

**UNIVERSIDADE DO VALE DO RIO DOS SINOS (UNISINOS)  
UNIDADE ACADÊMICA DE GRADUAÇÃO  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**JOÃO PAULO VERONA**

**ESFORÇOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS  
ALTOS EM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE DA APLICAÇÃO DO COEFICIENTE  
DE SIMPLIFICAÇÃO  $\gamma_{\theta}$**

**São Leopoldo**

**2023**

JOÃO PAULO VERONA

**ESFORÇOS DE SEGUNDA ORDEM GLOBAL DE TORÇÃO EM EDIFÍCIOS  
ALTOS EM CONCRETO ARMADO: ANÁLISE DA APLICAÇÃO DO COEFICIENTE  
DE SIMPLIFICAÇÃO  $\gamma_\theta$**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como requisito parcial para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil, pelo Curso de Engenharia Civil da Universidade do Vale do Rio dos Sinos (UNISINOS).

Orientador(a): Prof. Dr. Uziel Cavalcanti de Medeiros Quinino

São Leopoldo

2023

## AGRADECIMENTOS

Durante a minha trajetória acadêmica, diversas pessoas e instituições foram imprescindíveis para que os objetivos traçados por mim fossem alcançados. Registro aqui minha gratidão a todos que de alguma forma me auxiliaram durante esta trajetória, em especial:

À minha família, principalmente aos meus pais, Césio e Marinês, que sempre se dedicaram integralmente para me proporcionar uma educação de qualidade e tornar possível a concretização das minhas realizações pessoais. Agradeço também ao meu irmão, Césio Júnior, cujos auxílios foram fundamentais para que os obstáculos fossem superados em diversas etapas do curso.

Aos meus amigos, que estiveram ao meu lado durante esta jornada acadêmica desafiadora e foram responsáveis pelos momentos de descontração que promoveram maior serenidade ao processo.

A todos os professores que contribuíram para a minha formação, em especial ao meu orientador, Prof. Dr. Uziel Cavalcanti de Medeiros Quinino, cujos ensinamentos e conselhos foram primordiais para a realização deste trabalho.

À empresa TQS Informática, pelo fornecimento do *software* TQS Pleno Educacional v24.

Por fim, agradeço a toda a equipe de funcionários da Universidade do Vale do Rio dos Sinos pela assistência prestada ao longo de minha graduação.

“O sucesso é a soma de pequenos esforços repetidos dia após dia.”

(Robert Cozier)

## RESUMO

O estudo da estabilidade global de edifícios altos em concreto armado tem sido objeto de diversas pesquisas, resultando em avanços significativos no dimensionamento dessas estruturas. O coeficiente de simplificação  $\gamma_Z$ , proposto por Franco e Vasconcelos (1991), tornou-se notável, mas a sua limitação à determinação dos esforços translacionais levou Franco (2003) a introduzir outro método simplificado, desta vez representado pelo coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , cujo propósito é aferir a sensibilidade das estruturas aos esforços globais de torção. No entanto, há poucas pesquisas sobre o referido coeficiente na literatura, situação esta que evidencia a necessidade de maiores investigações acerca do tema. O objetivo principal do presente estudo é a análise da acurácia da aplicação do respectivo coeficiente na quantificação dos efeitos de segunda ordem global de torção. A metodologia baseou-se na modelagem de quatro edificações de 20 pavimentos no *software* TQS v24, as quais foram retiradas da dissertação de Moser (2022) – a autora analisou a influência das assimetrias geométricas e de carga na torção das edificações propostas, com o auxílio do SAP2000. Inicialmente, foi definido, por meio da aplicação do método gráfico também introduzido por Franco (2003), o centro de torção das edificações. Posteriormente, determinou-se o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para cada um dos casos de vento, viabilizando a majoração dos efeitos de primeira ordem global de torção e obtendo-se os deslocamentos horizontais finais das estruturas. Por fim, realizou-se a análise comparativa entre os deslocamentos obtidos a partir deste processo, dos valores encontrados por Moser (2022) com o auxílio do *software* supracitado e, por fim, através do processo iterativo P- $\Delta$ . Constatou-se, após a análise, que as diferenças na metodologia de cálculo entre as ferramentas computacionais TQS e SAP2000 são tão significativas que tornam a análise comparativa proposta inexecutável – pelo menos no que tange aos deslocamentos horizontais. Por outro lado, quando comparado com o processo iterativo P- $\Delta$ , observou-se que a aplicação simultânea dos coeficientes de simplificação  $\gamma_Z$  e  $\gamma_\theta$  é comprovadamente eficiente para algumas situações. No entanto, há algumas restrições para seu uso, demandando a adaptação de algumas variáveis para que os resultados sejam coerentes com a realidade.

**Palavras-chave:** Análise Estrutural; Estabilidade Global; Concreto Armado; Torção.

## ABSTRACT

The study of the global stability of tall reinforced concrete buildings has been subject of extensive research on the structural design field, resulting in significant advances in this area. The simplification coefficient  $\gamma_z$ , presented by Franco e Vasconcelos (1991), became remarkable, but its limitation to determine only the translational effects of structures led Franco (2003) to introduce another simplified method, this time represented by the simplification coefficient  $\gamma_\theta$ , which has the purpose of assessing the structures' sensibility to global torsional effects. However, there is limited research on this subject available in the literature of the field, fact that highlights the need of further investigations on the topic. The main objective of the present study is to analyze the accuracy of applying this coefficient to quantify the global second-order effects due to the torsion of the building. The methodology was based on the modeling of four 20-story buildings on the software TQS v24, which were taken from Moser's (2022) dissertation. In the occasion, the referred author analyzed the influence of geometric and load asymmetries on the torsional effects of the structures, with assistance from the software SAP2000. Initially, the center of torsion of the proposed models was defined by the application of the graphic method, also introduced by Franco (2003). Thereafter, the value of the simplification coefficient  $\gamma_\theta$  was assessed for each of the horizontal load cases. This assessment enabled its implementation to enhance the global first-order torsional effects, ultimately achieving the total horizontal displacement of the structure. Finally, it was conducted the comparative analysis between the horizontal displacement obtained through the application of the aforementioned process, the values found by Moser (2022) with the assistance of the software SAP2000 and ultimately by the iterative process P- $\Delta$ . After the analysis, it was verified that the differences between the calculation methods implemented by the softwares TQS and SAP2000 are so pronounced that they turn the comparative analysis unfeasible, at least when the matter is the horizontal displacements. On the other hand, when compared with the iterative process P- $\Delta$ , it was observed that the simultaneous application of the simplification coefficients  $\gamma_z$  and  $\gamma_\theta$  is proven to be effective in certain situations. However, there are some limitations to its use, requiring the adaptation of certain variables to ensure that the results are consistent with reality.

**Keywords:** Structural Analysis; Global Stability; Reinforced Concrete; Torsion.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Momento torsor resultante das cargas com excentricidades .....	26
Figura 2 – Elementos de contraventamento .....	27
Figura 3 – Ações horizontais excêntricas (a) e assimetria em planta (b) .....	28
Figura 4 – Sistemas de contraventamento simétrico (a) e assimétrico (b).....	29
Figura 5 – Centro de torção de perfil em “U”. .....	31
Figura 6 – Aplicação do binário de forças (a) e escolha dos dois pontos (b) .....	32
Figura 7 – Componentes $u_1$ e $v_1$ do P1 e deslocamento $\delta$ do P2 .....	32
Figura 8 – Medidas a, b, a', b', c e ângulos $\theta_1$ e $\theta_2$ .....	33
Figura 9 – Rotações de grande magnitudes (a) e de pequenas magnitudes (b).....	34
Figura 10 – Determinação do centro de torção a partir da análise de dois nós .....	35
Figura 11 – Centro de torção médio em planta .....	35
Figura 12 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ do concreto: (a) linear; (b) não-linear.....	36
Figura 13 – Barra vertical com mudança de posição no espaço. ....	38
Figura 14 – Reações na barra vertical indeformada.....	39
Figura 15 – Reações na barra vertical deformada.....	39
Figura 16 – Classificação dos efeitos de segunda ordem: globais, locais e localizados .....	40
Figura 17 – Efeitos de segunda ordem globais .....	41
Figura 18 – Posições deformadas decorrentes de iterações sucessivas.....	47
Figura 19 – Carregamento excêntrico com a incidência de ações horizontais positivas e negativas.....	48
Figura 20 – Aplicação de um momento de torção (a), rotação dos pavimentos (b), e a deformação de um lance de pilar devido à rotação (c) .....	52
Figura 21 – Efeitos da rotação nos pavimentos de um edifício, dando ênfase à prumada do pilar (a) e a vista superior do pavimento 1, assim como o deslocamento delta de um pilar j no andar i (b).....	53
Figura 22 – Deslocamento de um pavimento submetido à torção pura .....	55
Figura 23 – Plantas baixas dos modelos apresentados por Moser (2022) .....	60
Figura 24 – Áreas de influência do pavimento tipo pelo método de Giongo (2005) ..	69
Figura 25 – Modelos estruturais propostos para o presente estudo .....	71
Figura 26 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo sem assimetrias .....	73
Figura 27 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo assimétrico no eixo x.....	74

Figura 28 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo assimétrico em y .....	75
Figura 29 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo irregular.....	76
Figura 30 – Força de arrasto atuante em cada pavimento da edificação – vento em X .....	80
Figura 31 – Força de arrasto atuante em cada pavimento da edificação – vento em Y .....	81
Figura 32 – Cargas distribuídas trapezoidais e suas respectivas forças resultantes	84
Figura 33 – Divisão das cargas distribuídas trapezoidais pelas áreas de influência.	87
Figura 34 – Direções de vento geradoras dos momentos torsões positivos.....	90
Figura 35 – Critérios referente a rigidez à torção das vigas e a seção T .....	92
Figura 36 – Simulação do diafragma rígido no <i>software</i> TQS .....	93
Figura 37 – Critério referente a flexibilização da ligação viga-pilar .....	93
Figura 38 – Fator de engastamento parcial das vigas .....	93
Figura 39 – Deslocamentos horizontais do modelo SA oriundos de torção pura (cm) .....	96
Figura 40 – Deslocamentos horizontais do modelo AX oriundos de torção pura (cm) .....	100
Figura 41 – Deslocamentos horizontais do modelo AY oriundos de torção pura (cm) .....	102
Figura 42 – Deslocamentos horizontais do modelo IR oriundos de torção pura (cm) .....	104
Figura 43 – Cargas concentradas e os quatro casos de vento considerados.....	106
Figura 44 – Representação gráfica do ângulo de rotação de primeira ordem da estrutura.....	109

## LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais do modelo AX, obtidos com o $\gamma\theta$ e o SAP2000 – em cm .....	137
Gráfico 2 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais do modelo IR, obtidos com o $\gamma\theta$ e o processo iterativo P- $\Delta$ – em cm .....	138
Gráfico 3 – Valor do coeficiente de simplificação $\gamma\theta$ em função da excentricidade da aplicação da resultante da carga de vento – modelo irregular.....	139

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Erros encontrados na comparação entre o processo P- $\Delta$ e o coeficiente $\gamma\theta$ para diversos edifícios analisados .....	59
Tabela 2 – Deslocamentos horizontais para os modelos propostos por Moser (2022) .....	62
Tabela 3 – Momentos de torção para os pilares do quarto pavimento – em kN.m ...	63
Tabela 4 – Dimensionamento do pilar 8 .....	64
Tabela 5 – Consumo de aço total para pilares e vigas .....	65
Tabela 6 – Seções transversais resultantes do pré-dimensionamento .....	70
Tabela 7 – Dimensões dos elementos estruturais de cada modelo, em cm .....	72
Tabela 8 – Características de assimetria dos modelos propostos .....	77
Tabela 9 – Características adotadas para o concreto e para o aço .....	77
Tabela 10 – Cargas permanentes e variáveis adotadas nos modelos .....	79
Tabela 11 – Carga de vento centralizado em cada um dos pórticos da estrutura .....	83
Tabela 12 – Excentricidades resultantes dos efeitos de vizinhança .....	84
Tabela 13 – Carga de vento com excentricidade em cada um dos pórticos da estrutura .....	88
Tabela 14 – Ações consideradas nas combinações últimas normais .....	89
Tabela 15 – Combinações últimas normais consideradas para o ELU .....	89
Tabela 16 – Combinações frequentes de serviço consideradas para o ELS .....	91
Tabela 17 – Demais critérios utilizados de pórticos – vigas e pilares .....	94
Tabela 18 – Não linearidade física para os estados limites último e de serviço .....	94
Tabela 19 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo SA .....	97
Tabela 20 – Resultados do cálculo do CT do modelo SA, pilares P1 e P3 .....	98
Tabela 21 – Resultados do cálculo do CT do modelo SA, pilares P1 e P10 .....	99
Tabela 22 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo AX .....	101
Tabela 23 – Resultados do cálculo do CT do modelo AX, pilares P1 e P3 .....	101
Tabela 24 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo AY .....	102
Tabela 25 – Resultados do cálculo do CT do modelo AY, pilares P1 e P3 .....	103
Tabela 26 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo IR .....	104
Tabela 27 – Resultados do cálculo do CT do modelo IR, pilares P1 e P3 .....	105
Tabela 28 – Dados coletados para o cálculo do raio de giração R do modelo SA ..	108
Tabela 29 – $M_{t,l}$ modelo SA, casos VEPX+, VEPX-, VEPY+ e VEPY- .....	111

Tabela 30 – Raio de giração R do modelo AX.....	113
Tabela 31 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento centralizado, casos VX+ e VX-.....	113
Tabela 32 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento centralizado, casos VY+ e VY-.....	114
Tabela 33 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo AX – vento centralizado .....	114
Tabela 34 – Coeficiente de simplificação $\gamma_\theta$ , modelo AX – vento centralizado.....	115
Tabela 35 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPX+ .....	115
Tabela 36 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPX- .....	116
Tabela 37 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPY+ .....	116
Tabela 38 – $M_{t,l}$ do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPY- .....	117
Tabela 39 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo AX – vento com excentricidade	117
Tabela 40 – Coeficiente de simplificação $\gamma_\theta$ , modelo AX – vento com excentricidade .....	118
Tabela 41 – Raio de giração R do modelo AY.....	118
Tabela 42 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento centralizado, casos VX+, VX-, VY+ e VY-....	119
Tabela 43 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo AY – vento centralizado .....	120
Tabela 44 – Coeficiente de simplificação $\gamma_\theta$ , modelo AY – vento centralizado.....	120
Tabela 45 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPX+ (continua) .....	120
Tabela 46 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPX- .....	121
Tabela 47 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPY+ .....	122
Tabela 48 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPY- .....	122
Tabela 49 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo AY – vento com excentricidade	123
Tabela 50 – Coeficiente de simplificação $\gamma_\theta$ , modelo AY – vento com excentricidade .....	123
Tabela 51 – Raio de giração R do modelo IR.....	124
Tabela 52 – $M_{t,l}$ do modelo AY, vento centralizado, casos VX+ e VX-.....	124
Tabela 53 – $M_{t,l}$ do modelo IR, vento centralizado, casos VY+ e VY-.....	125
Tabela 54 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo IR – vento centralizado .....	125
Tabela 55 – Coeficiente de simplificação $\gamma_\theta$ , modelo IR – vento centralizado.....	125
Tabela 56 – $M_{t,l}$ do modelo IR, vento com excentricidade, casos VEPX+ e VEPX-	126
Tabela 57 – $M_{t,l}$ do modelo IR, vento com excentricidade, caso VEPY+ .....	127
Tabela 58 – $M_{t,l}$ do modelo IR, vento com excentricidade, caso VEPY- .....	127
Tabela 59 – Determinação do termo $\Delta M_t$ , modelo IR – vento com excentricidade.	128

Tabela 60 – Coeficiente de simplificação $\gamma_{\theta}$ , modelo IR – vento com excentricidade .....	128
Tabela 61 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais – $\gamma_{\theta}$ e SAP2000	129
Tabela 62 – Deslocamentos médios e máximos, Eberick e TQS, vento centralizado .....	130
Tabela 63 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais – $\gamma_{\theta}$ e P- $\Delta$ .....	131
Tabela 64 – Resumo dos resultados dos principais componentes do cálculo do $\gamma_{\theta}$ .....	133

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\gamma_Z$	Coeficiente de simplificação Gama Z
P- $\Delta$	Processo iterativo P-Delta
$\gamma_\theta$	Coeficiente de simplificação Gama Teta
$V_k$	Velocidade característica do vento, em m/s
$V_o$	Velocidade básica do vento
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator rugosidade do terreno, dimensões e altura da edificação
$S_3$	Fator estatístico
$q$	Pressão de obstrução
$F_a$	Força de arrasto
$C_a$	Coeficiente de arrasto
$A_e$	Área frontal efetiva
$e_a$	Excentricidade na fachada "a"
$e_b$	Excentricidade na fachada "b"
$X_{CT}$	Coordenada X do centro de torção do pavimento
$Y_{CT}$	Coordenada Y do centro de torção do pavimento
$X_{CT,i}$	Coordenada X do centro de torção do elemento i
$Y_{CT,i}$	Coordenada Y do centro de torção do elemento i
$I_{x,i}$	Inércia na direção x do elemento i
$I_{y,i}$	Inércia na direção y do elemento i
$e$	Excentricidade do CT até uma referência do elemento
$t$	Espessura das paredes do perfil
$h$	Altura do perfil
$b$	Largura do perfil
$I$	Momento de inércia em torno do eixo de simetria da seção
$v$	Componente vertical de um deslocamento qualquer
$u$	Componente horizontal de um deslocamento qualquer
$\delta$	Deslocamento horizontal de um ponto qualquer
$P_i$	Ponto qualquer em planta
$\theta$	Ângulo de rotação da edificação
$\sigma$	Tensão aplicada à um elemento de concreto

$\varepsilon$	Deformação de um elemento de concreto
$E_c$	Módulo de deformação do concreto, conforme item 15.5.1 NBR 6118 (ABNT, 2014)
$I_c$	Momento de inércia da seção bruta de concreto
$A_s$	Armadura de compressão da estrutura
$A_s'$	Armadura de tração da estrutura
$E_{ci}$	Módulo de elasticidade inicial do concreto
$E_{cs}$	Módulo de elasticidade secante do concreto
$F_H$	Força horizontal
$M_1$	Momento fletor de primeira ordem
$F_v$	Força vertical
$\Delta M$	Acréscimo de momento fletor
$M_2$	Momento fletor de segunda ordem
$dh$	Deslocamento horizontal
$\alpha$	Parâmetro de instabilidade alfa
$n$	Número de andares acima da fundação
$H_{tot}$	Altura total da estrutura
$N_k$	Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura
$\Delta M_{tot,d}$	Momento fletor total de primeira ordem
$M_{1,tot,d}$	Momento de tombamento
FAVt	Coefficiente de simplificação FAVt
$\Delta M_d$	Momento fletor total de primeira ordem, análogo ao $\Delta M_{tot,d}$
$M_{1,d}$	Momento de tombamento, análogo ao $M_{1,tot,d}$
$a'$	Deslocamentos horizontais oriundos das cargas verticais
$\Delta M_t$	Acréscimo de momento torsor
$M_{t,I}$	Momento torsor total de primeira ordem
$\bar{P}$	Carga vertical total do edifício
R	Raio de giração das massas em relação ao centro de torção
$\theta_{1,n}$	Rotação de primeira ordem no topo do edifício
$m_j$	Massa (ou peso) de um pilar j
$R_j$	Distância entre um pilar j e o centro de torção
$\theta_{II}$	Esforços de segunda ordem de torção

$\theta_I$	Esforços de primeira ordem de torção
$\Delta z_i$	Distância de piso a piso no andar i
N	Força normal
V	Força fictícia
$\Delta F$	Nova força fictícia resultante da diferença entre as forças V do pilar superior e do pilar inferior
$\Delta\theta$	Variação de rotação entre pavimentos
$F_{ax,n}$	Força de arrasto para uma área de influência n qualquer, em X
$F_{ay,n}$	Força de arrasto para uma área de influência n qualquer, em Y
$L_{AI,n}$	Largura de influência do pórtico em análise
$L_{tot,pav n}$	Largura total da face onde a carga de vento incide, em planta
$\bar{x}$	Distância até o centro geométrico no eixo X
$Q_y$	Momento de primeira ordem da superfície
$Q_{y1}$	Momento de primeira ordem da superfície do triângulo
$Q_{y2}$	Momento de primeira ordem da superfície do retângulo
$A_1$	Área do triângulo
$A_2$	Área do retângulo
$b_1$	Base do triângulo
$b_2$	Base do retângulo
B	Base maior
b	Base menor
$\gamma_g$	Coefficiente de ponderação
$\psi_0$	Fator de redução
$X_{CG}$	Coordenada X do centro geométrico do pavimento
$Y_{CG}$	Coordenada Y do centro geométrico do pavimento

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	<b>18</b>
1.1 TEMA.....	20
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	20
1.4 OBJETIVOS.....	20
<b>1.4.1 Objetivo geral</b> .....	<b>20</b>
<b>1.4.2 Objetivos específicos</b> .....	<b>21</b>
1.5 JUSTIFICATIVA.....	21
<b>2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>23</b>
2.1 CARGA HORIZONTAL DE VENTO .....	23
2.2 CARACTERÍSTICAS DE GEOMETRIA E RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS .....	27
<b>2.2.1 Contraventamento de edifícios</b> .....	<b>27</b>
<b>2.2.2 Centro de torção em edifícios em concreto armado</b> .....	<b>28</b>
2.2.2.1 Método introduzido por Wight (2016) .....	29
2.2.2.2 Método introduzido por Franco (2003).....	31
2.3 ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO.....	36
<b>2.3.1 Não linearidade física</b> .....	<b>36</b>
<b>2.3.2 Não linearidade geométrica</b> .....	<b>38</b>
<b>2.3.3 Efeitos de segunda ordem global de translação</b> .....	<b>40</b>
2.3.3.1 Estruturas de nós fixos e nós móveis .....	42
<b>2.3.4 Métodos de quantificação dos efeitos de segunda ordem global de translação</b> .....	<b>42</b>
2.3.4.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$ (Alfa) .....	42
2.3.4.2 Coeficiente $\gamma_Z$ (Gama-z) .....	44
2.3.4.3 Processo P- $\Delta$ (P-Delta) .....	46
2.3.4.4 Coeficiente FAVt .....	48
<b>2.3.5. Efeitos de segunda ordem global de rotação</b> .....	<b>49</b>
<b>2.3.6 Métodos de quantificação dos efeitos de segunda ordem global de rotação</b> .....	<b>50</b>
2.3.6.1 Coeficiente $\gamma_\theta$ (Gama-Teta).....	50
2.3.6.1.1 <i>Desenvolvimento do termo <math>\Delta M_t</math></i> .....	52
2.4 ESTUDOS RECENTES SOBRE OS EFEITOS GLOBAIS DE TORÇÃO E A UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE $\gamma_\theta$ .....	58
<b>2.4.4 Andrade (2018)</b> .....	<b>58</b>

<b>2.4.5 Moser (2022)</b> .....	<b>60</b>
2.4.5.1 Análise comparativa dos deslocamentos horizontais.....	61
2.4.5.2 Análise comparativa dos momentos torcionais.....	63
2.4.5.3 Análise comparativa do consumo de aço .....	64
<b>2.4.6 Sonda (2023)</b> .....	<b>65</b>
<b>3 METODOLOGIA</b> .....	<b>67</b>
3.1 MODELOS PROPOSTOS.....	67
<b>3.1.1 Pré-dimensionamento da estrutura</b> .....	<b>68</b>
<b>3.1.2 Apresentação dos modelos</b> .....	<b>71</b>
3.2 MATERIAIS.....	77
3.3 AÇÕES SOLICITANTES.....	78
<b>3.3.1 Ações verticais</b> .....	<b>78</b>
<b>3.3.2 Ações horizontais</b> .....	<b>79</b>
<b>3.3.3 Combinação de ações</b> .....	<b>89</b>
3.4 CRITÉRIOS UTILIZADOS NA ANÁLISE .....	91
<b>3.4.1 Pórticos – vigas e pilares</b> .....	<b>91</b>
<b>3.4.2 Critérios gerais de pórtico para o estado limite último (ELU) e para o estado limite de serviço (ELS)</b> .....	<b>94</b>
<b>4 ANÁLISE DOS RESULTADOS</b> .....	<b>95</b>
4.1 LOCALIZAÇÃO DO CENTRO DE TORÇÃO (CT) DOS MODELOS .....	95
<b>4.1.1 Modelo SA</b> .....	<b>96</b>
<b>4.1.2 Modelo AX</b> .....	<b>100</b>
<b>4.1.3 Modelo AY</b> .....	<b>102</b>
<b>4.1.4 Modelo IR</b> .....	<b>103</b>
4.2 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE SIMPLIFICAÇÃO $\gamma\theta$ .....	105
<b>4.2.1 Modelo SA</b> .....	<b>107</b>
4.2.1.1 Modelo SA – Vento com excentricidade positiva .....	107
<b>4.2.2 Modelo AX</b> .....	<b>112</b>
4.2.2.1 Modelo AX – Vento centralizado .....	113
4.2.2.2 Modelo AX – Vento com excentricidade positiva .....	115
<b>4.2.3 Modelo AY</b> .....	<b>118</b>
4.2.3.1 Modelo AY – Vento centralizado .....	119
4.2.3.2 Modelo AY – Vento com excentricidade positiva .....	120
<b>4.2.4 Modelo IR</b> .....	<b>123</b>

4.2.4.1 Modelo IR – Vento centralizado.....	124
4.2.4.2 Modelo IR – Vento com excentricidade positiva .....	126
4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS .....	128
<b>4.3.1 Análise comparativa com o <i>software</i> SAP2000 .....</b>	<b>129</b>
<b>4.3.2 Análise comparativa com o processo iterativo P-<math>\Delta</math>.....</b>	<b>131</b>
<b>5 CONSIDERAÇÕES FINAIS .....</b>	<b>136</b>
<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>140</b>

## 1 INTRODUÇÃO

A humanidade vem observando, desde a Revolução Industrial, um crescimento demográfico nunca visto antes na história, resultado de avanços tecnológicos significativos em diversas áreas. No século XX, logo após o fim da Segunda Guerra Mundial (1945-1965), houve um evento histórico conhecido como a “explosão demográfica”, representada pela geração dos *Baby Boomers*, o qual acentuou drasticamente as já altas taxas de natalidade da população. Este acontecimento, aliado à migração intensa da população do campo para os centros urbanos, resultou na necessidade urgente de assentar a inédita densidade demográfica em uma área consideravelmente menor de terra. Eis que a solução encontrada pelos profissionais e pesquisadores da época, a verticalização das estruturas, revolucionou a construção civil e a sociedade, além de trazer novos desafios para os projetistas estruturais no âmbito do dimensionamento das estruturas.

Neste contexto, o dimensionamento de edifícios altos e esbeltos trouxe consigo a demanda por cálculos e análises mais complexas acerca da estabilidade global das estruturas. Edificações com estas características não sofrem somente com solicitações advindas das cargas gravitacionais de uso e de peso próprio, mas também das cargas horizontais decorrentes, principalmente, do vento.

A introdução das cargas horizontais no dimensionamento de edifícios altos de concreto armado demandou dos projetistas a aplicação de cálculos mais sofisticados no que tange a estabilidade global das estruturas. As análises clássicas consideravam apenas os efeitos decorrentes dos esforços de primeira ordem na edificação, isto é, aqueles em que a estrutura se encontra em sua posição indeformada. Porém, o aumento da pesquisa acerca do comportamento do concreto armado perante sua constituição e sua geometria trouxe consigo dois novos conceitos de grande importância: as não-linearidades física e geométrica; estas, por sua vez, alertaram para a necessidade de considerar esforços adicionais nos cálculos estruturais, estes resultantes dos efeitos de segunda ordem global.

Segundo Kimura (2007), as não-linearidades são, fundamentalmente, uma resposta desproporcional da estrutura à medida que um carregamento é aplicado. A análise da não-linearidade física decorre, de acordo com Pinto (1997), do fato de o comportamento do concreto armado não ser elástico perfeito, por conta dos efeitos de fissuração, de fluência, de escoamento das armaduras, dentre outros fatores de

menor relevância. Tal condição afeta diretamente a rigidez dos elementos estruturais constituintes e deve ser considerada nos cálculos, sendo representada por uma minoração da rigidez dos componentes em concreto armado ( $EI$ ). A não-linearidade geométrica, por sua vez, resulta dos deslocamentos laterais dos nós móveis e desencadeia na análise da estrutura estando a mesma geometricamente deformada.

Segundo Paixão e Alves (2016), a consideração dos efeitos de segunda ordem conduz à não-linearidade geométrica, por conta da não-linearidade entre as ações e deformações da estrutura. Para o dimensionamento de edifícios altos e esbeltos em concreto armado a análise de tais efeitos é imprescindível, conforme pontuam novamente Paixão e Alves (2016) “[...] pois visa garantir a segurança da estrutura diante da perda de sua capacidade resistente, causada pelo aumento das deformações, em decorrência das ações horizontais e verticais.”. Para a quantificação deste parâmetro, Franco e Vasconcelos (1991) idealizaram o  $\gamma_Z$  (Gama Z), um coeficiente de majoração dos efeitos globais de primeira ordem para simular os esforços de segunda ordem. Posteriormente, com o advento de ferramentas computacionais de cálculo mais complexas, foi introduzido o parâmetro  $P-\Delta$ , o qual quantifica mais precisamente os esforços, através de processos iterativos.

O  $\gamma_Z$  (Gama Z), porém, majora apenas os efeitos de primeira ordem de translação da edificação. Entretanto, os efeitos do vento nunca são uniformes e, como exposto pela norma NBR 6123 (ABNT, 1988), o efeito de vizinhança, muito frequente nos centros urbanos, expõe a estrutura também a solicitações horizontais excêntricas ocasionadas pelo vento. Tal aplicação oblíqua destes esforços provoca esforços torcionais no edifício, não considerados no coeficiente previamente citado. Com a intenção de quantificar os esforços de segunda ordem resultantes dos deslocamentos rotacionais das estruturas, Franco (2003) introduziu outro parâmetro, análogo ao coeficiente  $\gamma_Z$ , denominado de  $\gamma_\theta$  (Gama Teta). De acordo com Andrade (2018), tal iniciativa não foi suficientemente explorada na literatura, visto que houve pouco estudo e aplicação da mesma, principalmente em comparação com o coeficiente  $\gamma_Z$ .

Este trabalho visa explorar esta falta de estudo referente ao coeficiente  $\gamma_\theta$ , utilizando a aplicação do método introduzido por Franco (2003) e investigado por Andrade (2018) para avaliar os esforços rotacionais de segunda ordem das edificações previamente apresentadas por Moser (2022). Na oportunidade, a autora quantificou os esforços de segunda ordem torcionais, utilizando ferramentas computacionais que aplicam o método dos elementos finitos, para diversos edifícios

com assimetrias geométricas e de cargas. Será avaliada a acurácia do método simplificado representado pelo coeficiente  $\gamma_\theta$ , através de uma análise comparativa entre os resultados gerados pelo respectivo coeficiente e os resultados encontrados por Moser (2022), para os deslocamentos horizontais oriundos das cargas laterais com e sem excentricidades, partindo do pressuposto que os valores encontrados pela autora a partir do uso do *software* de referência representam com precisão os deslocamentos reais. Além disso, os valores obtidos com o respectivo coeficiente também serão comparados com os resultados oriundos do processo iterativo P- $\Delta$ , buscando analisar, novamente, a eficácia do método.

## 1.1 TEMA

Análise da acurácia do coeficiente  $\gamma_\theta$  na quantificação dos efeitos de segunda ordem global de torção em edifícios com estrutura de concreto armado.

## 1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O presente trabalho abordará a aplicação do método simplificado de determinação dos efeitos de segunda ordem global de torção, representado pelo coeficiente  $\gamma_\theta$ , no dimensionamento de modelos estruturais contendo assimetrias geométricas e de cargas, para posterior análise paramétrica e comparativa entre o respectivo método e os resultados obtidos por meio do processo iterativo P- $\Delta$  e também através de um *software* de análise estrutural por elementos finitos.

## 1.4 OBJETIVOS

### 1.4.1 Objetivo geral

Avaliar a acurácia da aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para a determinação dos efeitos de segunda ordem provindos da rotação em planta de edifícios em concreto armado, utilizando modelos estruturais com assimetrias geométricas e solicitados a cargas excêntricas, os quais foram previamente calculados por Moser (2022) através de um *software* de análise por elementos finitos.

### 1.4.2 Objetivos específicos

- a) Efetuar a modelagem computacional das estruturas com assimetrias geométricas, de tipologia e dimensões idênticas às apresentadas no estudo referência, fazendo o uso do *software* TQS v24 Pleno;
- b) Identificar a localização dos Centros de Torção (CT) para cada um dos modelos desenvolvidos, assim como dos pontos de aplicação das cargas horizontais excêntricas, baseando-se na NBR 6123 (ABNT, 1988);
- c) Determinar o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para cada um dos modelos propostos;
- d) Obter, a partir da majoração dos efeitos de primeira ordem global de torção, os deslocamentos finais das estruturas;
- e) Analisar, comparativamente, os deslocamentos laterais totais decorrentes dos esforços torcionais entre o método simplificado e a análise por elementos finitos, além de comparar também com a aplicação do processo iterativo P- $\Delta$ .

### 1.5 JUSTIFICATIVA

A relevância do estudo da estabilidade global de edifícios em concreto armado propulsionou diversas pesquisas na área, levando a avanços significativos no dimensionamento de tais estruturas. Os efeitos de segunda ordem global, por conseguinte, foram amplamente estudados, fato este que culminou na criação do notável coeficiente simplificador  $\gamma_z$ , por Franco e Vasconcelos (1991). Entretanto, faz-se necessário citar que tal método de simplificação se restringe unicamente aos esforços translacionais da estrutura, podendo não ser suficiente nos casos em que o modo mais crítico de instabilidade corresponder a uma configuração de torção da estrutura (Vieira et al, 2017). Com base neste contexto, Franco (2003) apresentou o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , análogo ao  $\gamma_z$ , para medir a sensibilidade dos edifícios à torção. Porém, tal método de simplificação foi objeto de escassos estudos na literatura, tornando a exploração do tema uma necessidade.

Dentre os poucos trabalhos referentes ao coeficiente  $\gamma_\theta$  encontrados na literatura, o estudo de Andrade (2018) pode ser citado como um dos mais relevantes. O autor apresenta a teoria introduzida por Franco (2003), além de utilizar os métodos

para localização do Centro de Torção (CT) e para o cálculo manual do respectivo coeficiente. Em Andrade (2018), também é apresentada uma metodologia de cálculo através de ferramentas computacionais convencionais, como o CAD/TQS. Como referência para sua análise comparativa de estudo da confiabilidade do respectivo coeficiente, o autor utilizou o parâmetro  $P-\Delta$ , onde encontrou variações para os efeitos de segunda ordem torcionais – em radianos – entre 4% a 10%, valores absolutamente aceitáveis

Moser (2022) também propôs uma investigação referente aos efeitos torcionais nas estruturas, sendo o seu estudo voltado para o comportamento estrutural de edifícios com assimetrias, tanto geométricas quanto de cargas. A autora fez o uso de uma ferramenta computacional mais complexa, o SAP2000, que utiliza a análise por elementos finitos para determinar os deslocamentos horizontais decorrentes da torção para 4 edificações propostas, todas de 20 pavimentos. Em sua dissertação, Moser (2022) cita que “São necessários mais estudos e análises relacionados ao coeficiente  $\gamma_\theta$  para avaliar seu uso para previsão dos deslocamentos rotacionais, além do seu desempenho sobre a previsão de esforços finais na estrutura.”. Por fim, a autora sugere, como tema de pesquisa futura, a aplicação do coeficiente de simplificação acima citado nos modelos estruturais por ela apresentados, para a realização de uma avaliação paramétrica.

Desta forma, este trabalho busca analisar a confiabilidade da utilização do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , adotando a aplicação realizada por Andrade (2018) do método introduzido por Franco (2003), para a quantificação dos efeitos de segunda ordem global de torção das estruturas em concreto armado, assim como os deslocamentos horizontais. Os valores de referência para a análise comparativa serão os expostos na dissertação de Moser (2022), considerando a alta confiabilidade dos dados gerados, devido à utilização do *software* SAP2000.

A motivação principal deste estudo é a busca por maiores pesquisas acerca do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , vislumbrando a possibilidade de comprovar a confiabilidade do mesmo para a quantificação dos esforços de segunda ordem global de torção. Tal resultado seria de grande valia para os projetistas estruturais, considerando a utilidade que tais coeficientes de simplificação, como o  $\gamma_z$ , trazem para o cotidiano dos mesmos. Além disso, a necessidade da adoção de parâmetros para a análise da sensibilidade das edificações aos efeitos torcionais é uma urgência, tendo em vista a esbeltez e o formato irregular das edificações modernas.

## 2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Exposição da fundamentação teórica intrínseca ao objeto de estudo desta monografia.

### 2.1 CARGA HORIZONTAL DE VENTO

No que tange ao dimensionamento de estruturas, sendo estas compostas de quaisquer que sejam os materiais, o vento é a carga horizontal atuante mais usual. A NBR 6123 (ABNT, 1988) tem por objetivo fixar as condições exigíveis na consideração de tais forças, dinâmicas ou estáticas, para efeitos de cálculo das edificações.

Inicialmente, determina-se a velocidade básica do vento através da consulta às isopletras constantes na norma previamente citada, tendo como único dado de entrada a localização da futura edificação. Conforme a NBR 6123 (ABNT, 1988, pg. 5), “A velocidade básica do vento  $V_o$ , é a velocidade de uma rajada de 3 s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.”.

De acordo com Sales et al. (1994, pg. 19), “[...] a velocidade básica é praticamente um padrão de referência a partir do qual é necessário determinar a velocidade que atuará em uma dada edificação, ou seja, a velocidade característica.”. Portanto, deve-se incorporar particularidades da estrutura a ser calculada e do seu entorno em um novo cálculo, representado pela equação (1), segundo a NBR 6123 (ABNT,1988):

$$V_k = V_o * S_1 * S_2 * S_3 \quad (1)$$

Onde:

$S_1$  = fator topográfico;

$S_2$  = fator rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno;

$S_3$  = fator estatístico.

Em posse da velocidade característica  $V_k$ , procede-se para a determinação do valor da pressão de obstrução  $q$  (equação (2), de acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988)), a qual é descrita por Sales et al. (1994, pg.34) como sendo “[...] a pressão obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo particularmente

interessante nas aplicações da engenharia civil.”. É importante enfatizar que a pressão de obstrução é aplicada perpendicularmente à superfície da estrutura.

Conforme Moser (2022, pg. 16), “Esta metodologia de cálculo considera a distribuição das pressões do vento crescente com a altura, mas uniforme para uma mesma elevação (cota) da edificação.”.

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

Onde:

$q$  = pressão de obstrução em N/m<sup>2</sup>;

$V_k$  = velocidade característica em m/s.

A definição do valor da força externa global resultante das ações do vento, chamada de força de arrasto, se dá posteriormente à determinação da pressão de obstrução, através da expressão (3), prescrita pela NBR 6123 (ABNT, 1988):

$$F_a = C_a * q * A_e \quad (3)$$

Onde:

$F_a$  = Força de arrasto;

$C_a$  = Coeficiente de arrasto;

$A_e$  = Área frontal efetiva: área da projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (“área de sombra”).

De acordo com Sales et al. (1994, pg. 61), “A força [de arrasto] é particularmente importante pois permite ao calculista determinar ações com características globais, ou seja, ações que serão aplicadas em toda a estrutura”. Ainda segundo o autor, o coeficiente de arrasto pode ser aplicado a qualquer ponto da superfície, para as várias formas de edificação. Considerando o alto custo dos ensaios de túnel de vento, a NBR 6123 (ABNT, 1988) pré-determinou valores para edificações paralelepípedicas mais comumente projetadas, em função das dimensões em planta e da altura dos edifícios – tanto para ventos de alta quanto de baixa turbulência.

De acordo com a NBR 6123 (ABNT, 1988, pg. 21),

“Em geral, os coeficientes aerodinâmicos dados nesta Norma foram obtidos de testes nos quais o fluxo de ar era moderadamente suave, aproximadamente do tipo de vento que aparece em campo aberto e plano (vento de baixa turbulência). No vento de alta turbulência que aparece em grandes cidades, há diminuição de sucção na parede de sotavento de edificações paralelepípedicas, com conseqüente diminuição dos respectivos coeficientes, exceto para edificações com uma relação profundidade/largura de 1/3 ou menos.”.

Ainda de acordo com a referida norma, considera-se como uma edificação em vento de alta turbulência quando a altura da mesma não excede duas vezes a altura média das edificações vizinhas, estando estas a uma distância mínima exigida em função da altura do edifício em estudo. Portanto, deve-se diminuir o coeficiente de arrasto aplicado para edificações onde há a incidência de ventos de alta turbulência, devido à diminuição da sucção na parede de sotavento.

