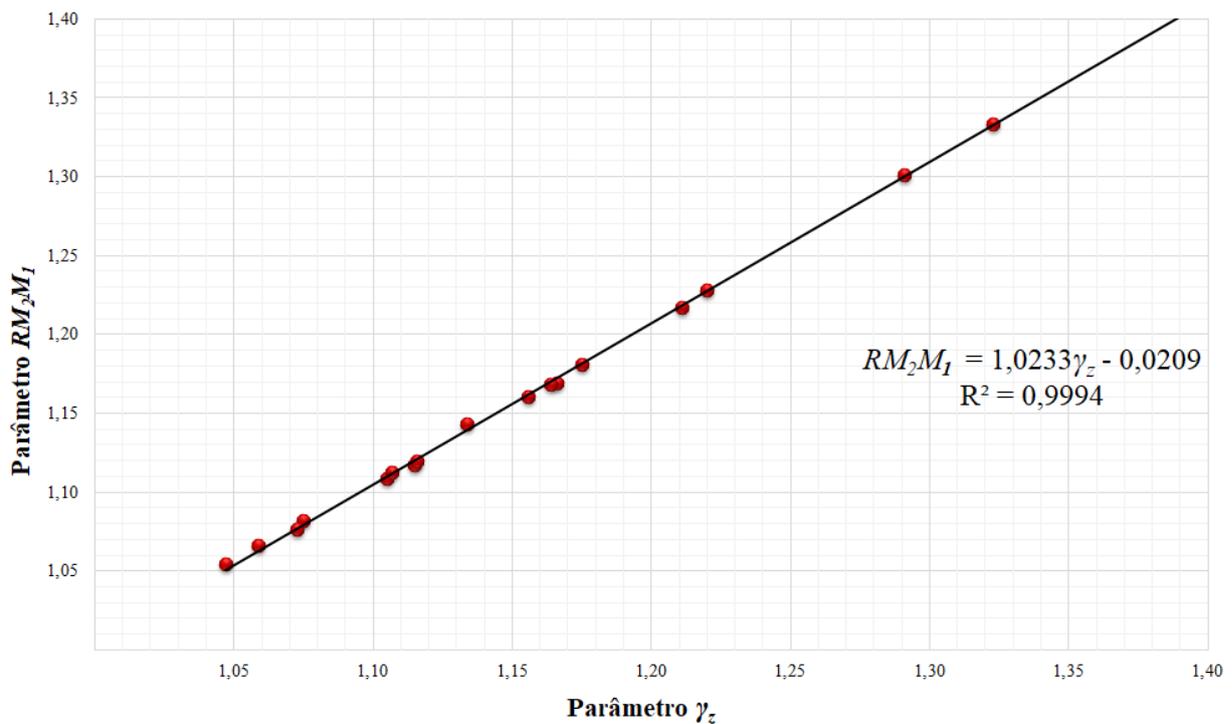
$$FAVt = 0,9882.\gamma_z + 0,0159 \quad (8.3)$$

No que concerne ao coeficiente de determinação R^2 , foi constatado que o valor obtido para este coeficiente representa 99,96% de que o modelo e a equação sugerida conseguem explicar os valores observados.

8.2.3. Relações entre os coeficientes γ_z e RM_2M_1

Quanto aos parâmetros γ_z e RM_2M_1 , também foi possível estabelecer uma tendência de comportamento numérico dos resultados para as duas direções de incidência do vento. Tais resultados foram plotados no gráfico apresentado na figura 8.24, sendo possível condicionar uma relação entre os coeficientes mencionados.

Figura 8.24 - Relação entre os parâmetros γ_z e RM_2M_1



A relação entre tais parâmetros pode ser representada por uma equação de 1º grau que será apresentada a seguir. Contudo, vale ressaltar novamente que os modelos estruturais utilizados nesta pesquisa são simétricos, ou seja, a equação sugerida não atende estruturas assimétricas.

