



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO CEARÁ
CENTRO DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA ESTRUTURAL E CONSTRUÇÃO CIVIL
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

MARIA THEREZA ASSUNÇÃO FURTADO LEITE

**AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS NA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS
DE CONCRETO ARMADO COM O AUMENTO DO GABARITO DAS
EDIFICAÇÕES EM FORTALEZA**

FORTALEZA

2018

MARIA THEREZA ASSUNÇÃO FURTADO LEITE

AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS NA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM O AUMENTO DO GABARITO DAS EDIFICAÇÕES EM
FORTALEZA

Monografia apresentada à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Área de concentração: Engenharia Estrutural e Construção Civil

Orientador: Prof.^a. Dr.^a. Magnólia Maria Campelo Mota.

FORTALEZA

2018

Dados Internacionais de Catalogação na Publicação
Universidade Federal do Ceará
Biblioteca Universitária
Gerada automaticamente pelo módulo Catalog, mediante os dados fornecidos pelo(a) autor(a)

L554a Leite, Maria Thereza Assunção Furtado.

Avaliação dos impactos na estabilidade global em estruturas de concreto armado com o aumento do gabarito das edificações em Fortaleza / Maria Thereza Assunção Furtado Leite. – 2018.
155 f. : il. color.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) – Universidade Federal do Ceará, Centro de Tecnologia, Curso de Engenharia Civil, Fortaleza, 2018.

Orientação: Profa. Dra. Magnólia Maria Campelo Mota.

1. Concreto armado. 2. Análise estrutural. 3. Edifícios altos. 4. Estabilidade global. 5. Parâmetro gama-z. I. Título.

CDD 620

MARIA THEREZA ASSUNÇÃO FURTADO LEITE

AVALIAÇÃO DOS IMPACTOS NA ESTABILIDADE GLOBAL EM ESTRUTURAS DE
CONCRETO ARMADO COM O AUMENTO DO GABARITO DAS EDIFICAÇÕES EM
FORTALEZA

Monografia apresentada à Coordenação de Engenharia Civil da Universidade Federal do Ceará, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil. Área de concentração: Engenharia Estrutural e Construção Civil

Aprovada em: ____/____/____.

BANCA EXAMINADORA

Prof.^a Dr. Magnólia Maria Campelo Mota (Orientador)
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Prof. Dr. Augusto Albuquerque
Universidade Federal do Ceará (UFC)

Ícaro Manfrinni Rodrigues Sousa
Eng. Civil – Crea/CE: 48787

A Deus, por Sua imensa misericórdia diante da minha tão grande pequenez.

A Nossa Senhora do Rosário de Fátima.

Aos meus pais, Clayton e Regina e à minha irmã Giovanna, por todo carinho e apoio que eles me deram durante a realização deste trabalho e em toda minha vida acadêmica.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pelo dom da vida, por ser a Luz que me ensina a trilhar os caminhos da fé, da honestidade, da humildade, da pureza e, principalmente, da caridade.

À Virgem Maria, exemplo de humildade e fiel intercessora de seus filhos e servos, a quem devo a graça de concluir esse trabalho e à Santa Teresinha do Menino Jesus, por seu exemplo de vida de santidade nas pequenas coisas, mesmo as mais simples e corriqueiras.

A minha mãe, Regina Leite, que sempre me ensinou o valor da busca pelo conhecimento, não para alcançar méritos, mas por obrigação de me tornar uma pessoa melhor e a meu pai, Clayton Leite, que desde criança me inspirou a seguir a carreira de Engenharia Civil. A eles agradeço o amor e apoio incondicional em todas as minhas conquistas.

A minha irmã e afilhada, Giovanna, minha fiel amiga de todas as horas.

Às minhas avós, Maria Salete e Terezinha (in memoriam) e a toda minha família que sempre torceu para que eu atingisse meus objetivos acadêmicos e profissionais.

À Universidade Federal do Ceará e ao corpo docente do curso de Engenharia Civil, por todo conhecimento disponibilizado para a minha formação acadêmica e ao Programa de Educação Tutorial, por ter proporcionado experiências engrandecedoras dentro da Universidade.

À minha orientadora, professora Magnólia Mota, por nunca ter deixado de me incentivar em seguir em frente, pela sua competência, disponibilidade, paciência e dedicação com seus orientandos.

Ao escritório Hugo A. Mota Consultoria Engenharia de Projetos S/C, por ter disponibilizado a planta de forma de um dos edifícios da pesquisa e o acesso ao software de análise de estruturas, sem o qual esse projeto não seria realizado, e ao Hugo e ao Ícaro, pelo auxílio, paciência e disponibilidade.

À minha chefe, Raquel Botelho, ao Eng. Rafael Gomes e toda a equipe BS Design, pela compreensão, apoio e contribuição com minha formação profissional e à Eng. Ana Paula Melo, por ter disponibilizado a planta de forma de um dos edifícios.

Aos meus grandes amigos da faculdade e de todas as horas que dividiram comigo esses cinco anos, Bruna Alves, Bianca Vieira, Felipe Corso, Felipe Martins e Othon Neri, por todo o companheirismo nos trabalhos e amizade na vida pessoal, e aos demais colegas do curso que dividiram as alegrias e angústias nesse processo.

Aos colegas e amigos da Obra Lumen de Evangelização, que com sua intercessão e companheirismo constante foram meu refúgio nos momentos de maiores dificuldades.

“Dá um motivo sobrenatural à tua atividade profissional de cada dia e terás santificado o trabalho.” (São Josemaria Escrivá)

RESUMO

A análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado é um tema de estudo de grande importância diante do aumento da densidade populacional e da exigência urbana e arquitetônica de edifícios cada vez mais altos e esbeltos em grandes cidades, especialmente para os prédios de Fortaleza, diante do aumento do gabarito máximo proposto na Lei de Uso e Ocupação do Solo (LUOS, 2017). O objetivo deste trabalho consiste em avaliar a influência da alteração da resistência a compressão do concreto e da mudança das dimensões de pilares, uniforme e gradativamente, no parâmetro γ_z de estabilidade global de edifícios de concepção estrutural usual da cidade de Fortaleza. Assim, a avaliação é dada por meio da análise estrutural, com o software comercial CAD/TQS, de dois edifícios, alternando-se os valores dos gabaritos para 30 e 45 pavimentos em cada, analisando-se os efeitos da mudança de resistência do concreto à compressão (f_{ck}), das seções transversais dos pilares e sua configuração geométrica, além da inclusão e exclusão de pilares no acréscimo ou decréscimo do γ_z . Os resultados obtidos mostram que há uma influência direta do aumento do f_{ck} e do momento de inércia dos pilares na redução do γ_z , mas que essa interferência tende a se estabilizar à medida que a estrutura vai se tornando mais rígida, sendo necessárias ações diversas, como inclusão de núcleos rígidos e paredes de concreto para se atingir um nível de estabilidade mais seguro.

Palavras-chave: Concreto armado. Análise estrutural. Edifícios altos. Estabilidade global. Parâmetro gama-z.

ABSTRACT

The analysis of global stability in reinforced concrete buildings is a major study subject in view of the increase in population density and the urban and architectural requirements of increasingly high and slender buildings in large cities, especially for the buildings in Fortaleza, in view of the increase of the maximum allowed height of buildings proposed in the Land use and Occupation Law (LUOS, 2017). The objective of this work is to evaluate the influence of the change of compressive strength of the concrete and the modification of the dimensions of columns, uniformly and gradually, in the gamma-Z parameter of global stability of buildings of usual structural design in Fortaleza. Thus, the ratings given through structural analysis, with the commercial software CAD/TQS, of two buildings, alternating the values of the height of the building in between 30 and 45 floors for each structure, analyzing the effects of the change of compressive strength of the concrete (f_{ck}), of the sections of the columns and their geometric design, besides the inclusion and exclusion of other columns in the increase or decrease of the gamma-z parameter. The results show that there is a direct influence of the increase of the f_{ck} and the moment of inertia of columns in the decrease of gamma-z parameter, but that this interference tends to stabilize as the structure becomes more rigid, and other actions are needed, such as the inclusion of rigid cores and concrete walls, to achieve a safer level of stability.

Keywords: Reinforced concrete. Structural analysis. Tall buildings. Global stability. Gamma-z parameter.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Limitação de gabarito e cone aéreo de Fortaleza.....	21
Figura 2 – Modelo estrutural – Pórticos plano e espacial.....	25
Figura 3 - Imperfeições geométricas globais.....	25
Figura 4- Imperfeições geométricas locais - Falta de retilineidade e Desaprumo.....	26
Figura 5 - Estrutura submetida à carga vertical e à ação lateral de vento e os correspondentes efeitos de segunda ordem	30
Figura 6 - Coluna esbelta com carregamento excêntrico	32
Figura 7 - Diagrama momento-curvatura de uma viga com dois valores de A_s	33
Figura 8 – Rigidez equivalente de pórticos	35
Figura 9- Diferentes sistemas de contraventamento com suas respectivas deformadas.....	37
Figura 10 - Modelo de cálculo com grelhas e pórtico espacial	41
Figura 11 - Planta de forma Edifício 1 - (I_0).....	43
Figura 12 - Planta de forma Edifício 2	47
Figura 13 - Edifício 1 - 30 pavimentos.....	51
Figura 14 - Planta de forma - (I_1)	53
Figura 15 - Planta de forma - I_2	55
Figura 16 - Corte esquemático ação 6 - Edifício 1 - 30 pavimentos	56
Figura 17 - Edifício 1 - 45 pavimentos.....	57
Figura 18 - Corte esquemático Ação 6 - Edifício 1 - 45 pavimentos	59
Figura 19 - Planta de forma - (I_3)	60
Figura 20 - Aumento da inércia longitudinal dos pilares P3 e P23	63
Figura 21 - União dos pilares P11 e P18 em um pilar em U	64
Figura 22 - Novas dimensões pilar P11 em U	64
Figura 23 - Transformação dos pilares P11 e P18 em um pilar em H.....	66
Figura 24 - Dimensões do núcleo de concreto – pilar em H	66
Figura 25 - Alteração dos pilares P10 e P18 (Antigo P12).....	68
Figura 26 - Dimensões P10 e P12 em L	68
Figura 27 - Segunda alteração nos pilares P10 e P18 (Antigo P12).....	70
Figura 28 - Dimensões alteradas em P10 e P18	70
Figura 29 - Edifício 2 - 30 pavimentos.....	72
Figura 30 - Planta de forma - Edifício 2 (I_1)	73
Figura 31 - Planta de forma - Edifício 2 (I_2)	75

Figura 32 - Corte esquemático Edifício 2 - 45 pavimentos.....	76
Figura 33 - Planta de forma – Edifício 2 (I3).....	79
Figura 34 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 11	81
Figura 35 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 12	82
Figura 36 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 13	85
Figura 37 - Planta de forma Edifício 2 - Ação 14.....	86

LISTA DE GRÁFICOS

Gráfico 1 - Variação γ_Z 90° e 270° - Edifício 1 - 30 Pav.....	89
Gráfico 2 - Variação γ_Z 0° e 180° - Edifício 1 - 30 Pav.	90
Gráfico 3 - Variação γ_Z 90° e 270° - Edifício 1 - 45 Pav.....	97
Gráfico 4 - Variação γ_Z 0° e 180° - Edifício 1 - 45 Pav.	98
Gráfico 5 - Variação γ_Z - Fck dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.	100
Gráfico 6 - Variação γ_Z - Rigidez dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.....	103
Gráfico 7 - Variação γ_Z - Edifício 1 - 45 - Redução progressiva de seção	106
Gráfico 8 - Variação γ_Z - Edifício 1 – 45 – Demais modificações	108
Gráfico 9 - Variação γ_Z 90° e 270° - Edifício 2 - 30 Pav.....	109
Gráfico 10 - Variação γ_Z 0° e 180° - Edifício 2 - 30 Pav.	110
Gráfico 11 - Variação γ_Z - Fck dos pilares - Edifício 2 - 30 Pav.	112
Gráfico 12 - Variação γ_Z - Rigidez dos pilares - Edifício 2 - 30 Pav.....	114
Gráfico 13 - Variação γ_Z 90° e 270° - Edifício 2 - 45 Pav.....	118
Gráfico 14 - Variação γ_Z 0° e 180° - Edifício 2 - 45 Pav.	118
Gráfico 15 - Variação γ_Z - Fck dos pilares - Edifício 2 - 45 Pav.	120
Gráfico 16 - Variação γ_Z - Rigidez dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.....	123
Gráfico 17 - Variação γ_Z - Edifício 2 - 45 - redução progressiva	125
Gráfico 18 - Variação γ_Z - Edifício 2 – 45 – Demais modificações	127

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I0) – Edifício 1	43
Tabela 2 – Carga vertical média nos pavimentos – Edifício 1	45
Tabela 3 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 1 ..	45
Tabela 4 - Combinações de cálculo utilizadas	46
Tabela 5 - Coeficientes de não linearidade física	46
Tabela 6 - Parâmetros de instabilidade Edifício1 (Base).....	46
Tabela 7 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I0) – Edifício 2	47
Tabela 8 - Carga média nos pavimentos – Edifício 2	48
Tabela 9 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 2 ..	49
Tabela 10 - Parâmetros de instabilidade Edifício2 (Base).....	50
Tabela 11 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 30 pavimentos	50
Tabela 12 - Seções transversais e inércias dos pilares (I1)	51
Tabela 13 - Seções transversais e inércias dos pilares (I2).....	54
Tabela 14 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 45 pavimentos	57
Tabela 15 - Seções transversais e inércias dos pilares (I3).....	61
Tabela 16 - Modificações no Edifício 1 - Ação 11	62
Tabela 17 - Modificação no Edifício 1 - Ação 12.....	65
Tabela 18 - Modificação no Edifício 1 - Ação 13.....	67
Tabela 19 - Modificação no Edifício 1 - Ação 14.....	69
Tabela 20 - Modificação no Edifício 1 - Ação 15.....	71
Tabela 21 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 2 - 30 pavimentos.....	72
Tabela 22 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I1) – Edifício 2	73
Tabela 23 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I2) – Edifício 2	74
Tabela 24 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 45 pavimentos	76
Tabela 25 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I3) – Edifício 2	79
Tabela 26 - Modificações no Edifício 2 - Ação 11	81
Tabela 27 - Seções transversais das vigas - Edifício 2	83
Tabela 28 - Modificação no Edifício 2 - Ação 12.....	83

Tabela 29 - Modificação Edifício 2 - Ação 13.....	85
Tabela 30 - Modificações Edifício 2 - Ação 14	86
Tabela 31 - Resumo das ações adotadas no Edifício 1 - 30 pavimentos	88
Tabela 32 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 30 pavimentos	88
Tabela 33 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 30 Pav.....	91
Tabela 34 - Comparação da influência fck no γ_Z (0°-180°) - Edifício 1 - 30 Pav.	91
Tabela 35 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_Z (90°-270°) – Edifício 1 – 30 Pav.	92
Tabela 36 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_Z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	93
Tabela 37 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_Z (90°-270°) – Edifício 1 – 30 Pav.	94
Tabela 38 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_Z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	94
Tabela 39 - Resumo das ações adotadas no Edifício 1 - 45 pavimentos	95
Tabela 40 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 45 pavimentos	96
Tabela 41 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 45 Pav.....	99
Tabela 42 - Comparação da influência fck no γ_Z (0°-180°) - Edifício 1 - 45 Pav.	99
Tabela 43 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_Z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	101
Tabela 44 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_Z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	102
Tabela 45 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_Z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	104
Tabela 46 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_Z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	104
Tabela 47 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_Z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	106
Tabela 48 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_Z (0°-180°) – Edifício 1 – 45 Pav.	107
Tabela 49 - Parâmetros de instabilidade – Edifício 2 - 30 pavimentos	108
Tabela 50 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 30 Pav.....	111
Tabela 51 - Comparação da influência fck no γ_Z (0°-180°) - Edifício 1 - 30 Pav.	111
Tabela 52 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_Z (90°-270°) – Edifício 2 – 30	

Pav.	113
Tabela 53 - Comparação da influência da seção dos pilares no γz (0° - 180°) – Edifício 2 – 30 Pav.	113
Tabela 54 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γz (90° - 270°) – Edifício 2 – 30 Pav.	115
Tabela 55 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γz (0° - 180°) – Edifício 2 – 30 Pav.	115
Tabela 56 - Resumo das ações adotadas no Edifício 2 - 45 pavimentos	116
Tabela 57 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 45 pavimentos	117
Tabela 58 - Comparação da influência fck no γZ (90° - 270°) – Edifício2 - 45 Pav.....	119
Tabela 59 - Comparação da influência fck no γz (0° - 180°) - Edifício 1 - 45 Pav.....	119
Tabela 60 - Comparação da influência da seção dos pilares no γz (90° - 270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	121
Tabela 61 - Comparação da influência da seção dos pilares no γz (0° - 180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	122
Tabela 62 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γz (90° - 270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	124
Tabela 63 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γz (0° - 180°) – Edifício 1 – 30 Pav.	124
Tabela 64 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γz (90° - 270°) – Edifício 1 – 45 Pav.	126
Tabela 65 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γz (0° - 180°) – Edifício 1 – 45 Pav.	126

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	19
1.1	Objetivos	20
1.1.1	<i>Objetivo Geral</i>	20
1.1.2	<i>Objetivos Específicos.....</i>	20
1.2	Justificativa.....	20
1.3	Delimitação da pesquisa	22
1.4	Estrutura da monografia.....	23
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	24
2.1	Instabilidade de edifícios altos	24
2.1.1	<i>Imperfeições construtivas</i>	25
2.1.2	<i>Ação do vento</i>	27
2.1.3	<i>Carregamento.....</i>	27
2.1.4	<i>Rigidez</i>	28
2.1.5	<i>Problemas de instabilidade</i>	28
2.2	Efeitos de 1ª ordem e de 2ª ordem	29
2.3	Estruturas de nós fixos e nós móveis	31
2.4	Consideração das não-linearidades	31
2.4.1	<i>Não-linearidades geométricas</i>	32
2.4.2	<i>Não-linearidades físicas.....</i>	32
2.5	Parâmetros de instabilidade.....	34
2.5.1	<i>Parâmetro de instabilidade α</i>	34
2.5.2	<i>Parâmetro de instabilidade γ_z.....</i>	37
3	MODELAGEM E PROCESSAMENTO GLOBAL DE EDIFÍCIOS	40
3.1	Considerações iniciais.....	40