No item 6.6, da NBR 6123 (ABNT, 1988), é introduzido o conceito das excentricidades das forças de arrasto. De acordo com a referida norma, o projeto deve levar em conta as seguintes situações – no caso de edificações paralelepípedicas: (a) as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas, e (b) as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. A seguir, estão expostas as equações indicadas pela NBR 6123 (ABNT,1988) para a consideração de tais excentricidades na força de arrasto:

- Edificações sem efeitos de vizinhança

$$e_a = 0,075 * a \quad (4)$$

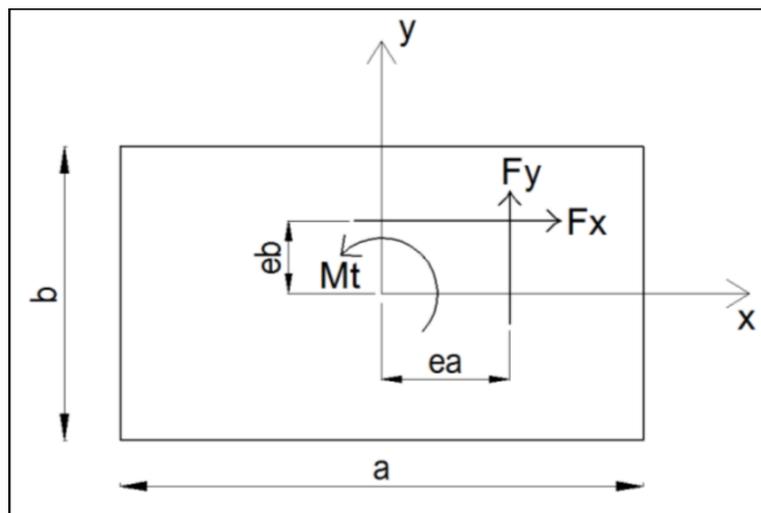
$$e_b = 0,075 * b \quad (5)$$

- Edificações com efeitos de vizinhança

$$e_a = 0,15 * a \quad (6)$$

$$e_b = 0,15 * b \quad (7)$$

Figura 1 – Momento torsor resultante das cargas com excentricidades



Fonte: Moser (2022, p.18)

A NBR 6123 (ABNT, 1988) cita que se deve considerar os efeitos de vizinhança somente até a altura do topo das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, adotando-se o menor destes dois valores.

Conforme cita Fontes (2003), as cargas de vento são, usualmente, tratadas de forma uniforme e simétrica em relação a cada cota do edifício, de acordo com a abordagem adotada pela maioria das normas. Isso leva a uma falta de consideração do momento torsor ao longo do eixo vertical da edificação. Entretanto, ainda de acordo com o autor, as cargas geradas pelo vento raramente são uniformes, mesmo em edifícios geometricamente simétricos. Isso ocorre devido à não uniformidade do escoamento, causada pela presença de outras construções no entorno ou pelo vento não atuar ao longo do eixo de simetria da estrutura. Além disso, a assimetria geométrica e o centro de rigidez do sistema estrutural contribuem significativamente para a componente estática do momento torsor.

De acordo com diversos autores, há uma evidente escassez de informações e de metodologias para a consideração dos momentos torcionais nas normas e códigos atuais. Quando prescritos, tais procedimentos não se demonstram adequados, resultando em cálculos conservadores ou contra a segurança. De acordo com Moser (2022, pg. 19), “Negligenciar a consideração das cargas de torção induzidas pelo vento em edifícios pode levar a cargas de projeto de vento irrealistas, que podem ser conservadoras em certas situações de projeto e prejudiciais em outras”.

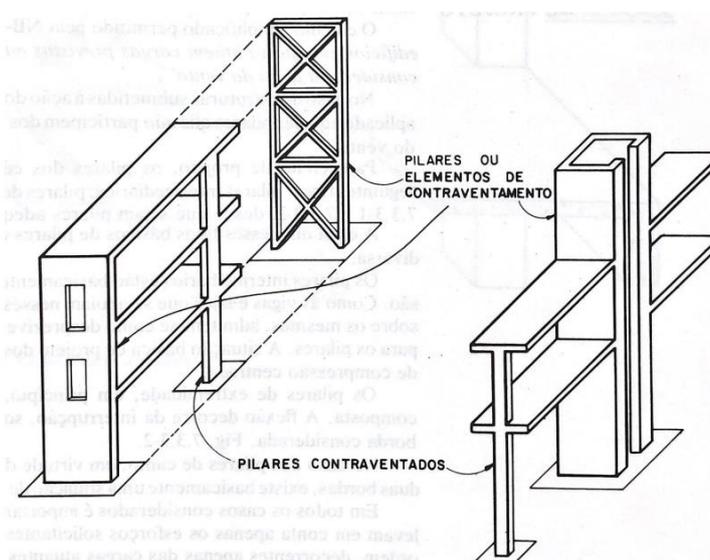
## 2.2 CARACTERÍSTICAS DE GEOMETRIA E RIGIDEZ DE EDIFÍCIOS

### 2.2.1 Contraventamento de edifícios

O contraventamento de uma edificação tem como principal função o aumento da rigidez global da estrutura, permitindo que a mesma suporte os esforços resultantes da aplicação de cargas horizontais. Os sistemas de contraventamento buscam limitar os deslocamentos das estruturas, ora para inibir os efeitos de segunda ordem global, ora para a verificação dos parâmetros do Estado Limite de Serviço (ELS). Tais sistemas são eficientes na atenuação dos esforços oriundos do vento, assim como de cargas excepcionais, como as decorrentes de sismos (CARNEIRO; MARTINS, 2008).

Fusco (1986) cita que os sistemas de contraventamento são constituídos pelos seguintes elementos: pilares de grandes dimensões, por paredes estruturais, por treliças ou pórticos de grande rigidez (Figura 2). Julga-se pertinente destacar o exposto por Carvalho e Pinheiro (2009), onde os autores também descrevem como sistemas de contraventamento as caixas de elevadores e escadas, bem como os pilares-parede, além de elementos de pequena rigidez que podem, em conjunto, colaborar significativamente para a rigidez global da estrutura e, portanto, devem ser considerados no sistema. Por fim, os elementos que não participam da estrutura de contraventamento são chamados de “elementos contraventados”.

Figura 2 – Elementos de contraventamento

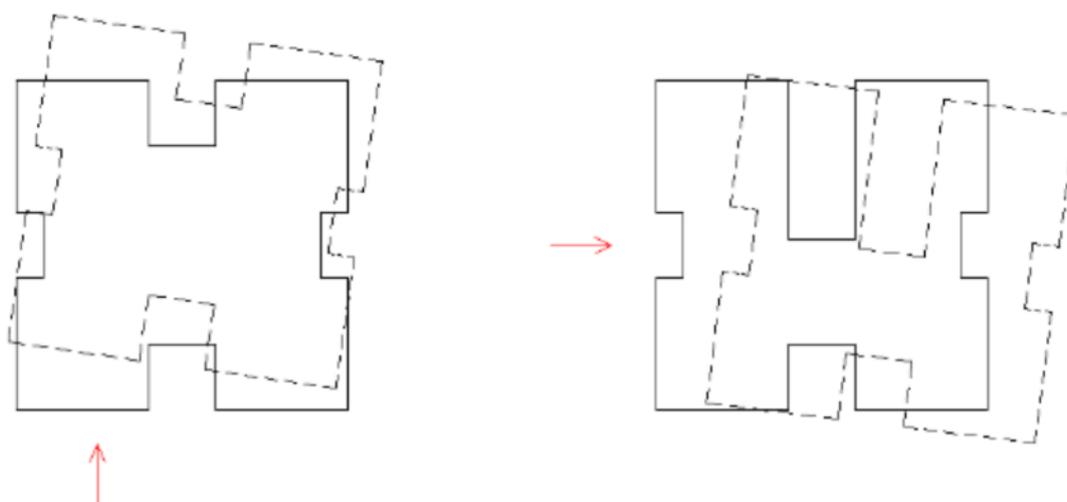


Fonte: Fusco (1986, p. 235)

### 2.2.2 Centro de torção em edifícios em concreto armado

Conforme exposto no tópico 2.1, as cargas horizontais de vento com excentricidades são responsáveis por gerarem efeitos torcionais nas estruturas. Entretanto, tal comportamento também pode ser gerado em consequência da não compatibilidade do centro de torção com o centro geométrico dos pavimentos da edificação, independentemente dos efeitos de vizinhança. Tais situações estão representadas na Figura 3.

Figura 3 – Ações horizontais excêntricas (a) e assimetria em planta (b)



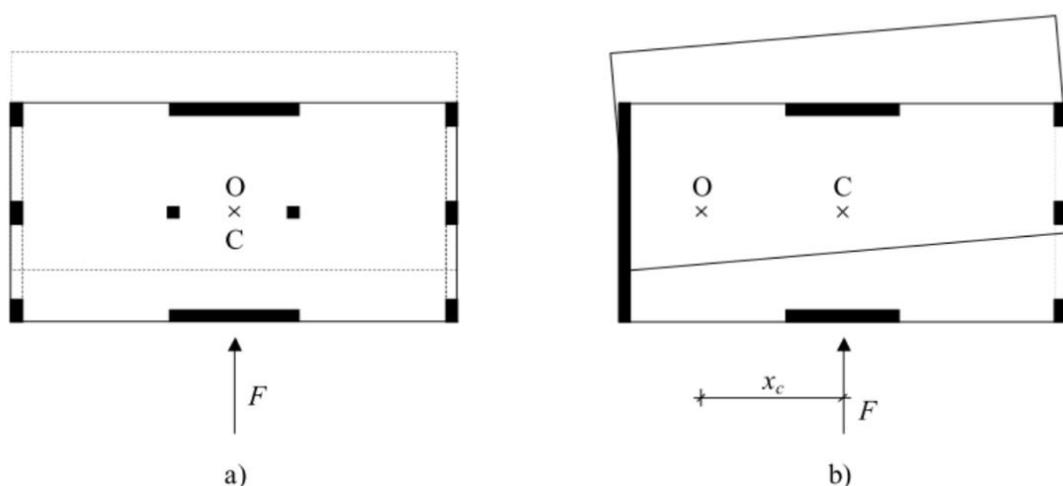
Fonte: Braguim (2013) apud Moser (2022, p. 29)

O centro de torção (CT) – também chamado de centro de cisalhamento – pode ser definido como sendo o ponto onde, ao ser submetido à aplicação de uma força externa, surgem apenas deslocamentos de translação no elemento analisado e, portanto, possuindo rotação nula. Consequentemente, a estrutura irá rotacionar em torno deste respectivo ponto quando houver a aplicação de momentos torsores na edificação (SONDA, 2023).

Quando o objetivo de uma análise estrutural for a quantificação dos efeitos torcionais aos quais a edificação está sujeita, é primordial a determinação do centro de torção, o qual decorre de características geométricas do edifício. A disposição dos elementos de contraventamento – e suas respectivas rigidezes – em planta impactam diretamente o posicionamento do respectivo centro, podendo variar de acordo com a mudança no posicionamento destes elementos em cada um dos pavimentos.

Pavimentos com plantas duplamente simétricas tornam-se facilitadores para a determinação dos centros de torção das edificações, pois os mesmos coincidirão com os centros geométricos dos pavimentos. Onde, porventura, apenas um dos eixos for simétrico, o centro de torção irá estar localizado neste mesmo eixo, conforme a Figura 4b (SONDA, 2023). Andrade (2018) também busca definir o CT, citando que o mesmo representa um “ponto médio” entre a rigidez dos diferentes elementos de contraventamento, estando centralizado quando a estrutura for simétrica e variando de posição quando houverem assimetrias.

Figura 4 – Sistemas de contraventamento simétrico (a) e assimétrico (b)



Fonte: Zalka (2013) apud Moser (2022, p. 30)

Em posse do centro de torção de todos os pavimentos da estrutura, pode-se determinar o eixo vertical de torção da edificação. Na hipótese da existência de pavimentos com diferentes disposições do sistema de contraventamento ao longo da altura, faz-se necessário considerar um eixo vertical de torção médio (ANDRADE; NÓBREGA, 2021). A definição do centro de torção não é uma funcionalidade dos *softwares* de cálculo estrutural disponíveis, demandando do projetista a determinação do mesmo por meio de outros métodos (MOSER, 2022). Os respectivos métodos serão exemplificados a seguir.

#### 2.2.2.1 Método introduzido por Wight (2016)

A primeira formulação para a determinação do centro de torção dos pavimentos de edifícios a ser apresentada será o método introduzido por Wight (2016). De acordo

com Sonda (2023), “Tal formulação considera apenas os pilares-paredes ou núcleos rígidos de edifícios como elementos resistentes às ações horizontais, considerando ainda a rigidez à flexão desses elementos somente em relação aos seus eixos de maior inércia”.

As expressões (8) e (9) representam as fórmulas utilizadas neste método. Faz-se necessário a determinação de pontos de origem em planta para viabilizar o cálculo.

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{x,i} * X_{CT,i}}{\sum I_{x,i}} \quad (8)$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{y,i} * Y_{CT,i}}{\sum I_{y,i}} \quad (9)$$

Onde:

$X_{CT}$  = coordenada x do centro de torção do pavimento;

$Y_{CT}$  = coordenada y do centro de torção do pavimento;

$X_{CT,i}$  = coordenada x do centro de torção do elemento i;

$Y_{CT,i}$  = coordenada y do centro de torção do elemento i;

$I_{x,i}$  = inércia na direção x do elemento i;

$I_{y,i}$  = inércia na direção y do elemento i.

A não consideração de outros elementos de contraventamento, a exemplo de pórticos formados por vigas e pilares, pode tornar a aplicação desta metodologia de cálculo inadequada para edificações em concreto. Como se pode perceber através das variáveis  $X_{CT,i}$  e  $Y_{CT,i}$ , tal fórmula demanda o conhecimento do centro de torção de cada um dos componentes do sistema de contraventamento. Para isso, pode-se fazer o uso de formulações diretas aplicadas ao cálculo do centro de torção de elementos de seção aberta, estes considerados mais complexos quando comparados a elementos de seção retangular (SONDA, 2023).

Abaixo consta a expressão (10), utilizada para a determinação do centro de torção para um perfil “U”, apresentada por Beer e Johnston (1995). A Figura 5 apresenta o elemento em questão.

$$e = \frac{t * h^2 * b^2}{4 * l} \quad (10)$$

Onde:

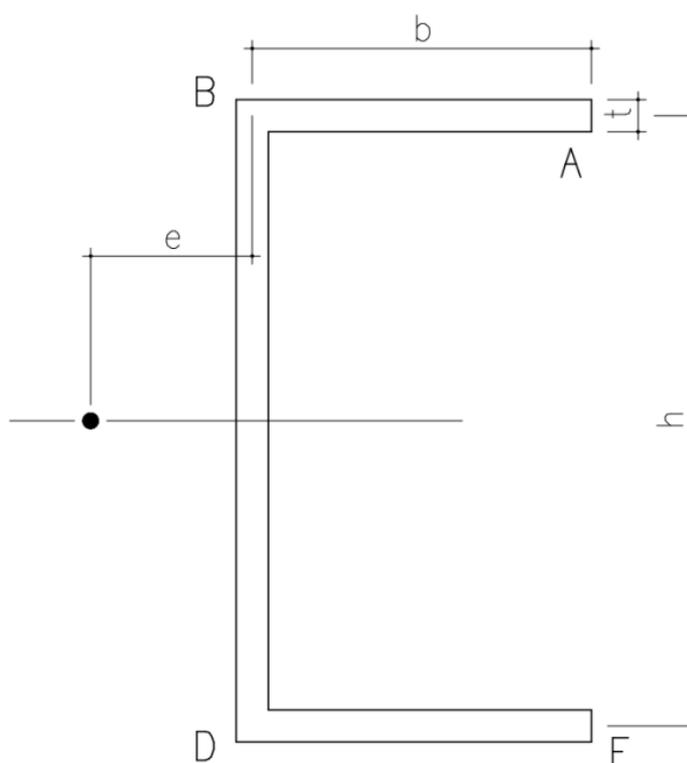
$t$  = espessura das paredes do perfil;

$h$  = altura do perfil;

$b$  = largura do perfil;

$I$  = momento de inércia em torno do eixo de simetria da seção.

Figura 5 – Centro de torção de perfil em “U”.



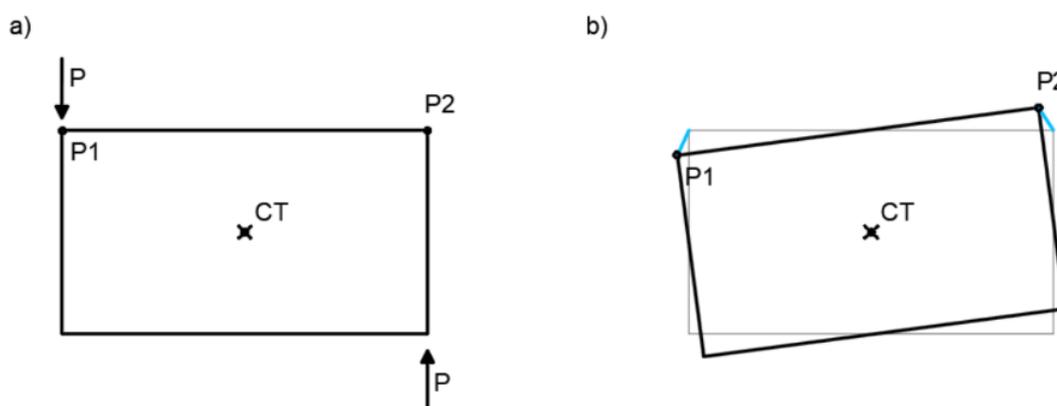
Fonte: Beer e Johnston (1995), adaptado por Sonda (2023, p. 45)

#### 2.2.2.2 Método introduzido por Franco (2003)

Outra metodologia para a determinação do centro de torção (CT) foi introduzida por Franco (2003).

O método consiste na aplicação de um binário de forças nos extremos da face de cada pavimento, objetivando a obtenção de deslocamentos oriundos única e exclusivamente da rotação da estrutura, conforme se observa na Figura 6. Em posse das duas configurações da estrutura – deformada e indeformada – são escolhidos dois pontos do pavimento para auxiliarem na localização do centro de torção.

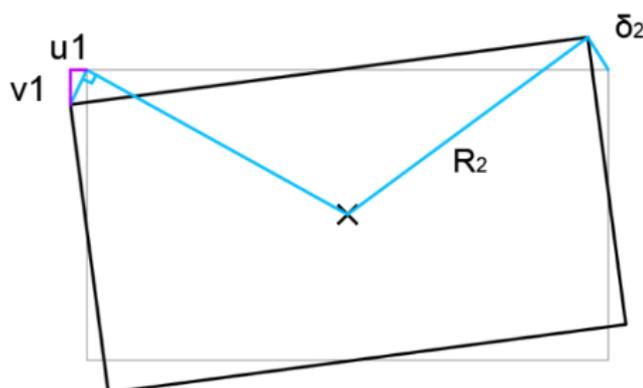
Figura 6 – Aplicação do binário de forças (a) e escolha dos dois pontos (b)



Fonte: Andrade (2018, p.30)

A partir deste momento, é possível obter as componentes  $v$  (vertical) e  $u$  (horizontal) para os pontos P1 e P2. Pressupondo-se que se tratam de rotações de pequena magnitude, valida-se a hipótese de que o deslocamento  $\delta$  de um ponto na rotação da seção é perpendicular à reta que une o centro de torção do pavimento à posição original do referido ponto (ANDRADE, 2018). Abaixo, a Figura 7 ilustra esta etapa.

Figura 7 – Componentes  $u_1$  e  $v_1$  do P1 e deslocamento  $\delta$  do P2

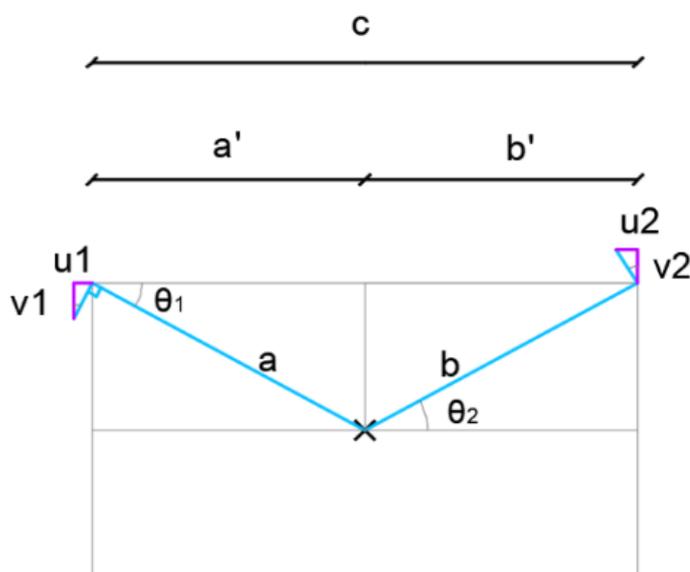


Fonte: Andrade (2018, p. 31)

Posteriormente, com os valores de  $u_1$ ,  $v_1$ ,  $u_2$  e  $v_2$  já definidos, pode-se determinar o ângulo  $\theta_i$ , obtido através do arco tangente da divisão de  $u_1$  por  $v_1$ . A Figura 8 apresenta outras variáveis, sendo elas as retas  $a$  e  $b$ , cujos valores referem-se ao raio de CT a cada ponto  $P_i$ , as retas horizontais  $a'$  e  $b'$ , representando o comprimento horizontal entre o CT e cada ponto  $P_i$  e também a cota  $c$ , cujo valor refere-se ao comprimento horizontal total entre pontos. Também constam os ângulos

$\theta_1$  e  $\theta_2$ , os quais correspondem ao ângulo do raio do CT em relação ao eixo X (Moser, 2022).

Figura 8 – Medidas  $a$ ,  $b$ ,  $a'$ ,  $b'$ ,  $c$  e ângulos  $\theta_1$  e  $\theta_2$



Fonte: Andrade (2018, p. 31)

É possível, com as informações constantes na imagem acima, efetuar relações entre  $a'$ ,  $b'$ ,  $\theta_1$  e  $\theta_2$  e, por fim, determinar as coordenadas do centro de torção do pavimento. Andrade (2018) comenta que a relação entre as medidas varia de acordo com os pontos escolhidos do pavimento. Posteriormente, o autor expõe as relações referente ao caso da Figura 8, demonstradas abaixo.

$$a * \text{sen}\theta_1 = b * \text{sen}\theta_2 \quad (11)$$

$$a * \text{cos}\theta_1 = a'; \quad (12)$$

$$b * \text{cos}\theta_2 = b'$$

$$c = a' + b' = a * \text{cos}\theta_1 + b * \text{cos}\theta_2 \quad (13)$$

Da equação (11):

$$b = \frac{a * \text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} \quad (14)$$

Substituindo a equação (14) na equação (13):

$$c = a * \cos\theta_1 + \frac{a * \text{sen}\theta_1}{\text{sen}\theta_2} * \cos\theta_2 \quad (15)$$

$$c * \text{sen}\theta_2 = a * \cos\theta_1 * \text{sen}\theta_2 + a * \text{sen}\theta_1 * \cos\theta_2 \quad (16)$$

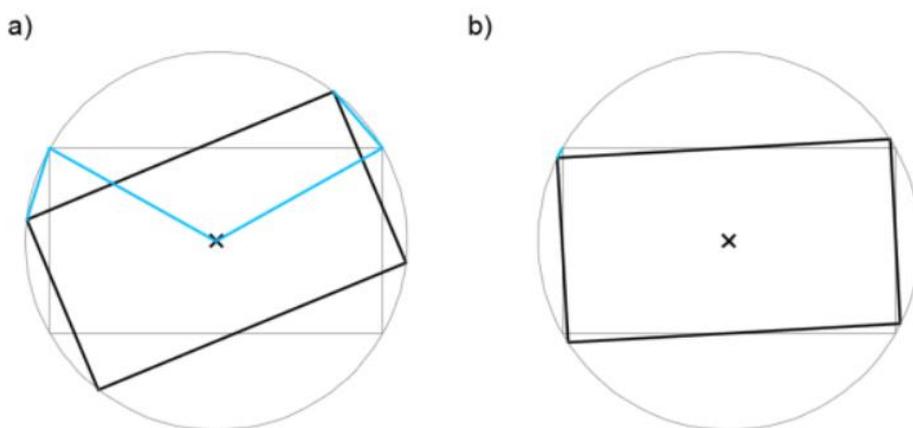
$$a = \frac{c * \text{sen}\theta_2}{\cos\theta_1 * \text{sen}\theta_2 + \text{sen}\theta_1 * \cos\theta_2} \quad (17)$$

$$a = \frac{c * \text{sen}\theta_2}{\text{sen}(\theta_1 + \theta_2)} \quad (18)$$

A definição do valor de  $a$  viabiliza a determinação do centro de torção do pavimento em análise. Salienta-se, de acordo com Andrade (2018), que tal metodologia se trata de uma aproximação, visto que há uma condição pré-estabelecida referente a ortogonalidade entre o deslocamento dos pontos do edifício e o raio do centro de torção, válida somente quando tais deslocamentos são de pequena magnitude. Porém, julga-se apropriado destacar que muito comumente tais deslocamentos respeitam tal hipótese, principalmente em edificações que cumprem com a segurança exigida e também com os parâmetros do ELS.

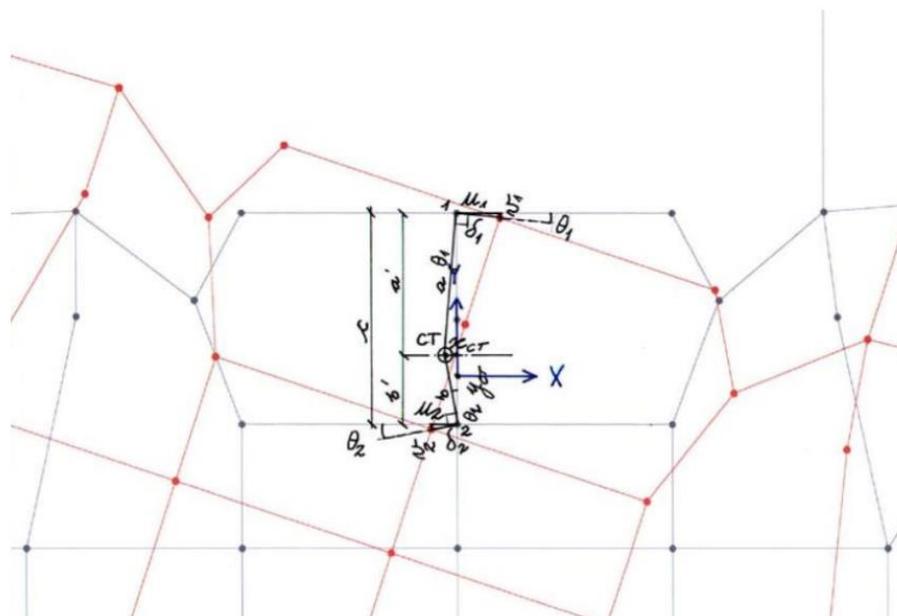
De qualquer forma consta, abaixo, a Figura 9, a qual demonstra que, para rotações grandes o suficiente, o deslocamento de um ponto não é de fato perpendicular ao raio do centro de torção (ANDRADE, 2018).

Figura 9 – Rotações de grande magnitudes (a) e de pequenas magnitudes (b)



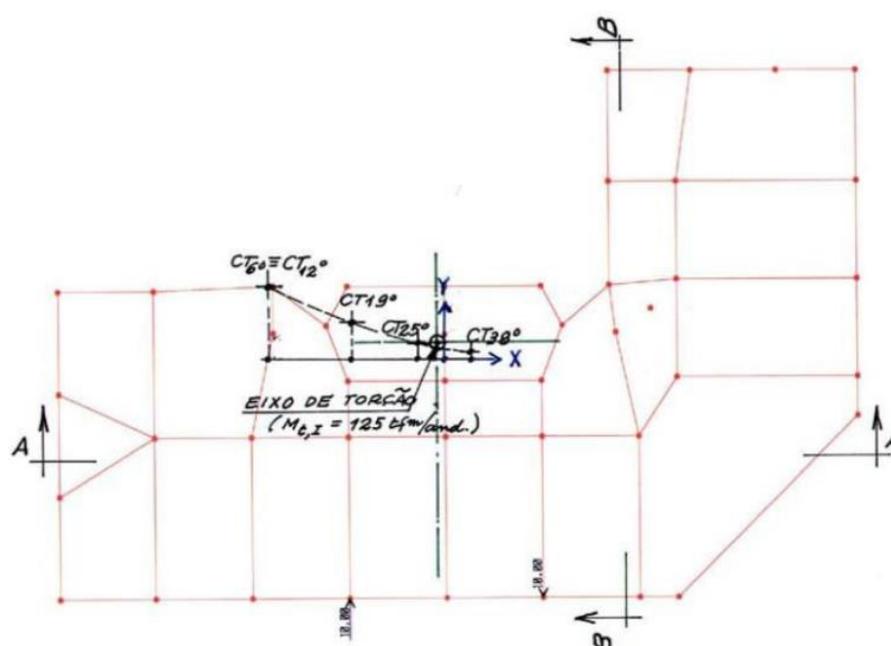
Julga-se relevante expor, a seguir, algumas das ilustrações originais apresentadas por Franco (2003) na oportunidade em que o autor introduziu a teoria para a determinação do centro de torção de uma estrutura. Algumas das figuras expostas acima, retiradas do estudo de Andrade (2018), são adaptações do trabalho de Franco (2003) visando melhorar o entendimento da metodologia.

Figura 10 – Determinação do centro de torção a partir da análise de dois nós



Fonte: Franco (2003), apud Sonda (2023, p. 55)

Figura 11 – Centro de torção médio em planta



Fonte: Franco (2003), apud Sonda (2023, p. 52)

## 2.3 ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

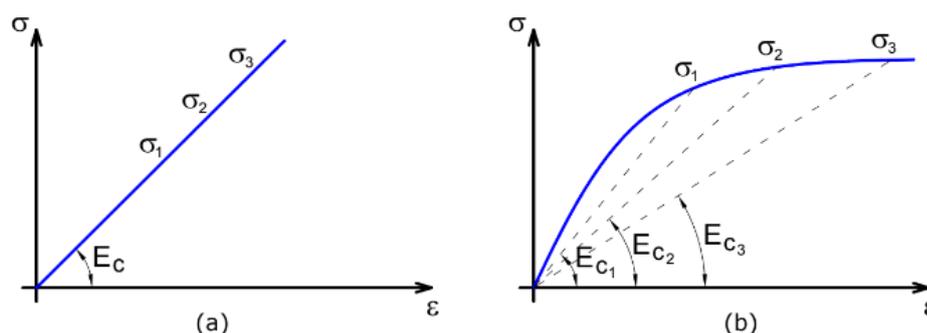
### 2.3.1 Não linearidade física

Durante a análise estrutural de edifícios de concreto armado, é crucial que os deslocamentos laterais sejam avaliados da maneira mais precisa possível. Isso se deve ao fato de que os efeitos de segunda ordem, resultantes da deslocabilidade horizontal da estrutura, só podem ser avaliados corretamente se a posição final da estrutura for determinada de maneira satisfatória (PINTO, 1997). Ainda segundo o autor, considerando que os deslocamentos laterais decorrentes de uma análise estrutural são influenciados diretamente pela rigidez dos elementos constituintes da estrutura, é necessário estimar essa rigidez por meio de processos que considerem a não-linearidade física dos materiais utilizados na estrutura.

De acordo com Kimura (2007), a não linearidade física do concreto e do aço é resultante do fato de que as propriedades destes se alteram à medida que o carregamento é aplicado à estrutura, gerando uma resposta não linear da mesma. Kimura (2007) complementa, citando que esse comportamento do concreto armado fica evidente quando observamos qualquer diagrama de  $\sigma \times \epsilon$  idealizado para o material. É perceptível que a relação entre a tensão e a deformação não é linear, o que indica que, à medida que o carregamento é adicionado e as tensões aumentam, a resposta do concreto é alterada de maneira desproporcional.

Por fim, faz-se necessário salientar que a fissuração do concreto é um fator preponderante no comportamento não linear do material, sendo que a mesma sempre ocorrerá em estruturas de concreto armado com armadura passiva. Além desta, a fluência e o escoamento da armadura também conferem tal comportamento.

Figura 12 – Diagrama  $\sigma \times \epsilon$  do concreto: (a) linear; (b) não-linear



Fonte: Moncayo, (2011, p. 24)

A NBR 6118 (ABNT, 2014), responsável por prescrever o procedimento para o projeto de estruturas de concreto, estabelece os coeficientes de minoração da rigidez dos elementos em concreto armado, levando em consideração a não linearidade física do material. As equações estão descritas abaixo:

$$\text{– lajes:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,30 * E_c * I_c \quad (19)$$

$$\text{– vigas:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,40 * E_c * I_c \quad \text{para } A_s' \neq A_s \quad (20)$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,50 * E_c * I_c \quad \text{para } A_s' = A_s \quad (21)$$

$$\text{– pilares:} \quad (EI)_{\text{sec}} = 0,80 * E_c * I_c \quad (22)$$

Onde:

$I_c$  = momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes;

$E_c$  = valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme 15.5.1.;

$A_s'$  = armadura de compressão da estrutura;

$A_s$  = armadura de tração da estrutura.

Os valores de rigidez considerados acima são aproximações e não podem ser utilizados para avaliar esforços locais de segunda ordem, servindo apenas para a minoração da rigidez para a determinação dos esforços globais (ABNT NBR 6118, 2014).

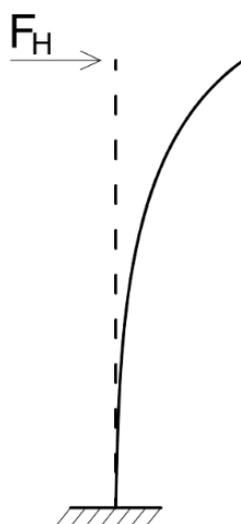
De acordo com o item 15.5.1., da NBR 6118 (ABNT, 2014), citado na descrição da variável  $E_c$ , na análise da estabilidade global que trata a estrutura como um todo se compreende que o valor representativo do módulo de deformação secante, conforme o tópico 8.2.8. da referida norma, pode ser majorado em 10%. O item 8.2.8. discorre sobre a forma de obtenção do módulo de elasticidade ( $E_{ci}$  e  $E_{cs}$ ), a qual deve ser realizada através do método de ensaio estabelecido na NBR 8522 (ABNT, 2017). Quando houver a impossibilidade da realização do referido ensaio, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial utilizando duas expressões descritas no presente tópico da NBR 6118 (ABNT,2014).

### 2.3.2 Não linearidade geométrica

De maneira simplificada, os efeitos resultantes da não linearidade geométrica correspondem à variação da posição da estrutura no espaço. Esses efeitos são avaliados por meio de uma análise que leva em conta a configuração final de equilíbrio da estrutura (PINTO, 1997). O autor ainda afirma que no projeto de edifícios altos é importante considerar a não linearidade geométrica quando a estrutura é submetida a cargas verticais e horizontais simultaneamente. Isso ocorre porque o carregamento vertical agindo na estrutura deslocada pode resultar em acréscimos de esforços, que podem levar à estrutura ao colapso.

Propõem-se o exemplo de uma barra vertical engastada na base e livre na ponta superior para fins exemplificativos. Visando a determinação dos efeitos da não linearidade geométrica, é necessário analisar o equilíbrio na posição deformada da estrutura, ou seja, conduzir a análise com a barra na posição indicada pela linha cheia, conforme se observa na Figura 13 (MONCAYO, 2011).

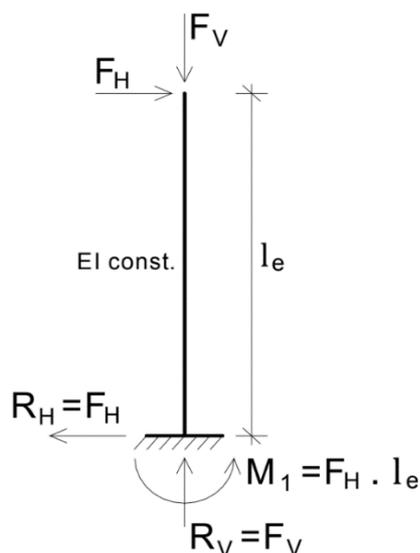
Figura 13 – Barra vertical com mudança de posição no espaço.



Fonte: Moncayo, (2011, p. 28)

Com o objetivo de melhorar o entendimento referente à não linearidade geométrica, Moncayo (2011) aprimora o exemplo acima, fazendo a adição de uma carga vertical além da força horizontal  $F_H$  já existente, e também retornando a estrutura para a sua posição indeformada, como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 – Reações na barra vertical indeformada.

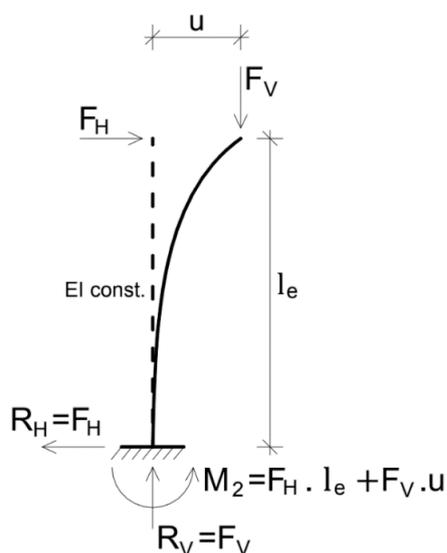


Fonte: Moncayo, (2011, p. 29)

Para que uma estrutura esteja em equilíbrio na posição indeformada, é necessário que reações na base da barra apareçam, incluindo o momento fletor de primeira ordem  $M_1$ . O nome "primeira ordem" se deve ao fato de que esse momento foi obtido na análise do equilíbrio da barra na posição indeformada (MONCAYO, 2011).

Por fim, o autor apresenta a última etapa da sua exemplificação, representada pela Figura 15.

Figura 15 – Reações na barra vertical deformada.



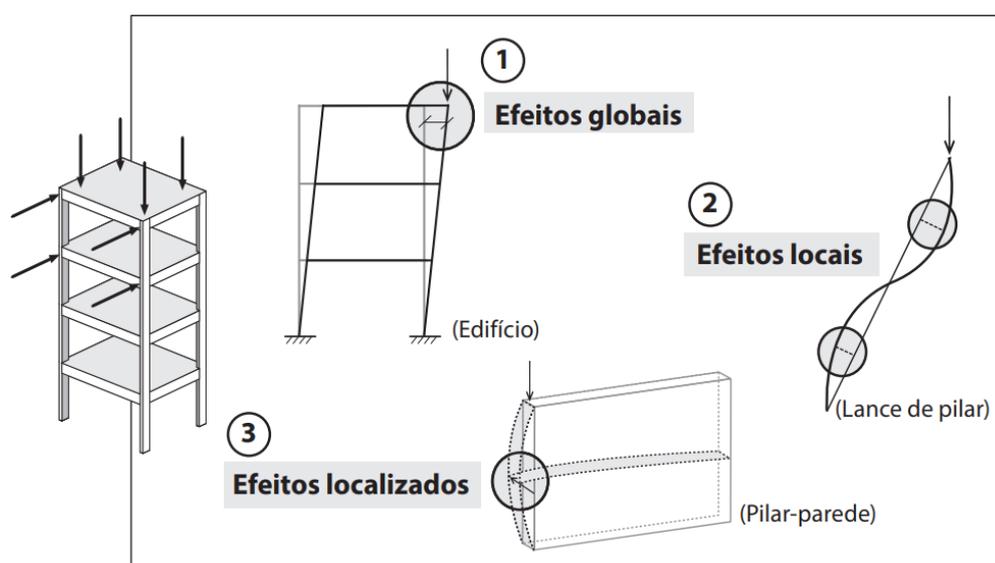
Fonte: Moncayo, (2011, p. 29)

Ao analisar o equilíbrio na posição deformada da estrutura, ou seja, quando a estrutura está deslocada de um valor  $u$  devido à ação horizontal, é gerado um acréscimo de momento na base igual a  $\Delta M = F_v * u$ . Esse acréscimo faz com que o momento de primeira ordem aumente, resultando no momento de primeira ordem mais segunda ordem, conhecido como  $M_2$  (MONCAYO, 2011).