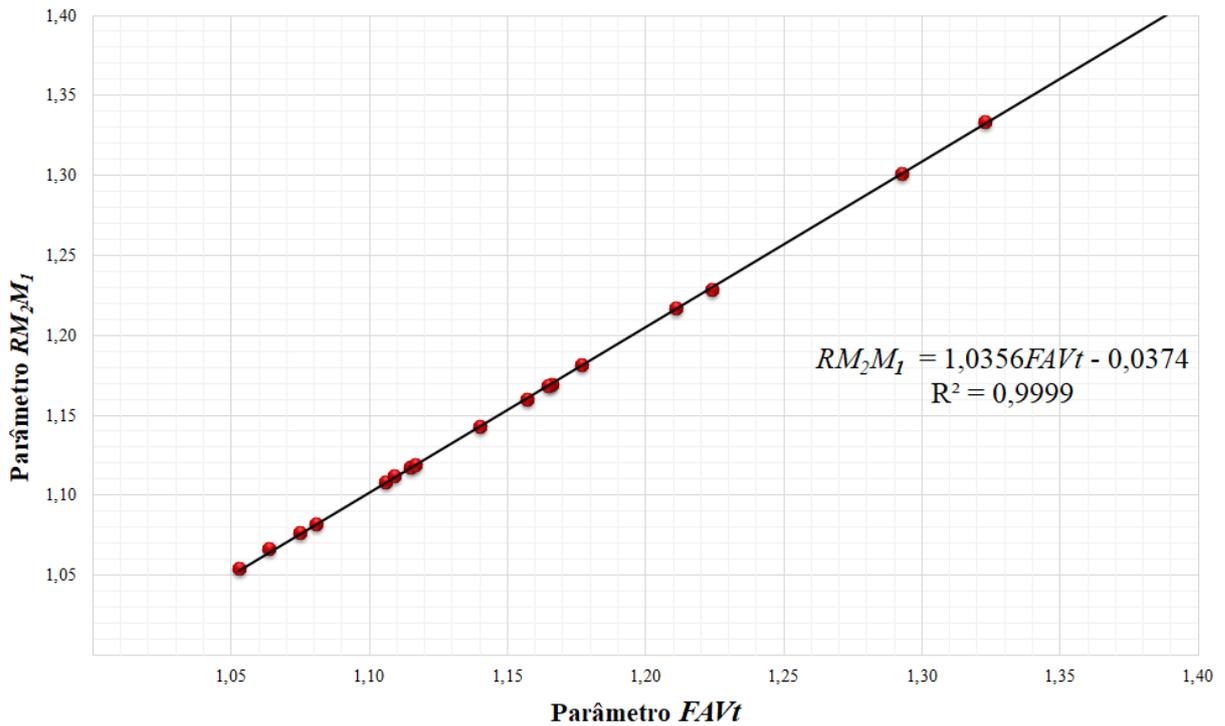
$$RM_2M_1 = 1,0233.\gamma_z - 0,0209 \quad (8.4)$$

Em relação ao coeficiente de determinação R^2 , foi constatado que o valor obtido para este coeficiente representa 99,94% de que o modelo e a equação sugerida conseguem explicar os valores observados.

8.2.4. Relações entre os coeficientes $FAVt$ e RM_2M_1

No que se refere aos parâmetros $FAVt$ e RM_2M_1 , destaca-se que foi possível viabilizar uma tendência de comportamento numérico dos resultados para as duas direções de incidência do vento. Tais resultados foram plotados no gráfico apresentado na figura 8.25, sendo possível condicionar uma relação entre os coeficientes supracitados.

Figura 8.25 - Relação entre os parâmetros $FAVt$ e RM_2M_1



A relação entre tais parâmetros pode ser representada por uma equação de 1º grau que será apresentada a seguir. Todavia, vale ressaltar novamente que os modelos estruturais utilizados nesta pesquisa são simétricos, ou seja, a equação sugerida não atende estruturas assimétricas.

$$RM_2M_1 = 1,0356.FAVt - 0,0374 \quad (8.5)$$

No tocante ao coeficiente de determinação R^2 , foi constatado que o valor obtido para este coeficiente representa 99,99% de que o modelo e a equação sugerida conseguem explicar os valores observados.

9. CONCLUSÕES

Nesta pesquisa, foram estudados os principais parâmetros de estabilidade que servem como referência nas análises globais das estruturas de concreto armado, visto que tais parâmetros possibilitam avaliar o comportamento estrutural bem como contribuem para a determinação dos efeitos de 2ª ordem. Conseqüentemente, foram realizadas análises numéricas de nove estruturas. A partir dos resultados obtidos, foi possível estabelecer algumas comparações com os limites normativos constantes na NBR 6118 (2014) e desenvolver equações aproximadas para o cálculo dos coeficientes α , γ_z , $FAVt$ e RM_2M_1 que são relacionados ao estado limite último. No que concerne ao estado limite de serviço, foram calculados os deslocamentos no topo dos modelos estruturais e posteriormente os resultados foram comparados com os valores limites estabelecidos pela norma supracitada. Deste modo, com base nesta pesquisa juntamente com outros trabalhos consultados, foram obtidas algumas conclusões importantes a respeito dos assuntos tratados. Estas conclusões serão resumidas neste capítulo. Em seguida, são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de novas pesquisas, para que possam dar continuidade ao tema tratado.

Desde já, espera-se que os resultados obtidos e os comentários sobre os parâmetros utilizados na avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais forneçam subsídios aos projetistas estruturais no que se refere à concepção e lançamento estrutural de edifícios em concreto armado.

9.1. Conclusões das análises numéricas

9.1.1. Considerações acerca das análises estruturais

Em relação à análise da estabilidade global no estado limite último, constata-se que foram obtidos bons resultados quando são comparados os coeficientes γ_z e o RM_2M_1 , uma vez que ambos indicaram que todas as estruturas são de nós móveis e que a partir dos resultados obtidos para os modelos estruturais, foi comprovado que o coeficiente γ_z oferece resultados bastante precisos como um coeficiente médio de avaliação da magnitude dos efeitos globais de segunda ordem, sendo que as diferenças de até 2% são insignificantes se comparado com os resultados relativos ao coeficiente RM_2M_1 .