3.2	Considerações sobre o programa de processamento utilizado	40
3.3	Apresentação Edifício 1	42
3.4	Apresentação Edifício 2	47
3.5	Processamento do modelo Edifício 1 – 30 pavimentos	50
3.5.1	<i>Ação 0 – Modificação do gabarito</i>	<i>50</i>
3.5.2	<i>Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – I1</i>	<i>51</i>
3.5.3	<i>Ação 2 – Modificação fck somente nos pilares</i>	<i>53</i>
3.5.4	<i>Ação 3 – Modificação fck em todos os elementos</i>	<i>53</i>
3.5.5	<i>Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2</i>	<i>54</i>
3.5.6	<i>Ação 5 – Modificação do fck em todos os elementos</i>	<i>55</i>
3.5.7	<i>Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	<i>55</i>
3.6	Processamento do modelo Edifício 1 – 45 pavimentos	56
3.6.1	<i>Ação 0 – Modificação do gabarito.....</i>	<i>56</i>
3.6.2	<i>Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – I1</i>	<i>57</i>
3.6.3	<i>Ação 2 – Modificação fck somente nos pilares</i>	<i>58</i>
3.6.4	<i>Ação 3 – Modificação fck em todos os elementos</i>	<i>58</i>
3.6.5	<i>Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2</i>	<i>58</i>
3.6.6	<i>Ação 5 – Modificação do fck em todos os elementos</i>	<i>58</i>
3.6.7	<i>Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	<i>58</i>
3.6.8	<i>Ação 7 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	<i>59</i>
3.6.9	<i>Ação 8 – Modificação da inércia dos pilares – I3</i>	<i>60</i>
3.6.10	<i>Ação 9 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	<i>62</i>
3.6.11	<i>Ação 10 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	<i>62</i>
3.6.12	<i>Ação 11 – Modificação de inércia - pilares P3 e P23.....</i>	<i>62</i>
3.6.13	<i>Ação 12 – Modificação de inércia – inclusão de pilar em U</i>	<i>63</i>
3.6.14	<i>Ação 13 – Modificação de inércia – inclusão de pilar em H</i>	<i>65</i>

3.6.15	<i>Ação 14 – Modificação de inércia – alteração de forma P10 e P12</i>	67
3.6.16	<i>Ação 15 – Modificação de inércia – alteração de dimensão em P10 e P18</i>	69
3.7	Processamento do modelo Edifício 2 – 30 pavimentos	71
3.7.1	<i>Ação 0 – Modificação do gabarito</i>	71
3.7.2	<i>Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – I1</i>	72
3.7.3	<i>Ação 2 – Modificação fck somente nos pilares</i>	74
3.7.4	<i>Ação 3 – Modificação fck em todos os elementos</i>	74
3.7.5	<i>Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2</i>	74
3.7.6	<i>Ação 5 – Modificação do fck em todos os elementos</i>	75
3.7.7	<i>Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	75
3.8	Processamento do modelo Edifício 2 – 45 pavimentos	76
3.8.1	<i>Ação 0 – Modificação do gabarito</i>	76
3.8.2	<i>Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – I1</i>	77
3.8.3	<i>Ação 2 – Modificação fck somente nos pilares</i>	77
3.8.4	<i>Ação 3 – Modificação fck em todos os elementos</i>	77
3.8.5	<i>Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2</i>	77
3.8.6	<i>Ação 5 – Modificação do fck em todos os elementos</i>	78
3.8.7	<i>Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	78
3.8.8	<i>Ação 7 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	78
3.8.9	<i>Ação 8 – Modificação da inércia dos pilares – I3</i>	78
3.8.10	<i>Ação 9 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	80
3.8.11	<i>Ação 10 – Modificação de inércia entre pavimentos.....</i>	80
3.8.12	<i>Ação 11 – Modificação de inércia - Inclusão dos pilares P15 e P16.....</i>	80
3.8.13	<i>Ação 12 – Modificação de inércia – Aumento de seção P15, P16, P12 e vigas</i>	82
3.8.14	<i>Ação 13 – Modificação de inércia – adição dos pilares P17 e P18.....</i>	84
3.8.15	<i>Ação 14 – Modificação de inércia – Caixa de elevadores (P13 e P14) e P3</i>	86

4	RESULTADOS DO PROCESSAMENTO ESTRUTURAL	88
4.1	Edifício 1 – 30 pavimentos.....	88
4.1.1	<i>Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (fck)</i>	90
4.1.2	<i>Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares</i>	92
4.1.3	<i>Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos</i>	93
4.2	Edifício 1 – 45 pavimentos.....	94
4.2.1	<i>Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (fck)</i>	98
4.2.2	<i>Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares</i>	100
4.2.3	<i>Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos</i>	103
4.2.4	<i>Efeitos das demais modificações na geometria dos pilares</i>	106
4.3	Edifício 2 – 30 pavimentos.....	108
4.3.1	<i>Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (fck)</i>	110
4.3.2	<i>Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares</i>	112
4.3.3	<i>Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos</i>	114
4.4	Edifício 2 – 45 pavimentos.....	115
4.4.1	<i>Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (fck)</i>	119
4.4.2	<i>Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares</i>	121
4.4.3	<i>Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos</i>	123
4.4.4	<i>Efeitos das demais modificações na geometria dos pilares</i>	126
5	CONCLUSÃO.....	128
	REFERÊNCIAS	131
	APÊNDICE A – RESULTADOS DO PROCESSAMENTO GLOBAL DO CAD/TQS	133
	APÊNDICE B – COMPARATIVO GRÁFICO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL E VARIAÇÃO DE CARGA VERTICAL – EDIFÍCIO 2.....	151

1 INTRODUÇÃO

Diante do progressivo aumento da densidade populacional, vem-se tornando necessário um melhor aproveitamento dos espaços urbanos. À vista disso, torna-se inevitável um processo de verticalização, construindo-se edifícios cada vez mais altos e mais esbeltos, especialmente em grandes cidades (LACERDA *et al.*, 2014). Entretanto, torna-se necessário também considerar os possíveis impactos dessa verticalização das edificações nas localidades em que serão instaladas. Além dos fatores de estabilidade estrutural inerentes ao projeto de estrutura dos prédios, é válido considerar demais efeitos do aumento demográfico que essas altas edificações geram no seu entorno. Dentre essas implicações, o estudo da capacidade do sistema atual de saneamento e transporte, por exemplo, deve ser analisado para a demanda gerada a partir dessas novas construções.

A validação dessa nova perspectiva estrutural para as grandes cidades brasileiras, como Fortaleza (Ceará), se torna viável diante da utilização de softwares e métodos computacionais que permitem o cálculo de estruturas cada vez mais complexas. Adicionado a isso, é válido ressaltar que, há cerca de 40 anos, no Ceará, a maioria das edificações possuía, no máximo, quatro pavimentos, os quais eram formados por vários pórticos constituídos de elementos robustos e preenchidos geralmente por alvenaria. Isso ocorria em virtude de os métodos de cálculo e execução serem ainda limitados a técnicas simplificadas e das resistências à compressão do concreto serem entre 15MPa a 20MPa. Com o avanço das ferramentas de cálculo e dos sistemas de construção, além do ganho de resistência do concreto, chegando à cerca de 50 MPa de resistência à compressão, deu-se início à construção de edificações mais altas e mais esbeltas (BUENO, 2009; ZUMAETA MONCAYO, 2011). É necessário acrescentar que a ABNT (2014) já considera que há concretos cuja resistência já chega a 90 MPa, tornando possível a construção de estruturas ainda mais esbeltas.

A partir da proposta de Franco (1985), na concepção de edifícios altos, é de suma importância se estabelecer a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem causados por causa dos deslocamentos horizontais aos quais os elementos estão submetidos devidos às cargas horizontais agentes. Em estruturas mais enrijecidas, esses efeitos podem ser desprezados, sendo, no entanto, bastante importante os considerar quando se trata de uma estrutura mais flexível, pois o prédio tem um padrão de deslocamento diferenciado (FRANCO, 1985).

O estudo dos fatores que podem influenciar a rigidez de uma estrutura, e consequentemente os efeitos de segunda ordem que agem, nela são mensurados por meio de parâmetros de instabilidade global. Segundo Oliveira (2007), o coeficiente γ_z , apresentado na

ABNT (2014) e proposto por Franco (1985) pode ser utilizado para fornecer uma estimativa dos esforços finais da estrutura, que incluem os efeitos de segunda ordem, contanto que seu valor não ultrapasse um determinado limite. Para o cálculo de γ_z , emprega-se o método de consideração simplificada da não-linearidade física segundo a ABNT (2014), que consiste na utilização de valores reduzidos de rigidez para os elementos estruturais.

À vista disso, torna-se fundamental a avaliação dos parâmetros de instabilidade global, bem como dos possíveis impactos que esses indicadores podem causar no dimensionamento estrutural de prédios mais altos e esbeltos, os quais configuram uma tendência para a cidade de Fortaleza, de acordo com as novas condições de gabarito autorizadas pela Prefeitura.

1.1 Objetivos

1.1.1 *Objetivo Geral*

O presente trabalho tem o objetivo de avaliar a influência das variações de seção dos pilares de contraventamento e das resistências à compressão do concreto no parâmetro de instabilidade γ_z a partir do aumento do gabarito das edificações em Fortaleza.

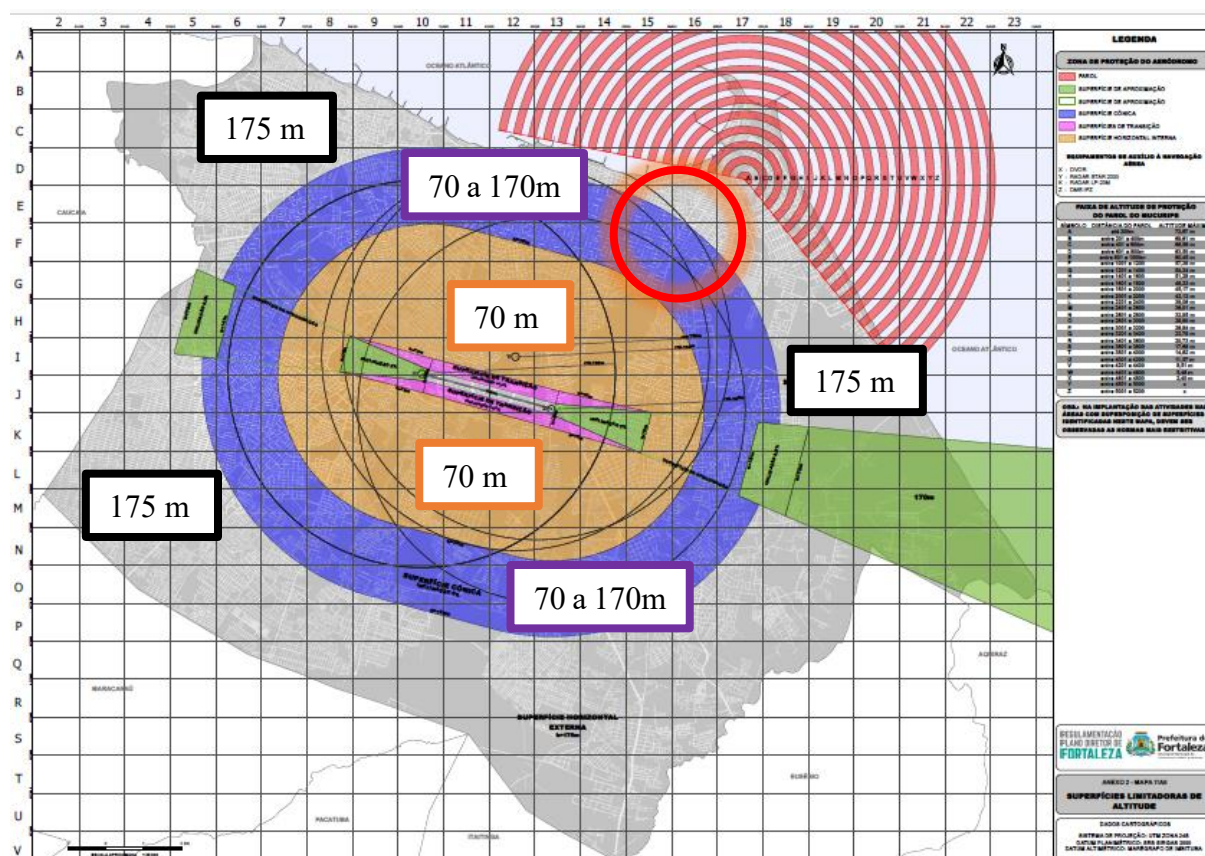
1.1.2 *Objetivos Específicos*

- (a) Elaborar e processar modelos estruturais de dois edifícios residenciais no software de análise de estruturas CAD/TQS versão 17;
- (b) Estudar os impactos de diferentes rigidezes de elementos estruturais no comportamento global da edificação;
- (c) Explorar as diferentes resistências à compressão e respectivos módulos de elasticidade do concreto armado e a sua influência na estabilidade global de uma estrutura
- (d) Analisar o impacto da mudança progressiva de seções transversais de pilares a partir do aumento da altura.

1.2 Justificativa

A crescente demanda populacional tem propiciado um grande aumento na verticalização dos centros urbanos (BARROSO, 2015). Em Fortaleza (Brasil), as edificações eram até então limitadas pelo gabarito de 72 m da Lei de Uso e Ocupação do Solo de 1996, a qual sofreu recente modificação em 2017, tornando possível um gabarito de até 175m em algumas áreas da capital cearense, mostradas no ANEXO 7 da Lei Complementar nº 236, de 11 de agosto de 2017, conforme Figura 1, destacando-se em vermelho a área em que se localizam os empreendimentos estudados nesse trabalho (FORTALEZA,1996; FORTALEZA,2017). O aumento dos gabaritos torna, portanto, necessário um estudo mais aprofundado sobre os impactos estruturais que essa mudança pode causar na estabilidade global dos edifícios projetados a partir dessa modificação, visto que os mesmos tenderão a ser, mais altos e esbeltos (BUENO, 2009; ZUMAETA MONCAYO, 2011).

Figura 1 - Limitação de gabarito e cone aéreo de Fortaleza



Fonte: Adaptado de ANEXO 7 - Lei Complementar nº 236 (2017).

A análise dos parâmetros de instabilidade permite avaliar com mais critério vários aspectos dos projetos estruturais, visto que, para edificações mais elevadas e delgadas é

necessário se fazer um controle mais preciso e rigoroso das rigidezes e resistências dos elementos, sendo possivelmente necessário considerar efeitos de 2ª ordem, dependendo do deslocamento dos nós da estrutura (FRANCO, 1985).

Ademais, os estudos na área de estabilidade global de estruturas altas e esbeltas permite gerar alternativas econômicas a serem consideradas no projeto. A adoção de resistências a compressão do concreto (f_{ck}) diferentes de acordo com o tipo de elemento estrutural, verificando-se os impactos de utilizar concretos mais resistentes em pilares ao invés de na estrutura inteira, por exemplo, bem como a modificação progressiva, a medida que se sobem os pavimentos, da geometria desses mesmos elementos para diminuição do consumo de concreto são alguns aspectos relevantes a serem analisados.

1.3 Delimitação da pesquisa

A análise proposta com o estudo apresentado será restringida a dois tipos de edifícios residenciais cuja configuração foi por muito tempo comum na cidade de Fortaleza, com dimensões aproximadamente retangulares, sendo analisado um caso com caixa de escada fora do retângulo proposto e outro com a mesma inclusa. Outra limitação se dá na altura máxima analisada. Não será adotado o valor de 175 m para o gabarito devido à escolha da localização mostrada na Figura 1, sendo limitado o estudo a até 135m de altura. Quanto à resistência a compressão do concreto, o valor máximo utilizado no processamento dos modelos será de 50 MPa em virtude de limitações da versão do software utilizado.

Em relação às propostas estruturais, é válido considerar que não são analisadas questões referentes ao consumo de concreto, à presença de furos nas lajes e escadas, à compatibilização com demais disciplinas da construção civil, à taxa de armadura utilizada nos pilares e às deformações laterais medidas no topo do edifício, dentre outros, mas somente os aspectos de estabilidade estrutural são ponderados.

A ABNT (2014) considera uma estrutura de nós fixos quando a relação entre os efeitos de 2ª e 1ª ordem é limitada a 10%, ou seja, o γ_z pode ser até 1,10. A partir desse valor, a estrutura é considerada de nós móveis, sendo necessário um cálculo diferenciado a partir dos efeitos de segunda ordem. Entretanto, a norma brasileira admite que entre os valores de 1,10 a 1,30, pode-se considerar os efeitos de segunda ordem de maneira simplificada, ponderando as transferências de esforços horizontais por $0,95 \gamma_z$ (ABNT, 2014). É válido ressaltar que esse critério varia em diferentes normas e estudos, como a *Fédération Internationale du Béton* (2013) e o *American Concrete Institute* (2008) (VIEIRA; RODRIGUES JÚNIOR; VELOSO, 2017).

Para as duas instituições, não é considerada a simplificação no cálculo dos efeitos de segunda ordem e, para o ACI (2014), o valor limite do parâmetro de instabilidade γ_z é de 1,05 (VIEIRA; RODRIGUES JÚNIOR; VELOSO, 2017). Diante disso, optou-se por realizar ações de modelagem e processamento da estrutura com o objetivo de se atingir valores máximos de 1,25 para o parâmetro de instabilidade, conforme Pinto, Ramalho e Corrêa (2005).

Quanto ao parâmetro α , a ABNT (2014) considera um valor limite máximo de 0,6. No entanto, esse parâmetro, embora apresentado nos resultados, não será utilizado para análise da estabilidade global na presente pesquisa.

1.4 Estrutura da monografia

No capítulo 2 são exibidos conceitos fundamentais relacionados à instabilidade global em edifícios altos, destacando o papel de imperfeições construtivas, ação do vento, carregamento, rigidez estrutural e principais problemas relacionados a instabilidade. São apresentadas as definições de efeitos de primeira e de segunda ordem, bem como a caracterização de estruturas de nós fixos e de nós móveis e as considerações das não-linearidades. Os parâmetros de instabilidade têm seus embasamentos teóricos definidos, assim como sua aplicabilidade e suas limitações.