### 2.3.3 Efeitos de segunda ordem global de translação

Conforme citado no tópico anterior, os efeitos de segunda ordem são os esforços resultantes da aplicação de cargas na estrutura estando ela em sua posição deformada. Por mais que tais efeitos sejam – em muitos casos – desprezíveis, é importante ressaltar que os mesmos sempre estarão presentes, principalmente nos edifícios mais altos que são mais suscetíveis às cargas horizontais. Kimura (2007) discorre exatamente sobre esta ideia, citando que em diversas situações a consideração dos efeitos de primeira ordem é suficiente para o dimensionamento de determinadas estruturas, justamente pela baixa contribuição dos efeitos de segunda ordem nos esforços solicitantes. Entretanto, ainda segundo o autor, quando se trata do projeto de edifícios em concreto armado, faz-se obrigatória a consideração de tais efeitos em duas situações: estabilidade global e o cálculo dos esforços para o dimensionamento de pilares.

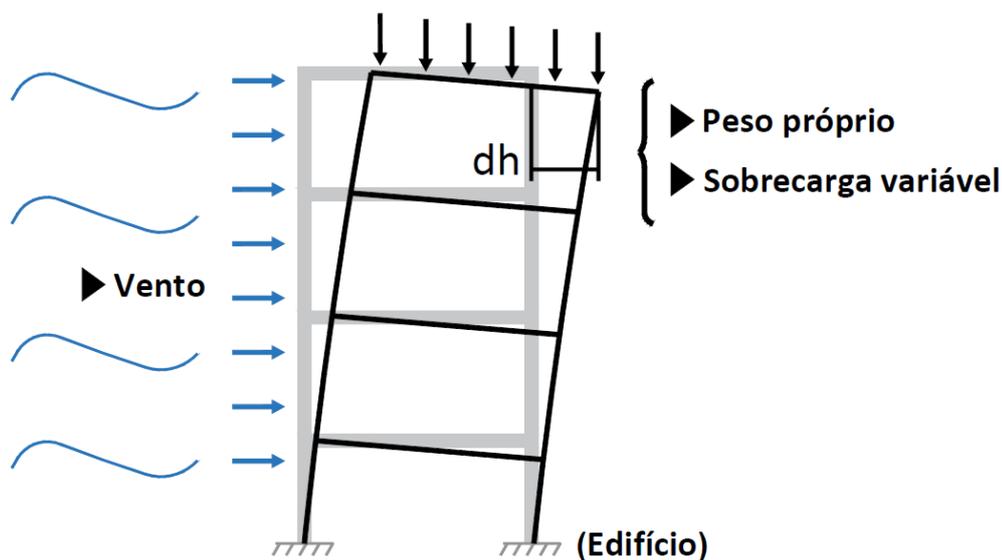
Figura 16 – Classificação dos efeitos de segunda ordem: globais, locais e localizados



Fonte: Kimura, (2007, p. 383)

Conforme pode-se observar na Figura 16, Kimura (2007) ilustra o conteúdo do item 15.4.1, da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a norma define os efeitos globais, locais e localizados de segunda ordem. De acordo com a mesma, os efeitos de segunda ordem locais ocorrem nas barras das estruturas – como um lance de pilar – onde não há a manutenção da retilinearidade dos eixos, gerando um aumento dos esforços solicitantes ao longo delas. Em relação aos efeitos de segunda ordem localizados, a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que “Em pilares-parede (simples ou compostos) pode-se ter uma região que apresenta não retilinearidade maior do que a do eixo do pilar como um todo. Nessas regiões surgem efeitos de segunda ordem maiores [...]”. Já no que tange aos efeitos globais, julga-se válido incluir a Figura 17, outra ilustração de Kimura (2007), onde o autor demonstra didaticamente os conceitos introduzidos no capítulo referente a não linearidade geométrica, através das elucidações de Moncayo (2011).

Figura 17 – Efeitos de segunda ordem globais



Fonte: Adaptado de Kimura (2007, p. 557)

Além das cargas horizontais oriundas do vento, as ações verticais da estrutura também podem gerar efeitos de segunda ordem na edificação, decorrentes de: (a) quando as estruturas não são simétricas, tanto geometricamente quanto em relação à distribuição de rigidez, devido à disposição irregular dos pilares no plano horizontal ou das paredes de cisalhamento; ou (b) quando há uma mudança de seção transversal significativa nos pilares, situação a qual altera a rigidez de todo o sistema estrutural (ANDRADE; NÓBREGA, 2021).

### 2.3.3.1 Estruturas de nós fixos e nós móveis

O item 15.4.2 da NBR 6118 (ABNT, 2014) descreve que, para efeitos de cálculo, as estruturas são consideradas de nós fixos quando os deslocamentos horizontais dos nós forem de pequena magnitude e, conseqüentemente, os efeitos de segunda ordem são desprezíveis – inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem. Em tais estruturas, apenas a consideração dos efeitos de segunda ordem locais e localizados é suficiente.

No que tange às estruturas de nós móveis, a NBR 6118 (ABNT, 2014) cita que as mesmas são consideradas desta forma quando possuem deslocamentos horizontais significativos e, por conseguinte, os efeitos globais de segunda ordem devem ser considerados pois não são desprezíveis – superiores a 10% dos efeitos de primeira ordem. Diferentemente das estruturas de nós fixos, quando há a consideração de nós móveis faz-se necessária a consideração dos efeitos de segunda ordem globais, locais e localizados.

Por fim, a NBR 6118 (ABNT, 2014) discorre sobre uma exceção ao exposto acima, onde há a dispensabilidade da consideração dos efeitos de segunda ordem em algumas estruturas de nós móveis. Isso ocorre quando as forças normais possuem valores pequenos e o acréscimo de deslocamentos gerado por elas é insignificante, como é o caso de postes e também em certos pilares de galpões industriais.

Conforme Moncayo (2011), é relevante mencionar que a nomenclatura dada ao conceito discorrido neste tópico não é literal, pois as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas e as estruturas de nós móveis não são estruturas que possuem grandes movimentações.

### **2.3.4 Métodos de quantificação dos efeitos de segunda ordem global de translação**

#### 2.3.4.1 Parâmetro de instabilidade $\alpha$ (Alfa)

O parâmetro de instabilidade  $\alpha$  foi criado em 1967 por Beck e König, sendo o mesmo baseado na teoria de Euler. Tal parâmetro é utilizado para determinar se há a necessidade de considerar os efeitos de segunda ordem no cálculo da estabilidade

global de uma edificação em concreto armado, por meio da rigidez horizontal da estrutura (VASCONCELOS; FRANÇA, 1997 apud BUENO, 2009).

A NBR 6118 (ABNT, 2014), no item 15.5.2, introduz o parâmetro de instabilidade  $\alpha$ , assim como a expressão (23), utilizada para a determinação do mesmo. Posteriormente, é possível definir se a estrutura é de nós fixos ou móveis através da seguinte condição: se  $\alpha < \alpha_1$ , a estrutura possui nós fixos.

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{CS} * I_c}} \quad (23)$$

Onde:

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 * n \quad \text{se: } n \leq 3 \quad (24)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \quad \text{se: } n \geq 4 \quad (25)$$

Onde:

$n$  = é o número de níveis de barras horizontais (andares) acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

$H_{tot}$  = 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;

$E_{CS} * I_c$  = representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{CS} * I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

De acordo com Moncayo (2011), o parâmetro  $\alpha$  é bem menos utilizado que o coeficiente de simplificação  $\gamma_Z$ , devido ao fato de tal parâmetro não ser capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, mas sim de apenas determinar se a estrutura possui nós móveis ou nós fixos. Conforme será visto em breve, o coeficiente de simplificação acima citado consegue obter quais são os esforços finais da estrutura por meio da estimativa dos esforços de segunda ordem global, tornando-se mais útil para o projetista.

### 2.3.4.2 Coeficiente $\gamma_Z$ (Gama-z)

O coeficiente de simplificação  $\gamma_Z$  é um parâmetro utilizado para medir o grau de sensibilidade com relação aos efeitos de segunda ordem global de translação em edifícios em concreto armado, gerando resultados que indicam a magnitude de tais esforços perante os efeitos de primeira ordem global. Tal coeficiente foi introduzido por Franco e Vasconcelos (1991), vindo a se tornar uma ferramenta amplamente difundida devido à sua praticidade e eficiência para os fins propostos.

De acordo com a NBR 6118 (ABNT, 2014), a utilização do coeficiente somente é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares. Além disso, a norma cita que o mesmo pode ser determinado a partir de uma análise linear de primeira ordem, para cada caso de carregamento, adotando-se os valores de rigidez decorrentes da minoração já descrita no capítulo referente à não linearidade física.

Utiliza-se a expressão (26) para a obtenção do coeficiente  $\gamma_Z$ , apresentada abaixo:

$$\gamma_Z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (26)$$

Onde:

$M_{1,tot,d}$  = momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

$\Delta M_{tot,d}$  = 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 primeira ordem.

Conforme observa Sonda (2023), a facilidade de aplicação do coeficiente  $\gamma_Z$  fica evidente quando se observa que é necessária apenas uma iteração de análise para a obtenção dos dados necessários para o respectivo cálculo.

Inicialmente, utiliza-se o coeficiente  $\gamma_Z$  para a determinação da condição de deslocabilidade dos nós da estrutura, se os mesmos são fixos ou móveis. Segundo indicação da NBR 6118 (ABNT, 2014), considera-se a estrutura como sendo de nós fixos quando for obedecida a condição  $\gamma_Z \leq 1,1$ , sendo tal verificação realizada para cada direção analisada e para cada combinação de carregamento.

Além de medir o grau de sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem global, o coeficiente  $\gamma_Z$  ainda possibilita a obtenção, de forma aproximada, dos esforços finais da estrutura (primeira ordem + segunda ordem), através da majoração dos efeitos de primeira ordem global da estrutura decorrentes dos esforços horizontais. Tal processo é descrito no item 15.7.3, da NBR 6118 (ABNT, 2014), onde a referida majoração é realizada por  $0,95 \gamma_Z$ , sendo tal processo válido apenas para  $\gamma_Z \leq 1,3$ . Importante salientar que tal processo de majoração só deve ser realizado caso seja uma estrutura de nós móveis, sendo o mesmo dispensável para a condição de  $\gamma_Z \leq 1,1$ .

De acordo com Moncayo (2011), é usual que se estabeleça o limite de 1,2 para a utilização do parâmetro  $\gamma_Z$ , sendo indicado a aplicação do processo iterativo P- $\Delta$  para valores acima deste. Ainda segundo o autor, valores superiores ao limite imposto pela NBR 6118 (ABNT, 2014), de 1,3, revelam que a edificação possui um grau de instabilidade elevado, sendo uma estrutura instável e contrária à segurança. Nestes casos, mudanças que aumentem a rigidez global da estrutura devem ser adotadas, como o aumento das seções dos elementos, a mudança na orientação e disposição dos pilares, entre outras opções de contraventamento.

Vasconcelos (2000) cita situações excepcionais nas quais a aplicação do coeficiente  $\gamma_Z$  não é indicada por resultar em erros expressivos, como em casos onde há transição de pilares em vigas, existência de recalques não uniformes nas fundações, mudança brusca de inércia entre pavimentos, entre outros. Considerando o objeto de estudo deste trabalho, é imprescindível citar outra exceção descrita por Vasconcelos (2000, pg. 02), a qual trata do caso de existirem torções do pórtico espacial:

Quando sob a ação do vento, ou mesmo a carga vertical sozinha, as lajes sofrerem não apenas translações, mas também rotações, o cálculo do parâmetro  $\gamma_Z$  deve se referir aos deslocamentos de um eixo vertical fictício passando pelo centro de torção dos pilares. Não se pode garantir "a priori" que o coeficiente de amplificação de momentos seja constante para o edifício

inteiro. Trata-se de um caso em que se devem estabelecer limitações para seu emprego.

O coeficiente  $\gamma_z$  considera apenas os efeitos de segunda ordem global oriundos da flexão da edificação, resultando na translação dos pavimentos. Porém, sabe-se que as estruturas também são suscetíveis a efeitos rotacionais decorrentes da aplicação da carga de vento com excentricidades – devido aos efeitos de vizinhança – e também por conta de o centro de rigidez da edificação não condizer com o centro geométrico. Tais efeitos rotacionais também são capazes de produzir efeitos de segunda ordem, e o coeficiente  $\gamma_z$  não é eficiente na quantificação destes, demandando a aplicação de outras ferramentas. (ANDRADE; NÓBREGA, 2021).

#### 2.3.4.3 Processo P- $\Delta$ (P-Delta)

Conforme dito anteriormente, a aplicação de cargas horizontais nas edificações resulta em efeitos de segunda ordem global. Quando a incidência de tais esforços nas estruturas é significativa, deve-se considerar a não linearidade geométrica para a obtenção dos esforços finais. O processo P- $\Delta$  é responsável justamente por realizar tal análise não linear geométrica, considerando os efeitos da deslocabilidade horizontal nas estruturas. Pode-se afirmar que o mesmo associa a magnitude da carga axial (P) ao deslocamento horizontal, representado pelo delta (LOPES, 2005).

De acordo com Moncayo (2011), na literatura existem diversos métodos que consideram tais esforços, podendo citar os seguintes: método de dois ciclos iterativos, método da carga lateral fictícia, método da carga de gravidade iterativa e método da rigidez negativa. Considerando que a ênfase deste trabalho não é o processo iterativo P- $\Delta$ , será descrito, brevemente, o Método da Carga Lateral Fictícia, sendo este o mais comumente aplicado.

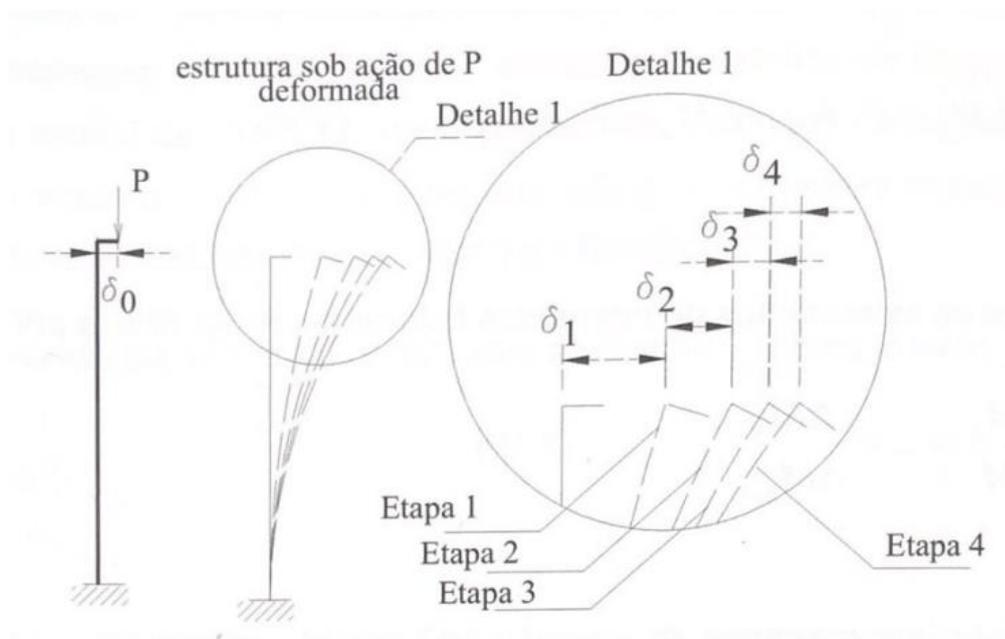
Inicialmente, realiza-se a análise da estrutura em sua posição indeformada, estando a mesma submetida a ações horizontais. Em posse dos deslocamentos de primeira ordem, realizam-se iterações até que se chegue em uma posição de equilíbrio. Cada nova iteração realizada resulta em novas forças laterais fictícias, e estas são utilizadas para realizar novamente a mesma análise, seguindo desta forma sucessivamente até que se chegue na posição de equilíbrio (SONDA, 2023). Conforme observado por Lima (2001), as forças horizontais modificadas ao final de cada iteração devem ser determinadas a partir do somatório de todas as cargas

laterais fictícias com as forças horizontais iniciais, e não com as resultantes da iteração anterior.

O processo iterativo deve se repetir de forma contínua, e somente deve ser interrompido quando os deslocamentos de uma certa iteração não corresponder a mais de 5% do valor dos deslocamentos da iteração anterior. (MCGREGOR, 1988 apud LIMA, 2001).

A Figura 18 ilustra o processo descrito acima.

Figura 18 – Posições deformadas decorrentes de iterações sucessivas



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009, p. 242)

Muñoz (2018) apresenta, em sua publicação, alguns métodos de cálculo para a determinação dos efeitos resultantes da não linearidade geométrica, dentre eles o método iterativo. Posteriormente, o autor cita que os métodos por ele percorridos permitem considerar o efeito  $P-\Delta$  devido, somente, a movimentos de translação da edificação. Contudo, na prática encontram-se casos em que as estruturas são assimétricas, onde ocorrerão movimentos não somente de translação, como também de torção. Nestes casos, Muñoz (2018) esclarece que podem ser utilizadas outras formas de realizar tal análise como, por exemplo, através da inserção de um pilar fictício no modelo estrutural, com momento de torção e áreas a cortante negativas nas direções X e Y.

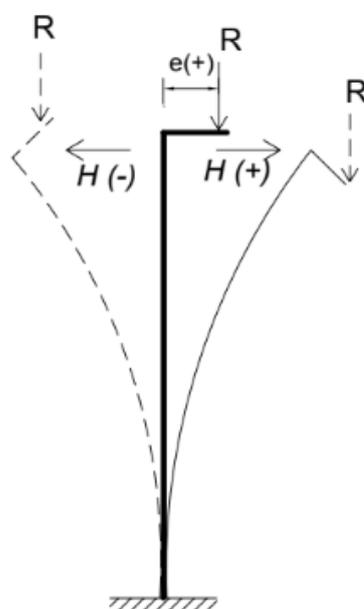
#### 2.3.4.4 Coeficiente FAVt

O coeficiente FAVt é um parâmetro exclusivo do sistema CAD/TQS. O mesmo é calculado de maneira praticamente idêntica ao coeficiente  $\gamma_z$ , utilizando até a mesma formulação. A única diferença entre ambos é o fato de o FAVt considerar nos cálculos os deslocamentos horizontais oriundos das cargas verticais. Estes deslocamentos são resultantes de estruturas assimétricas como, por exemplo, uma edificação com balanços em apenas um dos lados da mesma, gerando momentos que provocam deslocamentos horizontais (MONCAYO, 2011).

Além do exemplo citado acima, Moncayo (2011) também apresenta outras situações em que a aplicação de tal coeficiente pode ser apropriada, como 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, entre outras.

Abaixo, a Figura 19 ilustra tal situação, onde há um pequeno balanço onde a força vertical acentua os deslocamentos no lado onde o mesmo está localizado. Já para o lado oposto ao balanço, tal elemento acaba por colaborar com o equilíbrio, gerando um momento oposto ao sentido da carga horizontal.

Figura 19 – Carregamento excêntrico com a incidência de ações horizontais positivas e negativas



Bueno (2009) apresenta a expressão (27), utilizada para o cálculo de tal coeficiente.

$$FAVt = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_d}{M_{1d}}} \quad (27)$$

Onde:

$$\Delta M_d = P * (a + a') \quad (28)$$

Pode-se observar que a única diferença que tal formulação tem em comparação com o coeficiente  $\gamma_Z$  se encontra no termo  $\Delta M_d$ , onde há a adição da variável  $a'$ , responsável por incluir os deslocamentos horizontais oriundos das cargas verticais. Conforme esclarece Bueno (2009), a condição  $\gamma_Z = FAVt$  ocorre quando os deslocamentos da estrutura são originados apenas por cargas horizontais, isto é, quando não há excentricidades.

### 2.3.5. Efeitos de segunda ordem global de rotação

De acordo com Franco (2003) apud Andrade (2018), mesmo com o avanço significativo da área de análise estrutural – assim como das ferramentas computacionais utilizadas para a modelagem de estruturas – há uma frequente desconsideração, por parte dos projetistas, dos efeitos torcionais aos quais as edificações estão sujeitas.

Moser (2022) resume em alguns itens quais são as causas da incidência dos efeitos de torção em uma edificação, estando as mesmas listadas abaixo:

- a) Forças horizontais assimétricas aplicadas na fachada, tendo como causa principal os efeitos de vizinhança prescritos na NBR 6123 (ABNT, 1988);
- b) Incidência oblíqua de vento;
- c) Efeitos dinâmicos na estrutura devidos à turbulência atmosférica;
- d) Forma externa da edificação contendo assimetrias geométricas;
- e) Sistemas de contraventamento assimétricos, onde o centro de torção não coincide com o centro geométrico;

- f) Pilares com grandes mudanças de seção transversal, impactando também na rigidez do sistema;
- g) Variação da área e formato dos pavimentos ao longo da altura do edifício.

De forma análoga aos efeitos translacionais oriundos da aplicação de forças horizontais na fachada das edificações, a torção em edifícios também provocará deslocamentos na estrutura, neste caso na forma de rotações da seção desta. Estas rotações, por sua vez, também deslocarão pontos de carregamento, provocando efeitos de segunda ordem.

### 2.3.6 Métodos de quantificação dos efeitos de segunda ordem global de rotação

#### 2.3.6.1 Coeficiente $\gamma_\theta$ (Gama-Teta)

Na ausência de parâmetros relacionados à torção das edificações, Franco (2003) introduziu o coeficiente  $\gamma_\theta$ , sendo este um coeficiente de simplificação utilizado para medir a sensibilidade das edificações aos efeitos de segunda ordem oriundos da rotação da estrutura. A expressão (29) é utilizada para determinar tal coeficiente:

$$\gamma_\theta = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_t}{M_{t,I}}} \quad (29)$$

Onde:

$M_{t,I}$  = momento total de primeira ordem devido à torção;

$\Delta M_t$  = acréscimo do momento de torção de primeira ordem devido aos deslocamentos, dado por:

$$\Delta M_t = \frac{\bar{P} * R^2 * \theta_{1,n}}{H} \quad (30)$$

Onde:

$\bar{P}$  = carga vertical total do edifício;

R = raio de giração das massas de um pavimento em relação ao CT do pavimento;

$\theta_{1,n}$  = rotação de primeira ordem no topo do edifício;  
 H = altura total do edifício.

Conforme apontado por Andrade (2018), o termo R possui a função de incluir na formulação a distância de todos os pontos de cargas – pilares, por exemplo – em relação ao centro de torção do edifício. Franco (2003) apud Andrade (2018) apresenta o desenvolvimento deste termo através da expressão (31), denominado de raio de giração das massas de um andar.

$$R = \sqrt{\frac{\sum m_j * R_j^2}{m_j}} \quad (31)$$

Onde:

$m$  = massa (ou peso);

$j$  = número do pilar;

$R_j$  = distância entre cada pilar individual e o CT.

Por fim, em posse do valor de do coeficiente  $\gamma_\theta$ , parte-se para a majoração dos efeitos de primeira ordem para a obtenção dos esforços finais da estrutura, ou seja, os esforços de segunda ordem resultantes da torção da edificação. Tal procedimento funciona de forma análoga ao realizado com o coeficiente  $\gamma_Z$  e está representado pela equação (32).

$$\theta_{II} = \gamma_\theta * \theta_I \quad (32)$$

Onde:

$\theta_{II}$  = esforços finais;

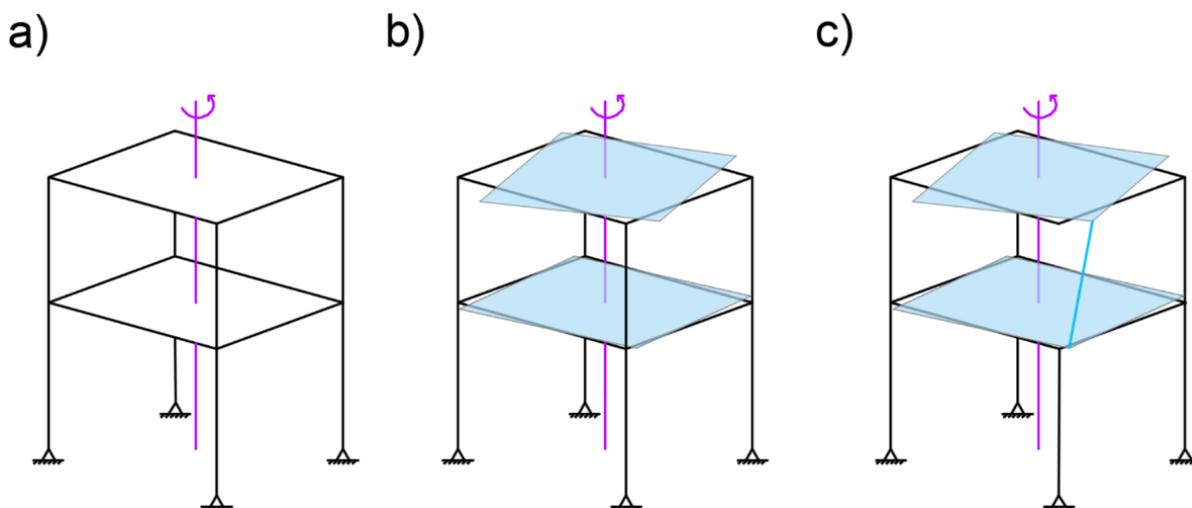
$\gamma_\theta$  = coeficiente de majoração gama-teta;

$\theta_I$  = esforços de primeira ordem de torção.

Dentre todas as variáveis envolvidas no cálculo do coeficiente  $\gamma_\theta$ , a determinação do acréscimo de momento  $\Delta Mt$  merece uma atenção especial. Os efeitos de segunda ordem devidos à rotação de um pavimento acabam por gerar deslocamentos excêntricos dos pontos de carregamento da estrutura, isto é, há um deslocamento tanto em X quanto em Y de um dado ponto. Desta forma, pode-se aferir

que há uma excentricidade entre o início e o final de um dado pilar, conforme a Figura 20 apresenta (ANDRADE, 2018).

Figura 20 – Aplicação de um momento de torção (a), rotação dos pavimentos (b), e a deformação de um lance de pilar devido à rotação (c)



Fonte: Andrade (2018, p. 47)

#### 2.3.6.1.1 Desenvolvimento do termo $\Delta M_t$

Tanto Andrade (2018), quanto Sonda (2023) expuseram o desenvolvimento do termo  $\Delta M_t$  em seus trabalhos a partir da interpretação do método introduzido por Franco (2003), na oportunidade em que o mesmo apresentou o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ . De acordo com Andrade (2018), a caracterização deste termo se faz essencial justamente pelo fato de o entendimento do mesmo, assim como das hipóteses consideradas por ele, possibilitarem uma melhor verificação dos seus resultados e também das diferentes maneiras de obtê-lo.

Inicialmente, introduz-se as notações importantes para o entendimento do desenvolvimento do termo, considerando os eixos de referência X e Y para o plano horizontal e Z para a altura:

Altura total:

H;

Número de andares:

n ( $i = 1, 2, 3, \dots, n$ );

Número de pilares:

r ( $j = 1, 2, 3, \dots, r$ );

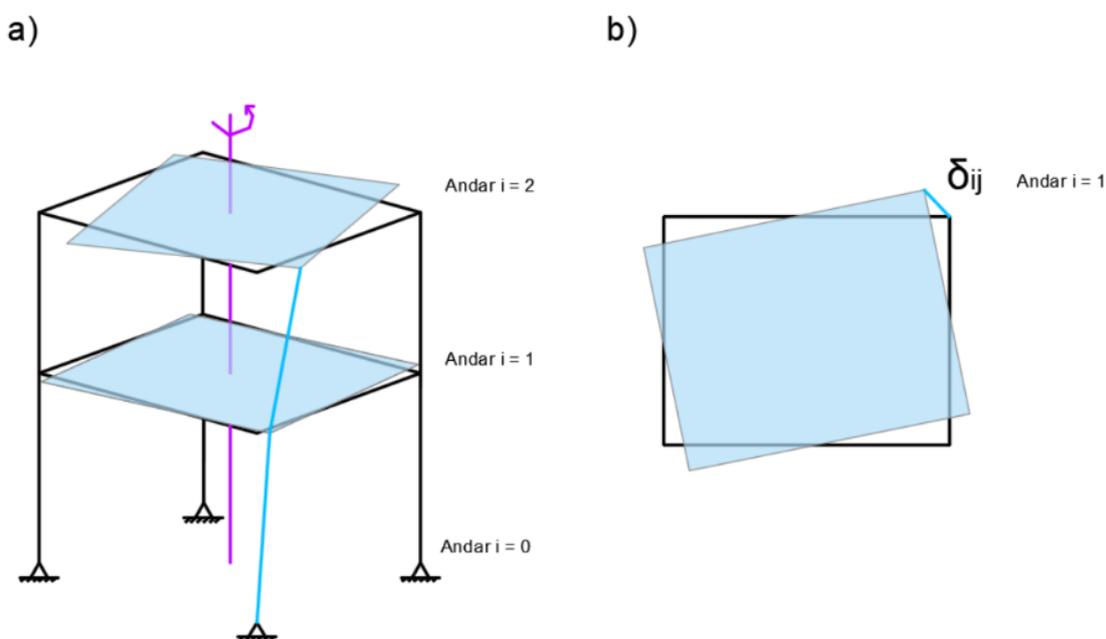
Deslocamento de um nó i segundo os eixos X e Y:

$u_{ij}, v_{ij}$ ;

Deslocamento de ij (nó i do andar j):	$\delta_{ij}$ ;
Distância do piso a piso do andar i:	$\Delta z_i = z_i - z_{i-1}$ ;
Ângulo de rotação do andar i segundo o eixo Z:	$\theta_i$ ;
Distância de ij ao centro de torção:	$R_{ij}$ ;
Carga vertical no nó ij:	$P_{ij}$ ;
Carga total do edifício:	$\bar{P}$
Massa concentrada no nó ij:	$m_{ij}$

Andrade (2018) apresenta a Figura 21, a qual ilustra de forma simplificada os deslocamentos oriundos de um carregamento de torção uniformemente distribuído em uma estrutura genérica, considerando que também incidem carregamentos verticais sobre a mesma.

Figura 21 – Efeitos da rotação nos pavimentos de um edifício, dando ênfase à prumada do pilar (a) e a vista superior do pavimento 1, assim como o deslocamento delta de um pilar j no andar i (b)



Fonte: Andrade (2018, p. 50)

Considerando um pilar qualquer, como o destacado em azul na Figura 21, pode-se perceber o deslocamento  $\delta_{ij} = \delta_{1j}$  no topo do mesmo. Este pilar apresentará também um deslocamento  $\delta_{ij} = \delta_{i-1,j}$  em sua base, gerando uma excentricidade resultante da diferença entre os deslocamentos em cada extremidade do elemento,

sobre a qual incidirá uma força normal  $N$ , esta oriunda do carregamento vertical da estrutura. O momento desta força normal atuando sobre a excentricidade será substituído por uma força fictícia  $V$ , cuja intensidade é determinada a partir da expressão (33) (ANDRADE, 2018).

$$V_{ij} = \frac{N_{ij}(\delta_{ij} - \delta_{i-1,j})}{\Delta z} \quad (33)$$

Andrade (2018) continua o desenvolvimento, citando que tal força estará presente tanto na base quanto no topo de um pilar qualquer da estrutura e, desta forma, o pilar do andar superior também apresentará um deslocamento, resultando em seu próprio valor de  $V_{ij} = V_{i+1,j}$ .

De forma análoga ao método P- $\Delta$ , para um nó qualquer que esteja conectado a um pilar em cima e em baixo, surgirá uma força fictícia  $\Delta F$  resultante da diferença entre as forças  $V$  do pilar superior e do pilar inferior. Tal condição resulta na equação (34).

$$\Delta F_{ij} = V_{ij} - V_{i+1,j} \quad (34)$$

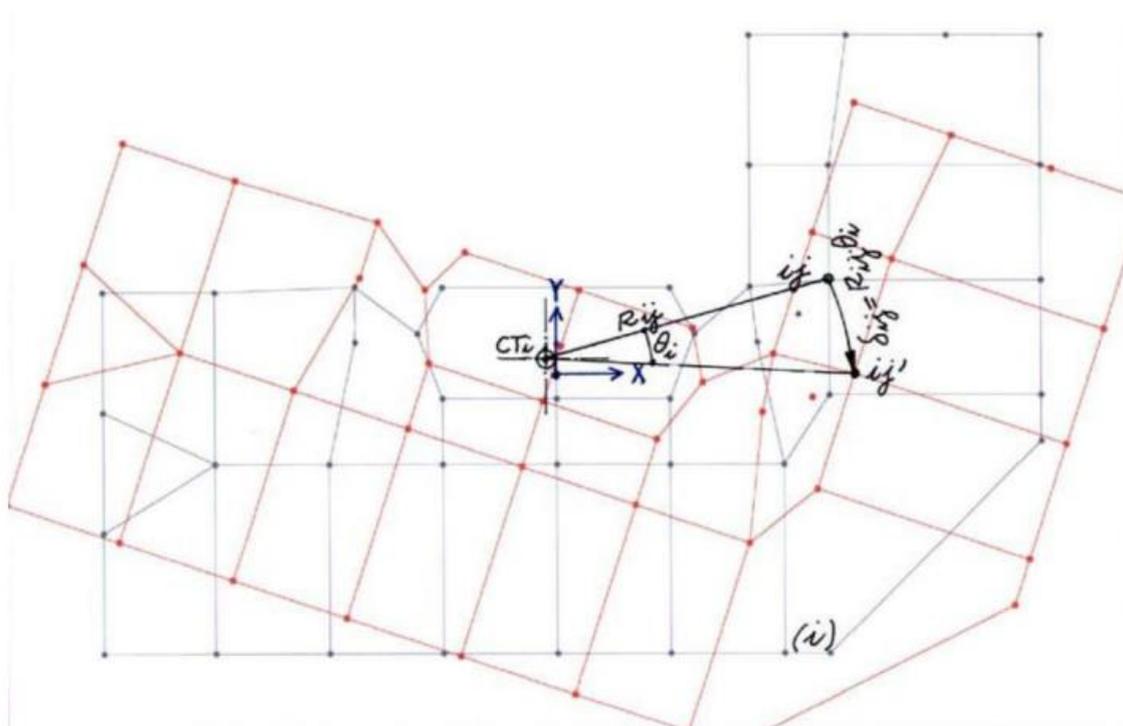
Substituindo a equação (33) na equação (34):

$$\Delta F_{ij} = \frac{N_{ij}(\delta_{ij} - \delta_{i-1,j})}{\Delta z_i} - \frac{N_{i+1,j}(\delta_{i+1,j} - \delta_{i,j})}{\Delta z_{i+1}} \quad (35)$$

Os deslocamentos oriundos da rotação do pavimento podem ser considerados iguais a  $\delta_{ij} = R_{ij}\theta_i$ . Conforme pode-se observar na Figura 22, a qual apresenta um pavimento submetido a torção pura, tal consideração é resultante do produto da distância do nó em estudo ao centro de torção do pavimento pelo ângulo de rotação da estrutura. Desta forma, temos a equação (36).

$$\Delta F_{ij} = N_{ij} * \frac{(R_{ij}\theta_i - R_{i-1,j}\theta_{i-1})}{\Delta Z_i} - N_{i+1,j} * \frac{(R_{i+1,j}\theta_{i+1} - R_{i,j}\theta_i)}{\Delta z_{i+1}} \quad (36)$$

Figura 22 – Deslocamento de um pavimento submetido à torção pura



Fonte: Franco (2003) apud Sonda (2023, p. 57)

Com a expressão (36) já é possível definir a força horizontal fictícia em cada um dos nós da estrutura. Caso consideremos a utilização de uma ferramenta computacional de análise estrutural, cuja capacidade possibilita o trabalho com uma grande quantidade de dados e informações, já seria possível utilizar o valor encontrado em cada nó para definir um valor de  $\gamma_\theta$  satisfatório. Entretanto, buscando facilitar o cálculo manual de um projetista, algumas hipóteses simplificadoras podem ser adotadas (ANDRADE, 2018).

Abaixo estão descritas quatro hipóteses simplificadoras, as quais foram introduzidas por Franco (2003) apud Sonda (2023):

- a) O edifício possui geometria constante;
- b) O carregamento vertical é uniformemente distribuído;
- c) O carregamento de torção é uniforme;
- d) Ao se deformar o edifício por torção pura, os pilares se mantêm aproximadamente retilíneos.

Tais hipóteses resultam nas equações de (37) a (42):

$$\Delta Z_i = \Delta Z \quad (37)$$

$$R_{ij} = R_j \quad (38)$$

$$P_{ij} = P_j \quad (39)$$

$$N_{ij} = (n - i)P_j \quad (40)$$

$$N_{i+1,j} = [n - (i + 1)]P_j \quad (41)$$

$$\Delta\theta_i = \theta_i - \theta_{i-1} = \frac{\theta_{l,n}}{n} \quad (42)$$

Onde:

$P_{ij}$  = carga vertical de um pilar ij;

$P_j$  = carga vertical de um pilar j devido à um único pavimento (considerando-se a mesma para todos os pavimentos);

$\theta_{l,n}$  = rotação de primeira ordem no último pavimento.

Com as novas considerações, tem-se a equação (43):

$$\Delta F_{ij} = (n - 1)P_j R_j \frac{\theta_{l,n}}{n\Delta Z} - (n - i - 1)P_j R_j \frac{\theta_{l,n}}{n\Delta Z} = \frac{P_j R_j \theta_{l,n}}{H} \quad (43)$$

A força  $\Delta F_{ij}$  associada a um nó ij provoca um momento de torção, representado pela expressão (44):

$$\Delta M_{t,ij} = \Delta F_{ij} R_{ij} = \frac{P_j R_j^2 \theta_{l,n}}{H} \quad (44)$$

Através da equação (45) obtêm-se o momento total de torção no edifício devido aos deslocamentos horizontais dos nós ij:

$$\Delta M_t = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r \frac{P_j R_j^2 \theta_{l,n}}{H} = \frac{\theta_{l,n}}{H} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r P_j R_j^2 \quad (45)$$

Nesta etapa, ainda é necessário contabilizar a carga e o raio de cada pilar em cada pavimento. Visando obter tal termo de forma mais direta, utiliza-se o termo R:

$$\sum_{j=1}^r P_j R_j^2 = R^2 \sum_{j=1}^r P_j = PR^2 \quad (46)$$

Onde:

$$R = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^r P_j R_j^2}{\sum_{j=1}^r P_j}} = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^r m_j R_j^2}{\sum_{j=1}^r m_j}} \quad (47)$$

$$P = \sum_{j=1}^r P_j \quad (48)$$

O termo P representa a carga total de um andar. Já o termo R é a previamente apresentada variável correspondente ao raio de giração das massas  $m_j$  de um andar em relação ao centro de torção.

Por fim, chega-se no termo  $\Delta M_t$  final, o qual é parte constituinte da fórmula do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , apresentada anteriormente.

$$\Delta M_t = \frac{\theta_{l,n}}{H} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^r P_j R_j^2 = \frac{\theta_{l,n}}{H} \sum_{i=1}^n PR^2 = \frac{\bar{P}R^2\theta_{l,n}}{H} \quad (49)$$

Desta forma, percebe-se que as variáveis  $\bar{P}$  (peso total do edifício),  $\theta_{l,n}$  (rotação do edifício resultante da análise de primeira ordem) e H (altura da edificação) acabam se tornando elementos de fácil obtenção por conta das hipóteses simplificadoras previamente consideradas. Além destas, há a necessidade de se determinar a variável R, a qual é responsável por contabilizar o raio de giração das massas dos elementos constituintes de um pavimento em relação ao centro de torção, sendo este replicado para os demais pavimentos da edificação.

Entretanto, conforme indica Andrade (2018), a formulação apresentada na expressão (49), resultado do desenvolvimento do termo  $\Delta M_t$  realizado neste tópico, leva em consideração as seguintes hipóteses simplificadoras: pavimentos iguais ao longo da altura do edifício, com mesmo peso P e raio de giração R, mesmo altura

entre pisos  $\Delta z$  e igual aumento de rotação por andar. Caso a edificação em análise não possua tais condições, torna-se mais prática a definição do coeficiente  $\gamma_\theta$  através do uso de ferramentas computacionais de cálculo e análise estrutural.

## 2.4 ESTUDOS RECENTES SOBRE OS EFEITOS GLOBAIS DE TORÇÃO E A UTILIZAÇÃO DO COEFICIENTE $\gamma_\theta$

### 2.4.4 Andrade (2018)

Como tema do seu trabalho de conclusão de curso e posterior publicação, com a orientação do Prof. Dr. Petrus Gorgônio Bulhões da Nóbrega, Andrade (2018) apresentou a teoria desenvolvida por Franco (2003), onde o mesmo introduz o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  e também a teoria acerca da determinação do centro de torção de um edifício. Considerando a pouca exploração deste tema na literatura nacional, o trabalho de Andrade (2018) trouxe uma nova luz para o estudo dos efeitos de segunda ordem global de torção em edifícios em concreto armado, expondo de maneira didática a teoria criada por Franco (2003), sobre a qual há poucos ou inexistentes registros.