No mais, vale ressaltar que o parâmetro α em teoria, somente poderia ser adotado em estruturas reticuladas simétricas. Como é comum que estruturas sejam assimétricas, tanto geometricamente quanto na questão relacionada à vinculação entre elementos ou ações aplicadas na estrutura, infere-se que na maioria dos casos este parâmetro não é adequado para analisar os efeitos de segunda ordem global em estruturas.

Em relação ao coeficiente $FAVt$, que é um fator de amplificação de esforços horizontais ou de vento, cabe registrar que seus resultados foram muito bons em comparação com os valores oriundos do processo P- Δ . Todavia, é importante relatar que neste trabalho a maioria das estruturas analisadas possuíam simetria nas duas direções em planta, resultando γ_z e $FAVt$ praticamente idênticos. Diante disso, torna-se necessária a realização de mais estudos para consolidar este coeficiente como parâmetro de estabilidade.

Avaliando de uma maneira geral o parâmetro RM_2M_1 , que é igual a 1 para as estruturas sem a consideração dos carregamentos oriundos do vento, destacam-se os resultados das estruturas A3, B3 e C3 uma vez que os esforços finais de 1ª e 2ª ordens calculados para tais estruturas poderão ser até 34, 41 e 23% respectivamente, inferiores em relação aos esforços calculados mediante aplicação das premissas descritas na NBR 6123 (1988), podendo levar as referidas estruturais a resultados catastróficos, como a ruína através de colapso progressivo.

No tocante ao estado limite de serviço, destacam-se os resultados relativos aos deslocamentos no topo dos modelos estruturais A3, B3 e C3 uma vez que os mesmos superaram o limite estabelecido na NBR 6118 (2014) em torno de 5, 22 e 58% respectivamente. Deste modo, é possível inferir que a esbeltez da estrutura contribui para o incremento de deslocamentos horizontais no topo das edificações.

9.1.2. Considerações acerca das relações entre os parâmetros de projeto

No que diz respeito aos coeficientes α e γ_z , foi possível estabelecer uma relação entre tais parâmetros, sendo que de maneira geral, a equação sugerida neste trabalho ficou compatível com a expressão proposta pelos autores CAMPOÓ *et al.* (2005) apresentando diferenças entre os resultados dentro de um intervalo compreendido entre 2,4 até 12,0%, sendo que nas estruturas mais altas, a variação ficou numericamente acentuada.

No que se refere às equações sugeridas para a obtenção dos coeficientes $FAVt$ e RM_2M_1 que são mencionados nos objetivos específicos, ressalta-se que estas apresentaram um coeficiente de determinação muito próximo de 1, fato que representa a conformidade das equações adotadas para a representação do comportamento dos resultados obtidos.

Conclui-se, portanto, que a análise da estabilidade global pode auxiliar de forma racional e eficiente, no que diz respeito à melhoria do projeto estrutural, e que a realização adicional das verificações dos parâmetros de estabilidade, além da avaliação dos efeitos oriundos da ação do vento, demonstraram-se muito relevantes no intuito de garantir uma concepção estrutural mais adequada e isenta de riscos que podem comprometer a segurança das edificações.

9.2. Sugestões para trabalhos futuros

- Realizar um estudo que vise avaliar as equações propostas neste trabalho, que servem para a determinação dos parâmetros de estabilidade global em um número maior de estruturas de concreto, considerando a questão da assimetria.
- Verificar a influência do lançamento estrutural no cálculo dos parâmetros de estabilidade, principalmente no que se refere ao posicionamento dos pilares e formação dos pórticos nas duas direções principais de incidência do vento.
- Desenvolver formulações para o cálculo dos parâmetros de estabilidade levando em consideração a influência das alvenarias nas análises estruturais, com o propósito de avaliar a contribuição de rigidez destas no sistema de contraventamento das estruturas.
- Elaborar uma análise comparativa entre os métodos de processamento de estruturas por meio de *softwares* adotando dois procedimentos para o cálculo dos esforços e dimensionamento: “pórtico espacial” e “pavimentos isolados”, tendo como base os parâmetros de estabilidade.

REFERÊNCIAS

ACI COMMITTEE 318. **Building code requirements for structural concrete (ACI 318M-14) and commentary (ACI 318RM-14)**. American Concrete Institute. Michigan, USA. 2015.

ANDRADE NETO, I. C. **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, 2013, 134p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5422 - Projeto de Linhas Aéreas de Transmissão de Energia Elétrica**. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 - Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, 1988.

BUENO, M. M. E. (2009). **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Construção Civil, Publicação E. DM-002A/09, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 88p.

CAMPOÓ *et al.* **Efeitos de segunda ordem em edifícios de alvenaria estrutural**. In: Revista Minerva: Pesquisa e Tecnologia, v.2, n.2. São Carlos, 2005.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Universidade de São Paulo. São Carlos, p. 112. 1995.

CATUMBAIALA, A. A. F. **Análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios industriais pré-fabricados em betão armado**. Dissertação de Mestrado em Estruturas e Geotecnia, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa, 2012.