No capítulo 3, são apresentados os edifícios analisados no estudo e todas as etapas de modelagem para o processamento em software, identificando-se as modificações realizadas na concepção estrutural de cada Ação.

No capítulo 4, os resultados são exibidos, organizados e discutidos a partir das variações percentuais do indicador de instabilidade analisado.

No capítulo 5 são feitas as conclusões do estudo e recomendações para trabalhos posteriores.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

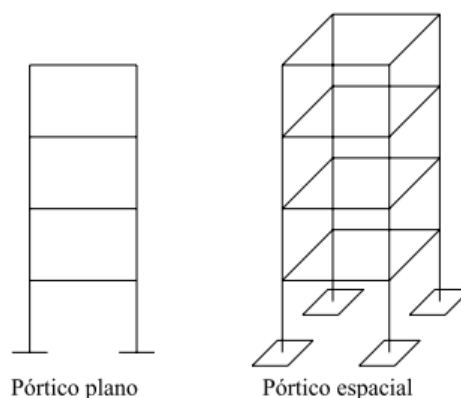
De acordo com a NBR 6118:2014, as estruturas de concreto precisam cumprir requisitos mínimos de qualidade. Dentre essas exigências tem-se a segurança a ruptura, garantida pela capacidade resistente da estrutura; desempenho em serviço, certificado por condições íntegras de utilização durante a vida útil, sem apresentar danos que possam comprometer a estrutura parcialmente ou totalmente para o uso projetado; durabilidade, assegurando a capacidade da estrutura quanto às influências ambientais previstas na concepção do projeto.

A instabilidade do equilíbrio, juntamente ao esgotamento da capacidade resistente, é um dos modos de se atingir a ruína estrutural, ou colapso, de uma estrutura de concreto armado. Em estruturas pouco esbeltas, o valor limite da resistência de uma seção é definido pelas deformações limites admitidas na fibra mais tracionada ou comprimida (MARTINS, 1979). Já para estruturas mais esbeltas, geralmente a ruína de seus elementos comprimidos é limitada pelos efeitos de instabilidade do equilíbrio, não atingindo o limite de resistência da seção (MARTINS, 1979). Freitas (2015) reafirma que, no caso de ruína por instabilidade, a seção ainda seria capaz de reter os esforços, entretanto, em relação à capacidade resistente, os esforços solicitantes vão crescendo a uma taxa muito maior, fazendo com que os deslocamentos horizontais promovam momentos fletores de segunda ordem na estrutura, aumentando a chance de se atingir o colapso da estrutura.

2.1 Instabilidade de edifícios altos

Conforme afirma BUENO (2009), estruturas reticuladas formadas por pórticos espaciais e planos são frequentemente utilizadas para se verificar o comportamento global de edifícios, conforme está mostrado na Figura 2, buscando resistir a ações verticais e horizontais aplicadas ao elemento, garantindo a estabilidade e possibilitando a deformação da estrutura de maneira que ela não atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, utilizando ao máximo a capacidade resistente da seção. É válido afirmar que as ações advindas de deslocamentos horizontais, geralmente oriundos da ação dos ventos, assimetrias na geometria, carregamento e imperfeições construtivas, são capazes de incorporar esforços que façam a estrutura atingir o colapso (PINTO; RAMALHO; CORRÊA, 2005).

Figura 2 – Modelo estrutural – Pórticos plano e espacial

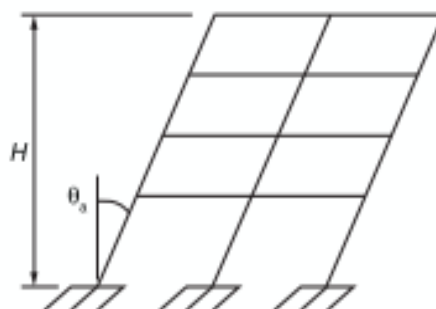


Fonte: BUENO, M. Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado (2009).

2.1.1 Imperfeições construtivas

As imperfeições construtivas iniciais são praticamente inevitáveis, assim, a ABNT (2014) recomenda que as imperfeições geométricas dos elementos estruturais da estrutura quando não carregada sejam consideradas no Estado Limite Último (ELU). De acordo com a ABNT (2014), essas imperfeições geométricas podem ser subdivididas em dois grupos, sendo eles de imperfeições globais e imperfeições locais. Para a primeira, deve ser considerado o desaprumo vertical da estrutura, levando a uma configuração inclinada conforme mostra a Figura 3 a seguir.

Figura 3 - Imperfeições geométricas globais



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

O cálculo das ações advindas desse efeito geométrico é dado a partir do ângulo

θ_1 obtido por meio da altura total (H), conforme a equação (1).

$$\theta_1 = 1/100\sqrt{H} \quad (1)$$

Sendo:

$\theta_{1,min} = 1/400$ para estruturas de nós fixos;

$\theta_{1,min} = 1/300$ para estruturas de nós móveis com imperfeições locais;

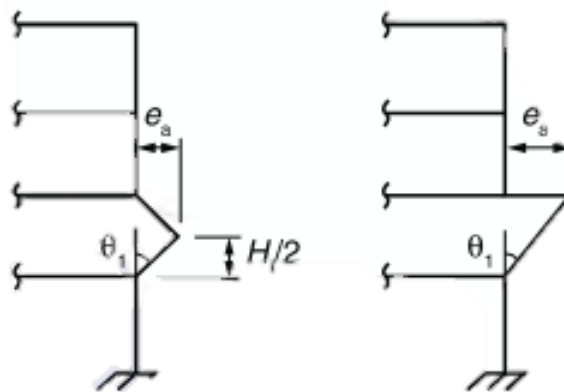
$\theta_{1,máx} = 1/200$.

Estimado θ_1 , para obter o desaprumo da edificação (θ_a), especifica-se o número prumadas de pilares (n) na equação (2).

$$\theta_a = \sqrt{(1 + 1/n)/2} \quad (2)$$

No caso das imperfeições geométricas locais, são analisados os elementos da estrutura individualmente, considerando falta de retilineidade e desaprumo do elemento, conforme mostra a Figura 4.

Figura 4- Imperfeições geométricas locais -
Falta de retilineidade e Desaprumo



Fonte: Associação Brasileira de Normas Técnicas (2014).

2.1.2 Ação do vento

A ação do vento na estrutura é determinada a partir de coeficientes aerodinâmicos apresentados pela ABNT (1988). Esses coeficientes irão depender da localização geográfica e topográfica da estrutura, da sua geometria e da sua utilização.

O procedimento determinado na norma prescreve que se consulte o mapa de isopletras, presente na Figura 1 ABNT (1988) para se obter a velocidade básica do vento (V_0) na região onde se localizará o edifício. Em seguida, para se obter a velocidade característica do vento (V_k), deve-se ponderá-la com o uso dos fatores S_1 – Fator topográfico; S_2 – Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno; S_3 – Fator estatístico, como mostra a equação (3).

$$V_k = S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \cdot V_0 \quad (3)$$

A partir do valor de velocidade característica, pode-se calcular a pressão dinâmica do vento com a formulação (4).

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (4)$$

Com o valor da pressão do vento na estrutura, deve-se aplicar a equação (5) para se obter a força de arrasto (F_a) do vento em cada seção da face da edificação de acordo com a área efetiva (A_e) e o coeficiente de arrasto (C_a) da região.

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (5)$$

É válido lembrar que o coeficiente de arrasto depende da turbulência dos ventos na região, a qual é influenciada pela altura das edificações no entorno. Assim, para grandes centros urbanos, considera-se ventos de alta turbulência. Os valores para esse coeficiente podem ser encontrados a partir da Figura 5 da ABNT (1988).

2.1.3 Carregamento

O carregamento imposto a uma estrutura pode provocar instabilidade global na

estrutura de acordo com sua magnitude, entretanto, é importante ressaltar que isso só é válido para cargas verticais, uma vez que as cargas horizontais não influenciam diretamente na estabilidade, então, ao se submeter a estrutura a uma carga de vento, os elementos estruturais irão se deslocar lateralmente, os quais, com as cargas verticais, gerarão momentos significativos de segunda ordem na estrutura (BUENO, 2009). Desse modo, o uso de elementos compostos por materiais mais leves na estrutura resultara em cargas verticais menores e, conseqüentemente, menores momentos de segunda ordem, contribuindo para a estabilidade da estrutura, por exemplo. (BUENO, 2009).

2.1.4 Rigidez

Quanto mais rígida é uma estrutura, menos ela se deslocará, sendo, portanto, menor sua instabilidade (FRANCO, 1985). De acordo com Bueno (2009), a rigidez de um elemento depende do seu módulo de elasticidade e da sua seção geométrica, assim, para se alcançar valores de rigidez altos, faz-se necessário utilizar materiais que tenham um módulo de elasticidade eficiente para as condições de projeto. Além disso, o aumento da inércia do elemento por meio da inclusão de pilares-parede, caixas de escada e de elevador no projeto e da mudança das seções dos demais elementos de contraventamento ou alteração na posição de pilares e pórticos pode ocasionar uma maior estabilidade na estrutura, melhorando seu desempenho (BUENO, 2009).

2.1.5 Problemas de instabilidade

Segundo Franco (1985), diante da existência de deslocamentos horizontais na estrutura, é possível se utilizar duas considerações de cálculos, a análise de primeira ordem e a de segunda ordem. Na primeira análise, consideram-se as forças e momentos agindo na configuração geométrica inicial do edifício, isto é, os deslocamentos provenientes das cargas horizontais são desconsiderados no equilíbrio e os efeitos dessa análise são efeitos de primeira ordem (BUENO, 2009; FREITAS, 2015). Já a análise de segunda ordem procura contemplar o equilíbrio real da estrutura, considerando sua configuração deformada e a amplitude de seus deslocamentos, estudando, assim, os efeitos de segunda ordem (BUENO, 2009; FREITAS, 2015).

Quanto aos problemas de instabilidade, os edifícios estão geralmente sujeitos aos fenômenos listados a seguir, conforme ABNT (2014):

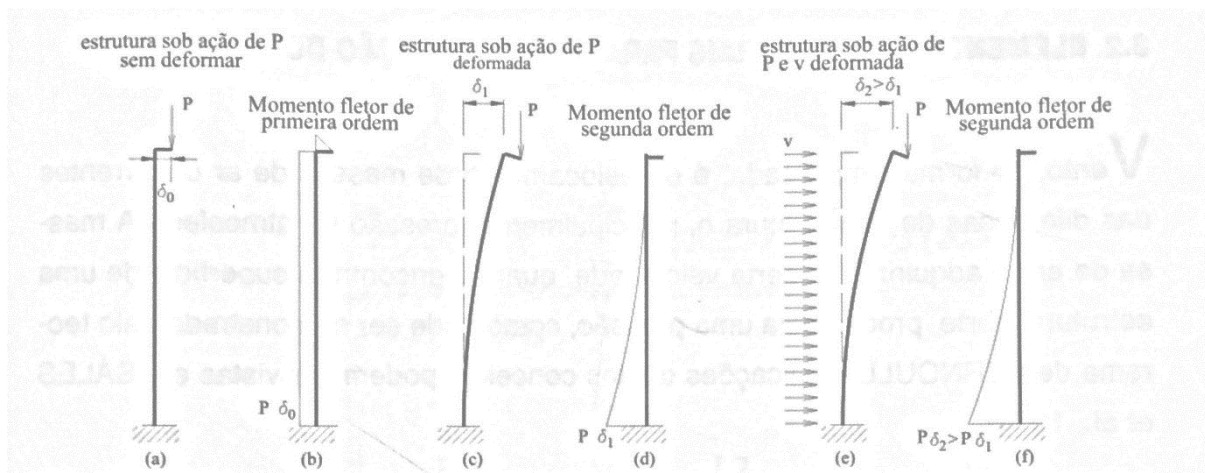
- a) Flambagem: perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio, que acontece quando a carga crítica suportada pelo pilar é ultrapassada e então o elemento se encontra ou em uma forma reta de equilíbrio instável ou de forma fletida com equilíbrio estável.
- b) Ponto-limite com reversão: caracterizado pela perda de estabilidade sem bifurcação do equilíbrio, em que há uma passagem brusca de uma configuração estrutural do elemento para outra.
- c) Ponto-limite sem reversão: segundo a ABNT(2014) para as estruturas de material de comportamento não linear, com imperfeições geométricas iniciais, não há perda de estabilidade por bifurcação do equilíbrio. Entretanto é possível haver perda de estabilidade quando o aumento da capacidade resistente da estrutura passa a ser menor do que o aumento da solicitação a medida que a intensidade do carregamento cresce.
- d) Problema de segunda ordem: são considerados quando a análise de equilíbrio passa a considerar a configuração deformada da estrutura.

2.2 Efeitos de 1ª ordem e de 2ª ordem

É possível entender o comportamento de uma estrutura vertical a partir de uma haste engastada na base e solta na ponta, submetida a um carregamento vertical excêntrica, como mostrado na Figura 5. Quando a deformação da haste não é considerada, o momento fletor obtido a partir da multiplicação da carga pela excentricidade é chamado de primeira ordem. Entretanto, quando essa deformação inerente ao material acontece, assim como quando há ações horizontais, como a do vento e das irregularidades geométricas, aparecem momentos de segunda ordem (CARVALHO; PINHEIRO, 2009). Dentre as ações horizontais que incidem nas estruturas, pode-se afirmar que os efeitos provenientes das cargas de vento geralmente são os que mais geram efeitos desfavoráveis nas estruturas esbeltas, sendo assim a ação variável normalmente colocada na combinação de cálculo da estrutura.

Conforme sugerem Carvalho e Pinheiro (2009), para absorver as ações de vento, é interessante que o arranjo da estrutura seja formado por pórticos, os quais são compostos por pilares e vigas. Além desses elementos, caixas de elevadores, escadas e pilares-parede de concreto armado são elementos que, por sua rigidez, sofrem menos deformações, diminuindo os efeitos de segunda ordem, sendo por isso chamados, de acordo com a ABNT (2014), de elementos de contraventamento.

Figura 5 - Estrutura submetida à carga vertical e à ação lateral de vento e os correspondentes efeitos de segunda ordem



Fonte: CARVALHO; PINHEIRO. Cálculo e detalhamentos de estruturas usuais de concreto armado (2009).

Nas estruturas como um todo, os elementos que tendem a suportar a maior parte dos esforços de instabilidade são os pilares, embora as vigas e lajes também colaborem com a rigidez da estrutura. Os pilares que suportam por sua alta rigidez essas ações horizontais são denominadas de elementos de contraventamento, conforme explicado anteriormente (ABNT,2014).

Os pilares, de acordo com a ABNT (2014) podem ser classificados em curtos, moderadamente esbeltos e esbeltos, sendo que em pilares curtos não há a necessidade de se considerar os efeitos de segunda ordem, visto que os esforços obtidos levando em consideração a disposição geométrica da estrutura deformada são praticamente iguais aos esforços quando a mesma é considerada indeformada. Desse modo, a ABNT (2014) propõe que se os acréscimos de momento de primeira ordem não ultrapassarem 10%, pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem.

A ABNT (2014) define que nos pilares moderadamente esbeltos os efeitos de segunda ordem são importantes e não podem ser ignorados, todavia é possível utilizar um método simplificado em que se define uma configuração deformada para o eixo do pilar e calcula-se o máximo momento fletor solicitante ao longo do eixo e a partir dos resultados dos esforços solicitantes, faz-se um dimensionamento por flexo-compressão. Para os pilares esbeltos, as não linearidades físicas e geométricas devem ser severamente consideradas para se

obter os efeitos de segunda ordem ABNT (2014).

2.3 Estruturas de nós fixos e nós móveis

Franco (1985) define que as estruturas devem ser consideradas de nós fixos, no processo de cálculo, quando os deslocamentos horizontais dos nós forem pequenos, fazendo com que os efeitos globais de segunda ordem possam ser desprezados, ou seja, quando esses esforços gerados no deslocamento forem menores ou iguais a 10% dos esforços de primeira ordem. Assim, basta que sejam considerados os efeitos de segunda ordem locais e localizados, conforme ABNT (2014). No caso das estruturas de nós móveis, os deslocamentos horizontais são maiores, geralmente por causa da esbeltez dos elementos estruturais, o que implica na consideração dos efeitos globais de segunda ordem além dos efeitos locais e localizados.

2.4 Consideração das não-linearidades

Com base nos estudos de El-Metwally e Chen (1989), o comportamento de estruturas de concreto armado é essencialmente controlado por três principais parâmetros: não-linearidade geométrica, não-linearidade material ou física e a flexibilidade das juntas, ou seja, se a estrutura é de nós fixos ou nós móveis. De tal maneira, é possível afirmar que a implementação da não-linearidade geométrica na análise estrutural pode ser significativa para se obter um resultado mais acurado dos esforços e deformações resultantes de diferentes carregamentos que agem sobre a estrutura, especialmente para os casos de edifícios mais altos e esbeltos sob a ação de carregamentos horizontais (EL-METWALLY; CHEN, 1989).

Kwak e Kim (2006) afirmam que o comportamento não linear de pilares esbeltos de concreto armado é predominantemente afetado por muitas variáveis de projeto, tais como índice de esbeltez, taxa de armadura, resistência a compressão do concreto, excentricidade e coeficiente de fluência, dentre outros. Para pilares curtos, o colapso ocorre na capacidade resistente da seção do material; para elementos mais esbeltos, a ruína acontece antes de se chegar a tal resistência por causa dos acentuados efeitos de segunda ordem que aparecem no pilar (KWAK; KIM, 2006). De acordo com o comportamento de elementos verticais de concreto armado, as não-linearidades do aço e do concreto e a deformação ao longo do tempo do concreto são levadas em consideração na estimativa da capacidade resistente última do material para que seja a mais acurada possível (KWAK; KIM, 2006).

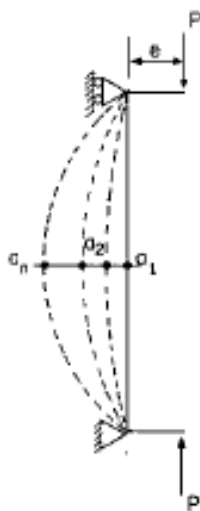
Além disso, é necessário assumir que o colapso de pilares esbeltos só ocorrerá por

falha de material quando o índice de esbeltez em uso é menor que o índice crítico que causaria um colapso por instabilidade (KWAK; KIM, 2006).