Como objetivo geral, Andrade (2018) buscou explorar e analisar parâmetros pouco consolidados na prática atual de projetos de edifícios em concreto armado, sendo os efeitos de segunda ordem global de torção um deles. Já referente aos objetivos específicos, o autor comparou os valores obtidos através da utilização do coeficiente  $\gamma_\theta$  com os valores encontrados por meio da aplicação do processo P- $\Delta$ . Como citado anteriormente, existem estudos na literatura que afirmam que o processo P- $\Delta$  não incorpora corretamente os efeitos da torção nas edificações, não sendo este a melhor referência para analisar a acurácia do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ .

Conforme pode se observar na Tabela 1, os erros encontrados entre os resultados gerados pelo processo P- $\Delta$  e pelo coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  foram muito pequenos. Tal resultado indica que há uma certa incorporação dos efeitos torcionais no processo P- $\Delta$ , caso contrário os resultados da análise comparativa realizada por Andrade (2018) não possuiriam erros tão baixos. Os modelos utilizados pelo autor variaram número de pavimentos, geometria da planta baixa e a forma da aplicação das cargas.

Tabela 1 – Erros encontrados na comparação entre o processo P- $\Delta$  e o coeficiente  $\gamma_\theta$  para diversos edifícios analisados

Edifício	$\gamma_\theta$	Erro (%)	n. pav.	H (m)	$\theta_{I,n}$ (rd)
1	1,0768	-4,0	4	12	$1,46 \times 10^{-3}$
2	1,0670	-4,1	6	18	$1,88 \times 10^{-3}$
3	1,0669	-4,8	10	30	$3,04 \times 10^{-3}$
4	1,0817	-7,1	15	45	$5,24 \times 10^{-3}$
5	1,1087	-10,3	25	75	$1,052 \times 10^{-2}$
6	1,0935	-10,6	35	105	$1,049 \times 10^{-2}$
7	1,1001	-5,3	25	75	$1,11 \times 10^{-2}$
8	1,0950	-4,5	15	45	$6,31 \times 10^{-3}$

Fonte: Andrade (2018, p. 110)

Pode-se perceber erros variando entre 4,0% a 10,6%, valores estes admissíveis e que justificam a utilização do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ . Chama-se a atenção para o edifício 8, pois neste modelo foram consideradas condições mais realistas como, por exemplo, pavimentos de geometria não simétrica e também a aplicação de um carregamento horizontal mais semelhante a carga de vento, diferentemente dos outros modelos, onde considerou-se apenas a aplicação de um binário indutor de torção pura. De qualquer forma, o resultado encontrado para este modelo foi igualmente satisfatório, gerando um erro de pequena magnitude.

Julga-se relevante citar outra análise feita por Andrade (2018), a qual é referente ao centro de torção da edificação. O autor modelou uma planta duplamente simétrica, onde poderia facilmente determinar o centro de torção do pavimento, e realizou a determinação do mesmo através do método introduzido por Franco (2003). Os resultados obtidos foram praticamente idênticos, havendo um pequeno erro o qual é justificado pela consideração de deslocamentos perpendiculares ao raio que liga os pontos analisados ao centro de torção. Quanto maior for o módulo do binário indutor de rotação, maior será o erro na determinação do CT.

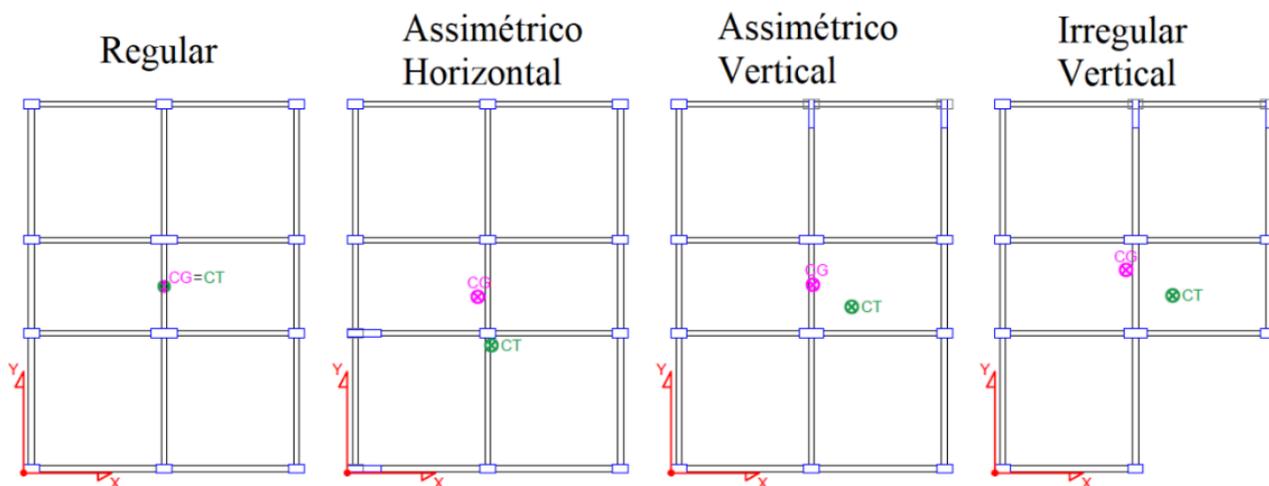
Por fim, Andrade (2018) também analisou e obteve resultados os quais confirmam que a consideração de  $\Delta\theta$  constante no edifício se trata apenas de uma aproximação. Tais valores dependem da rigidez do edifício e também são função do tipo de carregamento que o mesmo sofre.

### 2.4.5 Moser (2022)

Moser (2022), por sua vez, apresentou uma tese de mestrado sob a orientação do Prof. Dr. Daniel Domingues Loriggio, a qual teve como objetivo geral a análise do comportamento estrutural de edifícios em concreto armado considerando assimetrias nas ações horizontais devidas ao vento, e na geometria dos pórticos. De forma mais específica, a autora buscou analisar a influência das assimetrias geométricas das edificações e da aplicação de cargas com excentricidades na estabilidade global e nos efeitos de segunda ordem, fazendo o uso de uma ferramenta computacional que realiza a análise estrutural através do método dos elementos finitos.

A autora apresentou quatro modelos de edificação, todos com 20 pavimentos, porém alternando características geométricas. Abaixo consta a Figura 23, onde são apresentadas as plantas baixas dos modelos, assim como os respectivos centros de gravidade e centros de torção.

Figura 23 – Plantas baixas dos modelos apresentados por Moser (2022)



Fonte: Moser (2022, p. 72)

Como se observa na figura acima, apenas um dos modelos possui dupla simetria no que tange à disposição dos elementos de contraventamento, sendo este denominado “Regular” e no qual o centro de gravidade e o centro de torção estão localizados no mesmo eixo. Nas estruturas denominadas de “Assimétrico Horizontal” e “Assimétrico Vertical” houveram alterações na rigidez de determinados elementos estruturais, resultantes da inclusão de pilares-parede no sistema de contraventamento, tornando as estruturas assimétricas e gerando excentricidades.

Por fim, o modelo “Irregular Vertical” possui geometria externa irregular, resultando em excentricidades ainda maiores e proporcionando efeitos torcionais mais significativos.

Moser (2022) utilizou como metodologia a análise comparativa entre os resultados paramétricos para cada um dos modelos propostos, considerando a incidência do vento com e sem excentricidades. Os parâmetros analisados foram diversos, porém serão apresentados neste trabalho apenas os resultados referentes à análise comparativa entre os deslocamentos horizontais, os momentos torcionais e o consumo de aço.

#### 2.4.5.1 Análise comparativa dos deslocamentos horizontais

De acordo com os resultados encontrados por Moser (2022) para o modelo “Regular”, a consideração das cargas de vento com excentricidade gerou um aumento de 33,0% no deslocamento máximo do pavimento na direção X e de 15,6% na direção Y, quando comparado com o modelo com vento centralizado.

É importante mencionar que os modelos com assimetrias rotacionaram com a incidência tanto do vento centralizado quanto do vento com excentricidades, havendo variação apenas na magnitude desta rotação.

A incidência do vento com excentricidade no modelo “Irregular” foi o que gerou a maior rotação, com uma diferença de 2,88 cm entre o deslocamento máximo e o mínimo. Além disso, este foi o caso que resultou no maior deslocamento máximo horizontal, sendo este de 4,93 cm, acima do limite normativo ( $H/1700 = 3,53$  cm), correspondendo a um acréscimo de 30,1% em relação ao deslocamento máximo do mesmo modelo, só que com vento centralizado, e a um acréscimo de 114,3% em relação ao modelo “Regular” com vento centralizado.

Considerando apenas a incidência do vento centralizado, pode-se observar que a maior diferença encontrada foi entre o modelo “Regular” e o modelo “Irregular”, onde houve um acréscimo de 64,7% no deslocamento horizontal. Isto é, edificações com geometria externa irregular e sistema de contraventamento assimétrico podem estar suscetíveis à acréscimos significativos nos deslocamentos horizontais, mesmo que a carga lateral não seja excêntrica. No entanto, é necessário citar que, para os modelos propostos por Moser (2022), o vento com excentricidade foi o fator que induziu as maiores rotações.

Na Tabela 2 constam todos os resultados dos deslocamentos horizontais dos modelos propostos.

Tabela 2 – Deslocamentos horizontais para os modelos propostos por Moser (2022)

MODELO	DIREÇÃO DO VENTO		$\delta$ Máx [cm]	$\delta$ Mín [cm]	Diferença [cm]	-	Diferença em relação ao RVC [ $\delta$ Máx]
Regular	Vento Centraliz. RVC	X+ (0°)	2,30	-	-	-	-
		Y+ (90°)	1,90	-	-	-	-
	Vento Excent. RVE	X+ (0°)	3,06	1,54	1,52	-	33,0%
		Y+ (90°)	2,20	1,61	0,59	-	15,6%
Assimétrico Horizontal	Vento Centraliz. AHVC	X+ (0°)	3,44	3,13	0,31	Diferença em relação ao AHVC	49,5%
		X- (180°)	1,73	0,75	0,98		-24,8%
		Y+ (90°)	2,66	2,24	0,42		39,8%
		Y- (270°)	1,76	1,27	0,49		-7,5%
	Vento Exc. Post. AHVEP	X+ (0°)	4,11	2,34	1,77	19,5%	78,6%
		X- (180°)	2,51	0,07	2,44	45,1%	9,1%
		Y+ (90°)	2,94	1,95	0,99	10,5%	54,5%
		Y- (270°)	2,04	0,99	1,05	15,9%	7,2%
	Vento Exc. Neg. AHVEN	X+ (0°)	3,91	2,76	1,15	13,7%	69,9%
		X- (180°)	1,42	0,95	0,47	-17,9%	-38,3%
		Y+ (90°)	2,52	2,38	0,14	-5,3%	32,4%
		Y- (270°)	1,55	1,47	0,08	-11,9%	-18,5%
Assimétrico Vertical	Vento Centraliz. AVVC	X+ (0°)	3,14	2,10	1,04	Diferença em relação ao AVVC	36,5%
		X- (180°)	2,59	2,45	0,14		12,6%
		Y+ (90°)	1,65	1,21	0,44		-13,3%
		Y- (270°)	2,14	1,93	0,21		12,5%
	Vento Exc. Post. AVVEP	X+ (0°)	2,86	2,19	0,67	-8,9%	24,3%
		X- (180°)	3,54	1,69	1,85	36,7%	53,9%
		Y+ (90°)	1,52	1,30	0,22	-7,9%	-20,1%
		Y- (270°)	2,28	1,82	0,46	6,5%	19,8%
	Vento Exc. Neg. AVVEN	X+ (0°)	4,09	1,34	2,75	30,3%	77,8%
		X- (180°)	3,21	1,64	1,57	23,9%	39,5%
		Y+ (90°)	2,00	0,89	1,11	21,2%	5,1%
		Y- (270°)	2,45	1,57	0,88	14,5%	28,8%
Irregular	Vento Centraliz. IRVC	X+ (0°)	2,59	2,33	0,27	Diferença em relação ao IRVC	12,7%
		X- (180°)	3,79	3,12	0,67		64,7%
		Y+ (90°)	2,43	2,20	0,23		27,7%
		Y- (270°)	1,79	1,35	0,44		-5,9%
	Vento Exc. Post. IRVEP	X+ (0°)	3,47	1,52	1,95	33,8%	50,8%
		X- (180°)	4,20	2,64	1,56	10,8%	82,5%
		Y+ (90°)	2,65	2,02	0,63	9,1%	39,3%
		Y- (270°)	1,76	1,34	0,42	-1,7%	-7,5%
	Vento Exc. Neg. IRVEN	X+ (0°)	3,67	1,19	2,48	41,5%	59,5%
		X- (180°)	4,93	2,05	2,88	30,1%	114,3%
		Y+ (90°)	2,85	1,75	1,10	17,3%	49,8%
		Y- (270°)	2,24	0,93	1,31	54,7%	45,6%

Fonte: Moser (2022, p. 104)

#### 2.4.5.2 Análise comparativa dos momentos torcionais

No que diz respeito aos momentos torcionais dos modelos propostos pela autora, faz-se necessário salientar que tais esforços dependem de diversas variáveis, tais como a geometria dos pilares, a distribuição dos elementos de contraventamento em planta, a geometria externa da edificação e a forma de aplicação das cargas horizontais.

Na Tabela 3 constam os valores dos momentos torcionais encontrados para os pilares do quarto pavimento dos modelos (onde foram encontrados os momentos de maior magnitude).

Tabela 3 – Momentos de torção para os pilares do quarto pavimento – em kN.m

MODELO	DIREÇÃO DO VENTO		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	P11	P12
Regular	Vento Centraliz.	X+ (0°)	0,08	0,03	0,08	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,08	0,03	0,08
	Vento Excent.	X+ (0°)	17,7	17,6	17,7	17,7	35,1	17,7	17,6	35,0	17,6	17,5	17,5	17,5
Assimétrico Horizontal	Vento Centraliz.	X+ (0°)	5,2	5,3	5,2	5,2	5,2	5,2	6,5	5,3	5,3	6,5	5,3	5,3
		X- (180°)	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	6,5	8,0	6,6	6,6	8,1	6,6	6,6
	Vento Exc. Post.	X- (180°)	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1	23,1	28,5	23,2	23,2	28,5	23,2	23,2
	Vento Exc. Neg.	X+ (0°)	21,8	21,8	21,8	21,8	21,8	21,8	26,8	21,8	21,9	26,9	21,8	21,9
Assimétrico Vertical	Vento Centraliz.	X+ (0°)	7,2	4,3	4,3	7,3	13,2	7,3	7,3	13,3	7,3	7,4	7,3	7,4
		X- (180°)	5,6	3,3	3,3	5,6	10,3	5,6	5,7	10,4	5,7	5,7	5,7	5,7
	Vento Exc. Post.	X- (180°)	25,3	15,0	15,0	25,3	46,0	25,3	25,4	46,2	25,4	25,4	25,4	25,4
	Vento Exc. Neg.	X+ (0°)	26,8	15,9	15,9	26,8	48,8	26,8	26,9	48,9	26,9	26,9	26,9	27,0
Irregular	Vento Centraliz.	X+ (0°)	0,7	0,4	0,4	0,7	1,2	0,7	0,6	1,1	0,6	0,6	0,6	-
		X- (180°)	2,4	1,4	1,4	2,4	4,3	2,4	2,3	4,2	2,3	2,3	2,3	-
	Vento Exc. Post.	X+ (0°)	24,9	14,7	14,8	24,9	45,2	24,9	24,8	45,2	24,9	24,8	24,8	-
	Vento Exc. Neg.	X- (180°)	26,6	15,8	15,8	26,6	48,4	26,6	26,6	48,3	26,6	26,5	26,5	-

Fonte: Moser (2022, p. 122)

Inicialmente, nota-se que os momentos de torção para o vento centralizado no modelo “Regular” são praticamente nulos, de forma lógica. No que tange aos outros modelos, o vento centralizado acaba gerando momentos de torção devido às assimetrias geométricas e de rigidez dos mesmos. Contudo, há de se notar que, quando comparado ao vento com excentricidade, sua magnitude é muito menor. Um exemplo disso é o P8, onde o mesmo apresenta um momento de torção de 13,3 kN.m quando sofre a incidência do vento centralizado, ao passo que apresenta um momento de torção de 48,9 kN.m quando exposto a força horizontal com excentricidade, um

acréscimo de 267,3%. Moser (2022) também chama a atenção para o fato de que os pilares com os maiores momentos de torção são os de maior seção e, conseqüentemente, maior rigidez.

Por fim, a autora realiza o dimensionamento do pilar 8, de modo a comparar o aumento da área de aço decorrente dos incrementos dos momentos de torção. Tal análise comparativa consta na Tabela 4.

Tabela 4 – Dimensionamento do pilar 8

MODELO	Regular   P8 - 115 x 40cm Comb: Vento Y- (270°)				Assimétrico Vertical   P8 - 107 x 40 cm Comb: Vento X+ (0°)			
	0	0	50	85	0	0	50	85
Red. de Rigidez à torção nos pilares (%)								
Vento	Centra.	Exce.	Exce.	Exce.	Centra.	Exc. Neg	Exc. Neg	Exc. Neg
Mt (kN.m)	0,00	18,89	9,91	3,08	13,31	48,9	25,66	7,97
Fd (kN)	8674	8674	8674	8674	8132	8129	8129	8129
Barras	10 Ø 20	12 Ø 20	10 Ø 20	10 Ø 20	8 Ø 25	10 Ø 25	10 Ø 25	8 Ø 25
Taxa de armadura	0,68%	0,82%	0,68%	0,68%	0,92%	1,15%	1,15%	0,92%
As efetivo (cm <sup>2</sup> )	31,42	37,7	31,42	31,42	39,27	49,09	49,09	39,27
Mrd/Msd	1,02	1,08	1,02	1,02	1,02	1,11	1,16	1,01
Estribo	Ø5.0 c/ 20	Ø6.3 c/ 13	Ø5.0 c/ 20	Ø5.0 c/ 20	Ø6.3 c/ 20	Ø6.3 c/ 13	Ø6.3 c/ 13	Ø6.3 c/ 20

Fonte: Moser (2022, p. 124)

Nota-se o aumento considerável da área de aço efetiva quando há a incidência de momentos de torção no elemento. Moser (2022) também incluiu na análise a redução da rigidez do pilar, demonstrando que tal diminuição acarretaria em uma menor área de aço efetiva, porém tal prática necessita de um bom entendimento referente a capacidade de redistribuição de esforços nos respectivos elementos.

#### 2.4.5.3 Análise comparativa do consumo de aço

Por fim, Moser (2022) dimensiona todos os modelos por ela propostos e faz uma análise comparativa entre o consumo de aço de cada um deles. O elemento estrutural que teve o acréscimo mais expressivo no consumo de materiais foram os pilares, onde tal aumento chegou, para o vento com excentricidade, a 14,4%. Abaixo

está apresentada a Tabela 5, onde consta os valores do consumo de aço total (vigas + pilares) de cada um dos modelos.

Tabela 5 – Consumo de aço total para pilares e vigas

Modelo	Ação do Vento		Consumo de materiais TOTAL			
			Aço (kg)	Diferença em relação ao modelo VC	Consumo de aço (kg/m <sup>3</sup> )	Acréscimo no Consumo de aço em relação ao modelo VC (kg/m <sup>3</sup> )
Regular	Centraliz.	RVC	40.255,60	-	76,59	-
	Excent.	RVE	43.170,60	7,2%	82,14	5,55
Assimétrico Horizontal	Centraliz.	AHVC	43.212,20	-	83,08	-
	Exc. Post.	AHVEP	45.756,30	5,9%	87,98	4,89
	Exc. Neg.	AHVEN	45.351,60	5,0%	87,20	4,11
Assimétrico Vertical	Centraliz.	AVVC	40.341,60	-	77,24	-
	Exc. Post.	AVVEP	43.302,20	7,3%	82,91	5,67
	Exc. Neg.	AVVEN	43.605,90	8,1%	83,49	6,25
Irregular	Centraliz.	IRVC	36.121,60	-	76,95	-
	Exc. Post.	IRVEP	38.970,90	7,9%	83,02	6,07
	Exc. Neg.	IRVEN	39.171,50	8,4%	83,45	6,50

Fonte: Moser (2022, p. 133)

#### 2.4.6 Sonda (2023)

O estudo mais recente encontrado sobre o tema foi a tese de mestrado de Sonda (2023), realizada sob a orientação do Prof. Dr. André Lübeck, a qual tem por objetivo geral a análise do comportamento de edifícios de múltiplos pavimentos solicitados aos efeitos de segunda ordem de torção, variando os elementos componentes do sistema de contraventamento.

A metodologia utilizada por Sonda (2023) baseou-se na análise comparativa entre os coeficientes de simplificação  $\gamma_z$  e  $\gamma_\theta$  para 16 edifícios, variando as medidas e o posicionamento dos elementos de contraventamento, a altura dos modelos e também o formato em planta. Os objetivos específicos almejados através da execução desta metodologia eram determinar quais variáveis tornavam a estrutura mais suscetível aos efeitos de segunda ordem global de flexão e de torção, assim como a correlação entre ambos os coeficientes de simplificação.

Os resultados encontrados pelo autor que contribuem de forma mais relevante para o presente estudo foram:

- a) Há uma relação direta entre o aumento da altura da edificação e o valor encontrado para o coeficiente  $\gamma_\theta$  – para edifícios com a mesma geometria em planta;
- b) A inclusão de um núcleo rígido no sistema de contraventamento da estrutura diminuiu os efeitos de segunda ordem global, tanto de torção quanto de flexão;
- c) A inclusão de um núcleo rígido com a direção de sua maior inércia na mesma direção de maior inércia do pavimento resultou em valores maiores para o coeficiente  $\gamma_\theta$ , indicando que os eixos de maior inércia posicionados ortogonalmente são mais eficientes;
- d) Para os modelos analisados, a posição do núcleo rígido em planta foi menos determinante que a orientação do mesmo;
- e) A variação das características em cada um dos modelos propostos não resultou na mesma variação de resultado para ambos os coeficientes de simplificação. Desta forma, há uma clara necessidade de se avaliar isoladamente cada um dos efeitos de segunda ordem, considerando que não existe uma relação explícita entre a torção e a flexão.

### 3 METODOLOGIA

Este capítulo será destinado para a contextualização do estudo que será realizado para que os objetivos gerais e específicos constantes no tópico 1.4.2 sejam alcançados. Conforme apresentado no referido tópico, o presente trabalho visa determinar os esforços de segunda ordem global de torção dos modelos propostos por Moser (2022) através da utilização do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , viabilizando uma análise da confiabilidade da aplicação deste.

De forma inicial, será feita a caracterização dos modelos estruturais desenvolvidos para o estudo. Serão descritos os materiais constituintes, a geometria externa das edificações e a disposição dos elementos em planta, principalmente os que compõem o sistema de contraventamento dos edifícios. Além disso, será realizada uma análise criteriosa dos carregamentos que incidem nos modelos, de forma que as excentricidades que induzem os esforços de torção estejam plenamente compreendidas.

Posteriormente, serão localizados os centros de torção dos modelos propostos através da metodologia introduzida por Franco (2003). Com a localização destes definida, prossegue-se para a determinação dos coeficientes de simplificação  $\gamma_\theta$  com o auxílio do *software* Microsoft Office Excel. Tais coeficientes serão utilizados para majorar os deslocamentos horizontais de primeira ordem, visando a obtenção dos esforços finais da estrutura.

A análise comparativa entre os resultados encontrados por Moser (2022) e os resultados encontrados a partir da aplicação desta metodologia se dará a partir da avaliação paramétrica constituída única e exclusivamente pelos deslocamentos horizontais totais. Além disso, serão calculados os modelos propostos através da utilização do processo iterativo P- $\Delta$ .

Desta forma, será possível avaliar se a utilização do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  é confiável para aferir o grau de sensibilidade de edifícios altos aos efeitos de torção, assim como para determinar os deslocamentos finais da estrutura.

#### 3.1 MODELOS PROPOSTOS

Para realizar a análise da acurácia da aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para estimar os efeitos de segunda ordem global de torção foram utilizados os

modelos estruturais propostos por Moser (2022). Tal utilização se faz necessária visto que a avaliação do coeficiente em questão se dará por meio de uma análise comparativa entre os resultados obtidos pelo mesmo e pelos resultados provenientes da aplicação do SAP2000, *software* que determina os deslocamentos da estrutura através do emprego do método dos elementos finitos, sendo que este foi utilizado pela autora. Desta forma, a modelagem de estruturas idênticas é uma condição obrigatória para este estudo, caso contrário não haveria confiabilidade nos resultados obtidos.

Previamente à apresentação dos modelos utilizados no estudo, julga-se necessário expor o pré-dimensionamento realizado, visando a completa caracterização dos parâmetros escolhidos para a concepção das edificações.

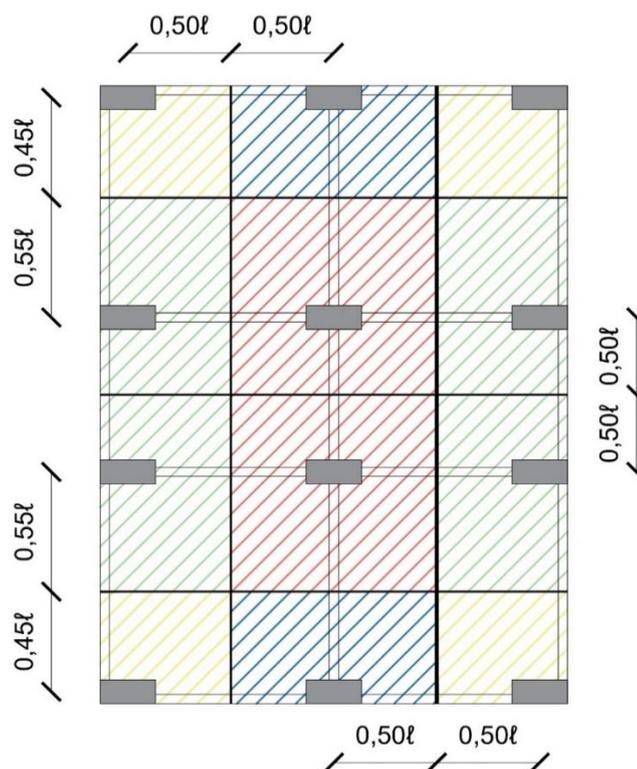
### **3.1.1 Pré-dimensionamento da estrutura**

A estrutura utilizada por Moser (2022) para a realização do seu estudo foi retirada do trabalho de Pereira Filho (2019). Em sua dissertação, o autor apresentou uma edificação com dimensões em planta de 12,60 m de comprimento por 16,80 m de largura, resultando em pavimentos com área de 211,68 m<sup>2</sup>, e com uma altura total de 120 m – 40 pavimentos tipo com 3,00 m de distância entre pisos.

No que tange aos elementos estruturais em concreto armado, foram adotadas vigas com seção transversal de 25x60 cm e lajes com 15 cm de espessura. Optou-se por mudar a altura total da edificação para 60 m – 20 pavimentos tipo com 3,00 m de distância entre pisos – resultando na necessidade de redimensionar as seções transversais dos pilares. Para tal, utilizou-se o método proposto por Giongo (2005), o qual será descrito a seguir.

Inicia-se o pré-dimensionamento dividindo a planta baixa do pavimento em áreas de influência, onde cada uma destas áreas deve englobar um pilar. Presume-se que os carregamentos constantes em cada área de influência serão deslocados para seus respectivos pilares. A seguir, consta a Figura 24, onde está exemplificado o critério utilizado para a divisão das áreas seguindo o referido método.

Figura 24 – Áreas de influência do pavimento tipo pelo método de Giongo (2005)



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 67)

Para a divisão realizada acima foram utilizados os seguintes critérios apresentados por Giongo (2005):

- $0,45 \times l$  (vão efetivo): adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da menor dimensão do pilar;
- $0,55 \times l$  (vão efetivo): complemento do vão do caso anterior;
- $0,50 \times l$  (vão efetivo): adotado no caso de pilar de extremidade ou de canto na direção da maior dimensão do pilar e para pilar interno quando, na direção considerada, o vão consecutivo e suas ações não diferem muito do valor correspondente ao vão em questão.

Julga-se pertinente citar que existem outros critérios para a divisão das áreas de influência segundo o método em questão, porém não foram utilizados para a caracterização da estrutura objeto de estudo do presente trabalho. Um ponto de atenção para a utilização deste procedimento é a incompatibilidade deste com estruturas que apresentem pavimentos com pilares muito desalinhados ou com distribuição irregular de vãos e ações, não sendo indicado o seu uso nestes casos.

De acordo com o constante nos itens de a) a c) supracitados, sabe-se que os pilares possuem nomenclaturas diferentes em função da posição destes em planta,

sendo identificados como: de canto, de extremidade ou interno. Os esforços atuantes em cada um destes tipos de pilares dependem das excentricidades e são, respectivamente, a flexão oblíqua composta, flexão normal composta e a compressão centrada.

Em cada uma destas situações, os cálculos a serem impostos para o dimensionamento do elemento estrutural são diferentes. Tratando-se de um pré-dimensionamento, o método prevê que todos os pilares podem ser considerados como submetidos à compressão centrada, e as excentricidades são inseridas no cálculo por meio de coeficientes de majoração dos carregamentos. Os coeficientes são os seguintes: 1,8 para pilar interno, 2,2 para pilar de extremidade e 2,5 para pilar de canto.

No que se refere aos carregamentos considerados, Giongo (2005) cita que se deve considerar o peso próprio da estrutura em concreto armado, dos elementos de revestimento e da alvenaria de vedação, como também os carregamentos variáveis oriundos do uso da edificação. Para as lajes, adota-se um elemento fictício maciço de 17 cm de espessura, dimensão esta que abrange o volume das vigas, lajes e de um tramo do pilar em questão.

Tendo exemplificado todos os detalhes relevantes em relação ao método do autor para a realização do pré-dimensionamento, serão expostas abaixo as seções transversais dos pilares. Tais valores foram encontrados igualando as solicitações de cálculo com a resistência de cálculo do pilar. A taxa geométrica de armadura longitudinal considerada foi de 2%.

Tabela 6 – Seções transversais resultantes do pré-dimensionamento

Pilares	Posição	Dimensão		Área da seção transversal dos pilares (cm <sup>2</sup> )
		a (cm)	b (cm)	
<b>P1=P3=P10=P12</b>	Canto	40	54	8.640
<b>P2=P11</b>	Extremidade	40	78	6.240
<b>P4=P7=P6=P9</b>	Extremidade	40	86	13.760
<b>P5=P8</b>	Interno	40	115	9.200
				<b>37.840</b>

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 68)

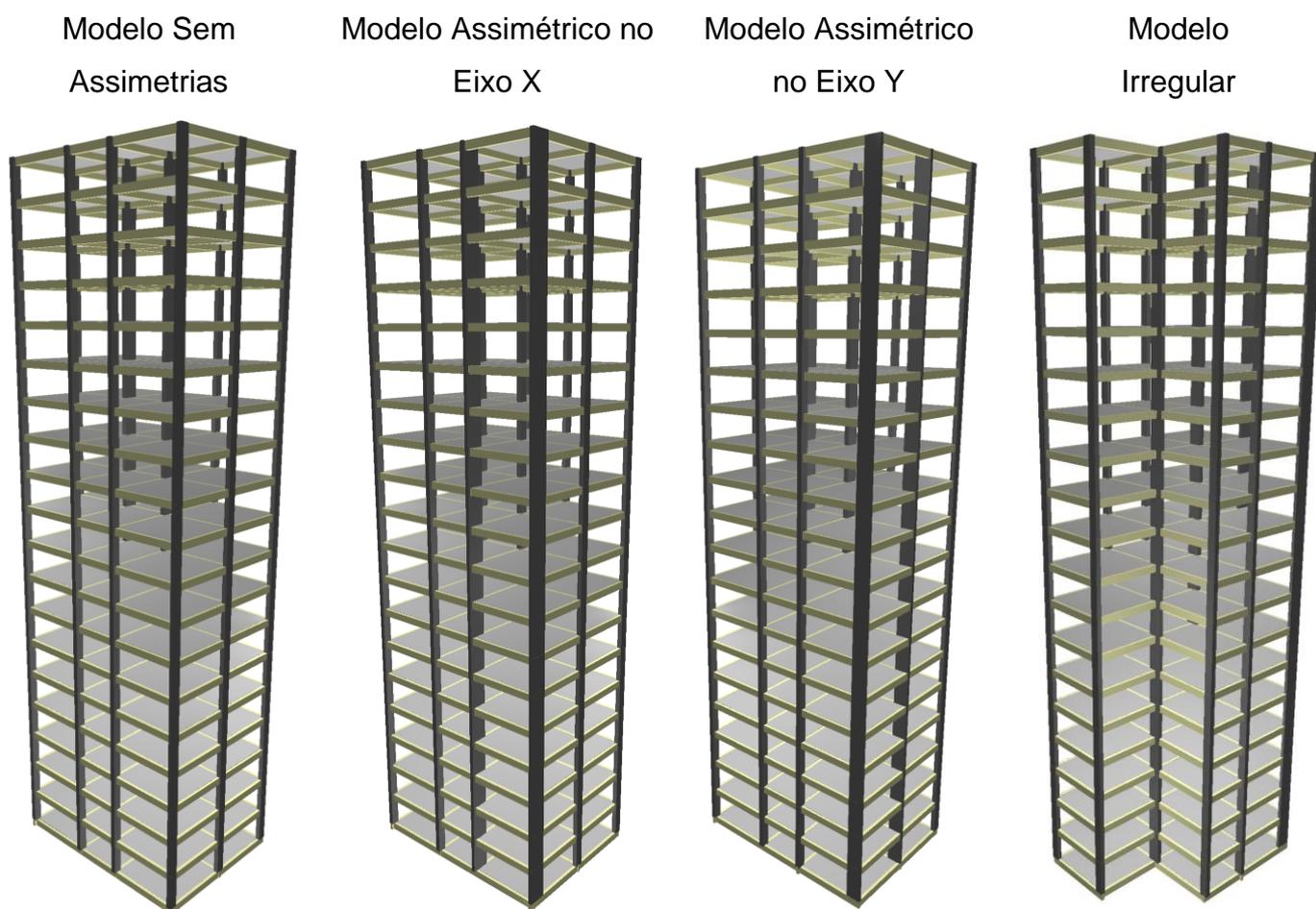
Por fim, foi realizado o processamento do modelo no Eberick 2021, onde foi definida a estrutura definitiva para a execução do trabalho realizado por Moser (2022) e que será utilizada neste estudo.

### 3.1.2 Apresentação dos modelos

Após a realização do pré-dimensionamento, foram determinados os modelos definitivos. A estrutura principal, resultado do processo descrito no tópico anterior, está apresentada como “Modelo sem assimetrias”. Os outros modelos são resultado de variações desta, por meio de alterações que serão descritas abaixo.

A Figura 25 apresenta os modelos utilizados para o presente estudo.

Figura 25 – Modelos estruturais propostos para o presente estudo



Fonte: Autor (2023)

Foram modelados para a realização do estudo edifícios de 20 pavimentos com pé direito de 3 metros, totalizando 60 metros de altura. Serão descritas, na Tabela 7, as dimensões dos elementos estruturais de cada um dos modelos.

Tabela 7 – Dimensões dos elementos estruturais de cada modelo, em cm

<b>Elementos Estruturais</b>	<b>Modelo Sem Assimetrias</b>	<b>Modelo Assimétrico no Eixo X</b>	<b>Modelo Assimétrico no Eixo Y</b>	<b>Modelo Irregular</b>	
<b>Vigas</b>	25x60	25x60	25x60	25x60	
<b>Espessura das Lajes</b>	15	15	15	15	
<b>Pilares</b>	<b>P1</b>	70x40	70x40	70x40	70x40
	<b>P2</b>	70x40	70x40	25x125	25x125
	<b>P3</b>	70x40	70x40	25x125	25x125
	<b>P4</b>	70x40	70x40	70x40	70x40
	<b>P5</b>	115x40	70x40	107x40	107x40
	<b>P6</b>	70x40	70x40	70x40	70x40
	<b>P7</b>	70x40	150x30	70x40	70x40
	<b>P8</b>	115x40	70x40	107x40	107x40
	<b>P9</b>	70x40	70x40	70x40	70x40
	<b>P10</b>	70x40	150x30	70x40	70x40
	<b>P11</b>	70x40	70x40	70x40	70x40
	<b>P12</b>	70x40	70x40	70x40	-

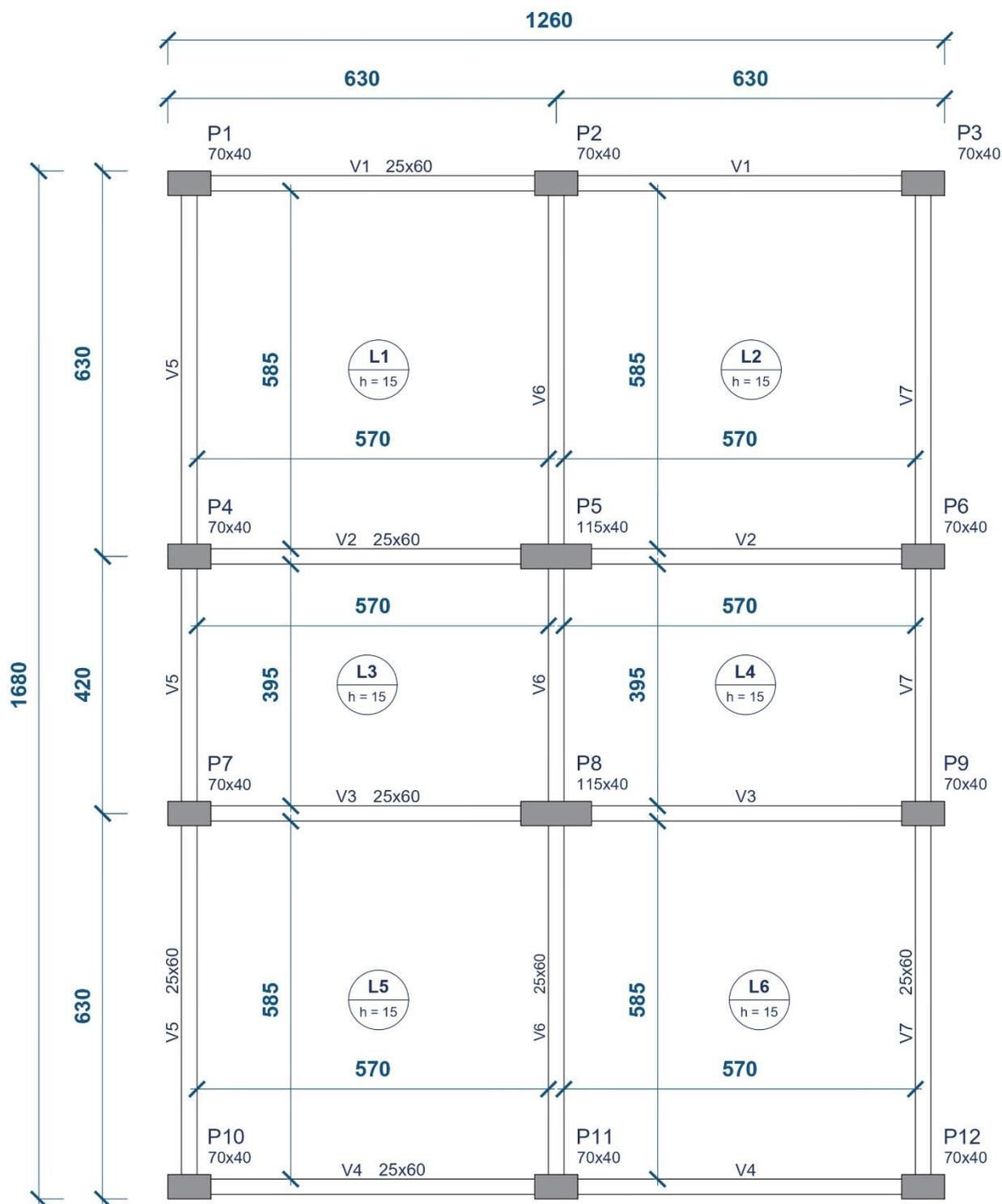
Fonte: Autor (2023)

Os modelos “sem assimetria”, “assimétrico no eixo x” e “assimétrico no eixo y” possuem 12 pilares, 7 vigas e 6 lajes, estando as dimensões dos mesmos acima apresentadas. Conforme poderá ser visto nas plantas baixas dos pavimentos, tais edifícios possuem geometrias externas idênticas, variando apenas as dimensões dos pilares e, conseqüentemente, a rigidez e o centro de torção dos pavimentos. A variação da rigidez das estruturas deu-se através da implantação de pilares-parede nos modelos assimétricos – tanto no eixo x, quanto no eixo y.