CICOLIN, L. A. B. e FIGUEIREDO FILHO, J. R. **Estabilidade em edifícios de concreto armado com lajes sem vigas: influência de pórticos formados por faixas de lajes e vigas invertidas nas bordas.** Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2011, vol.4, n.3, pp.501-529. ISSN 1983-4195.

COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DO BÉTON (1978). **Manual of Buckling and Instability.** Lancaster, England the Construction Press, Bulletin D'information No. 123.

CONTER, L.J.; DEMETERKO, R.H.; IMAI, A.P. **Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Edifícios de Concreto Armado.** 2011. 111f. Trabalho de Conclusão de Curso. Curso de Engenharia de Produção Civil. Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Curitiba, 2011.

ELLWANGER, R. J. **Influência do número de pavimentos no parâmetro de instabilidade de edifícios contraventados por paredes ou núcleos de concreto armado.** Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2013, vol.6, n.5, pp.783-796. ISSN 1983-4195.

ELSHARAWY *et al.* **Torsional and shear wind loads on flatroofed buildings.** Engineering Structures, V. 84, pp. 313-324, 2015.

ELSHARAWY *et al.* **Wind-induced torsional loads on low buildings.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics. V. 104-106, pp. 40-48, 2012.

EUROCODE 2 – **Design of concrete structures. Part 1-1: General rules and rules for buildings.** CEN, EN 1992-1-1. Brussels, Belgium, p. 225. 2004.

FEITOSA, L. A. e ALVES, E. C. **Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas.** Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2015, vol.8, n.2, pp.196-224. ISSN 1983-4195.

FRANCO, M. **Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado.** In: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. São Paulo. 1985. Anais.

FREITAS, F. C. de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. 186p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, Centro Tecnológico, Vitória, 2015.

FREITAS, F. C.; LUCHI, L. A. R. e FERREIRA, W. G.; **Análise da estabilidade global das estruturas e ações de controle dos seus efeitos**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2016, vol.9, n.2, pp.192-213. ISSN 1983-4195.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro - RJ, 1981.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos / Setembro, 2007.

GONÇALVES *et al.* (2007). **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. EESC-USP, São Carlos, SP, 2007.

ICEA, available in <http://clima.icea.gov.br/clima/index.php>.

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

KIMURA, A. E. **Pilares**. Notas de aula. Pós-graduação em Projeto de Estruturas de Concreto para Edifícios. Faculdade de Engenharia São Paulo, São Paulo, 2010.

LI *et al.* **An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures**. Engineering Structures, V. 33, pp. 2931–2942, 2011.

LOPES, A. P., SANTOS; G. O.; SOUZA, A. L. A. C. (2005). **Estudo sobre diferentes métodos de análise P-A**. In: Congresso Brasileiro do Concreto, 47., Olinda. Anais do congresso brasileiro do concreto- Instituto Brasileiro do Concreto, São Paulo.

MACGREGOR, J. G. (2005). **Reinforced Concrete: Mechanics and Design**. Editora Pearson Prentice Hall, 4ª edição, EUA.

MACGREGOR, J. G.; WIGHT, J. K. **Reinforced concrete: mechanics and design**. 6th. ed. New Jersey: Prentice Hall, 2012.

MANUAIS CAD/TQS. **TQS Informática LTDA**. São Paulo, 2016.

MEDEIROS, S. R. P. (1999). **Módulo TQS para análise não-linear geométrica de pórticos espaciais**. Jornal TQS News, n.11, São Paulo, SP.

MEDEIROS, S. R. P.; FRANÇA, R. L. S. (1989). **Um programa para análise não-linear em microcomputadores**. In: Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto, 1989., São Paulo. Adendo aos Anais... Escola Politécnica da USP, São Paulo.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, p. 221. 2011.

NAHUM, K. A. R. e OLIVEIRA, D. R. C.; **Monitoramento de pilares em edifícios altos de concreto armado**. Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2010, vol.3, n.2, pp.179-194. ISSN 1983-4195.

NASCIMENTO *et al.* **Abordagem didática e prática da ação do vento em edificações**. Contribuição Tecnocientífica ao Construmetal 2016, Congresso Latino-americano da Construção Metálica, 20 a 22 de setembro de 2016, São Paulo, SP, Brasil.

OLIVEIRA, D. M.; SILVA, N. A.; BREMER, C. F. e INOUE, H.; **Considerações sobre a determinação do coeficiente γ_z** . Rev. IBRACON Estrut. Mater. [online]. 2013, vol.6, n.1, pp.75-100. ISSN 1983-4195.

OLIVEIRA, J. C. A. **Avaliação da rigidez de pórticos tridimensionais de concreto armado**. Tese de doutorado em estruturas e construção civil - Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade de Brasília. Brasília, DF, p. 121. 2009.

PASSOS, V. M.; FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. e AZEVEDO, M. S. **Análise da instabilidade de edifícios altos com lajes protendidas e lajes nervuradas**. Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2016, vol.9, n.2, pp.244-262. ISSN 1983-4195.