2.4.1 *Não-linearidades geométricas*

A não-linearidade geométrica, segundo Martins (1979), é a condição em que a interação entre os esforços axiais e de flexão em uma estrutura, geralmente esbelta, afeta sua matriz de rigidez, gerando efeitos de segunda ordem. Essa alteração é representada pela mudança de posição da estrutura no espaço, conforme Figura 6, e a aplicação dessa condição considera em sua análise a configuração final de equilíbrio da estrutura (PINTO; RAMALHO, 2002). Assim, para se realizar um análise de não-linearidade geométrica é preciso considerar esse equilíbrio que a estrutura atingiu em posição deformada, incluindo os deslocamentos apresentados (BUENO, 2009).

Figura 6 - Coluna esbelta com carregamento excêntrico



Fonte: MARTINS, P. C.R. Análise não-linear de estruturas reticuladas de concreto armado (1979).

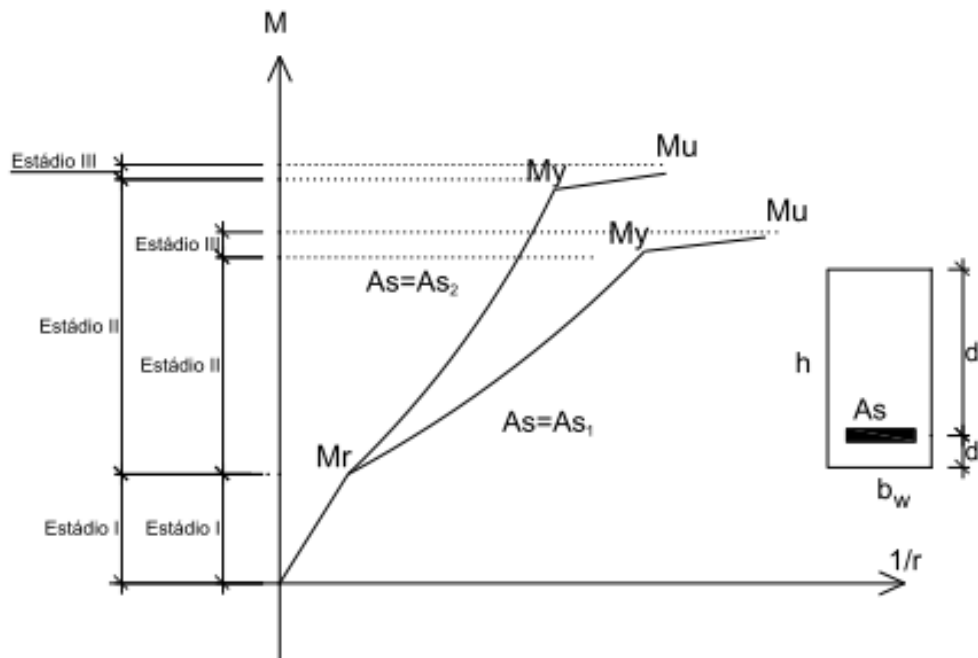
2.4.2 *Não-linearidades físicas*

A linearidade física está relacionada com o comportamento do material aplicado na estrutura (PINTO; RAMALHO, 2002). Diante de materiais que não possuem uma homogeneidade física, como é o caso do concreto armado, é necessário considerar essa falta de

linearidade, visto que há perda de proporcionalidade entre deformação e tensão quando o material tem essas características, implicando numa resposta não linear (OLIVEIRA, 2007).

Bueno (2014) afirma que os efeitos da não-linearidade física devem ser considerados em estruturas de concreto armado, posto que são estruturas reticuladas, estimando-se os afastamentos dos nós resultantes da análise da estrutura por meio da relação existente entre as rigidezes dos membros integrantes. Por meio do diagrama força normal-momento-curvatura das diversas seções transversais desenvolvido a partir do valor da carga normal atuante e da suposta armadura do elemento, pode-se obter as relações de não-linearidade física do concreto armado. Além disso, Bueno (2014) estabelece que é fundamental determinar as relações constitutivas do material, determinar o equilíbrio interno quando a fissuração, o escoamento da armadura e a fluência são consideradas e os critérios de ruína para o par aço-concreto. Entretanto, a série de ações para a obtenção desse diagrama mostrado a seguir na Figura 7 não é simples, sendo indispensável o uso de computadores para realizá-lo.

Figura 7 - Diagrama momento-curvatura de uma viga com dois valores de A_s



Fonte: BUENO, M. Estudo de valores aproximados de rigidez equivalente para vigas e pilares para análises não-lineares globais em estruturas de concreto armado de pequeno porte (2014).

Diante dessas dificuldades e com o avanço nos estudos em busca de métodos

aproximados, a ABNT (2014), a partir de sua revisão de 2003, passou a adotar os valores propostos por MacGregor (1993 *apud* BUENO, 2009) para análises globais, o qual o faz de maneira aproximada, tomando como rigidez dos elementos estruturais os valores a seguir, que valem para estruturas com, no mínimo, quatro andares:

a) Lajes:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,3 \cdot E_c \cdot I_c \quad (6)$$

b) Vigas:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,4 \cdot E_c \cdot I_c \text{ para } A_s' \neq A_s \quad (7)$$

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,5 \cdot E_c \cdot I_c \text{ para } A_s' = A_s \quad (8)$$

c) Pilares:

$$(EI)_{\text{sec}} = 0,8 \cdot E_c \cdot I_c \quad (9)$$

Sendo:

I_c - momento de inércia da seção bruta de concreto;

A_s' - área das barras da armadura de compressão;

A_s - área das barras da armadura de tração;

f_{ck} - resistência característica à compressão do concreto, em MPa;

E_c - o valor representativo do módulo de deformação do concreto conforme mostrado abaixo.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ MPa} \quad (10)$$

$$E_{ci} = 21,5 \cdot 10^3 \cdot \alpha_E \cdot \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1,25 \right)^{\frac{1}{3}}, \text{ para } f_{ck} \text{ de } 55 \text{ MPa a } 90 \text{ MPa} \quad (11)$$

Onde:

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

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

$\alpha_E = 0,9$ para calcário;

$\alpha_E = 0,7$ para arenito.

2.5 Parâmetros de instabilidade

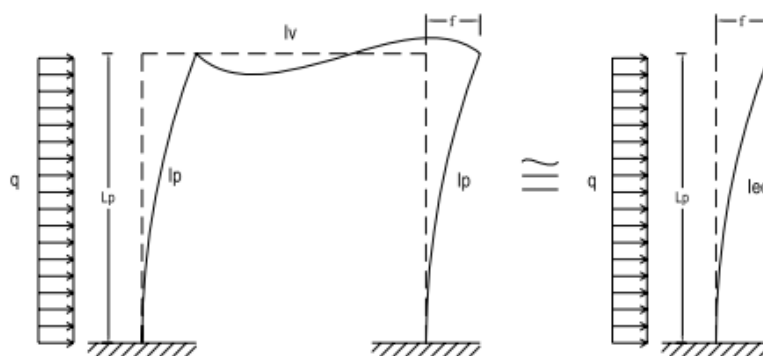
2.5.1 Parâmetro de instabilidade α

Fundamentado na teoria de Euler e definido em 1967 por Beck e König, o parâmetro

α é utilizado para avaliar a consideração ou não dos efeitos de segunda ordem, por meio da rigidez horizontal da estrutura (GUTIERRE, 2016). É preciso evidenciar que esse método só é válido quando o material da estrutura em análise se encontra dentro do regime elástico e quando são formadas por alvenaria estrutural, elementos pré-moldados ou estruturas com núcleos rígidos, em que se pode somar as rigidezes de cada pilar para se obter o módulo de rigidez EI (VASCONCELOS, 1985 *apud* BUENO, 2009). Como reitera Bueno (2009), em estruturas moldadas *in loco* há a solidarização das vigas com os pilares, ocasionando um aumento de rigidez na estrutura, o qual quando é desconsiderado resulta em valores de α maiores do que a realidade, sendo o cálculo da rigidez EI que melhor representa a estrutura uma limitação para o uso do parâmetro.

Uma maneira de se obter a rigidez EI da estrutura é por meio da rigidez equivalente, a qual reduz a análise de rigidez dos pórticos da estrutura a um só pilar, onde se considera um carregamento horizontal uniformemente distribuídos, como na Figura 8, a seguir. Isso só é possível a partir da consideração de diafragma rígido das lajes, que assegura que pórticos e paredes trabalham de forma conjunta (BUENO, 2009).

Figura 8 – Rigidez equivalente de pórticos



Fonte: BUENO, M. Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado (2009)

Assim, sob ação das cargas laterais, apresenta-se uma flecha característica no topo do pilar, obtida por meio da equação (12). A partir da altura (H) do edifício e da carga horizontal, ao se isolar a parcela (EI_k) na equação (13), obtém-se a rigidez equivalente da estrutura, a qual deve ser introduzida na equação (14).

$$f_k = (q_k \cdot H^4) / (8 \cdot EI_k) \quad (12)$$

$$EI_{K,eqv} = (q_k \cdot H^4)/(8 \cdot f_k) \quad (13)$$

Em conformidade com a ABNT (2014), o parâmetro α pode ser calculado para uma estrutura reticulada e simétrica por meio da equação (14), a seguir.

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k/E_{cs} \cdot I_c} \quad (14)$$

Em que:

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 da altura considerada para H_{tot} , com valor característico;

$E_{cs} \cdot I_c$: é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada.

A norma determina que para estruturas consideradas de nós fixos, a seguinte condição, deve ser respeitada.

$$\alpha \leq \alpha_1 \quad (15)$$

Onde:

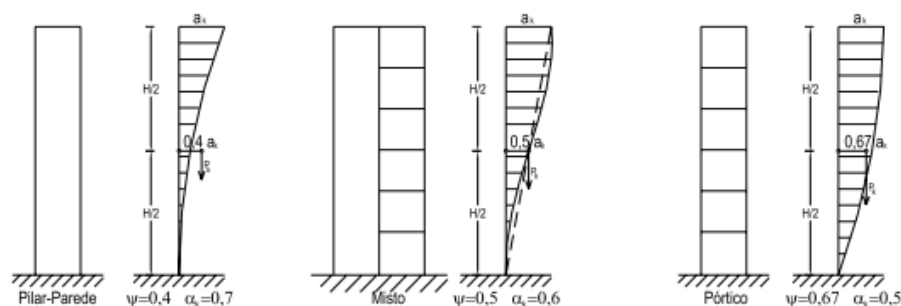
$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1 \cdot n \text{ se } n \leq 3 \quad (16)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ se } n \geq 4 \quad (17)$$

Em que n é o número de andares acima da fundação.

A ABNT (2014) lembra também que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,6$. No caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, adota-se $\alpha_1 = 0,7$. Quando só houver pórticos, deve se adotar $\alpha_1 = 0,5$. A Figura 9 ilustra essas considerações, abaixo.

Figura 9- Diferentes sistemas de contraventamento com suas respectivas deformadas



Fonte: BUENO, M. Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado (2009).

2.5.2 Parâmetro de instabilidade γ_z

O parâmetro de instabilidade γ_z mede o grau de sensibilidade de um edifício referente aos efeitos de segunda ordem, tendo sido proposto formalmente por Franco e Vasconcelos em 1991, pode ser também utilizado para majorar os efeitos de primeira ordem ocasionados por cargas horizontais, com o objetivo de se incluir na análise de primeira ordem os efeitos de segunda ordem para determinados valores de γ_z (BUENO, 2009). A partir de uma análise linear para as ações verticais e horizontais, pode-se calcular os momentos de primeira ordem de uma estrutura em relação a sua base, assim como os deslocamentos de cada nó.

Com base nos deslocamentos obtidos, ao se combinar as forças verticais que agem na estrutura com eles aparecem novos momentos, originando novos deslocamentos. Fazendo-se sucessivamente essa operação, serão gerados acréscimos de momentos e deslocamentos cada vez menores. Assim, tratando-se de uma estrutura estável, esses esforços tenderão a zero. Com isso, o somatório de todas as variações de momento obtidos ao momento inicial (M_1) resulta no momento final (M_2) que age na estrutura, conforme a formulação (18) a seguir.

$$M_2 = M_1 + \Delta M_2 + \Delta M_3 + \dots + \Delta M_j \quad (18)$$

Em que j é o número de interações feitas até se chegar a uma variação nula (OLIVEIRA, 2007).

O CEB-FIP *Manual of Buckling and Instability* (1978 *apud* BUENO, 2009) sugere que as parcelas do momento M2 constituem uma progressão geométrica decrescente de razão dada na equação (19).

$$r = \frac{\Delta M_1}{M_1} = \frac{\Delta M_2}{M_1} = \dots = \frac{\Delta M_n}{M_{n-1}} \quad (19)$$

Quando j tende ao infinito, o somatório dos momentos é dado pela equação (20).

$$M_2 = \frac{1}{1-r} \cdot M_1 \quad (20)$$

A parcela que majora o momento de primeira ordem pode ser representada como em (21), abaixo.

$$1/(1-r) = 1/(1 - \Delta M_d/M_{1d}) = \gamma_z \quad (21)$$

Em que ΔM_d é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, conforme combinação de esforços considerada, multiplicados pelos deslocamentos horizontais de primeira ordem de seus respectivos pontos de aplicação. M_{1d} se refere ao momento de tombamento da estrutura, ou seja, a soma dos momentos dos esforços horizontais que agem no edifício em relação à base do mesmo (FRANCO, 1985; ABNT 2014).

Essa parcela é conhecida como γ_z . O autor do parâmetro utilizou a letra grega γ por se tratar de “um coeficiente majorador de esforços solicitantes como é o coeficiente de segurança externo γ_f . Ao invés do índice f foi usado o índice z para esclarecer que o coeficiente se refere principalmente ao efeito das cargas axiais” (VASCONCELOS, 1996 *apud* OLIVEIRA, 2007).

De acordo com a ABNT (2014), o coeficiente γ_z é válido para estruturas reticuladas de, no mínimo, quatro andares. Para uma análise de nós fixos, o parâmetro deve ter um valor menor ou igual a 1,1. Assim, as estruturas de nós móveis devem ser calculadas com métodos diferentes. No entanto, há métodos simplificados que utilizam o coeficiente γ_z para determinar esses esforços globais de segunda ordem de maneira aproximada quando o mesmo é maior que 1,1 e 1,3, conforme sugere a ABNT (2014). O γ_z obtido é utilizado como majorador dos esforços horizontais de primeira ordem, multiplicando-os por 0,95. γ_z (ABNT, 2014).

Pinto, Ramalho e Corrêa (2005) concluíram que o uso do parâmetro γ_z como metodologia para se estimar os acréscimos de segunda ordem no dimensionamento de estruturas está a favor da segurança, conforme determinado intervalo, podendo ser estendido até um valor de 1,25 para o parâmetro. Valores maiores que 1,25 devem ser evitados, visto que foi observado em estudo que nas faixas intermediárias dos edifícios, em que os esforços gerados pelas ações horizontais são maiores, a aproximação se apresenta contra a segurança (PINTO; RAMALHO; CORRÊA, 2005).

Quando há ocorrência de valores maiores que os do intervalo proposto ou em situações em que o método não pode ser aplicado, deve-se recorrer a uma análise que considere a não linearidade geométrica da estrutura de maneira mais refinada, incluindo modificação na matriz de rigidez, por exemplo, ou utilizando-se o processo P-delta e considerando a não linearidade física por um processo mais adequado (BUENO, 2009).

3 MODELAGEM E PROCESSAMENTO GLOBAL DE EDIFÍCIOS

Foram realizados dois estudos de caso de edifícios com lançamento estrutural comum na cidade de Fortaleza, ou seja, de prédios aproximadamente retangulares e com 20 pavimentos-tipo (padrão usual da antiga LUOS de 1996) e com resistência do concreto de 35 MPa. A planta de forma de cada um desses edifícios foi adaptada e otimizada para que a situação base estivesse de acordo com as condições de contorno previstas para o valor do γ_z . É válido ressaltar que isso se deve ao fato de nas plantas originais haver mudança de forma entre alguns pavimentos, o que poderia gerar dificuldades no momento de lançamento da estrutura no software. Além disso, o fato de os projetos utilizados seguirem ainda a ABNT (2003) faz com que alterações presentes na atualização de 2014 da norma tenham de ser incorporadas ao projeto.

3.1 Considerações iniciais

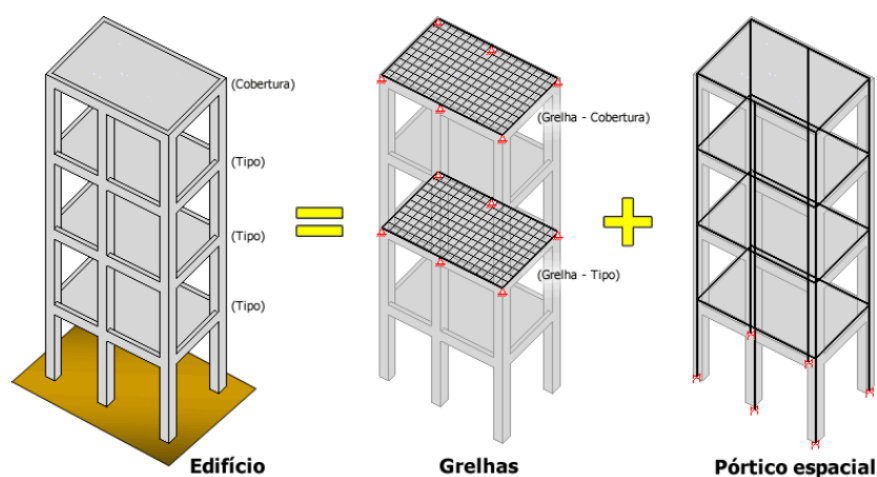
A partir do lançamento piloto de cada planta no software CAD/TQS 17, para cada projeto foram modificadas as alturas do gabarito, sendo analisados edifícios com 30 e 45 pavimentos. Uma vez que essas variações são processadas, foram gerados valores de γ_z diferentes do projeto base. Com isso, foi realizada uma série de ações com o objetivo de se alcançar uma instabilidade igual ou menor que a da estrutura de 20 pavimentos. As ações consistem na variação da resistência a compressão do concreto, no aumento das seções dos pilares e na mudança de seção dos pilares com o aumento da altura, analisando a intensidade com que cada uma dessas modificações influencia na rigidez e consequentemente estabilidade global do edifício. É importante ressaltar que a mudança de f_{ck} é limitada em até 50 MPa, pois para resistências maiores há uma mudança de cálculo que não está prevista na versão do software utilizado. Além disso, como se trata de uma análise apenas de estabilidade estrutural, detalhes arquitetônicos e de instalações não serão incorporados na análise, não sendo eles fatores limitantes para as modificações necessárias ao projeto.