Por outro lado, o modelo irregular difere-se dos outros no que tange à geometria externa do mesmo. A laje L6 foi retirada deste modelo, assim como o pilar P12 e trechos das vigas V4 e V7, resultando em uma planta baixa de formato irregular, e não

mais retangular. Desta forma, haverá também influência da geometria externa do edifício na posição do centro de torção do pavimento, e não somente em função da rigidez dos elementos de contraventamento.

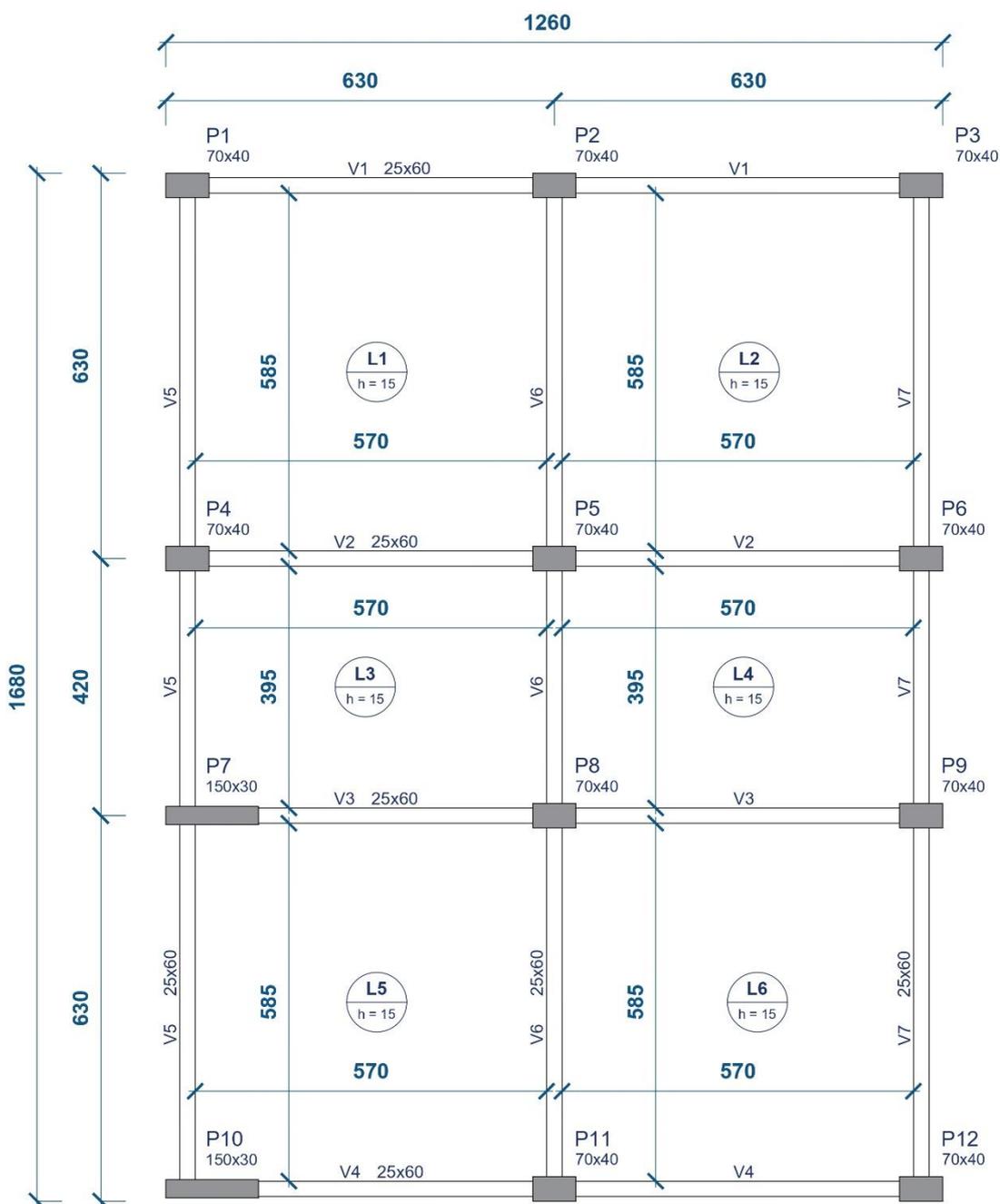
Figura 26 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo sem assimetrias



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 70)

Na Figura 27 consta a planta de forma do pavimento tipo do modelo assimétrico no eixo x. Observa-se que foram incluídos dois pilares-parede de 150x30 no lugar dos pilares P7 e P10. Desta forma, houve um aumento significativo da rigidez no eixo horizontal da edificação e, conseqüentemente, uma alteração do centro de torção. Os pilares P5 e P8 tiveram uma diminuição nas suas seções transversais visando a manutenção da área total dos pilares, utilizando o modelo sem assimetrias como referência.

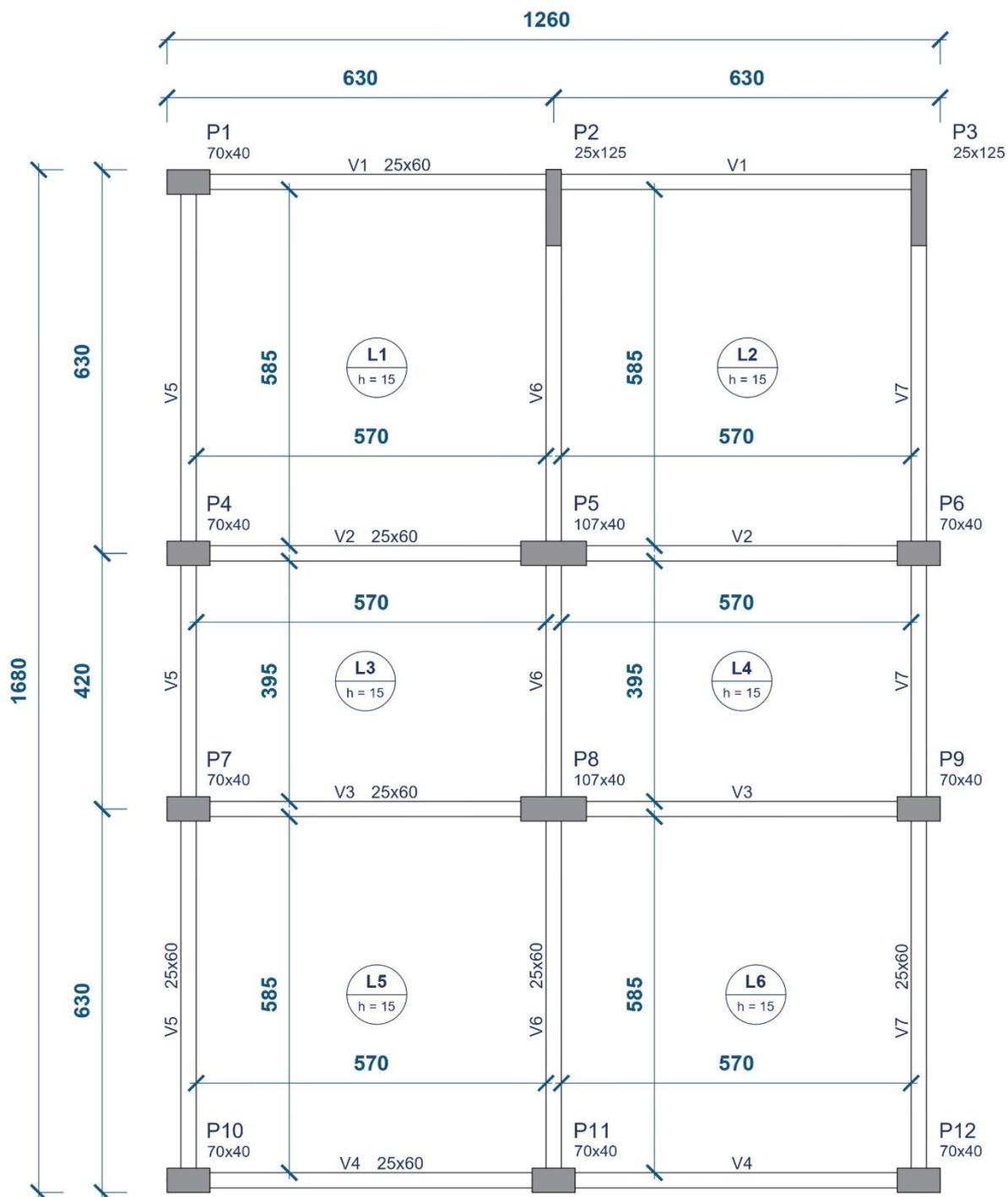
Figura 27 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo assimétrico no eixo x



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 70)

No modelo assimétrico no eixo y, apresentado abaixo, foi realizada uma alteração análoga a constante no modelo previamente exemplificado. Neste caso, houve a substituição dos pilares P2 e P3 por pilares-parede, de dimensões 125x25. Por conseguinte, tal mudança na disposição dos elementos de contraventamento resultou em uma nova rigidez e um novo centro de torção para o pavimento.

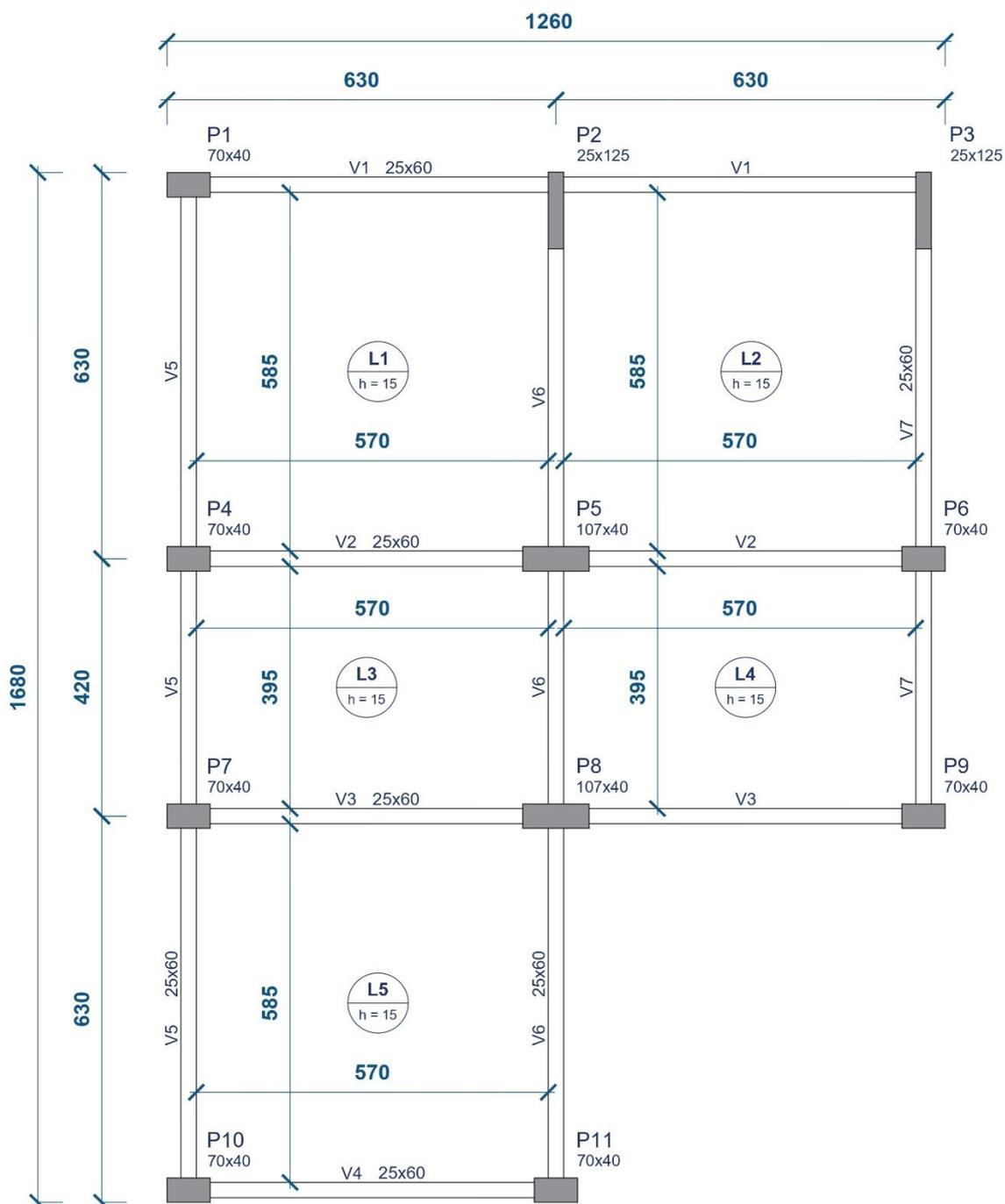
Figura 28 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo assimétrico em y



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 70)

Por fim, é apresentada a Figura 29, onde consta o modelo irregular. Neste modelo foram removidos os seguintes elementos estruturais: a laje L6, o pilar P12 e trechos das vigas V4 e V7. No que tange aos elementos remanescentes, a planta baixa do pavimento é idêntica à do modelo assimétrico no eixo y. Busca-se, através da idealização deste modelo, observar os impactos da implantação de uma estrutura com geometria externa irregular nos efeitos torcionais.

Figura 29 – Planta de forma do pavimento tipo do modelo irregular



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 70)

Os modelos propostos por Moser (2022) foram idealizados visando aumentar a probabilidade de se obter tendências no que tange ao comportamento estrutural, a partir da variação das assimetrias consideradas, sejam elas relacionadas à rigidez da estrutura, à geometria externa da edificação ou ao carregamento horizontal considerado. Abaixo está apresentada uma tabela com um resumo das estruturas no que se refere às assimetrias consideradas.

Tabela 8 – Características de assimetria dos modelos propostos

<b>Modelo</b>	<b>Sigla</b>	<b>Geometria externa</b>	<b>Rigidez estrutural</b>
<b>Sem assimetrias</b>	SA	Regular	Simétrico
<b>Assimétrico no eixo X</b>	AX	Regular	Assimétrico
<b>Assimétrico no eixo Y</b>	AY	Regular	Assimétrico
<b>Irregular</b>	IR	Irregular	Assimétrico

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 71)

### 3.2 MATERIAIS

Foram empregados os mesmos materiais em todos os modelos propostos. Os valores adotados para as características destes seguem as prescrições constantes na NBR 6118 (ANBT, 2014).

Tabela 9 – Características adotadas para o concreto e para o aço

<b>Concreto</b>	Peso específico	25	kN/m <sup>3</sup>
	Resistência à compressão (fck)	30	MPa
	Módulo de elasticidade inicial (Eci)	30.672	MPa
	Módulo de deformação secante (Ecs)	26.838	MPa
<b>Aço</b>	Tensão de escoamento (fyk)	CA-50	500 MPa
		CA-60	600 MPa
	Módulo de elasticidade	210	GPa
	Peso específico	78,5	kN/m <sup>3</sup>

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 72)

### 3.3 AÇÕES SOLICITANTES

De forma semelhante aos tópicos supracitados que compõem a metodologia até este determinado ponto, o levantamento das ações verticais e horizontais também já foi realizado no trabalho referência, porém julga-se relevante expô-lo de forma detalhada para a completa contextualização do estudo.

#### 3.3.1 Ações verticais

Estão englobadas nas ações verticais as cargas permanentes e as cargas variáveis, sendo estas as oriundas do uso da edificação. Composto as cargas permanentes foram contabilizados os seguintes carregamentos:

- a) Peso próprio dos elementos estruturais, determinado a partir do produto entre o volume dos mesmos e o peso específico do concreto armado;
- b) Revestimentos de forro e de piso. Para o revestimento de forro, foi adotado o item “Forro de gesso acartonado, incluindo estrutura de suporte” encontrado na Tabela 8 da NBR 6120 (ABNT, 2019). Já para o revestimento de piso, o item escolhido foi o “Revestimento de pisos de edifícios residenciais e comerciais”, localizado na Tabela 4 da mesma norma.
- c) Alvenaria de vedação. Conforme optado por Moser (2022), foram previstas cargas de alvenaria de vedação sobre todas as vigas dos pavimentos. O material considerado foi o “Bloco de cerâmica vazado” com espessura nominal de 14 cm e espessura de revestimento de 2 cm por face. O valor referente a este carregamento está disposto na Tabela 2 da NBR 6120 (ABNT, 2019).

Referente às cargas variáveis, as edificações foram consideradas de uso residencial, adotando-se o ambiente dormitório para todos os cômodos dos modelos, tendo em vista a simplificação destes. Os valores característicos nominais das cargas variáveis, para diferentes tipos de uso da edificação, podem ser encontrados na Tabela 10 da norma NBR 6120 (ANBT, 2019).

Na Tabela 10 estão indicadas as ações permanentes e acidentais utilizadas nos modelos, de acordo com os parâmetros utilizados por Moser (2022).

Tabela 10 – Cargas permanentes e variáveis adotadas nos modelos

<b>Cargas permanentes</b>	Peso próprio da laje (h = 15 cm)	3,75	kN/m <sup>2</sup>	
	Peso próprio das vigas (25 x 60 cm)	3,75	kN/m	
	Peso próprio dos pilares (40 x 115 x 300 cm)	34,50	kN	
	Revestimento piso de edifícios residenciais; e = 5 cm	1,0	1,25	kN/m <sup>2</sup>
	Forro de gesso acartonado com estrutura de suporte	0,25		
	Alvenaria; e = 14 cm (bloco) + 4 cm (revest.)	1,90	kN/m <sup>2</sup>	
<b>Cargas variáveis</b>	Sobrecarga de uso (Edifício residencial – Dormitórios)	1,50	kN/m <sup>2</sup>	

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 73)

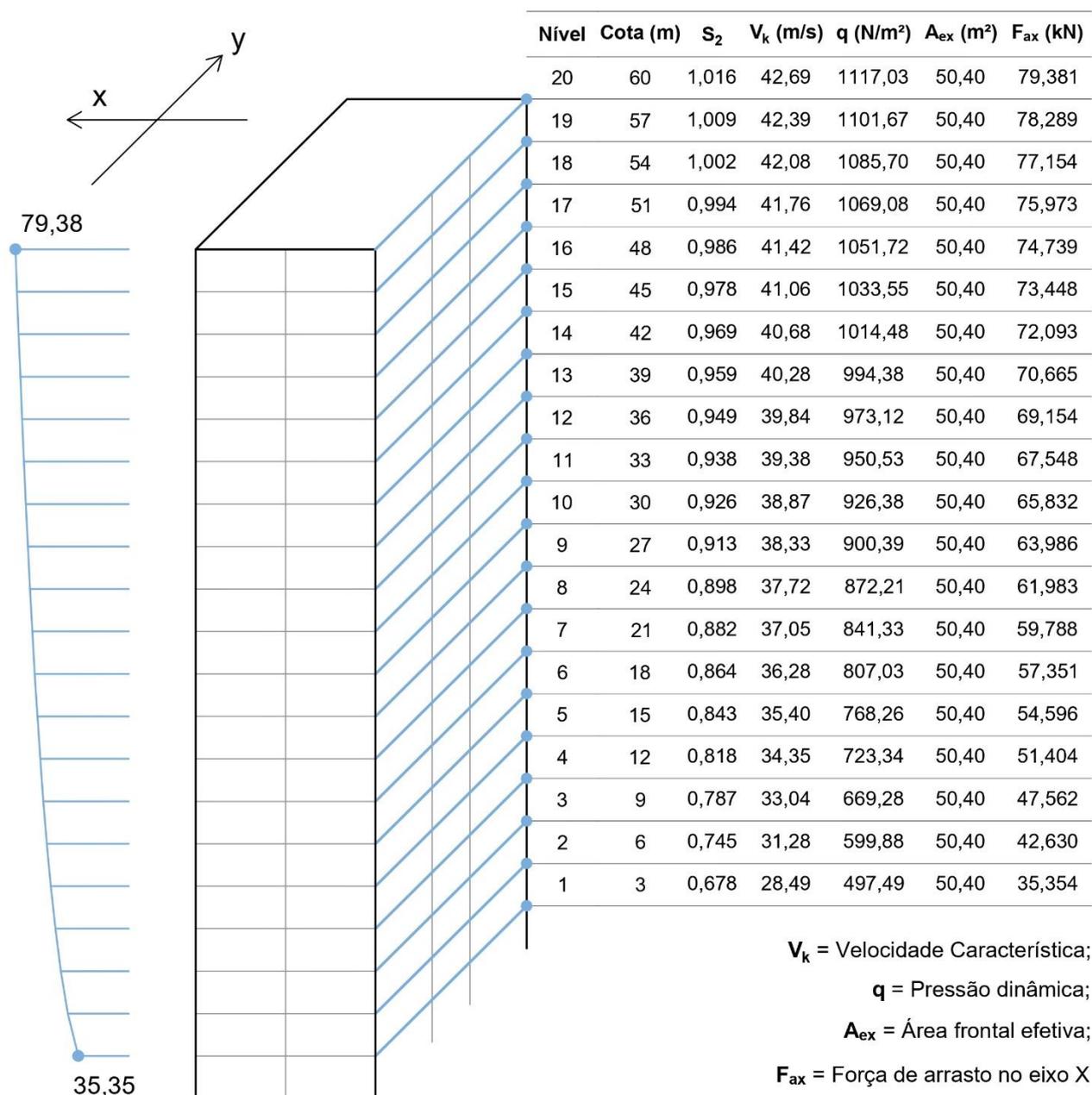
### 3.3.2 Ações horizontais

No que tange às ações horizontais, a única carga lateral considerada neste estudo foi a resultante da ação do vento. Desta forma, utilizou-se o procedimento prescrito pela norma NBR 6123 (ANBT, 1988), exemplificado no capítulo 2.1 do presente trabalho, para a determinação de tais esforços. Como parâmetros de entrada, Moser (2022) considerou a edificação de uso residencial como estando localizada em terreno plano, na cidade de Florianópolis - SC. Consultando o mapa de isopletas constantes na referida norma, chegou-se em uma velocidade básica do vento ( $V_0$ ) igual a 42 m/s.

Sabendo que a edificação é de uso residencial e de que a mesma está localizada em terreno plano, pode-se determinar que tanto o fator topográfico ( $S_1$ ) quanto o fator estatístico ( $S_3$ ) são iguais a 1,0. Posteriormente, encontrou-se o valor do fator  $S_2$ , o qual é função de duas variáveis: a rugosidade do terreno no entorno da edificação e as dimensões da mesma. A rugosidade considerada foi a de categoria IV, a qual representa um entorno composto por terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada. Finalmente, os últimos dois parâmetros determinados foram os coeficientes de arrasto – tanto no eixo X quanto no eixo Y – e que são os seguintes:  $C_{ax} = 1,41$  e  $C_{ay} = 1,29$ .

Em posse dos parâmetros supracitados, foi possível estabelecer a força de arrasto resultante da ação do vento que atua em cada um dos pavimentos da edificação. Abaixo consta a Figura 30, onde estão apresentados os respectivos valores para o vento em X. Na imagem, cada linha da tabela coincide com o pavimento onde tais esforços ocorrem e, à esquerda da representação do edifício, pode-se observar uma escala da magnitude destes.

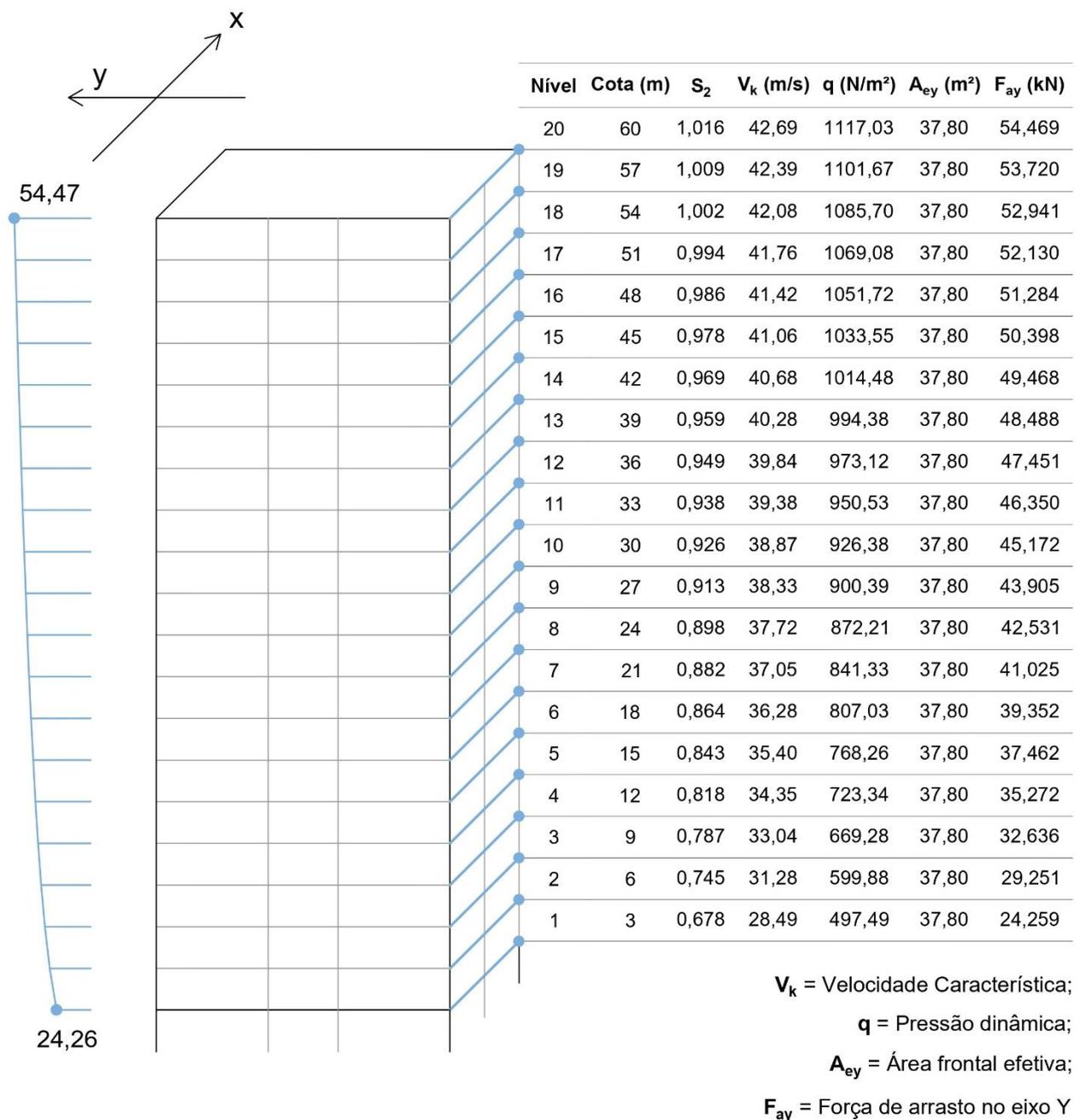
Figura 30 – Força de arrasto atuante em cada pavimento da edificação – vento em X



Fonte: Autor (2023)

A Figura 31 também apresenta os valores da força de arrasto encontrada em cada um dos pavimentos da edificação, porém desta vez considerando a incidência do vento em Y.

Figura 31 – Força de arrasto atuante em cada pavimento da edificação – vento em Y



Fonte: Autor (2023)

Visando a correta inserção das forças de arrasto no *software* TQS v24, as cargas de vento encontradas para cada pavimento serão divididas pela área de influência de cada um dos pórticos que compõem a fachada de incidência – importante

não confundir com as áreas de influência do método descrito no capítulo 3.1.1. O Eberick realiza tal divisão automaticamente, porém Moser (2022) optou por fazer o cálculo e a inserção dos dados de forma manual, procedimento este que também será adotado no presente trabalho. Abaixo constam as Equações (50) a (53), onde está apresentada a metodologia adotada utilizando o primeiro pavimento como exemplo, para ambas as direções de vento.

### Vento em X

$$F_{ax,n} = F_{ax,pav 1} * \frac{L_{AI,n}}{L_{tot,pav 1}}$$

$$F_{ax,1} = 35,35 * \frac{3,31}{16,80} = 6,87 \text{ kN}$$

$$F_{ax,2} = 35,35 * \frac{5,09}{16,80} = 10,71 \text{ kN}$$

$$F_{ax,1} = F_{ax,4}$$

$$F_{ax,2} = F_{ax,3}$$

### Vento em Y

$$F_{ay,n} = F_{ay,pav 1} * \frac{L_{AI,n}}{L_{tot,pav 1}} \quad (50)$$

$$F_{ay,1} = 24,26 * \frac{3,53}{12,60} = 6,79 \text{ kN} \quad (51)$$

$$F_{ay,2} = 24,26 * \frac{5,55}{12,60} = 10,69 \text{ kN} \quad (52)$$

$$F_{ay,3} = F_{ay,1} \quad (53)$$

Onde:

$F_{ax,n}$  e  $F_{ay,n}$  = força de arrasto para uma área de influência  $n$  qualquer;

$F_{ax,pav 1}$  e  $F_{ay,pav 1}$  = força de arrasto total no primeiro pavimento;

$L_{AI,n}$  = largura da área de influência do pórtico em análise;

$L_{tot,pav 1}$  = largura total da face onde a carga do vento incide, em planta.

De forma análoga ao processo exemplificado acima para o primeiro pavimento da estrutura, foram calculadas as forças de vento que atuam em cada um dos pórticos dos outros 19 pavimentos da edificação. Salienta-se que tais valores correspondem ao vento centralizado, o qual incide perpendicular e uniformemente nas fachadas, sem excentricidades.

Na Tabela 11, apresentada abaixo, pode-se consultar todos os resultados encontrados.

Tabela 11 – Carga de vento centralizado em cada um dos pórticos da estrutura

Nível	Cota (m)	Vento na direção X				Vento na direção Y		
		$F_{ax,1}$	$F_{ax,2}$	$F_{ax,3}$	$F_{ax,4}$	$F_{ay,1}$	$F_{ay,2}$	$F_{ay,3}$
20	60	15,652	24,039	24,039	15,652	15,238	23,992	15,238
19	57	15,436	23,708	23,708	15,436	15,029	23,662	15,029
18	54	15,213	23,364	23,364	15,213	14,811	23,319	14,811
17	51	14,980	23,007	23,007	14,980	14,584	22,962	14,584
16	48	14,736	22,633	22,633	14,736	14,347	22,589	14,347
15	45	14,482	22,242	22,242	14,482	14,099	22,199	14,099
14	42	14,215	21,832	21,832	14,215	13,839	21,789	13,839
13	39	13,933	21,399	21,399	13,933	13,565	21,358	13,565
12	36	13,635	20,942	20,942	13,635	13,275	20,901	13,275
11	33	13,319	20,455	20,455	13,319	12,967	20,416	12,967
10	30	12,980	19,936	19,936	12,980	12,637	19,897	12,637
9	27	12,616	19,377	19,377	12,616	12,283	19,339	12,283
8	24	12,221	18,770	18,770	12,221	11,899	18,734	11,899
7	21	11,789	18,105	18,105	11,789	11,477	18,071	11,477
6	18	11,308	17,367	17,367	11,308	11,009	17,334	11,009
5	15	10,765	16,533	16,533	10,765	10,480	16,501	10,480
4	12	10,135	15,567	15,567	10,135	9,868	15,536	9,868
3	9	9,378	14,403	14,403	9,378	9,130	14,375	9,130
2	6	8,405	12,910	12,910	8,405	8,183	12,884	8,183
1	3	6,971	10,706	10,706	6,971	6,787	10,686	6,787
Largura de Influência dos Pórticos	Vento na direção X				Vento na direção Y			
	$F_{ax,1}$	$F_{ax,2}$	$F_{ax,3}$	$F_{ax,4}$	$F_{ay,1}$	$F_{ay,2}$	$F_{ay,3}$	
	3,31	5,09	5,09	3,31	3,53	5,55	3,53	

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 80)

De acordo com o referencial teórico apresentado no decorrer do presente trabalho, uma das principais causas da ocorrência dos efeitos globais de torção nas estruturas é a incidência da carga de vento com excentricidades na fachada das

edificações. Para a introdução deste carregamento no estudo, necessita-se observar o exposto no capítulo 2.1 do referencial teórico, onde foram detalhados os critérios para a consideração dos efeitos de vizinhança nos cálculos, através das prescrições dadas pela NBR 6123 (ABNT, 1988). Segundo os parâmetros normativos, adota-se como regra a inserção da força de vento com uma excentricidade de 15% em relação ao eixo da fachada da edificação. Na tabela abaixo constam os resultados encontrados.

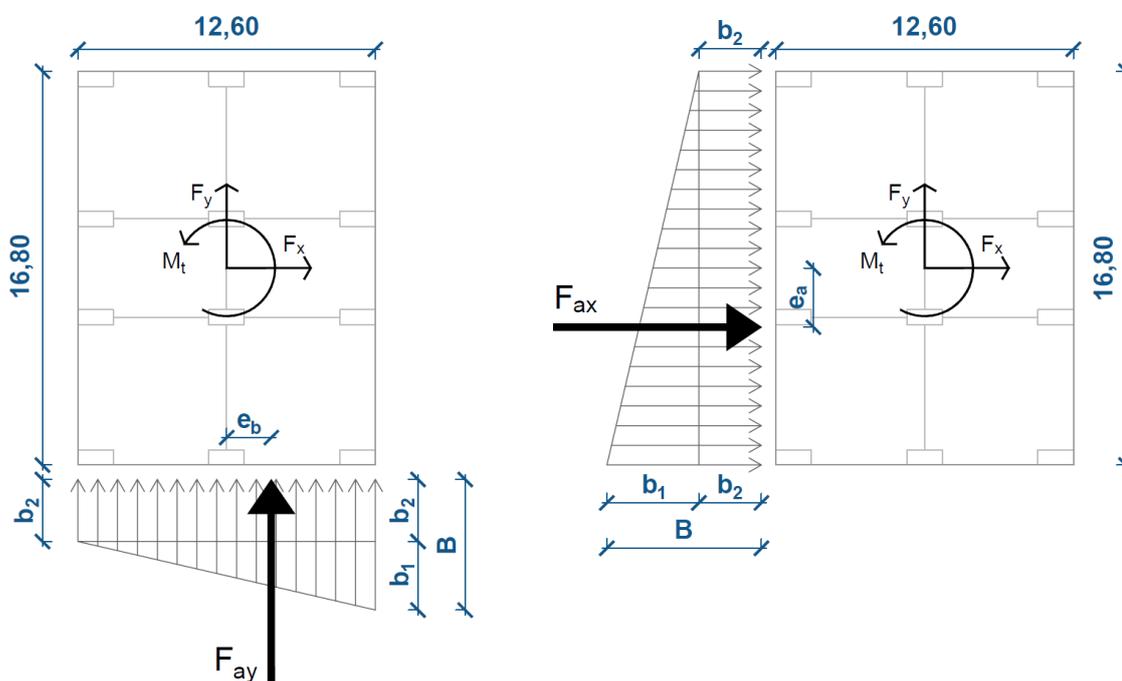
Tabela 12 – Excentricidades resultantes dos efeitos de vizinhança

Fachada	Cálculo da Excentricidade	Distância em Relação ao Eixo
<b>Lado Maior</b>	$e_a = 0,15a = 0,15 * 16,80$	$e_a = 2,52 \text{ m}$
<b>Lado Menor</b>	$e_b = 0,15b = 0,15 * 12,60$	$e_b = 1,89 \text{ m}$

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 81)

A norma mencionada acima também estabelece que tais excentricidades devem ser consideradas somente até a altura do topo das edificações situadas nas proximidades. Como se trata de uma estrutura hipotética e sem uma localização específica, considerou-se os efeitos das excentricidades ao longo de toda a altura do edifício. Na Figura 32 estão representadas as forças de arrasto com excentricidade.

Figura 32 – Cargas distribuídas trapezoidais e suas respectivas forças resultantes



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 82)

Visando a inclusão adequada dos efeitos da incidência do vento com excentricidade nas estruturas e a distribuição exata das parcelas que atuam em cada um dos pórticos, será introduzida no modelo uma carga distribuída trapezoidal, cujo centro de gravidade deverá coincidir com a excentricidade calculada acima – conforme exposto na Figura 32. Para isso, utilizar-se-á o método da determinação do baricentro de figuras compostas, o qual será exemplificado a seguir.

Neste exemplo serão estabelecidas quais são as dimensões da carga trapezoidal resultante da força de arrasto atuante no primeiro pavimento da estrutura, no eixo Y ( $F_{ay} = 24,26$  kN). De forma geral, o método faz o uso da equação (54) para encontrar qual é o centroide de uma figura composta:

$$\bar{x} = \frac{Q_y}{A} \quad (54)$$

Onde:

$\bar{x}$  = distância até o centro geométrico no eixo x;

$Q_y$  = momento de primeira ordem da superfície;

A = área da superfície da figura.

Tendo em vista que a posição em x do baricentro já é conhecida, adapta-se a equação e se obtêm a expressão abaixo:

$$Q_y = \bar{x} * A \quad (55)$$

$$Q_y = \left( \frac{12,60}{2} - 1,89 \right) * 24,26 = 106,99 \text{ cm}^3 \quad (56)$$

De modo que o objetivo da aplicação deste método no presente trabalho é a determinação da base maior e da base menor da carga distribuída trapezoidal, constitui-se uma equação onde  $Q_y$  é resultante da soma dos momentos de primeira ordem do retângulo e do triângulo – as figuras que compõem o trapézio. Tal procedimento gerou a expressão (57).

$$Q_y = Q_{y1} + Q_{y2} \quad (57)$$

$$106,99 = (A_1 * \bar{x}_1) + (A_2 * \bar{x}_2) \quad (58)$$

$$106,99 = \left( \left( \frac{b_1 * 12,60}{2} \right) * \left( \frac{12,60}{3} \right) \right) + \left( (b_2 * 12,60) * \left( \frac{12,60}{2} \right) \right) \quad (59)$$

$$106,99 = (26,46 * b_1) + (79,38 * b_2) \quad (60)$$

Onde:

$Q_{y1}$  = momento de primeira ordem da superfície do triângulo;

$Q_{y2}$  = momento de primeira ordem da superfície do retângulo;

$A_1$  = área do triângulo;

$A_2$  = área do retângulo;

$b_1$  = base do triângulo, conforme visto na Figura 32;

$b_2$  = base do retângulo, conforme visto na Figura 32.

Uma vez que a expressão (60) apresenta duas variáveis, torna-se necessária a aplicação de um sistema de equações para a determinação dos valores das incógnitas. Portanto, utilizar-se-á outra equação que contenha as mesmas variáveis para a definição dos seus respectivos valores, a qual está apresentada abaixo.

$$A = \frac{B + b}{2} * h \quad (61)$$

$$A = \frac{b_1 + b_2 + b_2}{2} * h \quad (62)$$

$$24,26 = \left( \frac{b_1}{2} + b_2 \right) * 12,60 \quad (63)$$

$$24,26 = (6,30 * b_1) + (12,60 * b_2) \quad (64)$$

Onde:

$A$  = área do trapézio;

$b_1$  = base do triângulo, conforme visto na Figura 32;

$b_2$  = base do retângulo, conforme visto na Figura 32.

B = base maior;

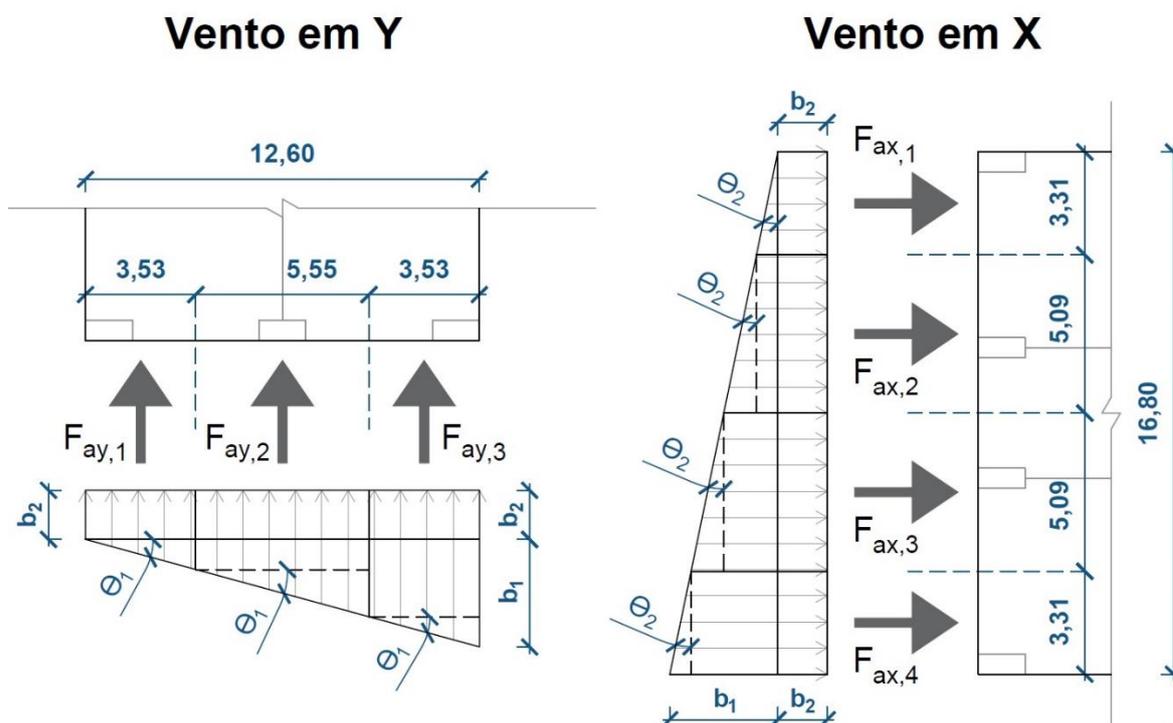
b = base menor.