PROENÇA, S. P. B. (2010). **Análise não-linear de estruturas**. Notas de aula. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

RIBEIRO *et al.* **Influência da Ação do Vento no Dimensionamento de Pilares de Edifícios de Concreto.** Anais do 55º congresso brasileiro do concreto - Gramado, RS, 2013.

RIERA J.D. **Sobre a definição do vento para projeto estrutural na ABNT NBR 6123 (1989) e outras normas sul americanas.** Revista Sul-Americana de Engenharia Estrutural, 2016, Passo Fundo, v. 13, n. 3, p. 1-27, ISSN 2316-2457.

RODRIGUES JUNIOR, S. J. **Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado.** Tese de doutorado - Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica - PUC-RJ. Rio de Janeiro, p. 154. 2005.

ROSA *et al.* **Wind-induced dynamics and loads in a prismatic slender building: A modal approach based on unsteady pressure measurements.** Journal of Wind Engineering and Industrial Aerodynamics, V. 107-108, pp. 118-130, 2012.

TAPAJÓS *et al.* **Efeito do vento no dimensionamento de edifícios de concreto armado.** Rev. IBRACON Estrut. Mater.[online]. 2016, Volume 9, Number 6, p. 883 – 910, ISSN 1983-4195.

VASCONCELOS, A. C. **Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do gama-z para determinação dos efeitos de 2ª Ordem.** Artigo da Biblioteca digital TQS, São Paulo, 2000.

VASCONCELOS, A. C.; FRANÇA, R. L. S. **Um método simplificado e muito preciso para avaliação dos métodos de segunda ordem em edifícios altos usuais.** FIP Symposium. Johannesburg. 1997.

VASCONCELOS, A.C. (1997). **Origem dos Parâmetros de Estabilidade α e γ_z - Coletânea de Trabalhos sobre Estabilidade Global e Local das Estruturas de Edifícios.** São Paulo, 1997.

VIEIRA, V.V.S. **Análise de parâmetros globais de projeto em edifícios com estrutura de concreto armado.** 185p. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Pará, Belém, 2015.

APÊNDICE A

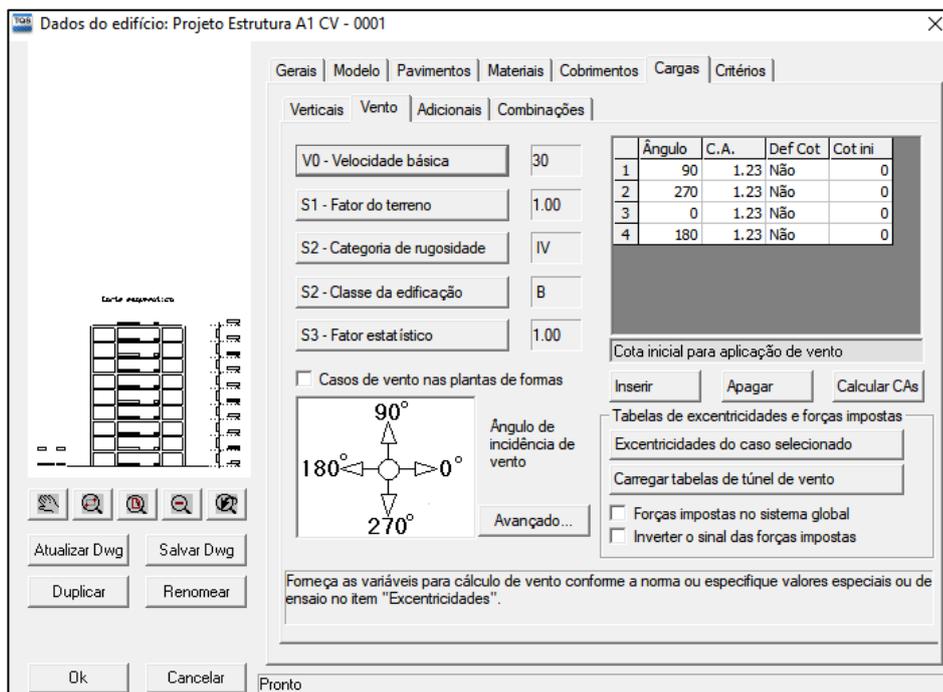
Neste apêndice serão apresentados os critérios de cálculo utilizados para definição das ações do vento incidentes sobre as estruturas no sistema CAD/TQS versão 13.1 conforme a NBR 6123 (1988). Apresenta-se onde foram editadas, dentro do sistema TQS, as principais condicionantes para se realizar a análise estrutural.

Estão contidas nas figuras que serão exibidas a seguir todas as informações que foram estabelecidas para as análises dos modelos estruturais, destaca-se que os parâmetros relativos à ação do vento são:

- a) Velocidade básica (V_0);
- b) Fator do terreno (S_1);
- c) Fator de rugosidade (S_2);
- d) Fator estatístico (S_3);
- e) Coeficiente de arrasto em cada direção de incidência do vento ($C.A$).