3.2 Considerações sobre o programa de processamento utilizado

A análise computacional de edifício necessita de um modelo estrutural capaz de simular o que ocorre na estrutura real de um edifício (TQS INFORMÁTICA, 2015). Desse modo, há vários modelos de cálculo utilizados desde antes da existência de softwares tradicionais, como os modelos de Czérny e de Marcus para o cálculo simplificado de lajes e o modelo de

pórticos planos para vigas e pilares. Com a disponibilidade da ferramenta virtual, modelos de cálculos mais robustos e precisos podem ser adotados no processamento estrutural, sendo eles o de grelhas, o qual é utilizado para calcular um pavimento, e o de pórtico espacial, cujo objetivo é analisar a estrutural de forma global, como pode ser ilustrado na Figura 10 (TQS INFORMÁTICA, 2015).

Figura 10 - Modelo de cálculo com grelhas e pórtico espacial



Fonte: Manual III – Análise Estrutural TQS18 (2015).

Os dados utilizados para análise foram obtidos a partir da análise estrutural realizada com a ferramenta CAD/TQS 17 V1.72, um software de análise de estruturas que permite lançar em uma planta baixa arquitetônica os elementos estruturais e os respectivos atributos da estrutura, como a resistência a compressão do concreto (f_{ck}), a agressividade do ambiente, as combinações de cargas e o modelo estrutural adotado. Neste trabalho, foi utilizado o Modelo IV disponibilizado pelo software, em que os esforços oriundos das ações verticais e horizontais são calculados por um único modelo de pórtico espacial (ELU), analisando o edifício de forma global, e cada pavimento é individualmente modelado e calculado pelo modelo de grelha de lajes nervuradas e vigas, o qual carrega o modelo do pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2015).

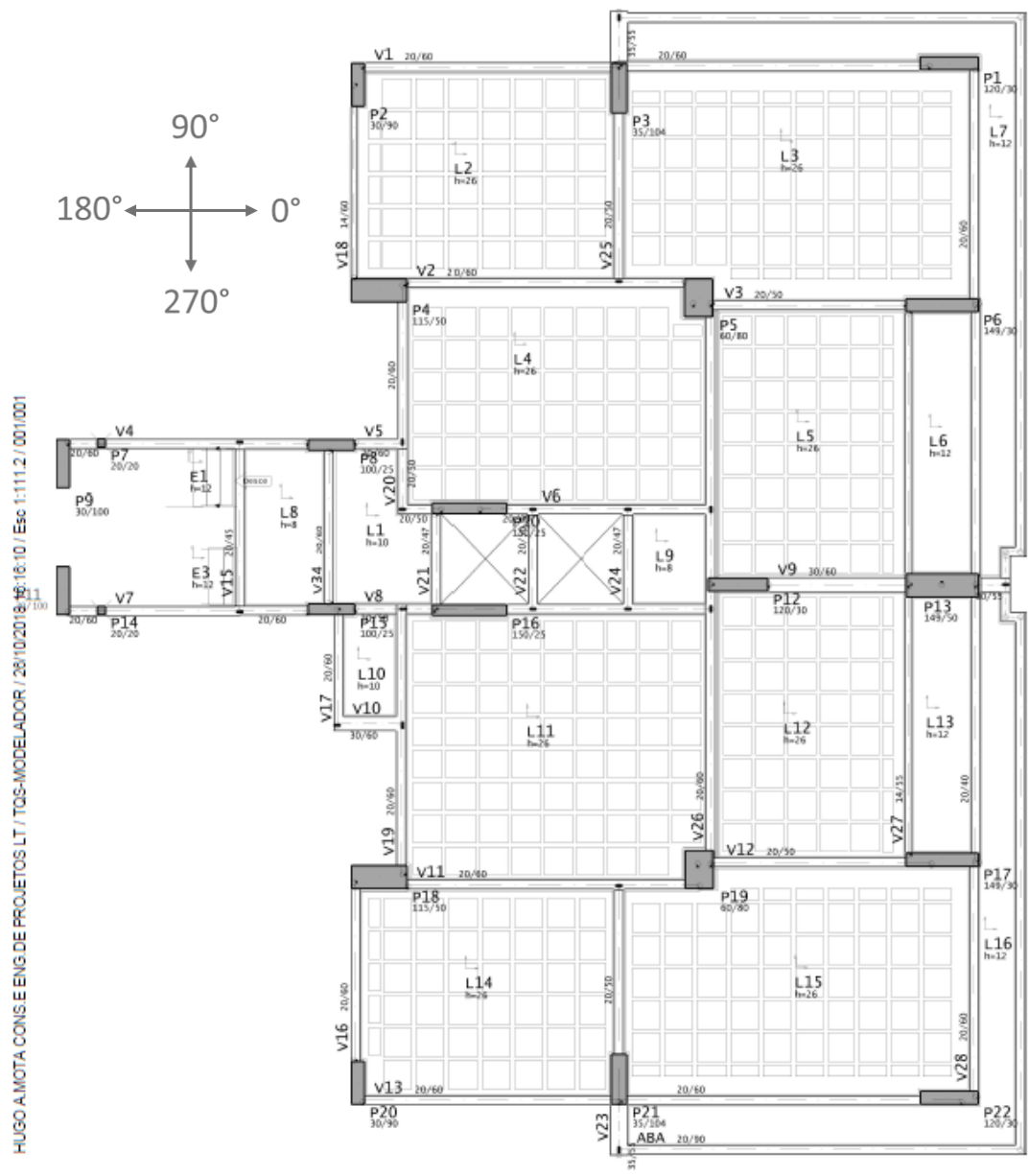
A partir dos resultados do processamento global da estrutura, foram obtidos dados para a análise de estabilidade global do edifício, a qual é o foco do trabalho. Essa análise é feita a partir do cálculo do parâmetro de instabilidade, γ_z , o qual, juntamente do parâmetro α , é calculado para cada caso de vento aplicado ao edifício a 0° (+X), 90° (+Y), 180° (-X) e 270° (-Y).

3.3 Apresentação Edifício 1

O primeiro estudo se tratou de um edifício residencial, com 20 pavimentos-tipo idênticos e o térreo, observando-se que os demais pavimentos como subsolo, mezanino, cobertura e barrilete não foram modelados, visando o estudo somente do comportamento do pavimento tipo. A distância de piso a piso é de 2,88 metros nos tipos é de 3,06 metros no térreo, sendo a altura total do edifício de 60,70 metros. A resistência a compressão inicial do edifício foi de 35 MPa. A planta de forma do pavimento-tipo, a qual é a mesma também do térreo, é apresentada na Figura 11 e as dimensões iniciais dos pilares e suas respectivas inércias são mostradas na Tabela 1.

Para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, embora não tenham sido calculados, foi considerada a seguinte Classe de Agressividade Ambiental no projeto II - Moderada, conforme definido pela ABNT (2014).

Figura 11 - Planta de forma Edifício 1 - (I_0)



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 1 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I_0) – Edifício 1

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	120	30	2,70E-03	4,32E-02
P2	30	90	1,82E-02	2,03E-03
P3	35	104	3,28E-02	3,72E-03
P4	115	50	1,20E-02	6,34E-02

	B	H	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y	INÉRCIA NA DIREÇÃO X
	(cm)	(cm)	(90°-270°) (m^4)	(0°-180°) (m^4)
P5	60	80	2,56E-02	1,44E-02
P6	149	30	3,35E-03	8,27E-02
P7	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P8	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P9	100	25	1,30E-03	2,08E-02
P10	30	100	2,50E-02	2,25E-03
P11	150	25	1,95E-03	7,03E-02
P12	30	100	2,50E-02	2,25E-03
P13	120	30	2,70E-03	4,32E-02
P14	149	50	1,55E-02	1,38E-01
P15	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P16	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P17	100	25	1,30E-03	2,08E-02
P18	150	25	1,95E-03	7,03E-02
P19	149	30	3,35E-03	8,27E-02
P20	115	50	1,20E-02	6,34E-02
P21	60	80	2,56E-02	1,44E-02
P22	30	90	1,82E-02	2,03E-03
P23	35	104	3,28E-02	3,72E-03
P24	120	30	2,70E-03	4,32E-02
Inércia média				
(m^4)			1,10E-02	3,28E-02

Fonte: O Autor (2018).

As cargas verticais médias utilizadas no projeto, ou seja, a razão de cada somatório das cargas verticais características, que são o peso-próprio, as permanentes e/ou as acidentais previstas pela ABNT (1980), pela área total estimada do pavimento, estão apresentadas a Tabela 2. Utilizou-se as cargas acidentais prevista pela ABNT (1980) para edifícios residenciais, sendo a carga para dormitórios, salas, copa, cozinha e banheiro de 1,5 kN/m²; para dispensa, área de serviço e lavanderia, 2,0 kN/m²; e para escadas, de 3,0 kN/m².

Tabela 2 – Carga vertical média nos pavimentos – Edifício 1

Pavimento	Peso Próprio (tf/m²)	Permanente (tf/m²)	Acidental (tf/m²)
Tipo	0,47	0,12	0,14
Térreo	0,47	0,40	0,01

Fonte: O Autor (2018).

Quanto aos carregamentos horizontais gerados pelas ações de vento, foram adotados os seguintes fatores de cálculo estabelecidos pela ABNT (1988):

- Velocidade básica (m/s): 30,0;
- Fator topográfico (S1): 1,0;
- Categoria de rugosidade (S2): V - Terrenos com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, complexos industriais;
- Classe da edificação (S2): C - Maior dimensão horizontal ou vertical > 50m;
- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Na Tabela 3 que se segue são apresentados os valores de coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada com os fatores apresentados anteriormente. A Tabela 4 apresenta as combinações de cálculo utilizadas no processamento global dos modelos de estudo, sendo majoradas as cargas permanentes por $\gamma_f = 1,4$. As sobrecargas, as cargas acidentais e de vento são divididas em principal e secundária, respectivamente. Ambas foram majoradas por 1,4, todavia, a secundária foi ponderada pelo coeficiente $\varphi_0 = 0,6$, obedecendo ao coeficiente de ponderação das ações no ELU para ações de vento na ABNT (2014).

Tabela 3 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 1

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m²)	Pressão (tf/m²)
C1	90	1,27	1116,7	0,046
C2	270	1,27	1116,7	0,046
C3	0	1,34	1323,6	0,048
C4	180	1,34	1323,6	0,048

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 4 - Combinações de cálculo utilizadas

COMBINAÇÕES ANALISADAS							
COMBINAÇÃO	P.P.	PERM.	ACID.	V. 90°	V. 270°	V. 0°	V. 180°
C1	X	X	X	X	-	-	-
C2	X	X	X	-	X	-	-
C3	X	X	X	-	-	X	-
C4	X	X	X	-	-	-	X

Fonte: O Autor (2018).

O módulo de elasticidade utilizado no modelo para cálculo da estabilidade global foi o tangencial inicial (E_{CI}), de acordo com o fck do elemento estrutural, sendo igual a 3313005 tf/m². Os coeficientes para consideração da não linearidade física foram adotados de acordo com o previsto pelo item 15.7.3 da ABNT (2014). Os valores estão apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 - Coeficientes de não linearidade física

Elemento estrutural	Coeficiente de NLF
Pilares	0,80
Vigas	0,40
Lajes	0,30

Fonte: O Autor (2018).

A partir das condições de cálculo mostradas, o primeiro processamento do edifício foi realizado, obtendo-se os valores de parâmetros de instabilidade em cada direção iniciais conforme a Tabela 6. Observa-se que o maior valor de γ_Z é de 1,13, sendo assim a estrutura base uma estrutura de nós móveis, cujos esforços serão majorados de maneira simplificado, conforme explicado.

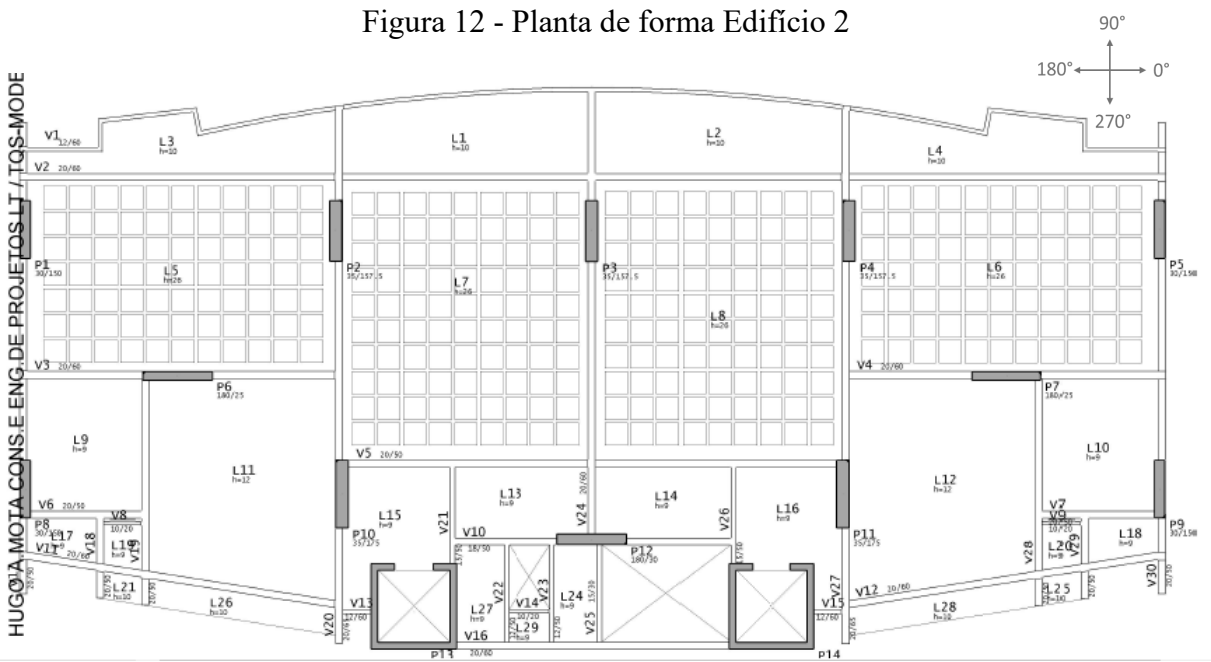
Tabela 6 - Parâmetros de instabilidade Edifício1 (Base)

Parâmetro	Combinação	Resultado
α	C1	0,791
	C2	0,791
	C3	0,575
	C4	0,575
γ_Z	C1	1,130
	C2	1,130
	C3	1,066
	C4	1,066

Fonte: O Autor (2018).

3.4 Apresentação Edifício 2

O segundo estudo consistiu em um edifício residencial, com 20 pavimentos-tipo idênticos e o térreo, observando-se que os demais pavimentos como subsolo, mezanino, cobertura e barrilete não foram modelados, visando o estudo somente do comportamento do pavimento tipo. A distância de piso a piso é de 2,88 metros nos tipos e de 3,60 metros no térreo, sendo a altura total do edifício de 61,20 metros. A resistência a compressão inicial do edifício foi de 35 MPa. A planta de forma do pavimento-tipo, a qual é a mesma também do térreo, é apresentada na Figura 12 e as dimensões iniciais dos pilares e suas respectivas inércias são mostradas na Tabela 7.



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 7 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I_0) – Edifício 2

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	30	150	8,44E-02	3,38E-03
P2	35	157,5	1,14E-01	5,63E-03
P3	35	157,5	1,14E-01	5,63E-03
P4	35	157,5	1,14E-01	5,63E-03
P5	30	150	8,44E-02	3,38E-03
P6	180	25	2,34E-03	1,22E-01

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P7	180	25	2,34E-03	1,22E-01
P8	30	150	8,44E-02	3,38E-03
P9	30	150	8,44E-02	3,38E-03
P10	35	175	1,56E-01	6,25E-03
P11	35	175	1,56E-01	6,25E-03
P12	180	30	4,05E-03	1,46E-01
P13	Caixa Elevador 1		8,90E-01	1,06E+00
P14	Caixa Elevador 2		8,90E-01	1,06E+00
Inércia média – com caixas do elevador (m^4)			1,99E-01	1,83E-01
Inércia média – sem caixas do elevador (m^4)			1,45E-01	1,15E-01

Fonte: O Autor (2018).

Para o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, embora não tenham sido calculados, foi considerada a seguinte Classe de Agressividade Ambiental no projeto: II - Moderada, conforme definido pela ABNT (2014). As cargas médias utilizadas no projeto, ou seja, a razão de cada somatório das cargas verticais características, que são o peso-próprio, as permanentes e/ou as acidentais previstas pela ABNT (1980), pela área total estimada do pavimento, estão apresentadas na Tabela 8. Utilizou-se as cargas acidentais prevista pela ABNT (1980) para edifícios residenciais, sendo a carga para dormitórios, salas, copa, cozinha e banheiro de 1,5 kN/m²; para dispensa, área de serviço e lavanderia, 2,0 kN/m²; e para escadas, de 3,0 kN/m².

Tabela 8 - Carga média nos pavimentos – Edifício 2

Pavimento	Peso Próprio (tf/m ²)	Permanente (tf/m ²)	Acidental (tf/m ²)
Tipo	0,39	0,10	0,14
Térreo	0,39	0,10	0,14

Fonte: O Autor (2018).

Quanto aos carregamentos horizontais gerados pelas ações de vento, foram adotados os seguintes fatores de cálculo estabelecidos pela ABNT (1988).

- Velocidade básica (m/s): 30,0;
- Fator topográfico (S1): 1,0;

- Categoria de rugosidade (S2): V - Terrenos com obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, complexos industriais;
- Classe da edificação (S2): C - Maior dimensão horizontal ou vertical > 50m;
- Fator estatístico (S3): 1,00 - Edificações em geral. Hotéis, residências, comércio e indústria com alta taxa de ocupação.