Viabilizou-se, através da resolução do sistema de equações oriundo das expressões (60) e (64), a determinação dos valores de  $b_1$  e  $b_2$ , os quais são 3,466 e 0,193, respectivamente. De forma análoga ao procedimento descrito acima, definiu-se as cargas distribuídas trapezoidais das forças de arrasto de todos os pavimentos da edificação, em ambos os eixos de incidência de vento.

Finalmente, parte-se para a determinação das parcelas das forças de arrasto que atuam nas áreas de influência dos pórticos da estrutura – considerando o vento com excentricidade. Para tal, divide-se as cargas distribuídas trapezoidais de acordo com o exposto na Figura 33. Observa-se que estas divisões resultaram em figuras geométricas cujas áreas podem ser facilmente encontradas por meio da utilização de simples processos matemáticos, como as relações trigonométricas e a semelhança de triângulos.

Consta, abaixo, a figura supracitada com todos os dados necessários para a realização dos cálculos das áreas e, conseqüentemente, para a determinação das forças de arrasto atuantes em cada um dos pórticos da estrutura.

Figura 33 – Divisão das cargas distribuídas trapezoidais pelas áreas de influência



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 83 e 84)

Está apresentada, a seguir, a Tabela 13 com os valores das forças de arrasto encontradas para cada um dos pavimentos da estrutura, nas direções X e Y.

Tabela 13 – Carga de vento com excentricidade em cada um dos pórticos da estrutura

Nível	Cota (m)	Vento na direção X				Vento na direção Y		
		$F_{ax,1}$	$F_{ax,2}$	$F_{ax,3}$	$F_{ax,4}$	$F_{ay,1}$	$F_{ay,2}$	$F_{ay,3}$
20	60	4,343	17,487	30,590	26,961	5,361	23,992	25,116
19	57	4,283	17,247	30,170	26,590	5,287	23,662	24,771
18	54	4,221	16,997	29,732	26,204	5,210	23,319	24,441
17	51	4,156	16,736	29,277	25,803	5,130	22,962	24,038
16	48	4,089	16,465	28,802	25,384	5,047	22,589	23,647
15	45	4,018	16,180	28,304	24,946	4,960	22,199	23,239
14	42	3,944	15,882	27,782	24,486	4,868	21,789	22,810
13	39	3,866	15,567	27,232	24,001	4,772	21,358	22,358
12	36	3,783	15,234	26,649	23,487	4,670	20,901	21,880
11	33	3,695	14,880	26,030	22,942	4,562	20,416	21,372
10	30	3,601	14,502	25,369	22,359	4,446	19,897	20,829
9	27	3,500	14,096	24,658	21,732	4,321	19,339	20,245
8	24	3,391	13,654	23,886	21,052	4,186	18,734	19,611
7	21	3,271	13,171	23,040	20,306	4,038	18,071	18,917
6	18	3,137	12,634	22,101	19,479	3,873	17,334	18,146
5	15	2,987	12,027	21,039	18,543	3,687	16,501	17,274
4	12	2,812	11,324	19,809	17,459	3,471	15,536	16,264
3	9	2,602	10,478	18,329	16,154	3,212	14,375	15,049
2	6	2,332	9,391	16,428	14,479	2,879	12,884	13,488
1	3	1,934	7,788	13,624	12,008	2,387	10,686	11,186
Largura de Influência dos Pórticos		Vento na direção X				Vento na direção Y		
		$F_{ax,1}$	$F_{ax,2}$	$F_{ax,3}$	$F_{ax,4}$	$F_{ay,1}$	$F_{ay,2}$	$F_{ay,3}$
		3,31	5,09	5,09	3,31	3,53	5,55	3,53

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 86 e 87)

### 3.3.3 Combinação de ações

No que tange às combinações de ações, Moser (2022) optou por utilizar para o estado limite último (ELU) a combinação última normal e para o estado limite de serviço (ELS) a combinação frequente de serviço, respeitando as prescrições dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2018). Na Tabela 14, apresentada abaixo, pode-se verificar as ações consideradas nas combinações últimas normais e os seus componentes.

Tabela 14 – Ações consideradas nas combinações últimas normais

<b>Tipo de Ação</b>	<b>Descrição</b>
Ação permanente	Peso próprio da estrutura de concreto armado Elementos fixos (revestimentos e alvenaria)
Ação variável principal	Carga acidental (dormitórios em edifício residencial)
Ação variável secundária	Ação do vento

Fonte: Autor (2023)

Tais ações são majoradas pelo coeficiente de ponderação  $\gamma_g = 1,4$  e também se aplica um fator de redução  $\psi_0 = 0,6$  na ação variável secundária. Por fim, chega-se nas combinações últimas, expostas abaixo.

Tabela 15 – Combinações últimas normais consideradas para o ELU

<b>Combinações Últimas</b>		
<b>COMB1</b>	ELU VX+	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * V0)$
<b>COMB2</b>	ELU VY+	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * V90)$
<b>COMB3</b>	ELU VX-	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * V180)$
<b>COMB4</b>	ELU VY-	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * V270)$
<b>COMB5</b>	ELU VEPX+	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * VEP0)$
<b>COMB6</b>	ELU VEPY+	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * VEP90)$
<b>COMB7</b>	ELU VEPX-	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * VEP180)$
<b>COMB8</b>	ELU VEPY-	$1,4 * (PP + PERM) + 1,4 * (ACID + 0,6 * VEP270)$

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 89)

Onde:

PP = peso próprio;

PERM = Carga permanente;

ACID = Carga acidental principal;

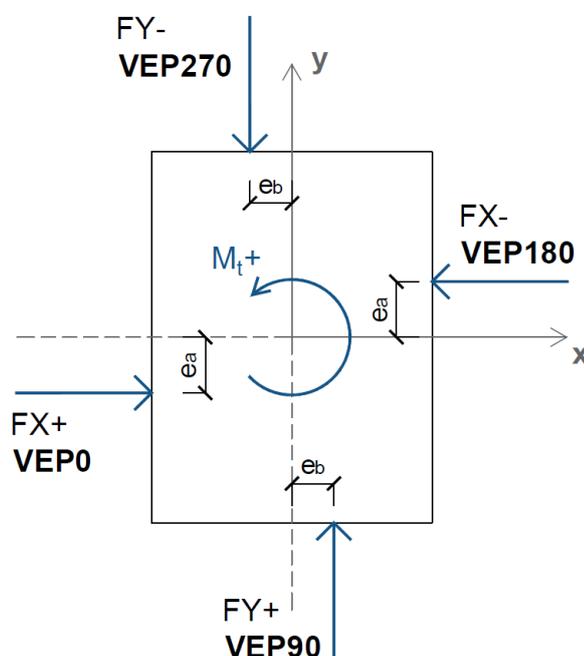
V0, V90, V180 e V270 = Vento centralizado atuando à 0°, 90°, 180° e 270°;

VEP0, VEP90, VEP180 e VEP270 = Vento com excentricidade gerador de momento torsor positivo, atuando à 0°, 90°, 180° e 270°;

Visando a adequada caracterização das ações variáveis secundárias, julgou-se imprescindível a apresentação da Figura 34. Nela, constam as direções de incidência das cargas de vento com excentricidade que resultam nos momentos torsores positivos.

É importante citar que Moser (2022) também realizou a modelagem das estruturas com a inclusão de carregamentos que resultavam em momentos torsores negativos, porém estes não foram considerados no presente trabalho. Tal escolha baseou-se no fato de que esta análise adicional não contribuiria de forma relevante para os objetivos deste estudo, não justificando o tempo despendido na inserção de todos os novos carregamentos no *software*.

Figura 34 – Direções de vento geradoras dos momentos torsores positivos



Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 90)

Em relação ao estado limite de serviço (ELS), serão avaliados os deslocamentos laterais e entre pavimentos, onde a ação variável principal a ser considerada para a combinação frequente de serviço é a da carga de vento. O fator de redução utilizado foi de  $\psi_0 = 0,3$ , aplicado às cargas variáveis, conforme prescrito pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Tabela 16, apresentada abaixo, constam tais combinações.

Tabela 16 – Combinações frequentes de serviço consideradas para o ELS

<b>Combinações de Serviço</b>		
<b>COMB1</b>	ELU VX+	$PP + PERM + 0,3 * V0 + 0,3 * ACID$
<b>COMB2</b>	ELU VY+	$PP + PERM + 0,3 * V90 + 0,3 * ACID$
<b>COMB3</b>	ELU VX-	$PP + PERM + 0,3 * V180 + 0,3 * ACID$
<b>COMB4</b>	ELU VY-	$PP + PERM + 0,3 * V270 + 0,3 * ACID$
<b>COMB5</b>	ELU VEPX+	$PP + PERM + 0,3 * VEP0 + 0,3 * ACID$
<b>COMB6</b>	ELU VEPY+	$PP + PERM + 0,3 * VEP90 + 0,3 * ACID$
<b>COMB7</b>	ELU VEPX-	$PP + PERM + 0,3 * VEP180 + 0,3 * ACID$
<b>COMB8</b>	ELU VEPY-	$PP + PERM + 0,3 * VEP270 + 0,3 * ACID$

Fonte: Adaptado de Moser (2022, p. 91)

### 3.4 CRITÉRIOS UTILIZADOS NA ANÁLISE

Este tópico é destinado à apresentação, de forma resumida, dos critérios empregados na análise objeto de estudo deste trabalho. A seguir serão apresentados cada um destes critérios, por meio de tópicos.

#### 3.4.1 Pórticos – vigas e pilares

a) Rigidez à torção e consideração da seção T:

Para as vigas, considerou-se apenas 15% da rigidez elástica à torção em decorrência dos efeitos da fissuração. Tal aproximação é recomendada pela NBR 6118 (ABNT, 2014). Na Figura 35 consta a configuração deste critério no TQS.

No que se refere aos pilares, Moser (2022) optou por fazer a análise de três situações distintas, sendo elas: (i) rigidez plena – 0% de redução; (ii) rigidez intermediária – 50% de redução; e (iii) redução quase total – diminuição de 85% da rigidez à torção dos pilares. Conforme citado pela autora, a decisão de analisar três situações distintas originou-se da falta de uma indicação normativa deste parâmetro.

De modo que a variação da rigidez à torção dos pilares não é determinante para que os objetivos do presente trabalho sejam alcançados, adotar-se-á uma redução única de 50%. Optou-se por este valor pelo fato de ser a alternativa intermediária entre as disponíveis.

Por fim, não foi considerada a mesa colaborante nas seções das vigas do pórtico espacial, critério representado pelo item “Seção T” no TQS v24.

Figura 35 – Critérios referente a rigidez à torção das vigas e a seção T

The image shows a software configuration window with the following settings:

- Seção T:** Considera seção T  Sim  Não
- Torção:**
  - Divisor p/ vigas SEM predominância de torção:  $I = I_t /$
  - Divisor p/ vigas COM predominância de torção:  $I = I_t /$

Fonte: TQS v24

#### b) Rigidez lateral:

O efeito de diafragma rígido em uma estrutura é essencial para que a edificação resista aos esforços solicitantes provenientes, principalmente, das ações laterais. Tal característica permite que a estrutura distribua os respectivos esforços para todos os elementos de contraventamento de forma simultânea, ampliando consideravelmente a rigidez global do sistema.

No modelo IV do *software* TQS, há somente a modelagem dos elementos lineares, sendo estes os pilares e as vigas. Desta forma, considera-se um valor de rigidez lateral alta, cujo intuito é majorar a rigidez lateral da edificação para simular o efeito de diafragma rígido. No TQS, tal critério foi configurado da forma exposta na Figura 36.

Figura 36 – Simulação do diafragma rígido no software TQS

**Rigidez lateral**

*i* Considera rigidez lateral alta  Em vigas com laje  Em todas as vigas

*i* Valor da rigidez lateral alta  Multiplicador da rigidez  Valor fixo

*i* Mutiplicador da rigidez lateral  ?

*i* Valor fixo da rigidez lateral  m<sup>4</sup>

Fonte: TQS v24

## c) Ligação viga-pilar:

Não foi realizada a flexibilização das ligações viga-pilar, conforme o exposto na Figura 37. Além disso, considerou-se o fator de engastamento parcial igual a 1, isto é, foi considerado como totalmente engastado. Por fim, cita-se que foram utilizados trechos rígidos em todas as ligações entre vigas e pilares, de acordo com as prescrições da NBR 6118 (ABNT, 2014).

Figura 37 – Critério referente a flexibilização da ligação viga-pilar

Flexibiliza ligações viga-pilar  Não  Sim

Divisor do coeficiente de mola [REDMOL]  ?

Multiplicador da largura da viga [LEPMOL]  ?

Fonte: TQS v24

Figura 38 – Fator de engastamento parcial das vigas

**Engaste parcial**

*i* Fator de engastamento parcial [ENGVIG]

Fonte: TQS v24

d) Demais critérios relevantes (Tabela 17):

Tabela 17 – Demais critérios utilizados de pórticos – vigas e pilares

<b>Deformação por cisalhamento</b>	Não considerada
<b>Vinculação na base da estrutura</b>	Pilares foram considerados engastados na base da estrutura

Fonte: Autor (2023)

### 3.4.2 Critérios gerais de pórtico para o estado limite último (ELU) e para o estado limite de serviço (ELS)

Os critérios gerais de pórtico para ambos estados limites que serão expostos abaixo são relativos à consideração da não linearidade física dos materiais. Optou-se por expor resumidamente os dados através da Tabela 18, apresentada abaixo.

Importante salientar que os procedimentos utilizados para a consideração da não linearidade física foram os detalhados no tópico 2.3.1, os quais seguem as prescrições dadas pela NBR 6118 (ABNT, 2014).

Tabela 18 – Não linearidade física para os estados limites último e de serviço

<b>Consideração da Não Linearidade Física</b>	
<b>Estado Limite Último (ELU)</b>	
$E_{ci}$	30.672 Mpa
Vigas = $0,40 * E_{cs}$	11.962 Mpa
Lajes = $0,30 * E_{cs}$	8.895 Mpa
Pilares = $0,80 * E_{cs}$	23.617 Mpa
<b>Estado Limite de Serviço (ELS)</b>	
$E_{cs}$	26.838 Mpa
Vigas = $1,00 * E_{cs}$	26.838 Mpa
Lajes = $1,00 * E_{cs}$	26.838 Mpa
Pilares = $1,00 * E_{cs}$	26.838 Mpa

Fonte: Autor (2023)

## 4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Serão apresentados, no presente capítulo, os resultados encontrados por meio da aplicação da metodologia supracitada e da interpretação do referencial teórico exposto no capítulo 2. Analisar-se-ão tais resultados com o intuito de alcançar, por fim, os objetivos propostos inicialmente.

### 4.1 LOCALIZAÇÃO DO CENTRO DE TORÇÃO (CT) DOS MODELOS

Para que o cálculo do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  seja viabilizado, necessita-se inicialmente localizar o centro de torção das edificações propostas. Com este intuito, utilizou-se o método gráfico introduzido por Franco (2003) para a determinação do CT, estando o mesmo apresentado no capítulo 2.2.2.2 do presente estudo. A disponibilidade de ferramentas computacionais de cálculo estrutural tornou a aplicação deste método simples e eficaz, principalmente no que tange à obtenção dos deslocamentos horizontais da estrutura. Será descrito, a seguir, o procedimento realizado através do *software* TQS para a determinação do CT.

Conforme citado na fundamentação teórica, o respectivo método requer que a edificação esteja submetida à torção pura, única e exclusivamente. Desta forma, após a modelação dos edifícios, incluiu-se um binário de forças em cada um dos pavimentos dos modelos, sendo este representado por duas cargas concentradas de 1 tf, com sentidos opostos e aplicadas nos pilares P3 e P10 da estrutura. Tais carregamentos resultaram em um momento de torção de 16,40 tf.m por pavimento, e de 344,40 tf.m ao todo.

Visando a correta consideração destas cargas no processamento global da estrutura, criou-se um caso de carregamento adicional, composto somente pelo binário de forças supracitado. Posteriormente, adicionou-se o respectivo caso à uma nova combinação de ações para a verificação quanto ao ELS, cuja composição contemplava apenas o referido caso adicional.

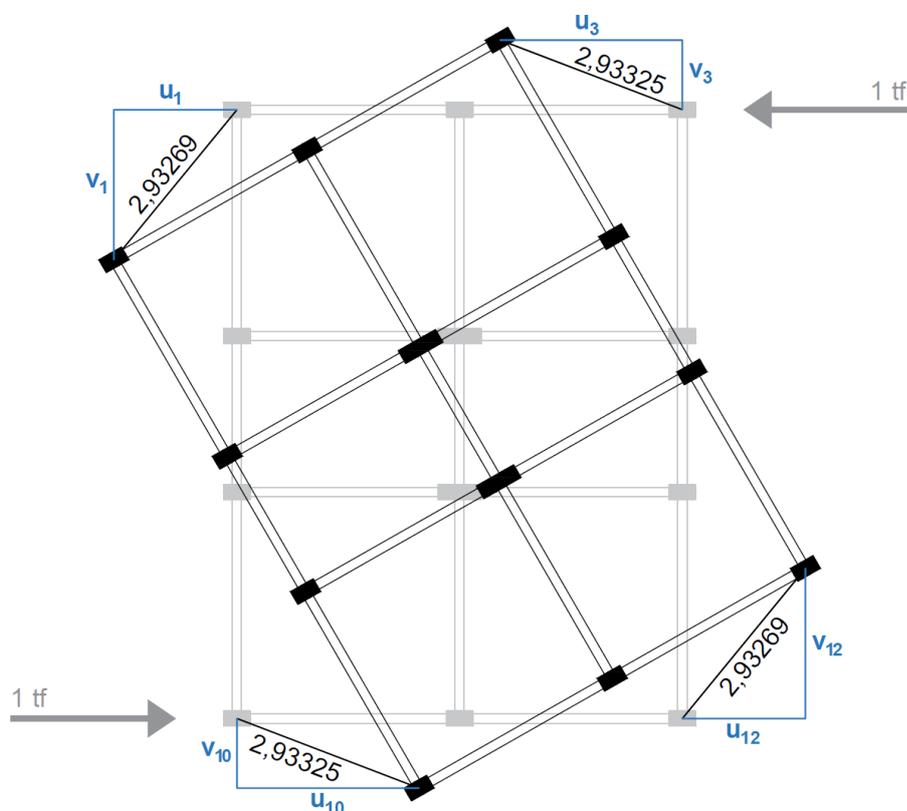
Por fim, realizou-se o processamento global dos quatro modelos propostos e obteve-se os deslocamentos horizontais oriundos somente da rotação da estrutura, assim como suas componentes nos eixos x e y. A seguir, serão apresentados os deslocamentos encontrados para cada um dos modelos, como também o restante da resolução do método e, finalmente, o centro de torção das edificações.

#### 4.1.1 Modelo SA

Inicialmente, realizou-se o cálculo do centro de torção do modelo sem assimetrias. Optou-se por iniciar por este edifício pelo fato deste não possuir nenhum tipo de assimetria – tanto geométrica quanto de rigidez. Desta forma, sabe-se que o centro de torção deste modelo estará localizado exatamente no seu centro geométrico, o qual é facilmente determinado. Esta condição torna este edifício ideal para aferir se o método está sendo corretamente empregado.

A Figura 39, apresentada abaixo, exibe os deslocamentos horizontais dos pilares P1, P3, P10 e P12, encontrados por meio do processamento global realizado pelo *software* TQS. Julga-se relevante citar que a rotação aplicada ao pavimento na representação abaixo foi realizada de forma aleatória.

Figura 39 – Deslocamentos horizontais do modelo SA oriundos de torção pura (cm)



Fonte: Autor (2023)

Para viabilizar o cálculo do centro de torção, necessita-se encontrar as componentes x e y dos deslocamentos dos pilares, representadas na Figura 39 por  $u_n$  e  $v_n$ . A seguir, consta a Tabela 19, onde estão apresentados estes valores para os quatro pilares considerados.

Tabela 19 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo SA

Pilares	Deslocamentos horizontais (cm)		
	Componente X	Componente Y	Total
<b>P1</b>	-2,37339	-1,72224	2,93269
<b>P3</b>	-2,37408	1,72226	2,93325
<b>P10</b>	2,37408	-1,72226	2,93325
<b>P12</b>	2,37339	1,72224	2,93269

Fonte: Autor (2023)

Em posse dos valores das componentes dos deslocamentos horizontais, pode-se proceder para a aplicação das fórmulas que resultarão nas coordenadas finais do centro de torção do modelo. Conforme demanda o método, foram escolhidos dois pilares para a execução do procedimento, sendo eles o P1 e o P3, cuja distância entre o centro geométrico deles é de 11,90 metros.

Abaixo, está exposta a resolução do método e as coordenadas encontradas para o centro de torção do modelo.

$$\theta_1 = \arctg \left( \frac{u_1}{v_1} \right) \qquad \theta_3 = \arctg \left( \frac{u_3}{v_3} \right) \qquad (65)$$

$$\theta_1 = \arctg \left( \frac{2,37339}{1,72224} \right) \qquad \theta_3 = \arctg \left( \frac{2,37408}{1,72226} \right) \qquad (66)$$

$$\theta_1 = 0,943065 \qquad \theta_3 = 0,943198 \qquad (67)$$

Incluindo a distância entre o centro geométrico dos pilares P1 e P3, representada pela componente  $c$ , tem-se:

$$\text{sen}\theta_1 = 0,809362 \qquad \text{sen}\theta_3 = 0,809440 \qquad (68)$$

$$\text{cos}\theta_1 = 0,587310 \qquad \text{cos}\theta_3 = 0,587203 \qquad (69)$$

$$a = \frac{c * \text{sen}\theta_3}{(\text{cos}\theta_1 * \text{sen}\theta_3) + (\text{sen}\theta_1 * \text{cos}\theta_3)} \qquad (70)$$

$$a = \frac{1190 * 0,809440}{(0,587310 * 0,809440) + (0,809362 * 0,587203)} = 1013,24 \text{ cm} \qquad (71)$$

Sabendo que o valor de  $a$  corresponde a 1013,24 cm, pode-se prosseguir para a determinação de  $X_{CT}$  e  $Y_{CT}$ . Para isso, utilizar-se-á o pilar P1 de referência, cujo centro geométrico localiza-se nas coordenadas  $X_{CG,P1} = 35$  cm e  $Y_{CG,P1} = 1660,00$  cm. Por fim, obtêm-se as coordenadas do centro de torção da edificação.

$$X_{CT} = X_{CG,P1} + a * \cos\theta_1 \quad (72)$$

$$X_{CT} = 35 + 1013,24 * 0,587310 = \mathbf{630,083 \text{ cm}} \quad (73)$$

$$Y_{CT} = Y_{CG,P1} - a * \sin\theta_1 \quad (74)$$

$$Y_{CT} = 1660,00 - 1013,24 * 0,809362 = \mathbf{839,926 \text{ cm}} \quad (75)$$

Tem-se, portanto, que as coordenadas do CT deste modelo são  $X_{CT} = 630,083$  e  $Y_{CT} = 839,926$ , valores estes muito próximos aos do centro geométrico da edificação, indicando que a aplicação do método se deu de forma correta.

Abaixo, consta uma tabela com um resumo dos dados e resultados mais relevantes do cálculo.

Tabela 20 – Resultados do cálculo do CT do modelo SA, pilares P1 e P3

	<b>P1</b>		<b>P3</b>
<b>u<sub>1</sub></b>	2,37339 cm	<b>u<sub>3</sub></b>	2,37408 cm
<b>v<sub>1</sub></b>	1,72224 cm	<b>v<sub>3</sub></b>	1,72226 cm
<b>θ<sub>1</sub></b>	0,943065 rad	<b>θ<sub>3</sub></b>	0,943198 rad
<b>senθ<sub>1</sub></b>	0,809362	<b>senθ<sub>3</sub></b>	0,809440
<b>cosθ<sub>1</sub></b>	0,587310	<b>cosθ<sub>3</sub></b>	0,587203
<b>c</b>			1190,00 cm
<b>a</b>			1013,24 cm
<b>X<sub>CG,P1</sub></b>			35,00 cm
<b>Y<sub>CG,P1</sub></b>			1660,00 cm
<b>X<sub>CT</sub></b>	630,083 cm	<b>Erro</b>	0,013%
<b>Y<sub>CT</sub></b>	839,926 cm	<b>Erro</b>	0,009%

Fonte: Autor (2023)

Visando corroborar a precisão do cálculo realizado, optou-se por determinar o centro de torção da edificação utilizando outro conjunto de pilares, o P1 e o P10. Considerando que estes pilares estão alinhados de forma ortogonal em relação aos utilizados anteriormente, necessita-se alterar o cálculo no que tange à determinação do ângulo  $\theta_n$ , invertendo os catetos dentro da divisão. Exceto pelo exposto abaixo, o cálculo ocorre como demonstrado previamente.

$$\theta_1 = \arctg \left( \frac{v_1}{u_1} \right) \qquad \theta_{10} = \arctg \left( \frac{v_{10}}{u_{10}} \right) \qquad (76)$$

O resumo do cálculo consta na Tabela 21.

Tabela 21 – Resultados do cálculo do CT do modelo SA, pilares P1 e P10

	<b>P1</b>		<b>P10</b>
<b>u<sub>1</sub></b>	2,37339 cm	<b>u<sub>10</sub></b>	2,37408 cm
<b>v<sub>1</sub></b>	1,72224 cm	<b>v<sub>10</sub></b>	1,72226 cm
<b>θ<sub>1</sub></b>	0,627731 rad	<b>θ<sub>10</sub></b>	0,627599 rad
<b>senθ<sub>1</sub></b>	0,587310	<b>senθ<sub>10</sub></b>	0,587203
<b>cosθ<sub>1</sub></b>	0,809362	<b>cosθ<sub>10</sub></b>	0,809440
<b>c</b>			1640,00 cm
<b>a</b>			1013,00 cm
<b>X<sub>CG,P1</sub></b>			35,00 cm
<b>Y<sub>CG,P1</sub></b>			1660,00 cm
<b>X<sub>CT</sub></b>	629,838 cm	<b>Erro</b>	0,026%
<b>Y<sub>CT</sub></b>	840,036 cm	<b>Erro</b>	0,004%

Fonte: Autor (2023)

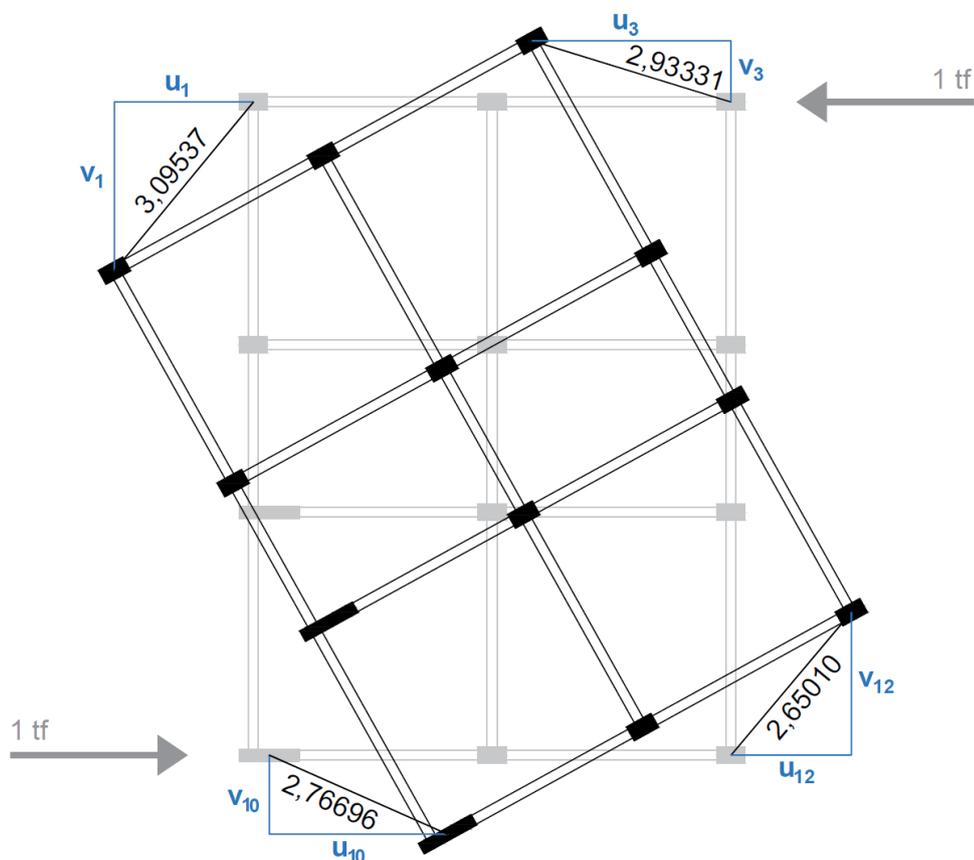
Novamente, as coordenadas do centro de torção ficaram muito próximas às do centro geométrico da edificação, comprovando a eficácia do método. O maior erro em ambas as situações ocorreu no eixo X, não sendo a ocorrência deste facilmente explicada. No geral, a existência de erros deriva do fato da consideração de deslocamentos perpendiculares ao raio que liga os pontos considerados ao CT. Como apresentado na Figura 9, é comprovado que o ângulo entre estes dois segmentos não é reto, mas sim secante à trajetória da rotação.

#### 4.1.2 Modelo AX

Possibilitou-se comprovar, por meio do cálculo do centro de torção do modelo sem assimetrias geométricas e de rigidez, que o método está sendo empregado de forma adequada. Portanto, procedeu-se para a determinação do CT das edificações assimétricas, sendo a primeira delas o modelo com assimetria de rigidez no eixo X – esta sendo gerada a partir da inclusão de dois pilares-parede na posição dos pilares P7 e P10.

A seguir, de forma análoga ao modelo previamente apresentado, consta a Figura 40, onde estão expostos os deslocamentos horizontais dos pilares P1, P3, P10 e P12 no último pavimento da edificação, obtidos por meio do processamento global realizado pelo *software* TQS.

Figura 40 – Deslocamentos horizontais do modelo AX oriundos de torção pura (cm)



Fonte: Autor (2023)

Na Tabela 22, estão apresentadas as componentes nos eixos X e Y dos deslocamentos horizontais acima apresentados.

Tabela 22 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo AX

Pilares	Deslocamentos horizontais (cm)		
	Componente X	Componente Y	Total
<b>P1</b>	-2,49437	-1,83242	3,09537
<b>P3</b>	-2,49512	1,54160	2,93331
<b>P10</b>	2,15634	-1,73337	2,76696
<b>P12</b>	2,15514	1,54160	2,65010

Fonte: Autor (2023)

Por fim, em posse das componentes  $u$  e  $v$  de cada um dos pilares considerados, pode-se prosseguir para o cálculo do centro de torção do modelo AX. Neste caso, será determinado o CT da edificação somente uma vez, tendo em vista que não há necessidade de comprovar novamente a eficácia do método. Desta forma, optou-se por utilizar os pilares P1 e P3 para a realização dos cálculos.

O resumo dos resultados mais importantes para a determinação do centro de torção do referido modelo consta na Tabela 23.

Tabela 23 – Resultados do cálculo do CT do modelo AX, pilares P1 e P3

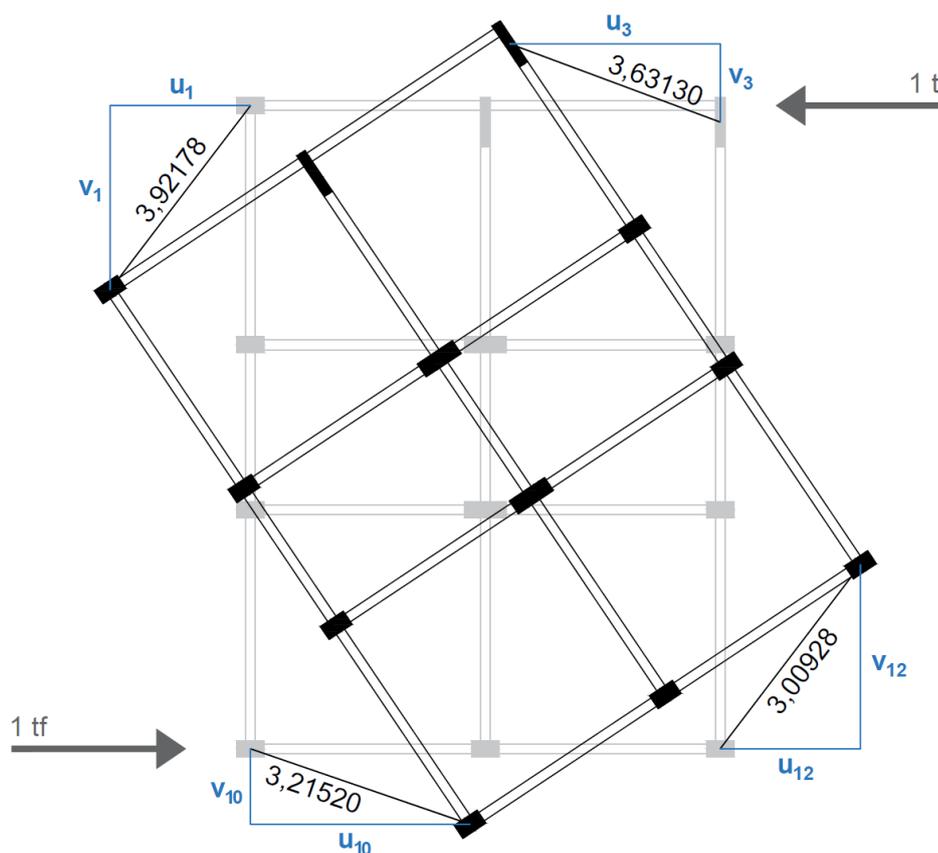
	<b>P1</b>		<b>P3</b>
<b><math>u_1</math></b>	2,49437 cm	<b><math>u_3</math></b>	2,49512 cm
<b><math>v_1</math></b>	1,83242 cm	<b><math>v_3</math></b>	1,54160 cm
<b><math>\theta_1</math></b>	0,937210 rad	<b><math>\theta_3</math></b>	1,017358 rad
<b><math>\text{sen}\theta_1</math></b>	0,805909	<b><math>\text{sen}\theta_3</math></b>	0,850722
<b><math>\text{cos}\theta_1</math></b>	0,592039	<b><math>\text{cos}\theta_3</math></b>	0,525615
<b><math>c</math></b>			1190,00 cm
<b><math>a</math></b>			1091,78 cm
<b><math>X_{CG,P1}</math></b>			35,00 cm
<b><math>Y_{CG,P1}</math></b>			1660,00 cm
<b><math>X_{CT}</math></b>	681,374 cm	<b>Erro</b>	n/s
<b><math>Y_{CT}</math></b>	780,127 cm	<b>Erro</b>	n/s

Fonte: Autor (2023)

### 4.1.3 Modelo AY

Os deslocamentos horizontais dos pilares P1, P3, P10 e P12 do modelo AY estão apresentados na Figura 41. Conforme apresentado no capítulo da metodologia, este modelo também possui assimetria de rigidez, porém desta vez no eixo Y – por meio da inclusão de dois pilares-parede na posição dos pilares P2 e P3.

Figura 41 – Deslocamentos horizontais do modelo AY oriundos de torção pura (cm)



Fonte: Autor (2023)

Tabela 24 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo AY

Pilares	Deslocamentos horizontais (cm)		
	Componente X	Componente Y	Total
<b>P1</b>	-3,25296	-2,19052	3,92178
<b>P3</b>	-3,10822	1,87757	3,63130
<b>P10</b>	2,35340	-2,19049	3,21520
<b>P12</b>	2,35276	1,87707	3,00928

Fonte: Autor (2023)

Na Tabela 24 foram apresentados as componentes nos eixos X e Y dos deslocamentos horizontais observados neste modelo. Repetindo o procedimento realizado no modelo AX, optou-se por determinar o centro de torção do modelo AY utilizando somente um conjunto de pilares, composto por P1 e P3. Os resultados mais relevantes, assim como o CT encontrado, constam na tabela abaixo.

Tabela 25 – Resultados do cálculo do CT do modelo AY, pilares P1 e P3

<b>P1</b>		<b>P3</b>	
<b>u<sub>1</sub></b>	3,25296 cm	<b>u<sub>3</sub></b>	3,10822 cm
<b>v<sub>1</sub></b>	2,19052 cm	<b>v<sub>3</sub></b>	1,87757 cm
<b>θ<sub>1</sub></b>	0,978152 rad	<b>θ<sub>3</sub></b>	1,027392 rad
<b>senθ<sub>1</sub></b>	0,829466	<b>senθ<sub>3</sub></b>	0,855954
<b>cosθ<sub>1</sub></b>	0,558557	<b>cosθ<sub>3</sub></b>	0,517053
<b>c</b>			1190,00 cm
<b>a</b>			1123,06 cm
<b>X<sub>CG,P1</sub></b>			35,00 cm
<b>Y<sub>CG,P1</sub></b>			1660,00 cm
<b>X<sub>CT</sub></b>	662,290 cm	<b>Erro</b>	n/s
<b>Y<sub>CT</sub></b>	728,463 cm	<b>Erro</b>	n/s

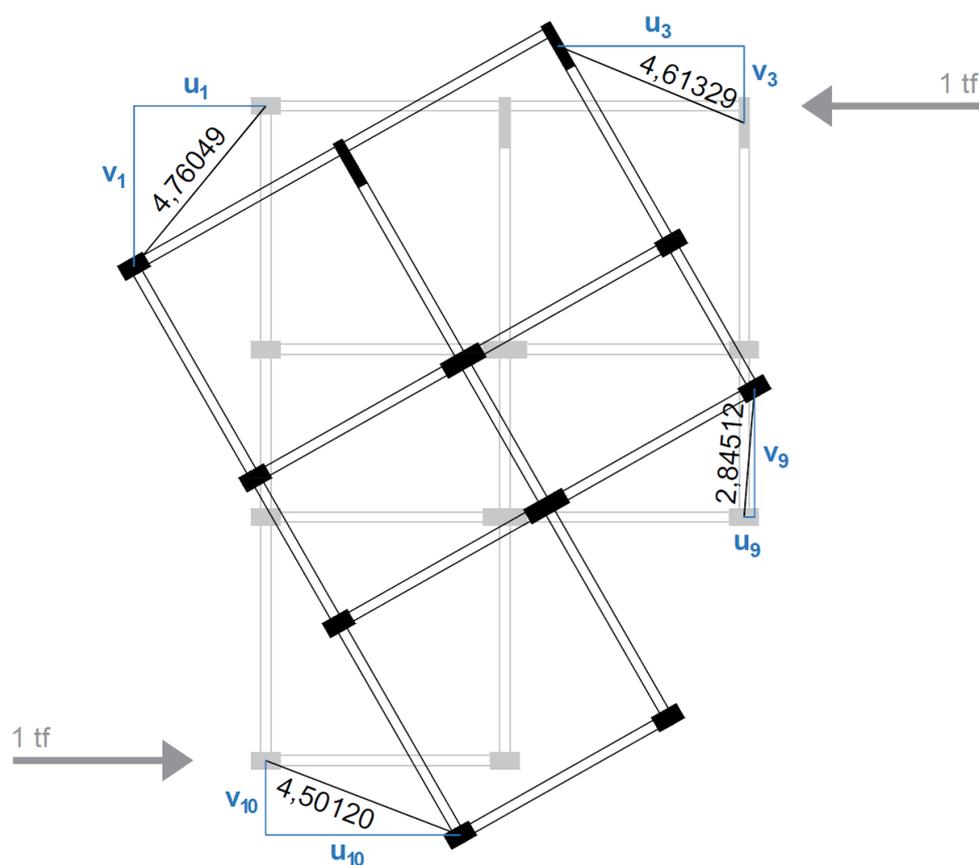
Fonte: Autor (2023)

#### 4.1.4 Modelo IR

Por fim, determinou-se o centro de torção do modelo irregular, o qual possui assimetrias tanto de rigidez, quanto em sua geometria externa. Nesta edificação, a laje L6, o pilar P12 e partes das vigas V4 e V7 foram suprimidos.