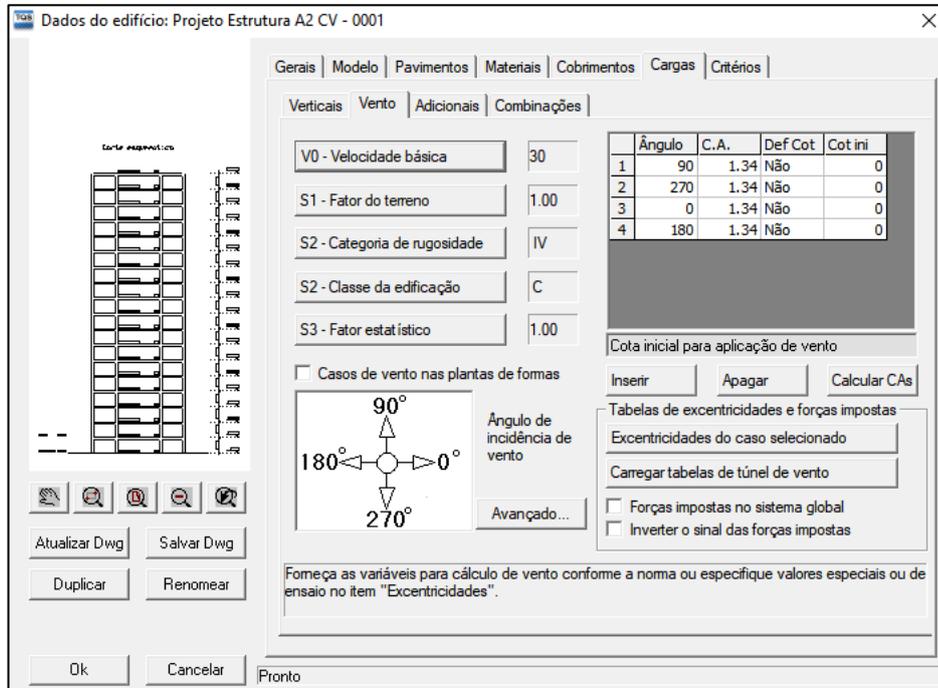
A1. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A1

Figura A1 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A1



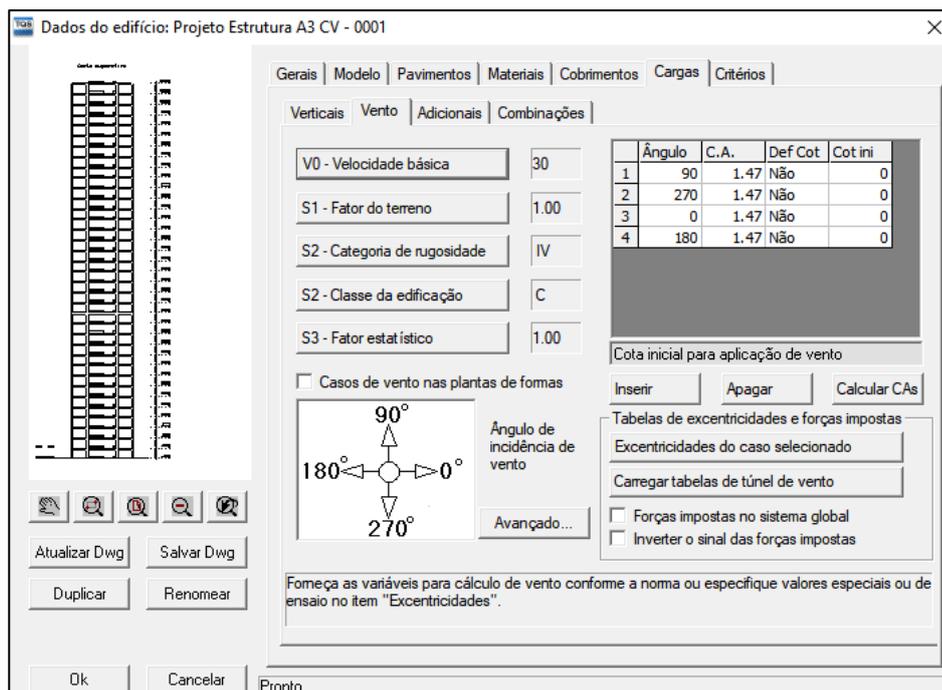
A2. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A2