Na Tabela 9 que se segue são apresentados os valores de coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada com os fatores apresentados anteriormente. A Tabela 4, apresentada na seção 3.3, apresenta as combinações de cálculo utilizadas no processamento global dos modelos de estudo, sendo majoradas as cargas permanentes por $\gamma_f = 1,4$. As sobrecargas, as cargas acidentais e de vento são divididas em principal e secundária, respectivamente. Ambas foram majoradas por 1,4, todavia, a secundária foi ponderada pelo coeficiente $\varphi_0 = 0,6$, obedecendo ao coeficiente de ponderação das ações no ELU para ações de vento na ABNT (2014).

Tabela 9 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 2

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
C1	90	1,34	1672,1	0,065
C2	270	1,34	1672,1	0,065
C3	0	1,00	817,8	0,048
C4	180	1,00	817,8	0,048

Fonte: O Autor (2018).

O módulo de elasticidade utilizado no modelo para cálculo da estabilidade global foi o tangencial inicial (E_{CI}), de acordo com o fck do elemento estrutural, sendo igual a 3313005 tf/m². Os coeficientes para consideração da não linearidade física foram adotados de acordo com o previsto pelo item 15.7.3 da ABNT (2014). Os valores estão apresentados na Tabela 5 mostrada na seção anterior.

A partir das condições de cálculo mostradas, o primeiro processamento do edifício foi realizado, obtendo-se os valores de parâmetros de instabilidade em cada direção iniciais conforme a Tabela 10. Observa-se que o maior valor de γ_Z é de 1,11, sendo assim a estrutura base uma estrutura de nós móveis, cujos esforços serão majorados de maneira simplificado, conforme explicado.

Tabela 10 - Parâmetros de instabilidade Edifício2 (Base)

Parâmetro	Combinação	Resultado
α	C1	0,625
	C2	0,625
	C3	0,765
	C4	0,765
γ_z	C1	1,080
	C2	1,080
	C3	1,115
	C4	1,115

Fonte: O Autor (2018).

3.5 Processamento do modelo Edifício 1 – 30 pavimentos

3.5.1 Ação 0 – Modificação do gabarito

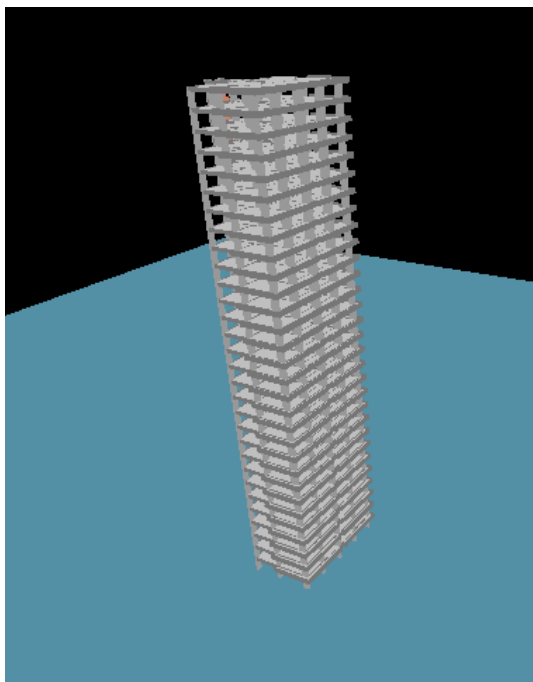
A alteração inicial no Edifício 1 se dá por meio do aumento em 10 pavimentos a partir do original, resultando em uma estrutura de 89,50 metros e 30 pavimentos tipo, como apresenta a Figura 13. Os demais critérios permaneceram idênticos aos do processamento base, com exceção das cargas horizontais resultantes da ação do vento, as quais mudaram devido ao aumento do gabarito, como pode se observar na Tabela 11.

Tabela 11 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 30 pavimentos

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
C1	90	1,27	1675,1	0,052
C2	270	1,27	1675,1	0,052
C3	0	1,34	1985,3	0,055
C4	180	1,34	1985,3	0,055

Fonte: O Autor (2018).

Figura 13 - Edifício 1 - 30 pavimentos



Fonte: O Autor (2018).

3.5.2 Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – II

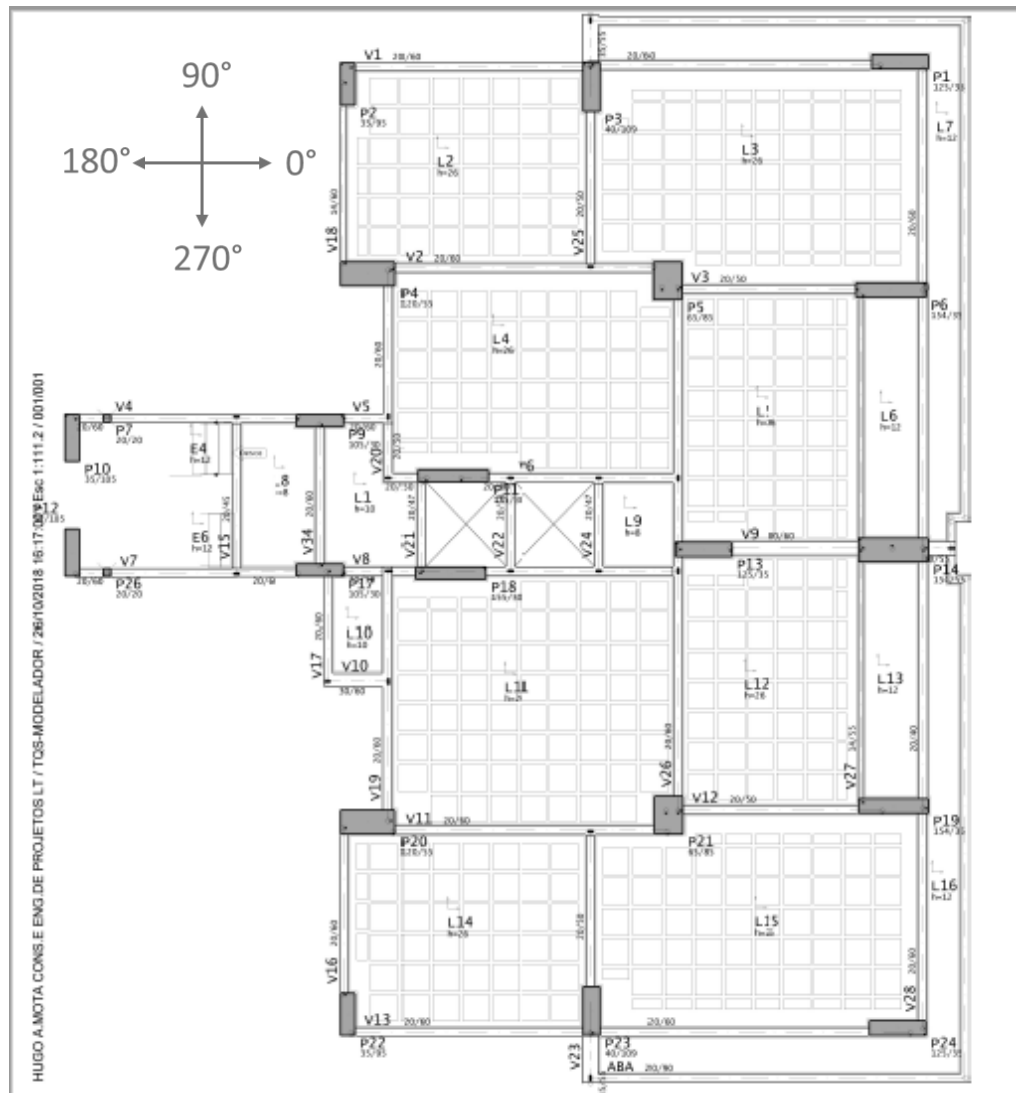
A Ação 1 consistiu na mudança de seção de todos os pilares do edifício, aumentando-se 5cm em cada face, exceto os pilares 20x20 cm da escada. A partir dessa modificação, a inércia também muda, conforme é mostrado na Tabela 12, indicando um aumento de rigidez global. É possível observar que a nova inércia média dos pilares teve um aumento de 27% e 23%, nas respectivas direções y e x, em relação à inércia inicial. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 14. Os critérios diversos permaneceram os mesmos.

Tabela 12 - Seções transversais e inércias dos pilares (I_1)

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	125	35	5,70E-02	4,47E-03
P2	35	95	3,39E-03	2,50E-02
P3	40	109	5,81E-03	4,32E-02
P4	120	55	7,92E-02	1,66E-02
P5	65	85	1,95E-02	3,33E-02
P6	154	35	1,07E-01	5,50E-03
P7	20	20	1,33E-04	1,33E-04

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P8	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P9	105	30	2,89E-02	2,36E-03
P10	35	105	3,75E-03	3,38E-02
P11	155	30	9,31E-02	3,49E-03
P12	35	105	3,75E-03	3,38E-02
P13	125	35	5,70E-02	4,47E-03
P14	154	55	1,67E-01	2,14E-02
P15	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P16	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P17	105	30	2,89E-02	2,36E-03
P18	155	30	9,31E-02	3,49E-03
P19	154	35	1,07E-01	5,50E-03
P20	120	55	7,92E-02	1,66E-02
P21	65	85	1,95E-02	3,33E-02
P22	35	95	3,39E-03	2,50E-02
P23	40	109	5,81E-03	4,32E-02
P24	125	35	5,70E-02	4,47E-03
Inércia média			4,25E-02	1,51E-02
Aumento Percentual em relação a I_0			23%	27%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 14 - Planta de forma - (I_1)

Fonte: O Autor (2018).

3.5.3 Ação 2 – Modificação f_{ck} somente nos pilares

A partir das modificações realizadas até a Ação 1, modificou-se a resistência a compressão do concreto somente dos pilares para 40 MPa. Os demais elementos permanecem com 35MPa.

3.5.4 Ação 3 – Modificação f_{ck} em todos os elementos

As ações 2 e 3 tiveram a meta de comparar a influência de se modificar o f_{ck} somente nos pilares e na estrutura como um todo, permanecendo as demais condições de projeto iguais (Ação 1). Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangencial

igual a 3541751 tf/m².

3.5.5 Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2

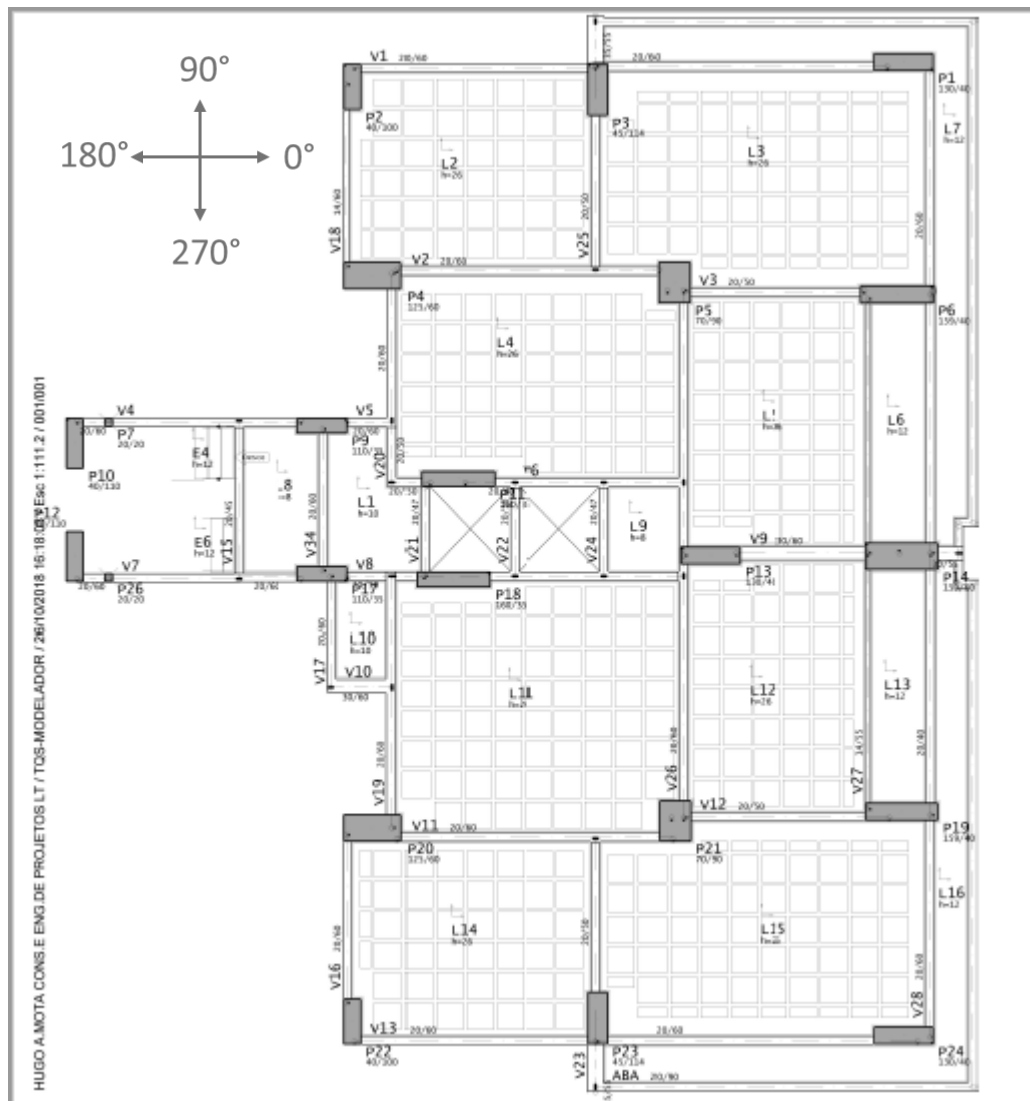
A Ação 4, a partir do projeto com fck de 40 MPa, compôs-se da alteração da seção de todos os pilares do prédio, aumentando-se mais 5 cm em cada face do elemento, exceto nos pilares 20x20 cm da escada. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 13 a qual é 39% e 45% maior que a I_0 nas direções y e x, respectivamente. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 15. Os demais parâmetros continuam iguais.

Tabela 13 - Seções transversais e inércias dos pilares (I_2)

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	130	40	7,32E-02	6,93E-03
P2	40	100	5,33E-03	3,33E-02
P3	45	114	8,66E-03	5,56E-02
P4	125	60	9,77E-02	2,25E-02
P5	70	90	2,57E-02	4,25E-02
P6	159	40	1,34E-01	8,48E-03
P7	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P8	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P9	110	35	3,88E-02	3,93E-03
P10	40	110	5,87E-03	4,44E-02
P11	160	35	1,19E-01	5,72E-03
P12	40	110	5,87E-03	4,44E-02
P13	130	40	7,32E-02	6,93E-03
P14	159	60	2,01E-01	2,86E-02
P15	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P16	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P17	110	35	3,88E-02	3,93E-03
P18	160	35	1,19E-01	5,72E-03
P19	159	40	1,34E-01	8,48E-03
P20	125	60	9,77E-02	2,25E-02
P21	70	90	2,57E-02	4,25E-02
P22	40	100	5,33E-03	3,33E-02
P23	45	114	8,66E-03	5,56E-02
P24	130	40	7,32E-02	6,93E-03
Inércia média			5,38E-02	2,01E-02
Aumento Percentual em relação a I_0			39%	45%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 15 - Planta de forma - I2



Fonte: O Autor (2018).

3.5.6 Ação 5 – Modificação do f_{ck} em todos os elementos

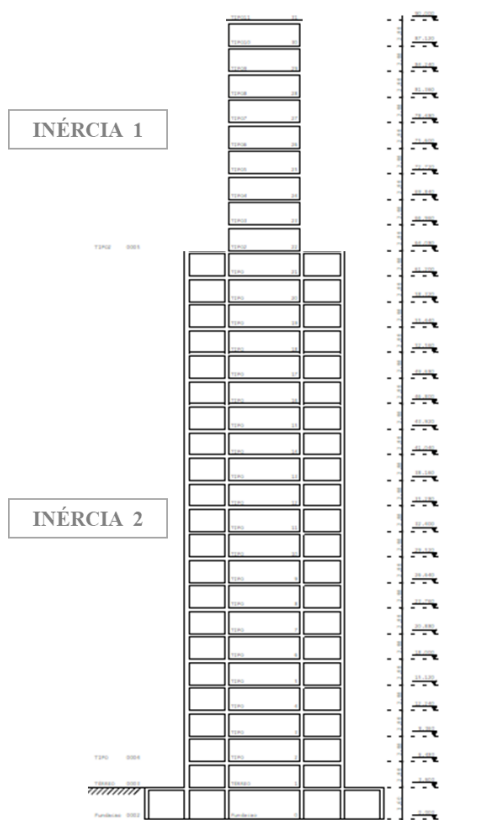
A partir da Ação 4, aumentou-se o f_{ck} da estrutura inteira para 50 MPa. Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangente igual a 3959798 tf/m².

3.5.7 Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos

Diante da diminuição dos carregamentos verticais nos pilares a medida que estes vão chegando ao topo da edificação, buscou-se analisar os efeitos que a redução de seção em metade do edifício acarretaria para a rigidez global. Assim, do 1º ao 20º pavimento tipo, as dimensões dos pilares seguiram os padrões da I_2 estabelecidos na Tabela 13, enquanto que do

21º ao 30º pavimento tipo, as dimensões foram reduzidas para as que estão expressas na Tabela 12, resultando na configuração I_1 . De maneira ilustrativa, pode-se observar essa alteração com o corte esquemático da estrutura representado na Figura 16.

Figura 16 - Corte esquemático Ação 6 - Edifício 1 - 30 pavimentos



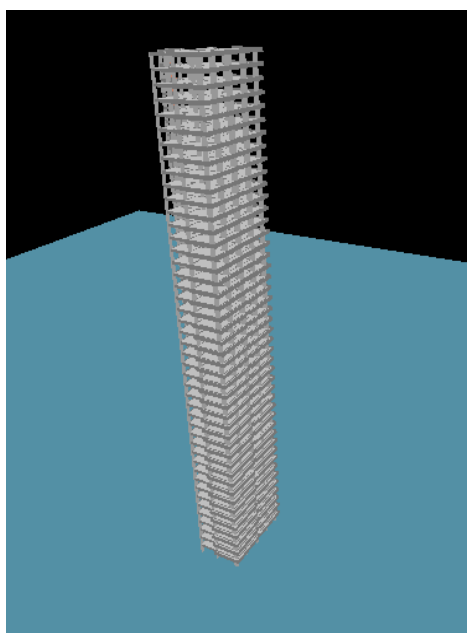
Fonte: O Autor (2018).