De forma idêntica ao apresentado nos outros modelos, a seguir consta uma representação gráfica da rotação no último pavimento da edificação, onde estão expostos os deslocamentos horizontais dos pilares P1, P3, P9 e P10. Novamente, lembra-se que os deslocamentos foram obtidos por meio do processamento global da estrutura, realizada pelo *software* TQS.

Figura 42 – Deslocamentos horizontais do modelo IR oriundos de torção pura (cm)



Fonte: Autor (2023)

As componentes nos eixos X e Y dos deslocamentos horizontais estão expostas na Tabela 26.

Tabela 26 – Componentes dos deslocamentos horizontais do modelo IR

Pilares	Deslocamentos horizontais (cm)		
	Componente X	Componente Y	Total
<b>P1</b>	-3,91175	-2,71297	4,76049
<b>P3</b>	-3,71820	2,73068	4,61329
<b>P9</b>	0,79902	2,73042	2,84512
<b>P10</b>	3,59115	-2,71342	4,50120

Fonte: Autor (2023)

O resumo do cálculo do centro de torção do último modelo considerado neste estudo consta na Tabela 27, assim como sua localização. Executou-se, novamente, o procedimento utilizando os pilares P1 e P3 como referência.

Tabela 27 – Resultados do cálculo do CT do modelo IR, pilares P1 e P3

P1		P3	
$u_1$	3,91175 cm	$u_3$	3,71820 cm
$v_1$	2,71297 cm	$v_3$	2,73068 cm
$\theta_1$	0,964417 rad	$\theta_3$	0,937348 rad
$\text{sen}\theta_1$	0,821717	$\text{sen}\theta_3$	0,805991
$\text{cos}\theta_1$	0,569896	$\text{cos}\theta_3$	0,591927
<b>c</b>			1190,00 cm
<b>a</b>			1014,17 cm
$X_{CG,P1}$			35,00 cm
$Y_{CG,P1}$			1660,00 cm
$X_{CT}$	612,972 cm	<b>Erro</b>	n/s
$Y_{CT}$	826,639 cm	<b>Erro</b>	n/s

Fonte: Autor (2023)

#### 4.2 CÁLCULO DO COEFICIENTE DE SIMPLIFICAÇÃO $\gamma_\theta$

Tendo o conhecimento do centro de torção dos modelos propostos, é possível iniciar o desenvolvimento do cálculo cujo resultado será a determinação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ . De forma semelhante ao exposto na introdução do capítulo anterior, é imprescindível contextualizar de que forma os dados apresentados na metodologia serão incluídos no *software* TQS.

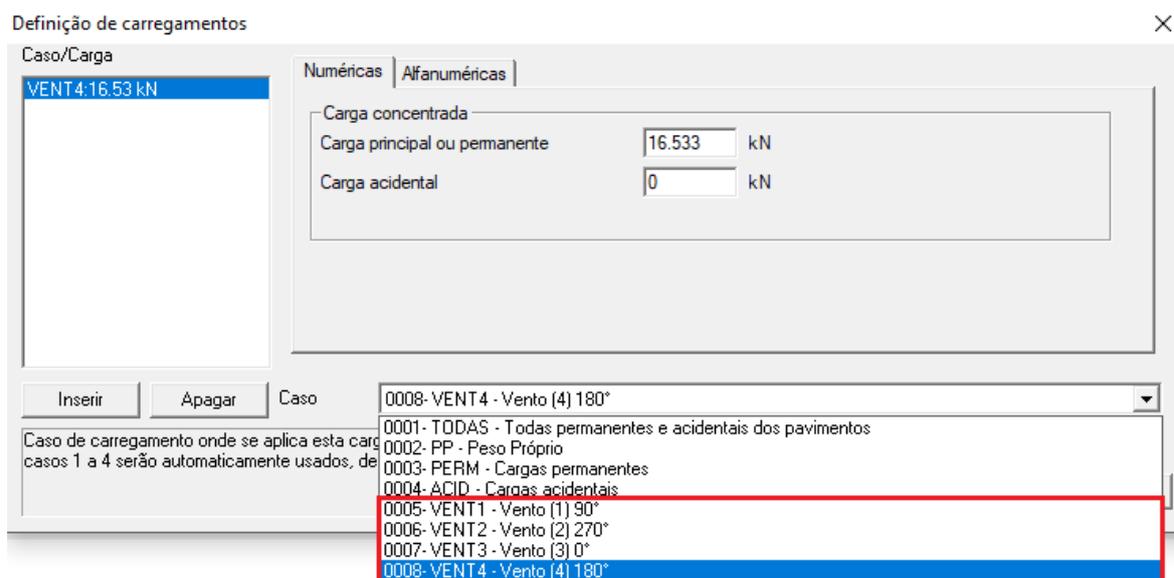
Inicialmente, optou-se por realizar a aplicação das cargas verticais que incidirão nas estruturas, as quais foram descritas de forma minuciosa no capítulo 3.3.1. Tal procedimento foi executado por meio do modelador estrutural do *software* supracitado, onde os carregamentos são aplicados de forma manual em cada um dos pavimentos.

Para a representação do peso próprio da alvenaria de vedação, utilizou-se a ferramenta de inclusão de cargas distribuídas linearmente. Conforme exposto na metodologia do presente estudo, a norma NBR 6120 (ABNT, 2019) fornece o peso destes elementos na unidade de kN/m<sup>2</sup>, demandando que o projetista multiplique tal valor pela altura da parede. Neste caso, obteve-se a altura da parede através da subtração do pé direito dos pavimentos pela altura das vigas – resultando em uma

altura de parede de 2,40 metros e, conseqüentemente, em um carregamento linear de 4,56 kN/m, aplicados sobre todas as vigas dos modelos. Por fim, foram introduzidos os carregamentos distribuídos nas lajes – o peso próprio do forro e do piso e a carga accidental oriunda do uso da edificação – sendo que tal inclusão foi realizada nas propriedades dos referidos elementos.

Posteriormente, procedeu-se para a aplicação dos carregamentos laterais provenientes da ação do vento, cujas aplicações se deram também por meio do modelador estrutural do *software* TQS. Visando a correta representação das cargas apresentadas por Moser (2022), o vento foi introduzido nos modelos por meio de cargas concentradas aplicadas no topo dos pilares das fachadas das edificações – cujos valores foram obtidos através do desenvolvimento exposto no capítulo 3.3.2. Para viabilizar o referido processo de introdução das cargas, é necessário zerar o carregamento de vento padrão do *software* – igualando a velocidade básica do mesmo à zero, por exemplo – e ativar a opção “casos de vento nas plantas de formas”. Após a conclusão desta etapa, abriu-se novamente o modelador estrutural e foi selecionada a ferramenta de inclusão de cargas concentradas, cujo menu está apresentado na Figura 43.

Figura 43 – Cargas concentradas e os quatro casos de vento considerados



Fonte: TQS v24

Nota-se que os 4 casos de vento considerados neste estudo constam no menu acima exposto, possibilitando a inclusão adequada das cargas concentradas no caso ao qual pertencem. Seguindo este procedimento, foram introduzidas de forma manual

2.240 cargas concentradas, somando todos os modelos propostos e a incidência de ventos centralizados e com excentricidade.

Estando todas os carregamentos aplicados nos modelos, assim como corretamente definidos os critérios do pórtico espacial, foi possível realizar o processamento global das estruturas e, finalmente, a determinação do coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$ . A seguir, serão apresentados os resultados encontrados para cada um dos modelos propostos.

#### 4.2.1 Modelo SA

Conforme poderá ser observado nos demais modelos propostos, a determinação do coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$  foi executada duas vezes para cada uma das edificações, considerando a incidência do vento com e sem excentricidade. No entanto, comprovou-se anteriormente que o centro de torção do modelo SA coincide com o eixo geométrico e, portanto, não haverá rotação alguma na estrutura, dispensando a aferição dos efeitos de segunda ordem globais de torção.

Detalhar-se-á, no próximo capítulo, o desenvolvimento do cálculo de determinação do coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$  para o modelo SAVEP (sem assimetrias – vento com excentricidade positiva).

##### 4.2.1.1 Modelo SA – Vento com excentricidade positiva

De modo que o processamento global da estrutura estava finalizado, deu-se início à coleta dos dados necessários para o cálculo do coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$ . Primeiramente, foram obtidos os valores referentes ao peso total da estrutura (P), das reações verticais em cada um dos pilares ( $P_j$ ) e a distância destes até o centro de torção do pavimento ( $R_j$ ). Conforme exposto no tópico 2.3.6.1.1 do presente trabalho, pode-se coletar tais dados para apenas um dos pavimentos da estrutura, contanto que sejam respeitadas as hipóteses simplificadoras consideradas no método.

No *software* TQS, tais informações estão apresentadas no resumo geral de cargas, dentro da seção intitulada de TQS Formas. Visando facilitar a visualização dos dados supracitados, os valores foram coletados no referido *software* e estão apresentados na Tabela 28, exposta abaixo.

Tabela 28 – Dados coletados para o cálculo do raio de giração R do modelo SA

<b>Pilar</b>	<b>P<sub>j</sub> (kN)</b>	<b>R<sub>j</sub> (cm)</b>	<b>P<sub>j</sub>·R<sup>2</sup></b>
<b>P1</b>	2404,04	1013,24	2468120402
<b>P2</b>	4054,91	820,07	2726987008
<b>P3</b>	2386,20	1013,14	2449321336
<b>P4</b>	3507,05	631,07	1396680365
<b>P5</b>	6612,95	210,07	291825548,1
<b>P6</b>	3508,31	630,92	1396518041
<b>P7</b>	3507,15	631,03	1396543135
<b>P8</b>	6612,87	209,93	291433181
<b>P9</b>	3508,67	630,87	1396439983
<b>P10</b>	2402,44	1013,12	2465893568
<b>P11</b>	4052,60	819,93	2724503021
<b>P12</b>	2384,83	1013,02	2447335251
<b>Total</b>	<b>44942,02</b>	<b>Total</b>	<b>21451600839</b>

Fonte: Autor (2023)

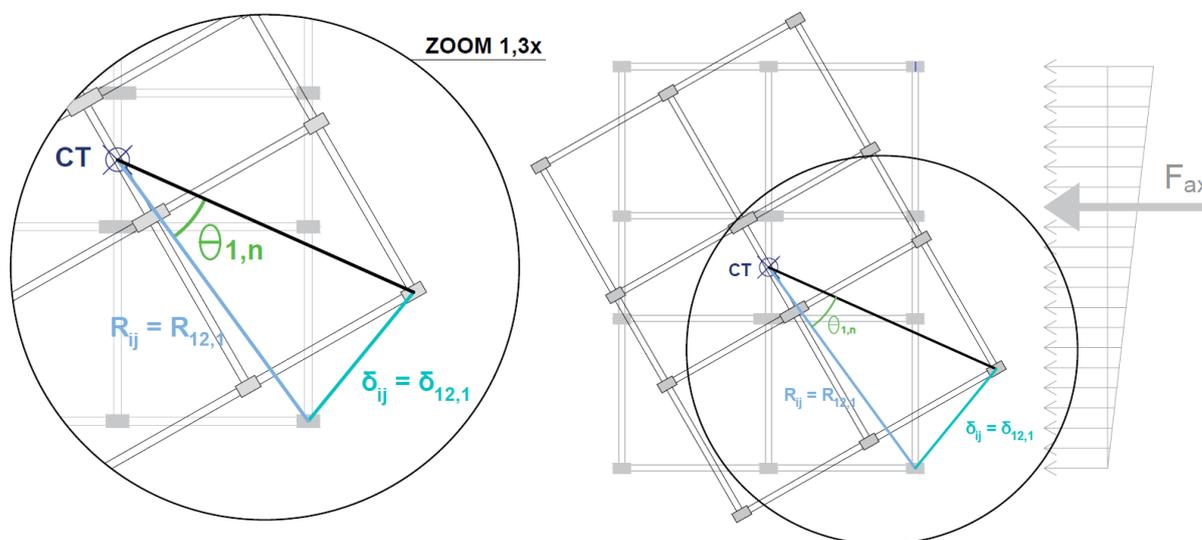
Em posse dos valores apresentados na tabela acima, viabilizou-se a determinação do raio de giração R do presente modelo, conforme resolução a seguir.

$$R = \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^r P_j * R_j^2}{\sum_{j=1}^r P_j}} = \sqrt{\frac{21451600839}{44942,02}} = 690,88 \text{ cm} = 6,91 \text{ m} \quad (77)$$

Procedeu-se, então, para o estabelecimento das incógnitas que restavam para que fosse possível determinar o acréscimo de momento torsor  $\Delta M_t$ , cuja fórmula foi apresentada na equação (30) do referencial teórico. Dos termos ainda não definidos, um deles é a altura total da edificação, cuja obtenção é fácil e direta. No entanto, o outro se trata da rotação de primeira ordem da estrutura, termo este que merece um pouco mais de atenção pelo fato da sua determinação não ser explícita. Além disso, diferentemente dos outros componentes do cálculo de  $\Delta M_t$ , esta incógnita precisa ser definida para cada um dos quatro casos de vento que incidem na estrutura, pois os deslocamentos serão distintos.

Visando facilitar o entendimento acerca da obtenção da rotação de primeira ordem da estrutura, elaborou-se uma representação gráfica do procedimento, a qual está apresentada na Figura 44.

Figura 44 – Representação gráfica do ângulo de rotação de primeira ordem da estrutura



Fonte: Autor (2023)

Onde:

CT = centro de torção do pavimento;

$\theta_{1,n}$  = rotação de primeira ordem da estrutura;

$R_{ij} = R_{12,1}$  = distância do centro geométrico do pilar onde o maior deslocamento horizontal ocorreu até o centro de torção;

$\delta_{ij} = \delta_{12,1}$  = deslocamento horizontal máximo ocorrido no topo da edificação. Este dado foi obtido dentro da ferramenta de visualização do pórtico ELS do *software* TQS.

Conforme se observa na imagem acima apresentada, a definição do ângulo de rotação de primeira ordem da estrutura pode ser feita por meio de relações trigonométricas, de maneira similar ao realizado na determinação do centro de torção.

Abaixo, consta a resolução do cálculo realizado para o modelo sem assimetrias – vento com excentricidade positiva. Primeiramente, foi calculado o acréscimo de momento torsor para VEPX+ e VEPX-, sendo que ambos terão o mesmo valor em decorrência da simetria geométrica e de rigidez desta edificação. O deslocamento horizontal máximo encontrado foi de 2,83 cm, ocorrido no pilar P10.

$$\tan \theta_{1,n} = \frac{\delta_{ij}}{R_{ij}} \quad (78)$$

$$\theta_{1,n} = \tan^{-1} \frac{2,83 \text{ cm}}{1013,12 \text{ cm}} = 0,00279 \text{ rad} \quad (79)$$

De forma análoga ao realizado nas expressões (78) e (79) para o vento no eixo X, realizou-se a determinação do acréscimo de momento torsor para VEPY+ e VEPY-. Neste caso, o deslocamento horizontal máximo foi de 2,04 cm e ocorreu no pilar P12.

$$\tan \theta_{1,n} = \frac{\delta_{ij}}{R_{ij}} \quad (80)$$

$$\theta_{1,n} = \tan^{-1} \frac{2,04 \text{ cm}}{1013,02 \text{ cm}} = 0,00201 \text{ rad} \quad (81)$$

Tendo definido a rotação de primeira ordem para todos os casos de vento e sabendo que a altura total da estrutura é de 60 metros, prosseguiu-se para a determinação do termo  $\Delta M_t$ . Inicialmente, o cálculo foi realizado para os casos de vento VEPX+ e VEPX-.

$$\Delta M_t = \frac{\bar{P} * R^2 * \theta_{1,n}}{H} = \frac{44942,02 * 6,91^2 * 0,00279}{60} = 99,75 \text{ kN.m} \quad (82)$$

Analogamente, realizou-se também para os casos VY+ e VY-.

$$\Delta M_t = \frac{\bar{P} * R^2 * \theta_{1,n}}{H} = \frac{44942,02 * 6,91^2 * 0,00201}{60} = 71,86 \text{ kN.m} \quad (83)$$

Posteriormente à determinação do acréscimo de momento torsor para todos os casos de vento da estrutura, calculou-se o momento torsor total de primeira ordem ao qual a edificação está submetida. Novamente, este cálculo deve ser realizado para todos os casos de vento que incidem no edifício. De modo que o CT do modelo sem assimetrias coincide com o centro geométrico do pavimento, houveram apenas dois braços de alavanca distintos, de maneira idêntica ao exposto na Figura 34. Somente

existirão quatro braços de alavanca individuais nos casos em que ocorre, conjuntamente, a incidência de vento com excentricidade e a existência de centro de torção não coincidente com o centro geométrico – em ambos os eixos.

Estão apresentados, na tabela abaixo, os momentos torsões totais de primeira ordem para o modelo SA.

Tabela 29 –  $M_{t,i}$  modelo SA, casos VEPX+, VEPX-, VEPY+ e VEPY-

Pav	Força (kN)		Excentricidade (m)		Momento torsor (kN.m)	
	FX	FY	VEPX+ VEPX-	VEPY+ VEPY-	VEPX+ VEPX-	VEPY+ VEPY-
1	35,35	24,26	2,52	1,89	89,09	45,85
2	42,63	29,25	2,52	1,89	107,43	55,28
3	47,56	32,64	2,52	1,89	119,86	61,68
4	51,40	35,27	2,52	1,89	129,54	66,66
5	54,60	37,46	2,52	1,89	137,58	70,80
6	57,35	39,35	2,52	1,89	144,52	74,38
7	59,79	41,03	2,52	1,89	150,67	77,54
8	61,98	42,53	2,52	1,89	156,20	80,38
9	63,99	43,91	2,52	1,89	161,24	82,98
10	65,83	45,17	2,52	1,89	165,90	85,38
11	67,55	46,35	2,52	1,89	170,22	87,60
12	69,15	47,45	2,52	1,89	174,27	89,68
13	70,67	48,49	2,52	1,89	178,08	91,64
14	72,09	49,47	2,52	1,89	181,67	93,49
15	73,45	50,40	2,52	1,89	185,09	95,25
16	74,74	51,28	2,52	1,89	188,34	96,93
17	75,97	52,13	2,52	1,89	191,45	98,53
18	77,15	52,94	2,52	1,89	194,43	100,06
19	78,29	53,72	2,52	1,89	197,29	101,53
20	79,38	54,47	2,52	1,89	200,04	102,95
<b>Total</b>					<b>3222,90</b>	<b>1658,60</b>

Fonte: Autor (2023)

Por fim, estando em posse dos resultados das duas variáveis que compõem a fórmula para determinação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , realizou-se o cálculo do mesmo para o modelo SA. A resolução consta a seguir.

Para os casos de vento VX+ e VX-.

$$\gamma_\theta = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_t}{M_{t,I}}\right)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{99,75}{3222,90}\right)} = \mathbf{1,0319} \quad (84)$$

E para os casos de vento VY+ e VY-.

$$\gamma_\theta = \frac{1}{1 - \left(\frac{\Delta M_t}{M_{t,I}}\right)} = \frac{1}{1 - \left(\frac{71,86}{1658,60}\right)} = \mathbf{1,0453} \quad (85)$$

Constata-se, portanto, que os efeitos de segunda ordem globais de torção gerarão um aumento nos deslocamentos horizontais de 3,19% para os casos de vento VEPX+ e VEPX-, e de 4,53% para os casos de vento VEPY+ e VEPY-.

#### 4.2.2 Modelo AX

Diferentemente do modelo sem assimetrias, o centro de torção do modelo AX não coincide com o centro geométrico da estrutura. Portanto, a incidência de vento centralizado também resultou no surgimento de esforços torcionais. Desta forma, determinou-se o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  oito vezes, quatro para o vento com excentricidade positiva e quatro para o vento centralizado.

Previamente à inclusão dos casos de vento na análise do modelo, definiu-se o valor de uma das variáveis presente no cálculo, a qual depende única e exclusivamente das cargas verticais impostas à estrutura, do posicionamento dos pilares em planta e da altura da edificação. A variável em questão é o raio de giração R, e os componentes necessários para a sua definição estão apresentados na Tabela 30.

Em seguida, os tipos de ventos foram separados em subcapítulos, onde serão apresentadas tabelas com os resultados encontrados para as demais variáveis e, por fim, a definição do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ .

Tabela 30 – Raio de giração R do modelo AX

Pilar	P <sub>j</sub> (kN)	R <sub>j</sub> (cm)	P <sub>j</sub> .R <sup>2</sup>	Pilar	P <sub>j</sub> (kN)	R <sub>j</sub> (cm)	P <sub>j</sub> .R <sup>2</sup>
P1	2393,01	1091,77	2,85x10 <sup>9</sup>	P7	4046,00	623,68	1,57x10 <sup>9</sup>
P2	4161,81	881,96	3,24x10 <sup>9</sup>	P8	5842,55	157,79	1,45x10 <sup>8</sup>
P3	2417,16	1035,27	2,59x10 <sup>9</sup>	P9	3590,11	564,65	1,14x10 <sup>9</sup>
P4	3521,42	699,89	1,72x10 <sup>9</sup>	P10	2685,62	971,32	2,53x10 <sup>9</sup>
P5	6169,51	275,18	4,67x10 <sup>9</sup>	P11	3958,69	761,17	2,29x10 <sup>9</sup>
P6	3595,66	607,99	1,33x10 <sup>9</sup>	P12	2422,40	934,51	2,12x10 <sup>9</sup>
<b>Total</b>							<b>2,20x10<sup>10</sup></b>
<b>H (m)</b>		60		<b><math>\bar{P}</math> (kN)</b>		44803,96	
<b>R (m)</b>						<b>7,009</b>	

Fonte: Autor (2023)

## 4.2.2.1 Modelo AX – Vento centralizado

Tabela 31 – M<sub>t,l</sub> do modelo AX, vento centralizado, casos VX+ e VX-

<b>Excentricidade (m) – Casos VX+ e VX-</b>				<b>0,6051</b>	
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>M<sub>t,l</sub> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>M<sub>t,l</sub> (kN.m)</b>
	<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>		<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>
<b>1</b>	35,35	21,39	<b>11</b>	67,55	40,87
<b>2</b>	42,63	25,80	<b>12</b>	69,15	41,85
<b>3</b>	47,56	28,78	<b>13</b>	70,67	42,76
<b>4</b>	51,40	31,10	<b>14</b>	72,09	43,62
<b>5</b>	54,60	33,04	<b>15</b>	73,45	44,44
<b>6</b>	57,35	34,70	<b>16</b>	74,74	45,22
<b>7</b>	59,79	36,18	<b>17</b>	75,97	45,97
<b>8</b>	61,98	37,51	<b>18</b>	77,15	46,69
<b>9</b>	63,99	38,72	<b>19</b>	78,29	47,37
<b>10</b>	65,83	39,83	<b>20</b>	79,38	48,03
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>					<b>773,88</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 32 –  $M_{t,i}$  do modelo AX, vento centralizado, casos VY+ e VY-

Excentricidade (m) – Casos VY+ e VY-			0,5050		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VY+ e VY-		FY	VY+ e VY-
1	24,26	12,25	11	46,35	23,41
2	29,25	14,77	12	47,45	23,96
3	32,64	16,48	13	48,49	24,49
4	35,27	17,81	14	49,47	24,98
5	37,46	18,92	15	50,40	25,45
6	39,35	19,87	16	51,28	25,90
7	41,03	20,72	17	52,13	26,33
8	42,53	21,48	18	52,94	26,74
9	43,91	22,17	19	53,72	27,13
10	45,17	22,81	20	54,47	27,51
Momento torsor total de primeira ordem					<b>443,17</b>

Fonte: Autor (2023)

Em posse dos momentos torsores totais de primeira ordem para todos os casos de vento e do raio de giração R para o modelo, restava apenas a definição da rotação de primeira ordem da estrutura para viabilizar o cálculo do acréscimo de momento torsor. Para isso, obteve-se o deslocamento horizontal máximo no topo da edificação e determinou-se o valor do termo  $\Delta M_t$ , conforme exposto na tabela abaixo.

Tabela 33 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo AX – vento centralizado

Caso de vento	Deslocamento horizontal máx. (cm)	Rotação de primeira ordem (rad)	$\Delta M_t$ (kN.m)
VX+	2,26 (P1)	0,00207	<b>75,93</b>
VX-	2,11 (P3)	0,00204	<b>74,83</b>
VY+	1,90 (P12)	0,00203	<b>74,46</b>
VY-	1,82 (P10)	0,00187	<b>68,59</b>

Fonte: Autor (2023)

Calculou-se, por fim, o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ .

Tabela 34 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo AX – vento centralizado

Caso de vento	$M_{t,i}$ (kN.m)	$\Delta M_t$ (kN.m)	$\gamma_\theta$
VX+	773,88	75,93	<b>1,109</b>
VX-	773,88	74,83	<b>1,107</b>
VY+	443,17	74,46	<b>1,202</b>
VY-	443,17	68,59	<b>1,183</b>

Fonte: Autor (2023)

## 4.2.2.2 Modelo AX – Vento com excentricidade positiva

Conforme mencionado anteriormente, quando há a incidência de vento com excentricidade em edificações onde o centro de torção está deslocado em ambos os eixos com relação ao eixo geométrico, observa-se a existência de quatro braços de alavanca distintos. Desta forma, serão expostas quatro tabelas de momento torsor total de primeira ordem a seguir, uma para cada caso de vento.

Tabela 35 –  $M_{t,i}$  do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPX+

Excentricidade (m) – Caso VEPX+				1,910	
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FX	VEPX+		FX	VEPX+
1	35,35	67,53	11	67,55	129,02
2	42,63	81,42	12	69,15	132,08
3	47,56	90,84	13	70,67	134,97
4	51,40	98,18	14	72,09	137,70
5	54,60	104,28	15	73,45	140,29
6	57,35	109,54	16	74,74	142,75
7	59,79	114,20	17	75,97	145,11
8	61,98	118,39	18	77,15	147,36
9	63,99	122,21	19	78,29	149,53
10	65,83	125,74	20	79,38	151,62
Momento torsor total de primeira ordem					<b>2442,76</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 36 –  $M_{t,i}$  do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPX-

Excentricidade (m) – Caso VEPX-			3,130		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FX	VEPX-		FX	VEPX-
1	35,35	110,66	11	67,55	211,43
2	42,63	133,43	12	69,15	216,45
3	47,56	148,87	13	70,67	221,18
4	51,40	160,89	14	72,09	225,65
5	54,60	170,89	15	73,45	229,89
6	57,35	179,51	16	74,74	233,93
7	59,79	187,14	17	75,97	237,80
8	61,98	194,01	18	77,15	241,49
9	63,99	200,28	19	78,29	245,04
10	65,83	206,05	20	79,38	248,46
Momento torsor total de primeira ordem					<b>4003,05</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 37 –  $M_{t,i}$  do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPY+

Excentricidade (m) – Caso VEPY+			1,390		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY+		FY	VEPY+
1	24,26	33,72	11	46,35	64,43
2	29,25	40,66	12	47,45	65,96
3	32,64	45,36	13	48,49	67,40
4	35,27	49,03	14	49,47	68,76
5	37,46	52,07	15	50,40	70,05
6	39,35	54,70	16	51,28	71,28
7	41,03	57,02	17	52,13	72,46
8	42,53	59,12	18	52,94	73,59
9	43,91	61,03	19	53,72	74,67
10	45,17	62,79	20	54,47	75,71
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1219,81</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 38 –  $M_{t,i}$  do modelo AX, vento com excentricidade, caso VEPY-

Excentricidade (m) – Caso VEPY-			2,390		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY-		FY	VEPY-
1	24,26	57,98	11	46,35	110,78
2	29,25	69,91	12	47,45	113,41
3	32,64	78,00	13	48,49	115,89
4	35,27	84,30	14	49,47	118,23
5	37,46	89,53	15	50,40	120,45
6	39,35	94,05	16	51,28	122,57
7	41,03	98,05	17	52,13	124,59
8	42,53	101,65	18	52,94	126,53
9	43,91	104,93	19	53,72	128,39
10	45,17	107,96	20	54,47	130,18
Momento torsor total de primeira ordem					<b>2097,38</b>

Fonte: Autor (2023)

De forma análoga ao realizado para o vento centralizado, obteve-se o deslocamento horizontal máximo no topo da edificação e calculou-se o acréscimo de momento torsor, abaixo apresentado.

Tabela 39 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo AX – vento com excentricidade

Caso de vento	Deslocamento horizontal máx. (cm)	Rotação de primeira ordem (rad)	$\Delta M_t$ (kN.m)
VEPX+	2,78 (P12)	0,00297	<b>108,94</b>
VEPX-	2,92 (P3)	0,00282	<b>103,44</b>
VEPY+	2,22 (P12)	0,00237	<b>86,93</b>
VEPY-	2,15 (P10)	0,00221	<b>81,06</b>

Fonte: Autor (2023)

Dispondo dos valores de todas as variáveis envolvidas no cálculo do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , o mesmo foi calculado.

Tabela 40 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo AX – vento com excentricidade

Caso de vento	$M_{t,l}$ (kN.m)	$\Delta M_t$ (kN.m)	$\gamma_\theta$
VEPX+	2442,76	108,94	<b>1,047</b>
VEPX-	4003,05	103,44	<b>1,027</b>
VEPY+	1219,81	86,93	<b>1,077</b>
VEPY-	2097,38	81,06	<b>1,040</b>

Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.3 Modelo AY

O procedimento realizado para os modelos SA e AX foi aplicado também no modelo AY. Novamente, consoante com o demonstrado no modelo com assimetria no eixo X, determinou-se o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  oito vezes, sendo quatro delas para o vento centralizado e as outras quatro para o vento com excentricidade positiva.

Inicialmente, define-se o raio de giração R para esta estrutura, considerando que a mesma apresenta pequenas alterações em sua planta baixa quando comparada com as edificações anteriores. Os valores utilizados para o cálculo deste termo constam na tabela abaixo.

Tabela 41 – Raio de giração R do modelo AY

Pilar	$P_j$ (kN)	$R_j$ (cm)	$P_j.R^2$	Pilar	$P_j$ (kN)	$R_j$ (cm)	$P_j.R^2$
P1	2428,72	1123,06	$3,06 \times 10^9$	P7	3491,22	635,56	$1,41 \times 10^9$
P2	4494,28	889,78	$3,56 \times 10^9$	P8	6530,23	104,13	$7,08 \times 10^7$
P3	2518,76	1051,99	$2,79 \times 10^9$	P9	3525,64	570,79	$1,15 \times 10^9$
P4	3463,93	705,21	$1,72 \times 10^9$	P10	2437,57	946,89	$2,19 \times 10^9$
P5	6085,96	322,85	$6,34 \times 10^8$	P11	4120,29	709,58	$2,07 \times 10^9$
P6	3274,33	647,45	$1,37 \times 10^9$	P12	2438,33	904,69	$2,00 \times 10^9$
<b>Total</b>							<b><math>2,20 \times 10^{10}</math></b>
<b>H (m)</b>		60	<b><math>\bar{P}</math> (kN)</b>		44809,27		
<b>R (m)</b>						<b>7,011</b>	

Fonte: Autor (2023)

## 4.2.3.1 Modelo AY – Vento centralizado

Tabela 42 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento centralizado, casos VX+, VX-, VY+ e VY-

<b>Excentricidade (m) – Casos VX+ e VX-</b>						<b>1,11</b>
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	
	<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>		<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>	
<b>1</b>	35,35	39,24	<b>11</b>	67,55	74,98	
<b>2</b>	42,63	47,32	<b>12</b>	69,15	76,76	
<b>3</b>	47,56	52,79	<b>13</b>	70,67	78,44	
<b>4</b>	51,40	57,06	<b>14</b>	72,09	80,02	
<b>5</b>	54,60	60,60	<b>15</b>	73,45	81,53	
<b>6</b>	57,35	63,66	<b>16</b>	74,74	82,96	
<b>7</b>	59,79	66,36	<b>17</b>	75,97	84,33	
<b>8</b>	61,98	68,80	<b>18</b>	77,15	85,64	
<b>9</b>	63,99	71,02	<b>19</b>	78,29	86,90	
<b>10</b>	65,83	73,07	<b>20</b>	79,38	88,11	
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>					<b>1419,61</b>	
<b>Excentricidade (m) – Casos VY+ e VY-</b>						<b>0,33</b>
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	
	<b>FY</b>	<b>VY+ e VY-</b>		<b>FY</b>	<b>VY+ e VY-</b>	
<b>1</b>	24,26	8,01	<b>11</b>	46,35	15,30	
<b>2</b>	29,25	9,65	<b>12</b>	47,45	15,66	
<b>3</b>	32,64	10,77	<b>13</b>	48,49	16,00	
<b>4</b>	35,27	11,64	<b>14</b>	49,47	16,32	
<b>5</b>	37,46	12,36	<b>15</b>	50,40	16,63	
<b>6</b>	39,35	12,99	<b>16</b>	51,28	16,92	
<b>7</b>	41,03	13,54	<b>17</b>	52,13	17,20	
<b>8</b>	42,53	14,04	<b>18</b>	52,94	17,47	
<b>9</b>	43,91	14,49	<b>19</b>	53,72	17,73	
<b>10</b>	45,17	14,91	<b>20</b>	54,47	17,97	
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>					<b>289,60</b>	

Fonte: Autor (2023)

Realizou-se, então, a determinação do acréscimo de momento torsor e do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para os quatro casos de vento, cujos valores constam na Tabela 43 e na Tabela 44, respectivamente.

Tabela 43 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo AY – vento centralizado

<b>Caso de vento</b>	<b>Deslocamento horizontal máx. (cm)</b>	<b>Rotação de primeira ordem (rad)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>
<b>VX+</b>	2,81 (P1)	0,00250	<b>91,77</b>
<b>VX-</b>	2,35 (P1)	0,00209	<b>76,72</b>
<b>VY+</b>	1,61 (P1)	0,00143	<b>52,49</b>
<b>VY-</b>	1,73 (P3)	0,00164	<b>60,20</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 44 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo AY – vento centralizado

<b>Caso de vento</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>	<b><math>\gamma_\theta</math></b>
<b>VX+</b>	1419,61	91,77	<b>1,069</b>
<b>VX-</b>	1419,61	76,72	<b>1,057</b>
<b>VY+</b>	289,60	52,49	<b>1,221</b>
<b>VY-</b>	289,60	60,20	<b>1,262</b>

Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.3.2 Modelo AY – Vento com excentricidade positiva

Tabela 45 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPX+ (continua)

<b>Excentricidade (m) – Caso VEPX+</b>					<b>1,41</b>
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>
	<b>FX</b>	<b>VEPX+</b>		<b>FX</b>	<b>VEPX+</b>
<b>1</b>	35,35	49,85	<b>11</b>	67,55	95,24
<b>2</b>	42,63	60,11	<b>12</b>	69,15	97,51
<b>3</b>	47,56	67,06	<b>13</b>	70,67	99,64
<b>4</b>	51,40	72,48	<b>14</b>	72,09	101,65
<b>5</b>	54,60	76,98	<b>15</b>	73,45	103,56

Tabela 45 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPX+ (conclusão)

Excentricidade (m) – Caso VEPX+			1,41		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FX	VEPX+		FX	VEPX+
6	57,35	80,86	16	74,74	105,38
7	59,79	84,30	17	75,97	107,12
8	61,98	87,40	18	77,15	108,79
9	63,99	90,22	19	78,29	110,39
10	65,83	92,82	20	79,38	111,93
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1803,29</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 46 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPX-

Excentricidade (m) – Caso VEPX-			3,63		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FX	VEPX-		FX	VEPX-
1	35,35	128,34	11	67,55	245,20
2	42,63	154,75	12	69,15	251,03
3	47,56	172,65	13	70,67	256,51
4	51,40	186,60	14	72,09	261,70
5	54,60	198,18	15	73,45	266,62
6	57,35	208,18	16	74,74	271,30
7	59,79	217,03	17	75,97	275,78
8	61,98	225,00	18	77,15	280,07
9	63,99	232,27	19	78,29	284,19
10	65,83	238,97	20	79,38	288,15
Momento torsor total de primeira ordem					<b>4642,52</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 47 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPY+

Excentricidade (m) – Caso VEPY+			1,56		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY+		FY	VEPY+
1	24,26	37,84	11	46,35	72,31
2	29,25	45,63	12	47,45	74,02
3	32,64	50,91	13	48,49	75,64
4	35,27	55,02	14	49,47	77,17
5	37,46	58,44	15	50,40	78,62
6	39,35	61,39	16	51,28	80,00
7	41,03	64,00	17	52,13	81,32
8	42,53	66,35	18	52,94	82,59
9	43,91	68,49	19	53,72	83,80
10	45,17	70,47	20	54,47	84,97
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1369,00</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 48 –  $M_{t,i}$  do modelo AY, vento com excentricidade, caso VEPY-

Excentricidade (m) – Caso VEPY-			2,22		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY-		FY	VEPY-
1	24,26	53,85	11	46,35	102,90
2	29,25	64,94	12	47,45	105,34
3	32,64	72,45	13	48,49	107,64
4	35,27	78,30	14	49,47	109,82
5	37,46	83,17	15	50,40	111,88
6	39,35	87,36	16	51,28	113,85
7	41,03	91,08	17	52,13	115,73
8	42,53	94,42	18	52,94	117,53
9	43,91	97,47	19	53,72	119,26
10	45,17	100,28	20	54,47	120,92
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1948,19</b>

Fonte: Autor (2023)

De acordo com o procedimento adotado para os outros modelos, determinou-se o acréscimo de momento torsor e o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para o modelo AY, cujos resultados constam na Tabela 49 e na Tabela 50, respectivamente.

Tabela 49 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo AY – vento com excentricidade

<b>Caso de vento</b>	<b>Deslocamento horizontal máx. (cm)</b>	<b>Rotação de primeira ordem (rad)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>
<b>VEPX+</b>	2,71 (P10)	0,00286	<b>104,98</b>
<b>VEPX-</b>	3,33 (P1)	0,00297	<b>109,02</b>
<b>VEPY+</b>	1,60 (P12)	0,00177	<b>64,97</b>
<b>VEPY-</b>	2,01 (P1)	0,00179	<b>65,70</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 50 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo AY – vento com excentricidade

<b>Caso de vento</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>	<b><math>\gamma_\theta</math></b>
<b>VEPX+</b>	1803,29	104,98	<b>1,062</b>
<b>VEPX-</b>	4642,52	109,02	<b>1,024</b>
<b>VEPY+</b>	1369,00	64,97	<b>1,050</b>
<b>VEPY-</b>	1948,19	65,70	<b>1,035</b>

Fonte: Autor (2023)

#### 4.2.4 Modelo IR

Analogamente ao procedimento adotado para os outros modelos acima detalhados, foi realizada a determinação dos momentos torcionais totais de primeira ordem, do acréscimo de momento torsor e, por fim, do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para o modelo IR.

Previamente ao cálculo das variáveis supracitadas, demanda-se que seja estabelecido o raio de giração R para este novo modelo. De maneira distinta ao ocorrido nos modelos AX e AY, cujos raios de giração são praticamente idênticos, o modelo IR resultou em um valor de R consideravelmente mais baixo que o encontrado para as outras edificações.

Na Tabela 51 estão expostos os resultados do raio de giração R do modelo IR.