Figura A2 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A2



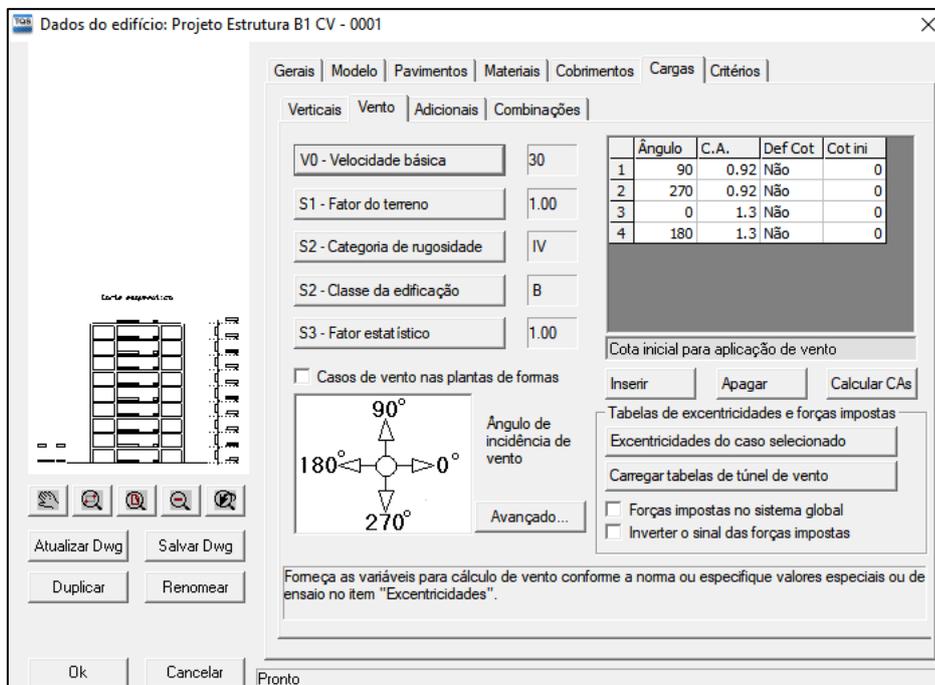
A3. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura A3

Figura A3 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura A3



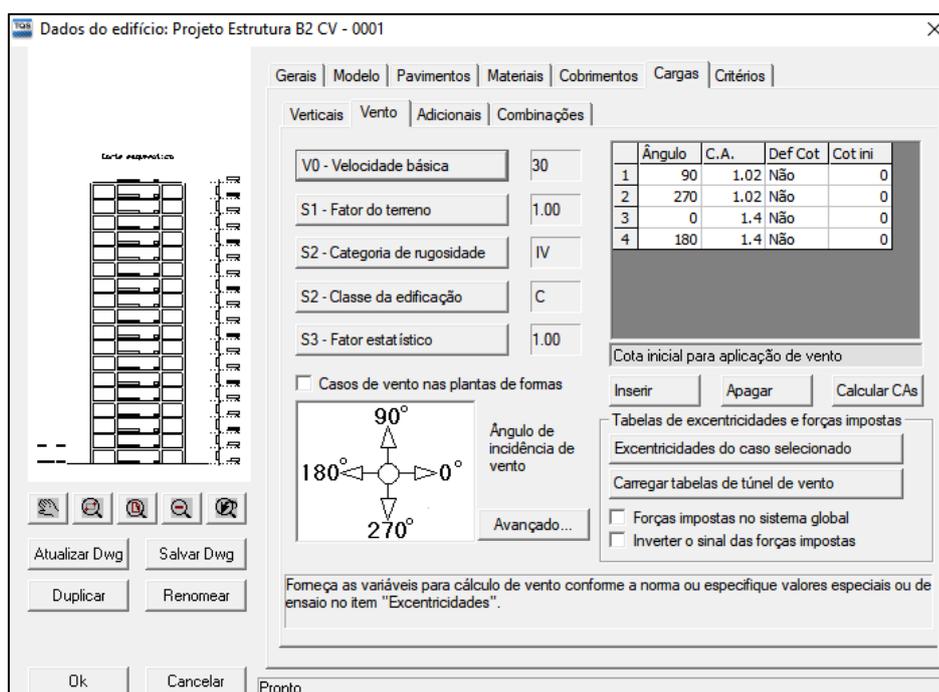
A4. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B1

Figura A4 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B1



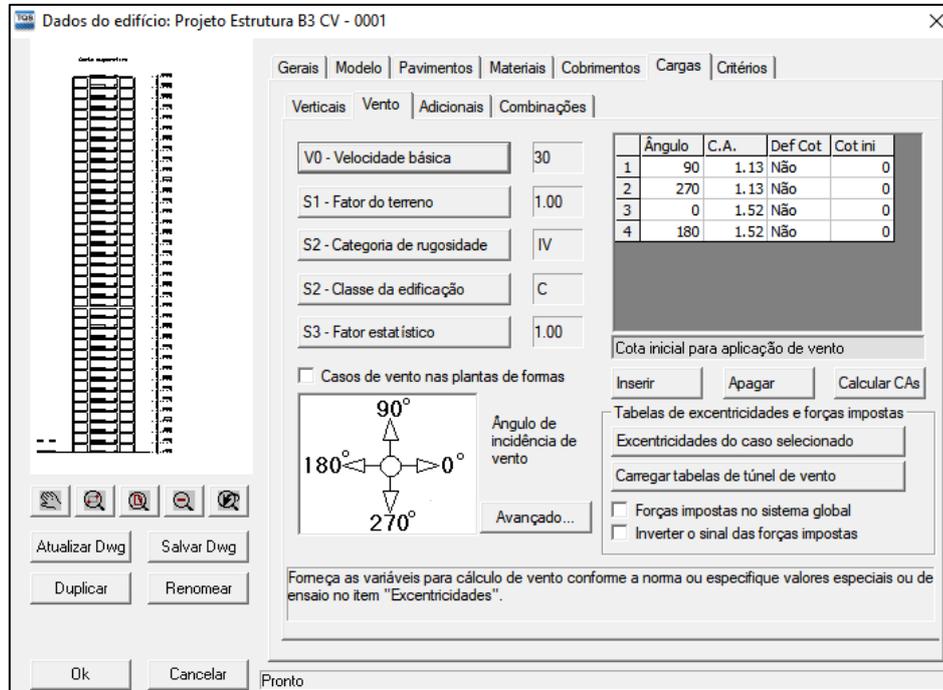
A5. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B2