3.6 Processamento do modelo Edifício 1 – 45 pavimentos

3.6.1 Ação 0 – Modificação do gabarito

A segunda alteração no Edifício 1 se deu com o aumento em 25 pavimentos a partir do original, resultando em uma estrutura de 132,70 metros e 45 pavimentos tipo, como apresenta a Figura 17. Os demais critérios permaneceram idênticos aos do processamento base, com exceção das cargas horizontais resultantes da ação do vento, as quais mudaram devido ao aumento do gabarito, como pode se observar na Tabela 14.

Figura 17 - Edifício 1 - 45 pavimentos



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 14 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 45 pavimentos

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
C1	90	1,27	2512,7	0,060
C2	270	1,27	2512,7	0,060
C3	0	1,34	2978,0	0,063
C4	180	1,34	2978,0	0,063

Fonte: O Autor (2018).

3.6.2 Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – II

A Ação 1 consistiu na mudança de seção de todos os pilares do edifício, aumentando-se 5cm em cada face, exceto os pilares 20x20 cm da escada. A partir dessa modificação, a inércia também mudou, conforme é expressado na Tabela 12, mostrada na seção anterior, indicando um aumento de rigidez global. A planta de forma resultante está na Figura 14. Os critérios diversos permaneceram os mesmos.

3.6.3 Ação 2 – Modificação f_{ck} somente nos pilares

A partir das modificações realizadas até a Ação 1, modificou-se a resistência a compressão do concreto somente dos pilares para 40 MPa. Os demais elementos permanecem com 35MPa.

3.6.4 Ação 3 – Modificação f_{ck} em todos os elementos

As ações 2 e 3 tiveram a meta de comparar a influência de se modificar o f_{ck} somente nos pilares e na estrutura como um todo, permanecendo as demais condições de projeto iguais (Ação 1). Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangencial igual a 3541751 tf/m².

3.6.5 Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I_2

A Ação 4, a partir do projeto com f_{ck} de 40 MPa, foi composta pela alteração da seção de todos os pilares do prédio, aumentando-se mais 5 cm em cada face do elemento, exceto nos pilares 20x20 cm da escada. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 13, conforme exposto na seção 4.3, a qual é 45% maior que a I_0 . A planta de forma resultante está mostrada na Figura 15. Os demais parâmetros continuaram iguais.

3.6.6 Ação 5 – Modificação do f_{ck} em todos os elementos

A partir da Ação 4, aumentou-se o f_{ck} da estrutura inteira para 50 MPa. Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangente igual a 3959798 tf/m².

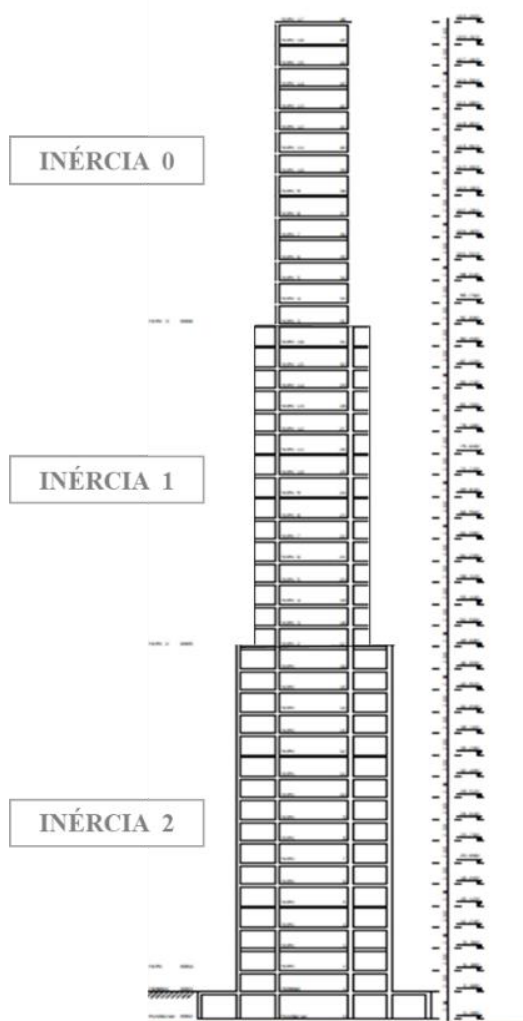
3.6.7 Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos

Diante da diminuição dos carregamentos verticais nos pilares a medida que estes vão chegando ao topo da edificação, buscou-se analisar os efeitos que a redução de seção em metade do edifício acarretaria para a rigidez global. Assim, do 1º ao 15º pavimento tipo, as dimensões dos pilares seguiram os padrões da I_2 estabelecidos na Tabela 13, enquanto que do 16º ao 30º pavimento tipo, as dimensões foram reduzidas para as que estão expressas na Tabela 12, resultando na configuração I_1 e do 31º ao 45º pavimento, as dimensões seguiram os valores

estabelecidos na Tabela 1, ou seja, valores de I_0 .

De maneira ilustrativa, pode-se observar essa alteração com o corte esquemático da estrutura representado na Figura 18.

Figura 18 - Corte esquemático Ação 6 - Edifício 1 - 45 pavimentos



Fonte: O Autor (2018).

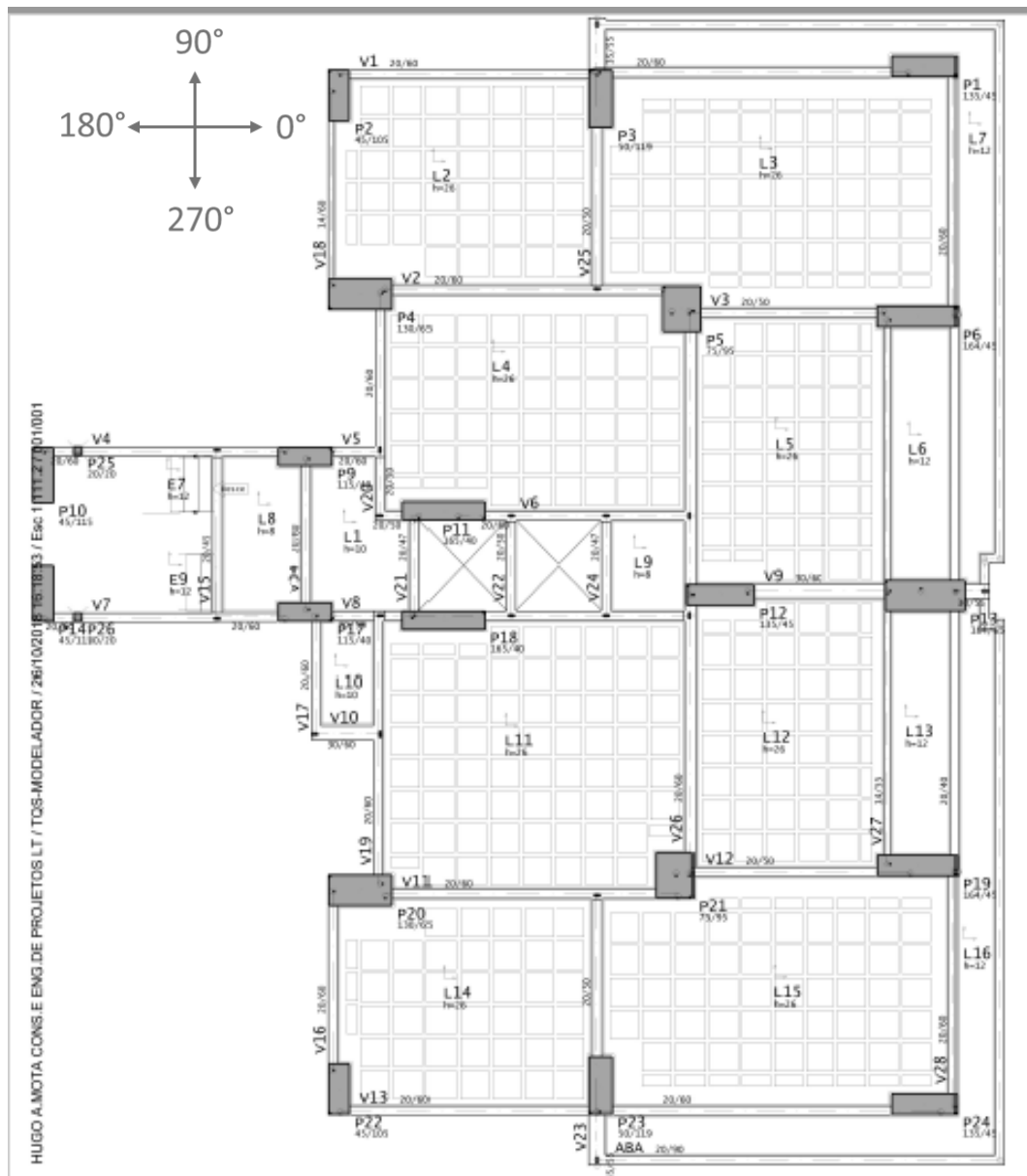
3.6.8 Ação 7 – *Modificação de inércia entre pavimentos*

Em relação à rigidez da edificação, é válido analisar qual a localização da mudança de seção que gera melhores resultados de estabilidade global. Desse modo, ao invés de se fazerem três modificações, de inércia, foi processado um modelo com duas variações, sendo do 1º ao 15º pavimento adotado os valores da Tabela 13 e do 16º ao 45º, os da Tabela 12.

3.6.9 Ação 8 – Modificação da inércia dos pilares – I3

Com base no modelo gerado a partir da Ação 5, os pilares no presente modelo tiveram suas dimensões de face acrescidas de 15 cm a partir de suas dimensões originais, exceto nos pilares 20x20 cm da escada. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 15, a qual é 58% maior que a I_0 na direção x e 51% maior na direção y. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 19. Os demais parâmetros permaneceram os mesmos.

Figura 19 - Planta de forma - (I_3)



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 15 - Seções transversais e inércias dos pilares (I_3)

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	135	45	9,23E-02	1,03E-02
P2	45	105	7,97E-03	4,34E-02
P3	50	119	1,24E-02	7,02E-02
P4	130	65	1,19E-01	2,98E-02
P5	75	95	3,34E-02	5,36E-02
P6	164	45	1,65E-01	1,25E-02
P7	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P8	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P9	115	40	5,07E-02	6,13E-03
P10	45	115	8,73E-03	5,70E-02
P11	165	40	1,50E-01	8,80E-03
P12	45	115	8,73E-03	5,70E-02
P13	135	45	9,23E-02	1,03E-02
P14	164	65	2,39E-01	3,75E-02
P15	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P16	20	20	1,33E-04	1,33E-04
P17	115	40	5,07E-02	6,13E-03
P18	165	40	1,50E-01	8,80E-03
P19	164	45	1,65E-01	1,25E-02
P20	130	65	1,19E-01	2,98E-02
P21	75	95	3,34E-02	5,36E-02
P22	45	105	7,97E-03	4,34E-02
P23	50	119	1,24E-02	7,02E-02
P24	135	45	9,23E-02	1,03E-02
Inércia média			6,71E-02	2,63E-02
Aumento Percentual em relação a I_0			51%	58%

Fonte: O Autor (2018).

3.6.10 Ação 9 – Modificação de inércia entre pavimentos

Assim como na Ação 6, esse modelo consistiu na modificação da seção dos pilares a cada 15 pavimentos, de modo que do 1º ao 15º pavimento os pilares tivessem as dimensões prescritas na Tabela 15, considerada I_3 , do 16º ao 30º, seguissem as medidas da Tabela 13, nomeada I_2 , e do 31º ao 45º pavimento os elementos verticais seguissem o que está previsto na Tabela 12, cuja classificação é I_1 .

3.6.11 Ação 10 – Modificação de inércia entre pavimentos

No mesmo padrão da Ação 7, houve o processamento de uma estrutura com uma única mudança de seção nos pilares. Dessa maneira, do 1º ao 15º pavimento, os pilares tinham as seções indicada na Tabela 15 e do 16º ao 45º, esses elementos estruturais tinham seções definidas de acordo com a Tabela 13.

3.6.12 Ação 11 – Modificação de inércia - pilares P3 e P23

Diante das limitações do estudo, considerou-se que aumentar as seções de pilar além de 15cm em cada face pode causar interferências mais graves na arquitetura. Assim, a partir da Ação 11, só foram alteradas as dimensões de determinados pilares. Nesse modelo, os pilares P3 e P23 tiveram suas dimensões paralelas ao eixo y aumentadas de 119 cm para 210 cm, conforme se pode observar na Figura 20. Os momentos de inércia médios e seu aumento percentual em relação ao edifício original estão expressos na Tabela 16.

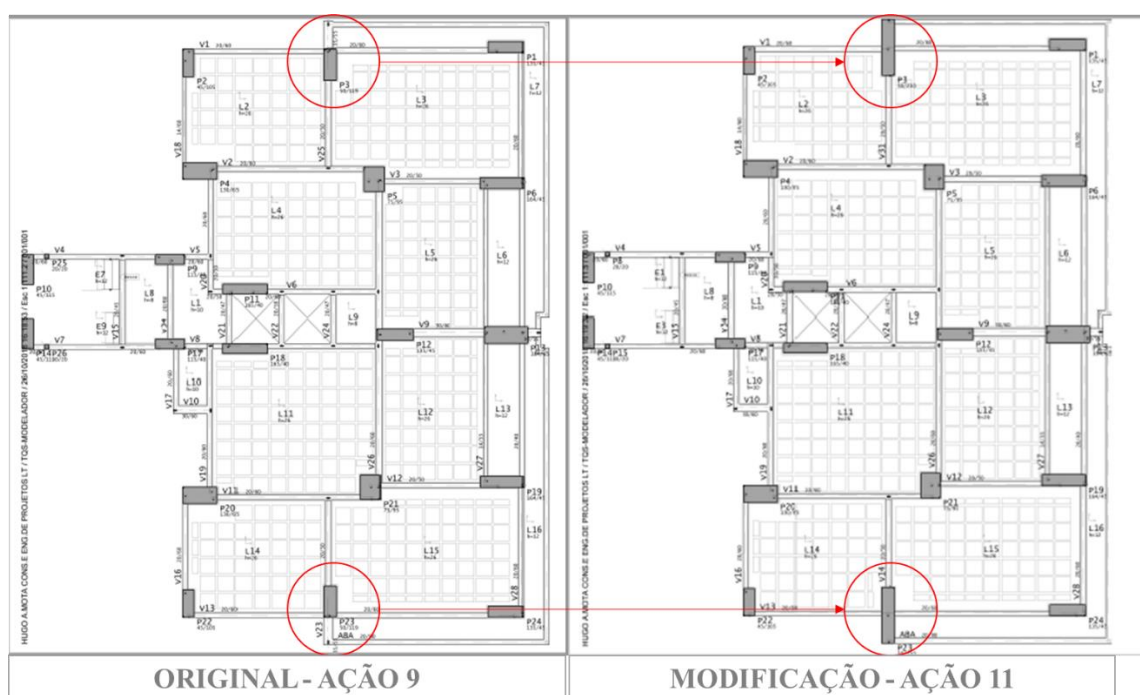
Tabela 16 - Modificações no Edifício 1 - Ação 11

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P23	50	210	3,86E-01	2,19E-02
Inércia Média - 1º Ao 15º			5,26E-02	6,79E-02
Inércia Média - 16º Ao 30º			4,76E-02	5,49E-02

	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
Inércia Média - 31° Ao 45°	4,36E-02	4,38E-02
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°	79%	52%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°	77%	40%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°	75%	25%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 20 - Aumento da inércia longitudinal dos pilares P3 e P23



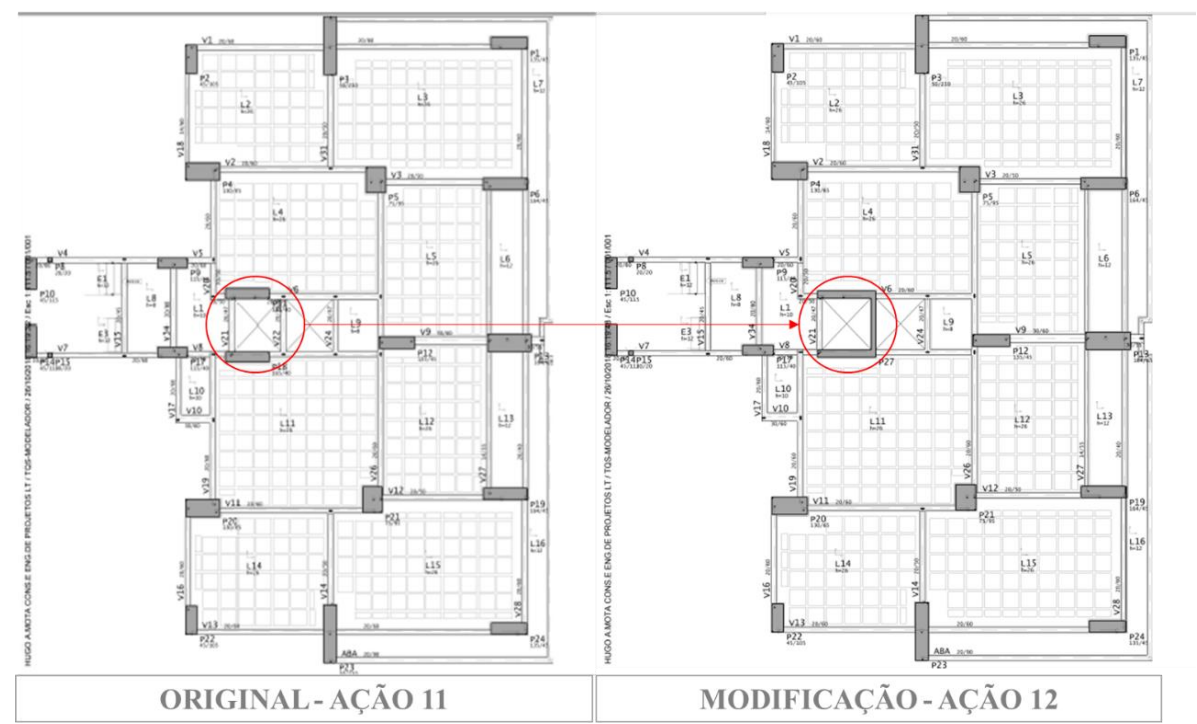
Fonte: Autor (2018).