Tabela 51 – Raio de giração R do modelo IR

Pilar	P <sub>j</sub> (kN)	R <sub>j</sub> (cm)	P <sub>j</sub> .R <sup>2</sup>	Pilar	P <sub>j</sub> (kN)	R <sub>j</sub> (cm)	P <sub>j</sub> .R <sup>2</sup>
P1	2405,23	1015,43	2,48x10 <sup>9</sup>	P7	3573,89	611,39	1,34x10 <sup>9</sup>
P2	4509,90	792,24	2,83x10 <sup>9</sup>	P8	5151,42	195,56	1,97x10 <sup>8</sup>
P3	2468,23	1000,26	2,47x10 <sup>9</sup>	P9	1894,72	641,50	7,80x10 <sup>8</sup>
P4	3454,94	620,99	1,33x10 <sup>9</sup>	P10	2483,93	992,43	2,45x10 <sup>9</sup>
P5	6225,10	224,64	3,14x10 <sup>8</sup>	P11	2433,76	806,08	1,58x10 <sup>9</sup>
P6	3358,36	650,65	1,42x10 <sup>9</sup>	P12			
<b>Total</b>							<b>1,72x10<sup>10</sup></b>
<b>H (m)</b>		60		<b>P̄ (kN)</b>		37959,48	
<b>R (m)</b>						<b>6,73</b>	

Fonte: Autor (2023)

## 4.2.4.1 Modelo IR – Vento centralizado

Tabela 52 – M<sub>t,l</sub> do modelo AY, vento centralizado, casos VX+ e VX-

<b>Excentricidade (m) – Casos VX+ e VX-</b>						<b>0,14</b>
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>M<sub>t,l</sub> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b>M<sub>t,l</sub> (kN.m)</b>	
	<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>		<b>FX</b>	<b>VX+ e VX-</b>	
<b>1</b>	35,35	4,95	<b>11</b>	67,55	9,46	
<b>2</b>	42,63	5,97	<b>12</b>	69,15	9,68	
<b>3</b>	47,56	6,66	<b>13</b>	70,67	9,89	
<b>4</b>	51,40	7,20	<b>14</b>	72,09	10,09	
<b>5</b>	54,60	7,64	<b>15</b>	73,45	10,28	
<b>6</b>	57,35	8,03	<b>16</b>	74,74	10,46	
<b>7</b>	59,79	8,37	<b>17</b>	75,97	10,64	
<b>8</b>	61,98	8,68	<b>18</b>	77,15	10,80	
<b>9</b>	63,99	8,96	<b>19</b>	78,29	10,96	
<b>10</b>	65,83	9,22	<b>20</b>	79,38	11,11	
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>						<b>179,05</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 53 –  $M_{t,i}$  do modelo IR, vento centralizado, casos VY+ e VY-

Excentricidade (m) – Casos VY+ e VY-			0,16		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VY+ e VY-		FY	VY+ e VY-
1	24,26	3,88	11	46,35	7,42
2	29,25	4,68	12	47,45	7,59
3	32,64	5,22	13	48,49	7,76
4	35,27	5,64	14	49,47	7,91
5	37,46	5,99	15	50,40	8,06
6	39,35	6,30	16	51,28	8,21
7	41,03	6,56	17	52,13	8,34
8	42,53	6,80	18	52,94	8,47
9	43,91	7,02	19	53,72	8,60
10	45,17	7,23	20	54,47	8,72
Momento torsor total de primeira ordem					<b>140,41</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 54 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo IR – vento centralizado

Caso de vento	Deslocamento horizontal máx. (cm)	Rotação de primeira ordem (rad)	$\Delta M_t$ (kN.m)
VX+	2,74 (P1)	0,00270	<b>77,35</b>
VX-	3,01 (P10)	0,00303	<b>86,80</b>
VY+	1,75 (P10)	0,00176	<b>50,42</b>
VY-	2,06 (P3)	0,00206	<b>59,02</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 55 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo IR – vento centralizado

Caso de vento	$M_{t,i}$ (kN.m)	$\Delta M_t$ (kN.m)	$\gamma_\theta$
VX+	179,05	77,35	<b>1,761</b>
VX-	179,05	86,80	<b>1,941</b>
VY+	140,41	50,42	<b>1,560</b>
VY-	140,41	59,02	<b>1,725</b>

Fonte: Autor (2023)

## 4.2.4.2 Modelo IR – Vento com excentricidade positiva

Tabela 56 –  $M_{t,i}$  do modelo IR, vento com excentricidade, casos VEPX+ e VEPX-

<b>Excentricidade (m) – Caso VEPX+</b>			<b>2,38</b>		
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>
	<b>FX</b>	<b>VEPX+</b>		<b>FX</b>	<b>VEPX+</b>
<b>1</b>	35,35	84,14	<b>11</b>	67,55	160,76
<b>2</b>	42,63	101,46	<b>12</b>	69,15	164,59
<b>3</b>	47,56	113,20	<b>13</b>	70,67	168,18
<b>4</b>	51,40	122,34	<b>14</b>	72,09	171,58
<b>5</b>	54,60	129,94	<b>15</b>	73,45	174,81
<b>6</b>	57,35	136,50	<b>16</b>	74,74	177,88
<b>7</b>	59,79	142,30	<b>17</b>	75,97	180,82
<b>8</b>	61,98	147,52	<b>18</b>	77,15	183,63
<b>9</b>	63,99	152,29	<b>19</b>	78,29	186,33
<b>10</b>	65,83	156,68	<b>20</b>	79,38	188,93
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>					<b>3043,85</b>
<b>Excentricidade (m) – Caso VEPX-</b>			<b>2,66</b>		
<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b>Pav</b>	<b>Força (kN)</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>
	<b>FX</b>	<b>VEPX-</b>		<b>FX</b>	<b>VEPX-</b>
<b>1</b>	35,35	94,04	<b>11</b>	67,55	179,68
<b>2</b>	42,63	113,40	<b>12</b>	69,15	183,95
<b>3</b>	47,56	126,51	<b>13</b>	70,67	187,97
<b>4</b>	51,40	136,73	<b>14</b>	72,09	191,77
<b>5</b>	54,60	145,23	<b>15</b>	73,45	195,37
<b>6</b>	57,35	152,55	<b>16</b>	74,74	198,81
<b>7</b>	59,79	159,04	<b>17</b>	75,97	202,09
<b>8</b>	61,98	164,87	<b>18</b>	77,15	205,23
<b>9</b>	63,99	170,20	<b>19</b>	78,29	208,25
<b>10</b>	65,83	175,11	<b>20</b>	79,38	211,15
<b>Momento torsor total de primeira ordem</b>					<b>3401,95</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 57 –  $M_{t,i}$  do modelo IR, vento com excentricidade, caso VEPY+

Excentricidade (m) – Caso VEPY+			2,05		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY+		FY	VEPY+
1	24,26	49,73	11	46,35	95,02
2	29,25	59,96	12	47,45	97,27
3	32,64	66,90	13	48,49	99,40
4	35,27	72,31	14	49,47	101,41
5	37,46	76,80	15	50,40	103,32
6	39,35	80,67	16	51,28	105,13
7	41,03	84,10	17	52,13	106,87
8	42,53	87,19	18	52,94	108,53
9	43,91	90,00	19	53,72	110,13
10	45,17	92,60	20	54,47	111,66
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1799,01</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 58 –  $M_{t,i}$  do modelo IR, vento com excentricidade, caso VEPY-

Excentricidade (m) – Caso VEPY-			1,73		
Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)	Pav	Força (kN)	$M_{t,i}$ (kN.m)
	FY	VEPY-		FY	VEPY-
1	24,26	41,97	11	46,35	80,19
2	29,25	50,60	12	47,45	82,09
3	32,64	56,46	13	48,49	83,88
4	35,27	61,02	14	49,47	85,58
5	37,46	64,81	15	50,40	87,19
6	39,35	68,08	16	51,28	88,72
7	41,03	70,97	17	52,13	90,18
8	42,53	73,58	18	52,94	91,59
9	43,91	75,96	19	53,72	92,94
10	45,17	78,15	20	54,47	94,23
Momento torsor total de primeira ordem					<b>1518,19</b>

Fonte: Autor (2023)

Por fim, definiu-se o acréscimo de momento torsor e o valor do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para todos os casos de vento do modelo IR.

Tabela 59 – Determinação do termo  $\Delta M_t$ , modelo IR – vento com excentricidade

<b>Caso de vento</b>	<b>Deslocamento horizontal máx. (cm)</b>	<b>Rotação de primeira ordem (rad)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>
<b>VEPX+</b>	3,68 (P10)	0,00371	<b>106,28</b>
<b>VEPX-</b>	3,38 (P1)	0,00333	<b>95,40</b>
<b>VEPY+</b>	2,02 (P3)	0,00202	<b>57,87</b>
<b>VEPY-</b>	2,08 (P10)	0,00210	<b>60,16</b>

Fonte: Autor (2023)

Tabela 60 – Coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , modelo IR – vento com excentricidade

<b>Caso de vento</b>	<b><math>M_{t,i}</math> (kN.m)</b>	<b><math>\Delta M_t</math> (kN.m)</b>	<b><math>\gamma_\theta</math></b>
<b>VEPX+</b>	3043,85	106,28	<b>1,036</b>
<b>VEPX-</b>	3401,95	95,40	<b>1,029</b>
<b>VEPY+</b>	1799,01	57,87	<b>1,033</b>
<b>VEPY-</b>	1518,19	60,16	<b>1,041</b>

Fonte: Autor (2023)

#### 4.3 ANÁLISE COMPARATIVA DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS

De acordo com os objetivos específicos do presente trabalho, apresentados no subcapítulo 1.4.2, a ferramenta utilizada para avaliar a aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  foi a análise comparativa entre os deslocamentos horizontais totais dos modelos. Desta forma, majorou-se os deslocamentos horizontais de primeira ordem encontrados para cada um dos modelos, por meio da multiplicação destes pelos seus respectivos coeficientes de simplificação  $\gamma_\theta$ . Posteriormente, comparou-se estes valores com os resultados encontrados por Moser (2022), obtidos através do uso do *software* SAP2000. Além disso, realizou-se novamente o processamento global das estruturas no *software* TQS v24, desta vez substituindo o método de implementação dos efeitos da não linearidade geométrica – utilizou-se o processo iterativo P- $\Delta$  ao invés do coeficiente de simplificação  $\gamma_z$ . Por fim, estes também foram comparados com os valores majorados pelo coeficiente  $\gamma_\theta$ .

4.3.1 Análise comparativa com o *software* SAP2000Tabela 61 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais –  $\gamma_\theta$  e SAP2000

Modelo	Vento	Deslocamento Horizontal Máx. (cm)			(A) / (C)	(B) / (C)
		Inicial (A)	$\gamma_\theta$ (B)	SAP2000 (C)	(variação)	(variação)
Sem assimetrias (SA)	VX+ / VX-	2,08	-	2,30	-9,57%	-
	VY+ / VY-	1,71	-	1,90	-10,00%	-
	VEPX+	2,83	2,92	3,06	-7,52%	-4,56%
	VEPX-					
	VEPY+	2,04	2,13	2,20	-7,27%	-3,07%
VEPY-						
Assimétrico em X (AX)	VX+	2,26	2,51	3,44	-34,30%	-27,16%
	VX-	2,11	2,34	1,73	21,97%	35,02%
	VY+	1,90	2,28	2,66	-28,57%	-14,15%
	VY-	1,82	2,15	1,76	3,41%	22,35%
	VEPX+	2,78	2,91	4,11	-32,36%	-29,20%
	VEPX-	2,92	3,00	2,51	16,33%	19,42%
	VEPY+	2,22	2,39	2,94	-24,49%	-18,70%
	VEPY-	2,15	2,24	2,04	5,39%	9,63%
Assimétrico em Y (AY)	VX+	2,81	3,00	3,14	-10,51%	-4,32%
	VX-	2,35	2,48	2,59	-9,27%	-4,08%
	VY+	1,61	1,97	1,65	-2,42%	19,18%
	VY-	1,73	2,18	2,14	-19,16%	2,06%
	VEPX+	2,71	2,88	2,86	-5,24%	0,61%
	VEPX-	3,33	3,41	3,54	-5,93%	-3,67%
	VEPY+	1,60	1,68	1,52	5,26%	10,51%
	VEPY-	2,01	2,08	2,28	-11,84%	-8,77%
Irregular (IR)	VX+	2,74	4,82	2,59	5,79%	86,25%
	VX-	3,01	5,84	3,79	-20,58%	54,15%
	VY+	1,75	2,73	2,43	-27,98%	12,37%
	VY-	2,06	3,55	1,79	15,08%	98,52%
	VEPX+	3,68	3,81	3,47	6,05%	9,89%
	VEPX-	3,38	3,48	4,20	-19,52%	-17,16%
	VEPY+	2,02	2,09	2,65	-23,77%	-21,24%
	VEPY-	2,08	2,17	1,76	18,18%	23,06%

Fonte: Autor (2023)

Consultando a Tabela 61, observa-se que há uma diferença considerável nos resultados obtidos nos *softwares* TQS v24 e SAP2000. Inclusive, não foi possível estabelecer qualquer tipo de padrão entre estas diferenças. Por exemplo, há variações de 3,41% a -34,30% na margem de erro para um mesmo modelo, indicando que para uma direção de vento o deslocamento é muito semelhante em ambos os *softwares*, enquanto que para outra direção a diferença é bem elevada.

Desta forma, há uma evidente incompatibilidade no método de cálculo das duas ferramentas computacionais para a determinação dos deslocamentos horizontais da estrutura, inviabilizado qualquer tipo de análise acerca da acurácia da aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$ . Salienta-se que diferenças eram esperadas, justamente pela distinção na metodologia de cálculo de cada um dos *softwares*, porém não na magnitude observada. Além disso, há três situações em que o deslocamento horizontal gerado pelo SAP2000 está acima do limite normativo, de 3,53 cm, enquanto que os deslocamentos horizontais oriundos do TQS v24 ficaram abaixo do respectivo limite, representando um risco significativo para a segurança estrutural da edificação.

Visando comprovar a confiabilidade da metodologia empregada no presente estudo, será apresentada, a seguir, uma tabela com os deslocamentos médios ( $\delta_{\text{médio}}$ ) encontrados por Moser (2022) para cada um dos modelos, porém utilizando o *software* Eberick. Serão expostos somente os dados referentes à incidência de vento centralizado, pelo fato da metodologia de inserção do vento com excentricidade na ferramenta computacional supracitada não ter sido detalhada e, portanto, podendo não estar de acordo com o executado neste trabalho.

Tabela 62 – Deslocamentos médios e máximos, Eberick e TQS, vento centralizado

<b>Modelo</b>	<b>Vento</b>	<b>TQS (A) - <math>\delta_{\text{máximo}}</math></b>	<b>Eberick (B) - <math>\delta_{\text{médio}}</math></b>	<b>(A) / (B)</b>
<b>Sem assimetrias</b>	<b>VX</b>	2,08	2,27	8,37%
	<b>VY</b>	1,71	1,88	9,04%
<b>Assimétrico em X (AX)</b>	<b>VX</b>	2,26	2,23	-1,35%
	<b>VY</b>	1,90	1,96	3,06%
<b>Assimétrico em Y (AY)</b>	<b>VX</b>	2,81	2,54	-10,63%
	<b>VY</b>	1,73	1,71	-1,17%
<b>Irregular (IR)</b>	<b>VX</b>	3,01	2,94	-2,38%
	<b>VY</b>	2,06	1,92	-7,29%

Fonte: Autor (2023)

4.3.2 Análise comparativa com o processo iterativo P- $\Delta$ Tabela 63 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais –  $\gamma_\theta$  e P- $\Delta$ 

Modelo	Vento	Deslocamento Horizontal Máx. (cm)			(A) / (C)	(B) / (C)
		Inicial (A)	$\gamma_\theta$ (B)	P- $\Delta$ (C)	(variação)	(variação)
Sem assimetrias (SA)	VX+ / VX-	2,08	-	2,15	-2,26%	-
	VY+ / VY-	1,71	-	1,79	-4,47%	-
	VEPX+	2,83	2,92	2,93	-3,41%	-0,33%
	VEPX-					
	VEPY+	2,04	2,13	2,13	-4,23%	0,11%
VEPY-						
Assimétrico em X (AX)	VX+	2,26	2,51	2,34	-3,42%	7,09%
	VX-	2,11	2,34	2,19	-3,65%	6,66%
	VY+	1,90	2,28	1,99	-4,52%	14,76%
	VY-	1,82	2,15	1,91	-4,71%	12,74%
	VEPX+	2,78	2,91	2,86	-2,80%	1,74%
	VEPX-	2,92	3,00	3,03	-3,63%	-1,07%
	VEPY+	2,22	2,39	2,31	-3,90%	3,48%
	VEPY-	2,15	2,24	2,25	-4,44%	-0,60%
Assimétrico em Y (AY)	VX+	2,81	3,00	2,93	-4,10%	2,53%
	VX-	2,35	2,48	2,47	-4,86%	0,58%
	VY+	1,61	1,97	1,68	-4,17%	17,05%
	VY-	1,73	2,18	1,79	-3,35%	22,01%
	VEPX+	2,71	2,88	2,81	-3,56%	2,40%
	VEPX-	3,33	3,41	3,50	-4,86%	-2,57%
	VEPY+	1,60	1,68	1,67	-4,19%	0,58%
	VEPY-	2,01	2,08	2,10	-4,29%	-0,94%
Irregular (IR)	VX+	2,74	4,82	2,86	-4,20%	68,67%
	VX-	3,01	5,84	3,10	-2,90%	88,46%
	VY+	1,75	2,73	1,82	-3,85%	50,03%
	VY-	2,06	3,55	2,13	-3,29%	66,84%
	VEPX+	3,68	3,81	3,82	-3,66%	-0,18%
	VEPX-	3,38	3,48	3,55	-4,79%	-1,99%
	VEPY+	2,02	2,09	2,11	-4,27%	-1,08%
	VEPY-	2,08	2,17	2,18	-4,59%	-0,65%

Fonte: Autor (2023)

Diferentemente do observado na análise comparativa dos deslocamentos horizontais máximos, realizada por meio da aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  e do processamento estrutural executado pelo *software* SAP2000, a comparação com o processo iterativo P- $\Delta$  proporcionou dados relevantes para análise. A seguir, tais análises serão realizadas com o intuito de fornecer maiores informações acerca da aplicação do método introduzido por Franco (2003).

De imediato, pode-se observar que a aplicação do respectivo coeficiente foi responsável por aproximar, de forma satisfatória, os deslocamentos horizontais iniciais – onde havia apenas a consideração do coeficiente de simplificação  $\gamma_z$  – dos resultados obtidos através do processo iterativo P- $\Delta$ , para a maioria dos casos de vento dos modelos propostos. Tal resultado evidencia que a utilização simultânea dos coeficientes de simplificação  $\gamma_z$  e  $\gamma_\theta$  foi útil, precisa e eficiente para a determinação dos deslocamentos horizontais finais destas estruturas.

No entanto, a aplicação do respectivo coeficiente atuou de forma imprecisa em 10 dos 26 casos de vento que constituem a análise comparativa, indicando que o mesmo pode não ser eficiente em certas situações. Objetivou-se, então, identificar quais eram as circunstâncias que levavam tal método a resultar em valores tão discrepantes.

Com este intuito, grifou-se em vermelho, na Tabela 63, os casos em que a aplicação do coeficiente não gerou resultados satisfatórios. Instantaneamente, ficou evidente que os erros ocorriam única e exclusivamente nos modelos com a incidência de vento centralizado. Destes, o método de simplificação chegou à resultados coerentes em apenas dois deles – casos de vento VX+ e VX- do modelo assimétrico em Y.

Na Tabela 64, exposta a seguir, apresentar-se-á um resumo com os resultados dos seguintes componentes de cálculo do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ : momento torsor total de primeira ordem, acréscimo de momento torsor, excentricidade da aplicação da resultante do vento em relação ao CT e o próprio valor do referido coeficiente. Compreende-se que a eficiência do método objeto de estudo deste trabalho tem relação direta com estes componentes e a relação estabelecida entre eles, demandando que uma análise mais aprofundada seja realizada. Posteriormente, um diagnóstico final será realizado, encaminhando o presente estudo para as considerações finais.

Tabela 64 – Resumo dos resultados dos principais componentes do cálculo do  $\gamma_\theta$ 

Modelo	Vento	Excentricidade (m)	$M_{t,i}$ (kN.m)	$\Delta M_t$ (kN.m)	$\gamma_\theta$
Sem assimetrias (SA)	VEPX+	2,52	3222,90	99,75	1,032
	VEPX-				
	VEPY+	1,89	1658,60	71,86	1,045
	VEPY-				
Assimétrico em X (AX)	VX+	0,61	773,88	75,93	1,109
	VX-	0,61	773,88	74,83	1,107
	VY+	0,51	443,17	74,46	1,202
	VY-	0,51	443,17	68,59	1,183
	VEPX+	1,91	2442,76	108,94	1,047
	VEPX-	3,13	4003,05	103,44	1,027
	VEPY+	1,39	1219,81	86,93	1,077
	VEPY-	2,39	2097,38	81,06	1,040
Assimétrico em Y (AY)	VX+	1,11	1419,61	91,77	1,069
	VX-	1,11	1419,61	76,72	1,057
	VY+	0,33	289,60	52,49	1,221
	VY-	0,33	289,60	60,20	1,262
	VEPX+	1,41	1803,29	104,98	1,062
	VEPX-	3,63	4642,52	109,02	1,024
	VEPY+	1,56	1369,00	64,97	1,050
	VEPY-	2,22	1948,19	65,70	1,035
Irregular (IR)	VX+	0,14	179,05	77,35	1,761
	VX-	0,14	179,05	86,80	1,941
	VY+	0,16	140,41	50,42	1,560
	VY-	0,16	140,41	59,02	1,725
	VEPX+	2,38	3043,85	106,28	1,036
	VEPX-	2,66	3340,83	95,40	1,029
	VEPY+	2,05	1799,01	57,87	1,033
	VEPY-	1,73	1518,19	60,16	1,041

Fonte: Autor (2023)

Novamente, estão grifados em vermelho os casos de vento em que os deslocamentos horizontais finais, majorados pelo coeficiente  $\gamma_\theta$ , distanciaram-se mais dos valores de referência do que os deslocamentos horizontais iniciais – nos quais foi aplicado apenas o coeficiente de simplificação  $\gamma_z$ . Conforme foi explicado

anteriormente, tais resultados demonstram que o método simplificado de quantificação dos esforços de segunda ordem globais de torção, introduzido por Franco (2003), possui limitações e, portanto, restrições quanto a sua utilização.

É possível identificar, por meio da interpretação dos dados apresentados na Tabela 64, um padrão nos resultados que viabiliza o esclarecimento das razões pelas quais a aplicação do coeficiente  $\gamma_\theta$  não foi satisfatória para alguns casos de vento. Os pontos principais relacionados a este padrão serão exemplificados abaixo.

Inicialmente, julga-se relevante reforçar a constatação de que a imprecisão do método foi observada, para os modelos propostos neste trabalho, nos casos com a incidência de vento centralizado. Nestes casos, chama-se a atenção para o valor da excentricidade da aplicação da resultante do vento em relação ao centro de torção dos modelos. Percebe-se que estes valores variam de 0,14 a 0,61 metro, ou seja, são demasiadamente baixos, principalmente quando comparados com os obtidos na ocorrência de carregamentos horizontais excêntricos.

Consequentemente à existência de excentricidades de pequena magnitude, os momentos torsões totais de primeira ordem são igualmente pouco significativos. Assim sendo, esperava-se que o acréscimo de momento torsor destas estruturas também resultasse em valores de pequena expressividade. No entanto, ao analisar os resultados do termo  $\Delta M_t$  na Tabela 64, constatou-se que tais acréscimos permaneceram altos, compartilhando da mesma ordem de grandeza dos valores oriundos da incidência de vento com excentricidade – mesmo que estes tenham apresentado momentos torsões de primeira ordem expressivamente maiores que os casos de vento centralizado.

Os fatos supracitados comprovam que a aplicação do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , para os casos grifados em vermelho, não corresponde à realidade. No entanto, acredita-se que uma mudança na metodologia de obtenção de uma das variáveis presente no cálculo seja suficiente para viabilizar a aplicabilidade do respectivo coeficiente em modelos com pequena excentricidade – sendo este o caso da rotação de primeira ordem no topo da estrutura.

De acordo com o exposto na Figura 44, a definição da rotação de primeira ordem no topo da estrutura se deu em função do deslocamento horizontal máximo da edificação. Contudo, compreende-se que os deslocamentos horizontais máximos, em estruturas com pequenas excentricidades em relação ao CT, sejam resultado, quase que em sua totalidade, da flexão da edificação. Desta forma, a consideração deste

dado resulta em estimativas de rotações significativamente superestimadas em comparação com as que de fato ocorrem na estrutura real e, portanto, não deve ser utilizado. Julga-se relevante citar que não foi localizada nenhuma metodologia alternativa para a determinação da rotação de primeira ordem da estrutura, nem mesmo nos estudos e trabalhos previamente realizados sobre o coeficiente de simplificação  $\gamma_{\theta}$ .

## 5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente estudo buscou avaliar a aplicação do método simplificado de determinação dos efeitos de segunda ordem globais de torção introduzido por Franco (2003). Tal método é representado pelo coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ , cujo funcionamento é análogo ao coeficiente de simplificação  $\gamma_z$ , porém sobre o qual há escassos estudos na literatura técnica da área. Utilizou-se, como referência, o trabalho realizado por Moser (2022) e os modelos estruturais propostos pela autora, a qual realizou o processamento global das edificações por meio do *software* SAP2000 – cuja análise estrutural é executada através do método dos elementos finitos.

Foram modelados no *software* TQS v24 quatro modelos idênticos aos introduzidos pela autora supracitada no que tange à geometria, critérios de pórtico espacial e carregamentos aplicados. Posteriormente, os deslocamentos horizontais de primeira ordem foram majorados pelo coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  e foi realizada uma análise comparativa dos deslocamentos horizontais totais obtidos através da sua aplicação, do processo iterativo P- $\Delta$  e dos valores encontrados por Moser (2022) com o auxílio do *software* SAP2000.

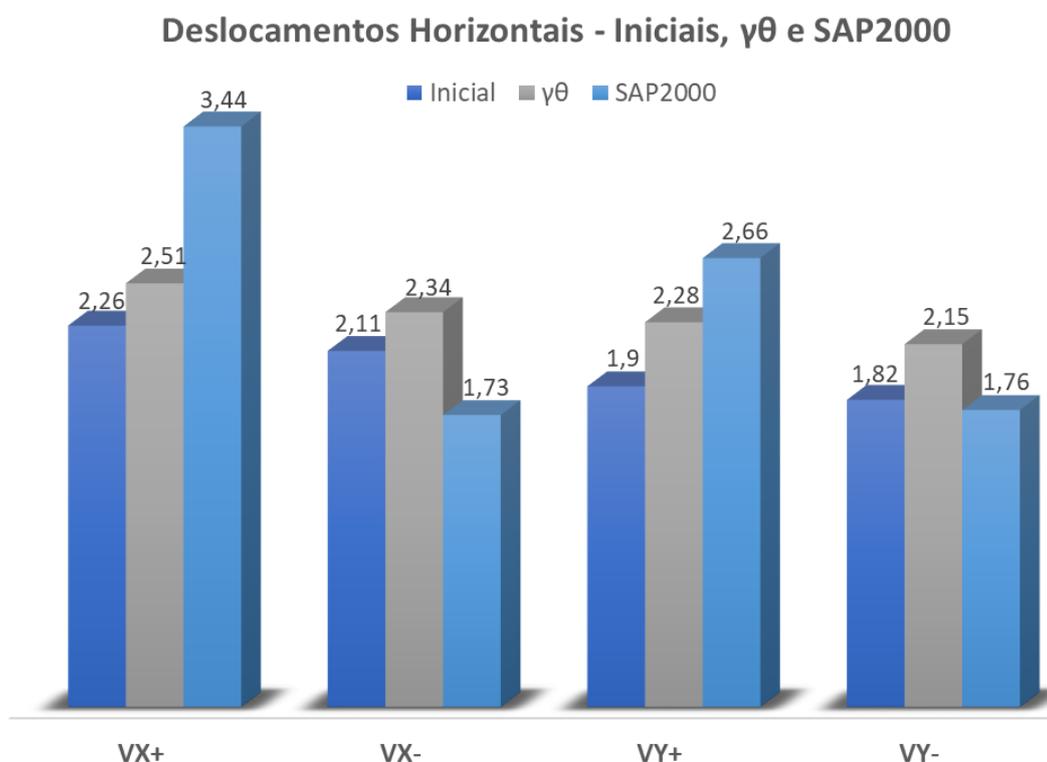
Inicialmente, determinou-se o centro de torção dos modelos propostos através do método gráfico introduzido por Franco (2003). Das quatro edificações analisadas, apenas uma delas possuía dupla simetria em planta no que tange à disposição dos elementos de contraventamento estrutural. Obrigatoriamente, o centro de torção desta edificação deveria coincidir com o seu centro geométrico. Tal situação de fato se concretizou, demonstrando que o desenvolvimento do método e a aplicação do mesmo se deu de maneira correta e eficiente, gerando a confiabilidade necessária para a aplicação da metodologia nas outras estruturas. Estando os centros de torção definidos, determinou-se o restante das variáveis necessárias e por fim obteve-se os valores do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  para cada um dos modelos propostos e os seus respectivos casos de vento.

Primeiramente, realizou-se a análise comparativa dos deslocamentos horizontais finais obtidos de duas formas distintas: através da aplicação do método simplificado introduzido por Franco (2003) e por meio dos dados obtidos no *software* SAP2000. Constatou-se, a partir da respectiva análise, que a metodologia de cálculo adotada pelos diferentes *softwares* é realmente muito distinta, pelo menos no que

tange à determinação dos deslocamentos horizontais, impossibilitando a realização de qualquer tipo de avaliação sobre a aplicabilidade do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ . Em alguns dos casos analisados, o deslocamento horizontal observado excedeu o limite imposto pela norma NBR 6118 (ABNT, 2014) em apenas uma das ferramentas computacionais, indicando que a outra gerou um resultado contrário à estabilidade global da estrutura e, portanto, à segurança da mesma. Sugere-se que mais investigações sejam realizadas acerca do funcionamento de *softwares* que empregam diferentes métodos de cálculo, principalmente no que tange aos parâmetros relacionados ao estado limite de serviço (ELS).

A seguir, o Gráfico 1 apresenta os deslocamentos horizontais do modelo AX com a incidência de vento centralizado, visando exemplificar a grande diferença dos valores obtidos a partir do uso das duas ferramentas computacionais distintas.

Gráfico 1 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais do modelo AX, obtidos com o  $\gamma_\theta$  e o SAP2000 – em cm

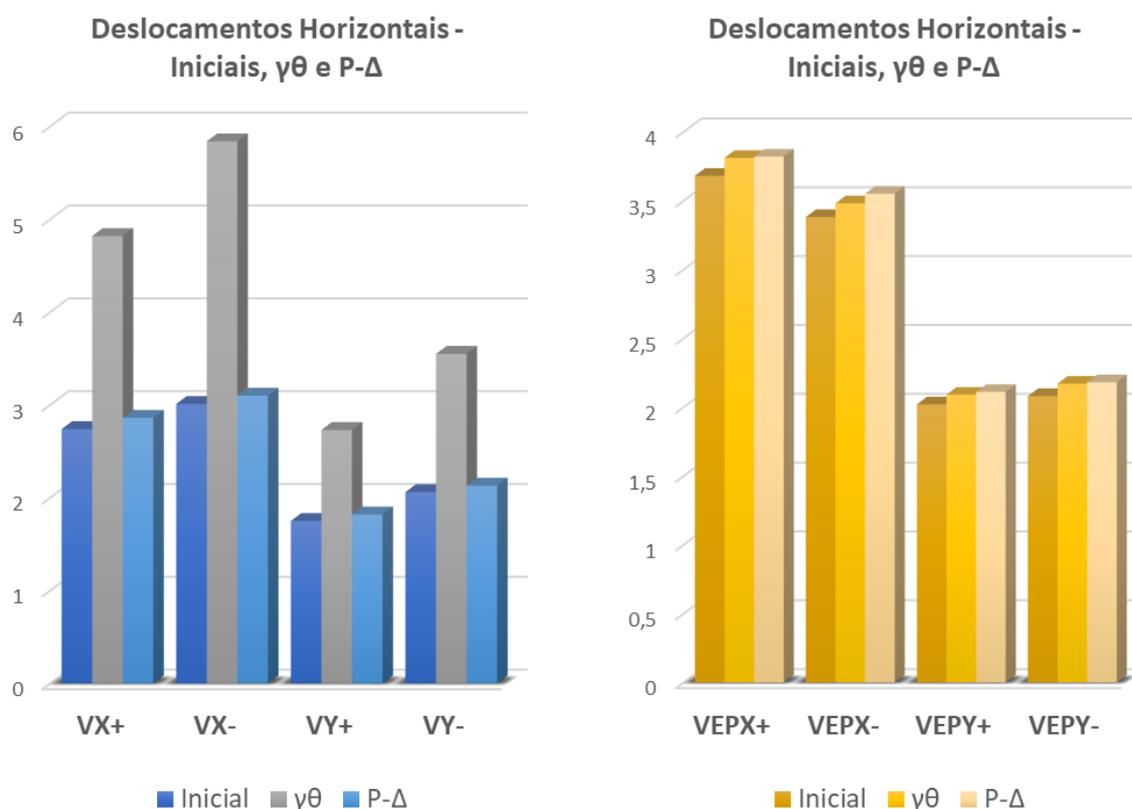


Fonte: Autor (2023)

A segunda e última análise comparativa foi composta pelos resultados obtidos por meio da consideração da não linearidade geométrica de duas formas distintas: através da majoração dos resultados de primeira ordem pelos coeficientes de

simplificação  $\gamma_z$  e  $\gamma_\theta$ , e a partir da utilização do processo iterativo P- $\Delta$ . Diferentemente da primeira análise comparativa realizada, esta forneceu dados que contribuíram de forma significativa para o avanço do entendimento acerca do emprego do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ .

Gráfico 2 – Análise comparativa dos deslocamentos horizontais do modelo IR, obtidos com o  $\gamma_\theta$  e o processo iterativo P- $\Delta$  – em cm

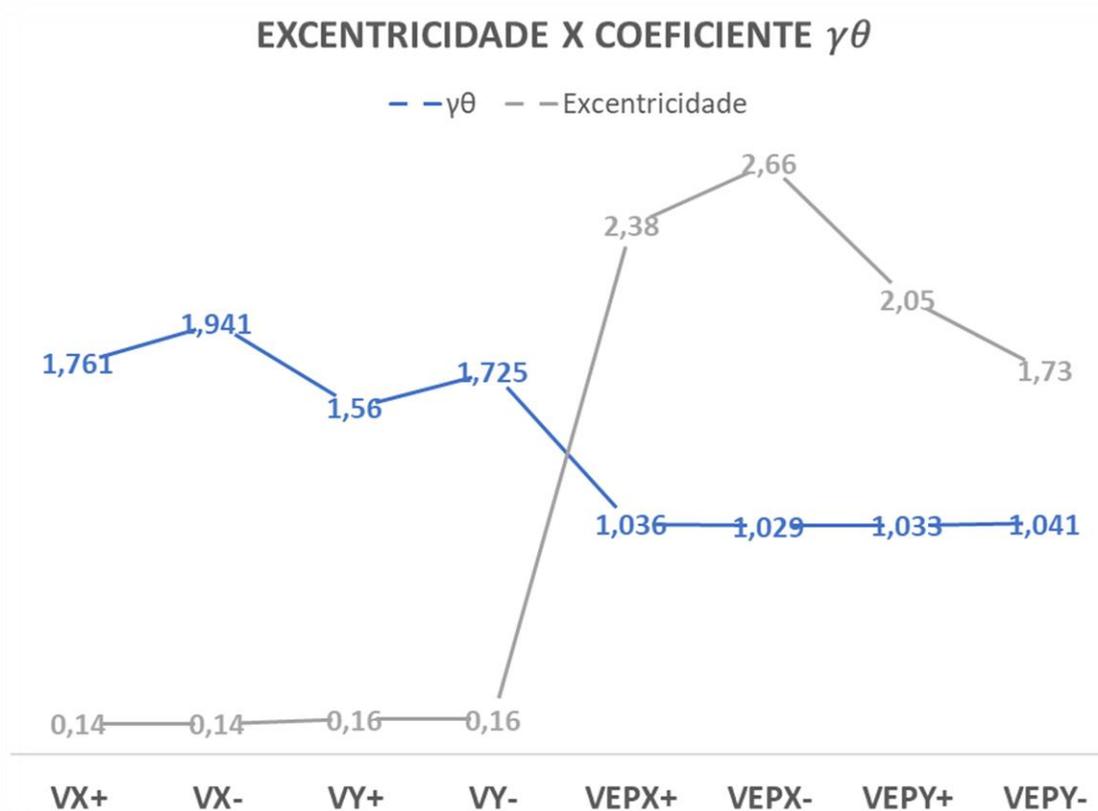


Fonte: Autor (2023)

Observou-se que a aplicação simultânea dos coeficientes de simplificação  $\gamma_\theta$  e  $\gamma_z$  se mostrou eficiente para determinar os deslocamentos horizontais totais dos modelos com a incidência de vento com excentricidade positiva – conforme exposto no Gráfico 2, utilizando o modelo irregular como exemplo. No entanto, o mesmo não foi constatado para as situações de incidência de vento centralizado – exceto pelos casos VX+ e VX- do modelo AY. Ao analisar os valores de todas as variáveis envolvidas no cálculo do coeficiente  $\gamma_\theta$ , pode-se chegar na conclusão de que a existência de excentricidades de pequena magnitude induzem à determinações equivocadas acerca de outras variáveis do método, principalmente da rotação de primeira ordem no topo da estrutura.

Pode-se observar, no Gráfico 3, que a existência de pequenas excentricidades resultam em valores superestimados e irrealistas para o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$ . O gráfico supracitado expõe os resultados do referido coeficiente em função da excentricidade, utilizando o modelo irregular como exemplo.

Gráfico 3 – Valor do coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  em função da excentricidade da aplicação da resultante da carga de vento – modelo irregular



Fonte: Autor (2023)

O presente estudo representou avanços importantes na análise da aplicação do método simplificado introduzido por Franco (2003), especialmente no que tange às limitações do emprego do mesmo. Além disso, sua eficiência e acurácia foram definitivamente comprovadas durante o desenvolvimento deste trabalho. No entanto, entende-se que o coeficiente de simplificação  $\gamma_\theta$  merece mais estudos para que a sua aplicação seja aperfeiçoada. Recomenda-se que maiores investigações acerca da rotação de primeira ordem no topo da estrutura sejam realizadas, assim como a elaboração de rotinas computacionais para a implementação deste coeficiente nos *softwares* comerciais de cálculo estrutural.

## REFERÊNCIAS

- ALVES, E. C.; MARTINS PAIXÃO, J. F. **Análise de estabilidade global em edifícios altos**. REEC - Revista Eletrônica de Engenharia Civil, Goiânia, v. 13, n. 1, p. 48-63, 2016.
- ANDRADE, R. B. **Análise global de edifícios de concreto armado: efeitos de segunda ordem devidos à torção e efeitos de desaprumo**. 2018. 118 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2018.
- ANDRADE, R. B; NÓBREGA, P. G. B. da. **Second-order torsion effects in concrete buildings**. Revista IBRACON de Estruturas e Materiais, v. 14, n. 1, p. 1-15, 2021.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2019.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
- BUENO, M. M. E. **Avaliação dos parâmetros de instabilidade global em estruturas de concreto armado**. 2009. 88 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.
- CARNEIRO, F; MARTINS, J. G. **Análise de estruturas: contraventamento de edifícios**. Série Estruturas. 1ª edição. Universidade Fernando Pessoa, Porto, 2008.
- CARVALHO, R. C; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado**. Volume 2. 1ª edição. São Paulo: Pini, 2009.
- COOLIER, R. **Riches Within Your Reach!** San Francisco: Bottom of the Hill Publishing, 2010
- FONTES, A. C. D. **Importância dos efeitos de vizinhança na resposta dinâmica de um edifício à ação do vento**. 2003. 155 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.
- FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais**. 1ª edição. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1986.
- GIONGO, J. S. **Concreto Armado: Projeto Estrutural de Edifícios**. Curso de Engenharia Civil da Escola de Engenharia de São Carlos. 176 p., 2005. Notas de Aula. Universidade de São Paulo.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com uso de sistemas computacionais**. 1ª edição. São Paulo: Pini, 2007.

LIMA, J. S. **Verificação da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas**. 2001. 225 p. Dissertação (Mestre em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001.

LOPES, A. P; SANTOS, G de O; SOUZA, A. L. A. C. **Estudo de diferentes métodos de análise p-delta**. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil, n. 7, p. 9-19. Rio Grande: Editora Dunas, 2005.

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

MOSER, V. S. S. **Estudo do comportamento estrutural de edifícios de concreto armado com assimetrias**. 2022. 177 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2022.

MUÑOZ, S. **O efeito p-delta nas estruturas de edifícios**. Florianópolis: Blog Mais Engenharia, AltoQI, 2018.

PEREIRA FILHO, J. T. **Influência da concepção estrutural na estabilidade global de edifícios em concreto armado**. 2019. 128 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2019.

PINTO, R. D. S. **Não linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado**. 1997. 108 p. Dissertação (Mestrado em Estruturas) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

SALES, J. J; MALITE, M; GONÇALVES, R. M. **Ação do vento nas edificações**. Departamento de Estruturas, Universidade de São Paulo, São Carlos, Publicação 15, 111 p., 1994.

SONDA, E. da L. **Análise dos efeitos de segunda ordem globais de torção em edifícios altos em concreto**. 2023. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Tecnologia, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, 2023.

TQS INFORMÁTICA LTDA. **Pórtico Espacial...** In: TQS Docs. São Paulo. [s.d]. 30 p. Disponível em: <https://docs.tqs.com.br/Docs/PrintAllReport/3150?language=pt-BR>. Acessado em: 15 de outubro de 2023

VASCONCELOS, A. C. **Em que casos não se deve aplicar o processo simplificado do  $\gamma_z$  para determinação dos efeitos de 2ª ordem?** Artigo da Biblioteca Digital TQS, São Paulo, 2000.

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