Figura A5 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B2



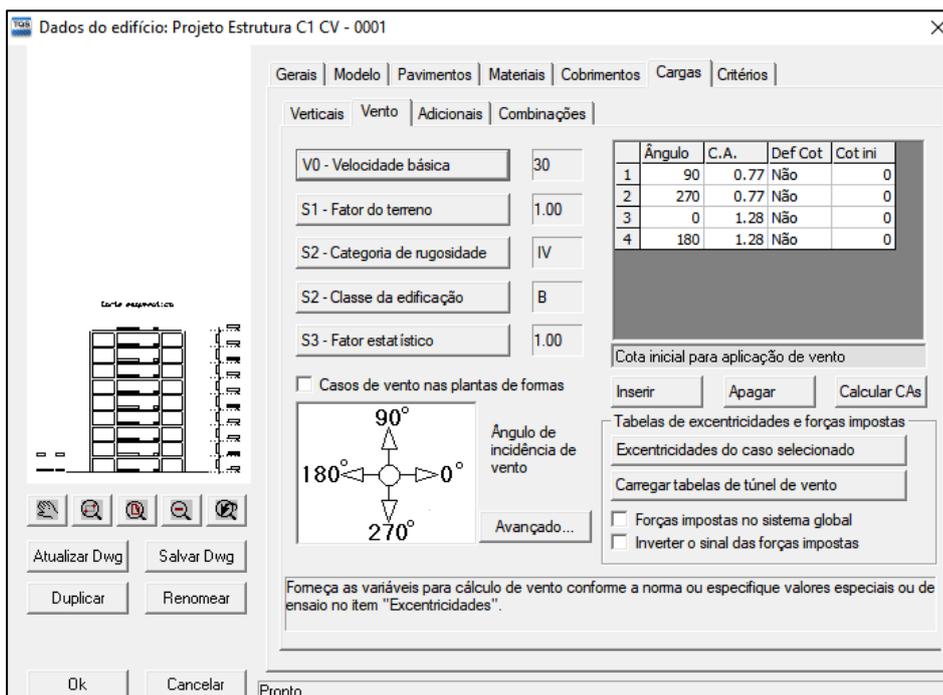
A6. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura B3

Figura A6 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura B3



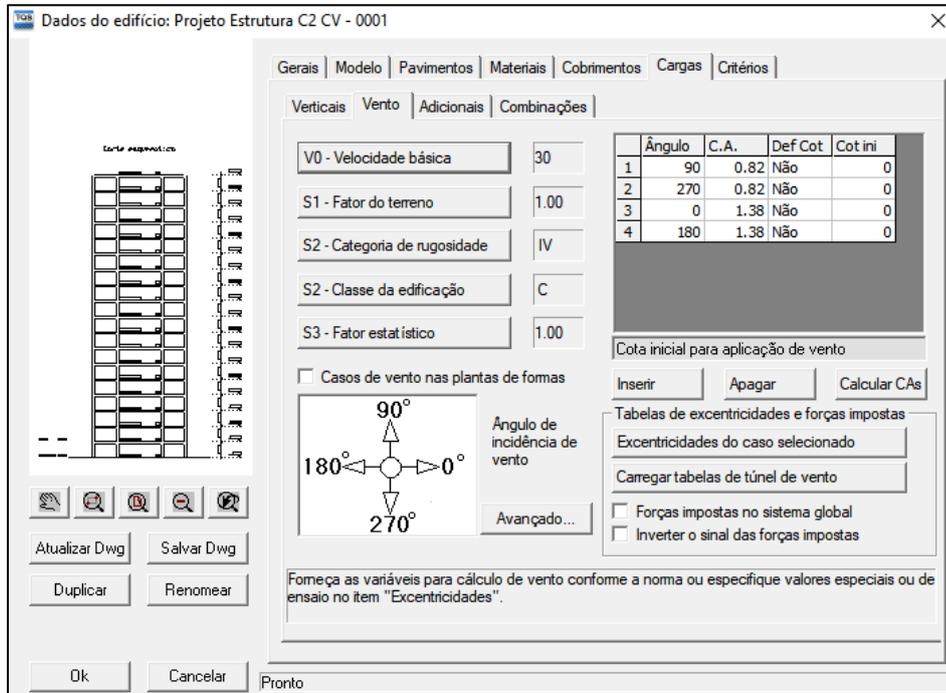
A7. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C1

Figura A7 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C1



A8. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C2

Figura A8 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C2



A9. Critérios adotados para o cálculo das cargas de vento – Estrutura C3

Figura A9 - Aba “dados do edifício - vento CAD/TQS” - Estrutura C3