3.6.13 Ação 12 – Modificação de inércia – inclusão de pilar em U

A partir do modelo da Ação 11, os pilares P11 e P18, os quais se localizam na caixa dos elevadores, foram unidos, formando um único pilar em U, conforme apresenta a Figura 21. As dimensões do novo elemento estrutural estão expressas na Figura 22. Os momentos de inércia médios e seu respectivo aumento percentual em relação ao edifício original estão

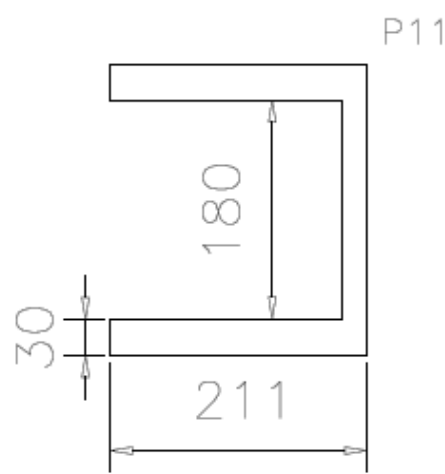
mostrados na Tabela 17.

Figura 21 - União dos pilares P11 e P18 em um pilar em U



Fonte: O Autor (2018).

Figura 22 - Novas dimensões pilar P11 em U



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 17 - Modificação no Edifício 1 - Ação 12

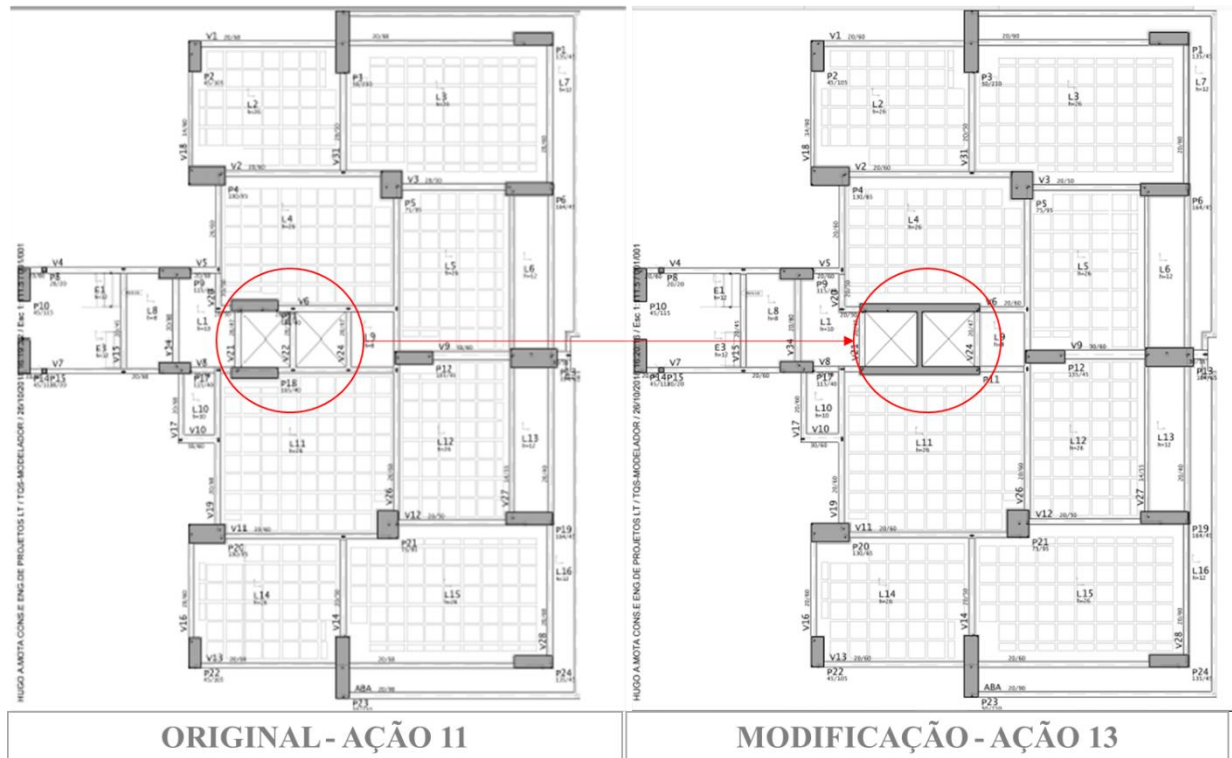
	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P23	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P27 U	Caixa do elevador		1,50E+00	7,26E-01
Inércia Média - 1° Ao 15°			1,19E-01	8,94E-02
Inércia Média - 16° Ao 30°			1,15E-01	7,85E-02
Inércia Média - 31° Ao 45°			1,11E-01	6,92E-02
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°			91%	63%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°			90%	58%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°			90%	53%

Fonte: O Autor (2018).

3.6.14 Ação 13 – Modificação de inércia – inclusão de pilar em H

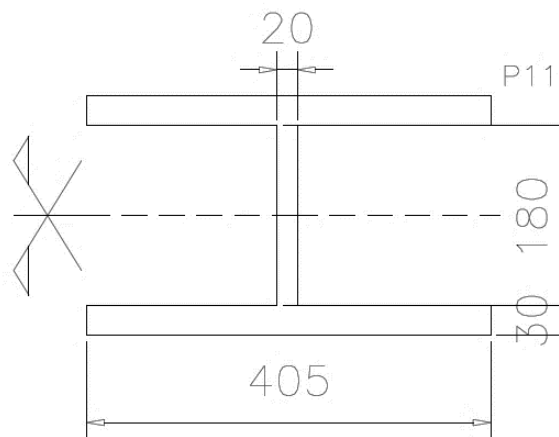
A partir do modelo da Ação 11, os pilares P11 e P18, os quais se localizam na caixa dos elevadores, foram transformados em único pilar em formato de H, constituindo-se um núcleo de concreto na estrutura, conforme apresentam a Figura 23. As dimensões do núcleo de concreto estão mostradas na Figura 24. Os momentos de inércia médios e seu aumento percentual em relação ao edifício original estão expressos na Tabela 18.

Figura 23 - Transformação dos pilares P11 e P18 em um pilar em H



Fonte: O Autor (2018).

Figura 24 - Dimensões do núcleo de concreto – pilar em H



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 18 - Modificação no Edifício 1 - Ação 13

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P23	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P11* H	Caixa do elevador		2,79E+00	3,32E+00
Inércia Média - 1° Ao 15°			1,76E-01	2,02E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°			1,71E-01	1,91E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°			1,67E-01	1,82E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°			94%	84%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°			94%	83%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°			93%	82%

Fonte: O Autor (2018).

3.6.15 Ação 14 – Modificação de inércia – alteração de forma P10 e P12

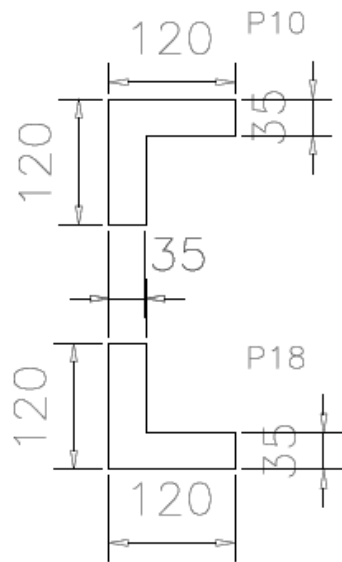
Tomando como base o modelo da Ação 13, foi alterada a forma dos pilares P10 e P12, que passou a ser chamado P18, modificando-as de pilares retangulares para pilares em L, nas dimensões mostradas na Figura 26, e a eliminação dos pilares da escada, P7 e P8, resultando da configuração da Figura 25. Os momentos de inércia médios e seu aumento percentual em relação ao edifício original estão expressos na Tabela 19.

Figura 25 - Alteração dos pilares P10 e P18 (Antigo P12)



Fonte: O Autor (2018).

Figura 26 - Dimensões P10 e P12 em L



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 19 - Modificação no Edifício 1 - Ação 14

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P23	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P11* H	Caixa do elevador		2,79E+00	3,32E+00
P10	Pilar em L		8,49E-02	8,49E-02
P12	Pilar em L		8,49E-02	8,49E-02
Inércia Média - 1° Ao 15°			2,16E-01	2,53E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°			2,11E-01	2,40E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°			2,07E-01	2,29E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°			95%	87%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°			95%	86%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°			95%	86%

Fonte: O Autor (2018).

3.6.16 Ação 15 – Modificação de inércia – alteração de dimensão em P10 e P18

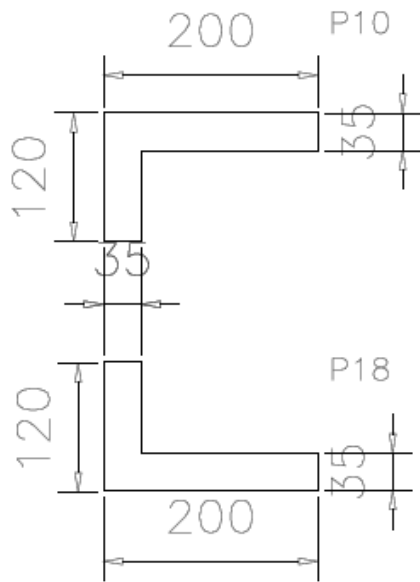
A partir do modelo da Ação 14, foi alterada a forma dos pilares P10 e P18, aumentando uma das pernas do L para 200 cm, de acordo com as dimensões mostradas na Figura 28 e na Figura 27. Os momentos de inércia médios e seu aumento percentual em relação ao edifício original estão expressos na Tabela 20.

Figura 27 - Segunda alteração nos pilares P10 e P18 (Antigo P12)



Fonte: O Autor (2018).

Figura 28 - Dimensões alteradas em P10 e P18



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 20 - Modificação no Edifício 1 - Ação 15

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P23	50	210	3,86E-01	2,19E-02
P11* H	Caixa de elevador		2,79E+00	3,32E+00
P10	Pilar em L		1,00E-01	3,78E-01
P12	Pilar em L		1,00E-01	3,78E-01
Inércia Média - 1° Ao 15°			2,17E-01	2,84E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°			2,13E-01	2,71E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°			2,07E-01	2,60E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°			95%	88%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°			95%	88%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°			95%	87%

Fonte: O Autor (2018).

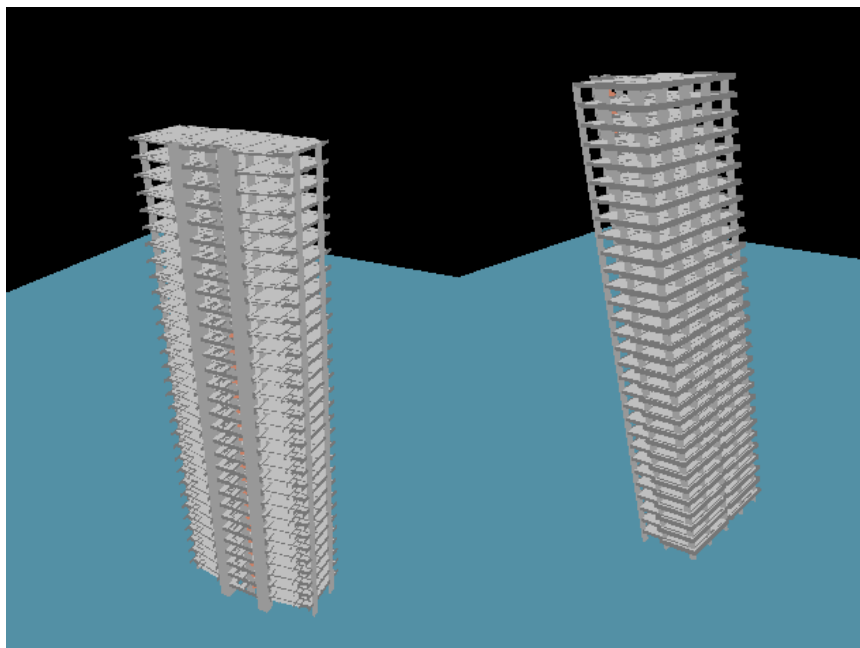
3.7 Processamento do modelo Edifício 2 – 30 pavimentos

O procedimento de modelagem para o Edifício 2 seguiu as mesmas ações do Edifício 1, sendo elas da Ação 0 a Ação 6. Isso permitiu que se pudesse analisar os efeitos da disposição da planta de forma dos elementos estruturais na estabilidade global também.

3.7.1 Ação 0 – Modificação do gabarito

A alteração inicial no Edifício 2 se deu por meio do aumento em 10 pavimentos a partir do original, resultando em uma estrutura de 90,0 metros e 30 pavimentos tipo, como apresenta a Figura 29. Os demais critérios permaneceram idênticos aos do processamento base, com exceção das cargas horizontais resultantes da ação do vento, as quais mudaram devido ao aumento do gabarito, como pode se observar na Tabela 21.

Figura 29 - Edifício 2 - 30 pavimentos



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 21 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – Edifício 2 - 30 pavimentos

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
C1	90	1,38	2508,1	0,070
C2	270	1,38	2508,1	0,070
C3	0	1,02	1226,7	0,052
C4	180	1,02	1226,7	0,052

Fonte: O Autor (2018).

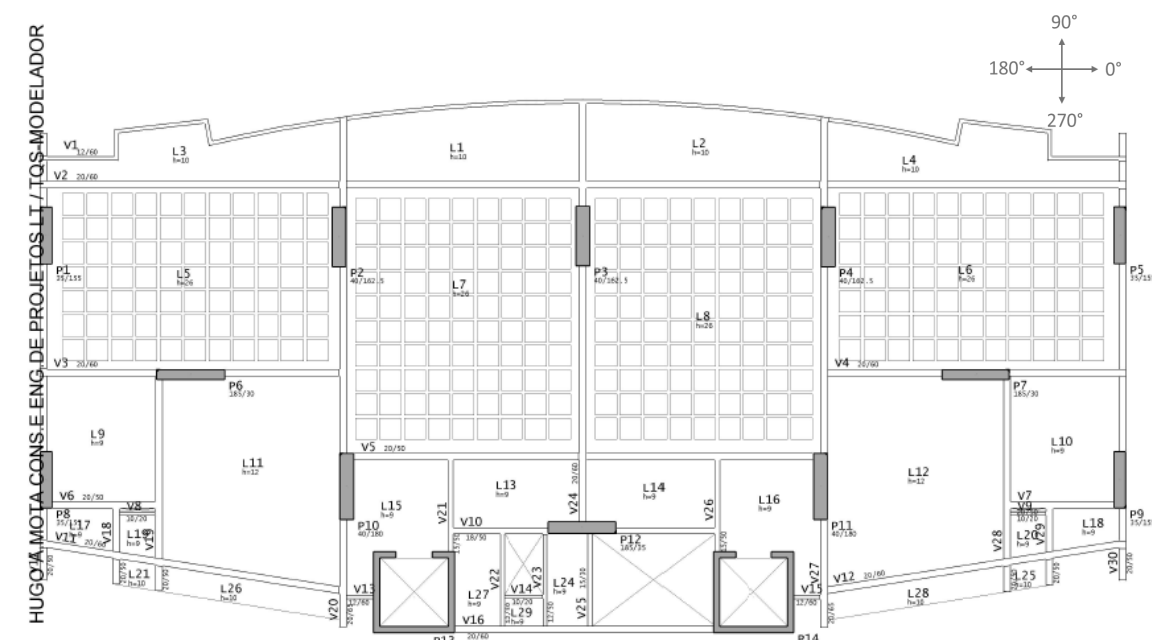
3.7.2 Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – II

A Ação 1 consistiu na mudança de seção de todos os pilares do edifício, aumentando-se 5cm em cada face, exceto os pilares P13 e P14, que constituem as caixas de concreto dos elevadores. A partir dessa modificação, a inércia também mudou, conforme é mostrado na Tabela 22, indicando um aumento de rigidez global. É possível observar que a nova inércia média dos pilares teve um aumento de 9% na direção y e de 5 % na direção x. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 30. Os critérios diversos permaneceram os mesmos.

Tabela 22 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I_1) – Edifício 2

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	35	155	1,09E-01	5,54E-03
P2	40	162,5	1,43E-01	8,67E-03
P3	40	162,5	1,43E-01	8,67E-03
P4	40	162,5	1,43E-01	8,67E-03
P5	35	155	1,09E-01	5,54E-03
P6	185	30	4,16E-03	1,58E-01
P7	185	30	4,16E-03	1,58E-01
P8	35	155	1,09E-01	5,54E-03
P9	35	155	1,09E-01	5,54E-03
P10	40	180	1,94E-01	9,60E-03
P11	40	180	1,94E-01	9,60E-03
P12	185	35	6,61E-03	1,85E-01
P13	Caixa Elevador 1		8,90E-01	1,06E+00
P14	Caixa Elevador 2		8,90E-01	1,06E+00
Inércia média (m^4)			2,18E-01	1,93E-01
Aumento Percentual em relação a I_0			9%	5%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 30 - Planta de forma - Edifício 2 (I_1)

Fonte: O Autor (2018).

3.7.3 Ação 2 – Modificação f_{ck} somente nos pilares

A partir das modificações realizadas até a Ação 1, modificou-se a resistência a compressão do concreto somente dos pilares para 40 MPa. Os demais elementos permaneceram com 35MPa.

3.7.4 Ação 3 – Modificação f_{ck} em todos os elementos

As ações 2 e 3 tiveram a meta de comparar a influência de se modificar o f_{ck} somente nos pilares e na estrutura como um todo, permanecendo as demais condições de projeto iguais (Ação 1). Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangencial igual a 3541751 tf/m².

3.7.5 Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I_2

A Ação 4, a partir do projeto com f_{ck} de 40 MPa, foi composta pela alteração da seção de todos os pilares do prédio, aumentando-se mais 5 cm em cada face do elemento, com exceção dos pilares P13 e P14, que constituem as caixas de concreto dos elevadores. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 23, a qual é 17% maior da direção y e 10% maior na direção x, comparado aos valores iniciais em I_0 . A planta de forma resultante está mostrada na Figura 31. Os demais parâmetros continuaram iguais.

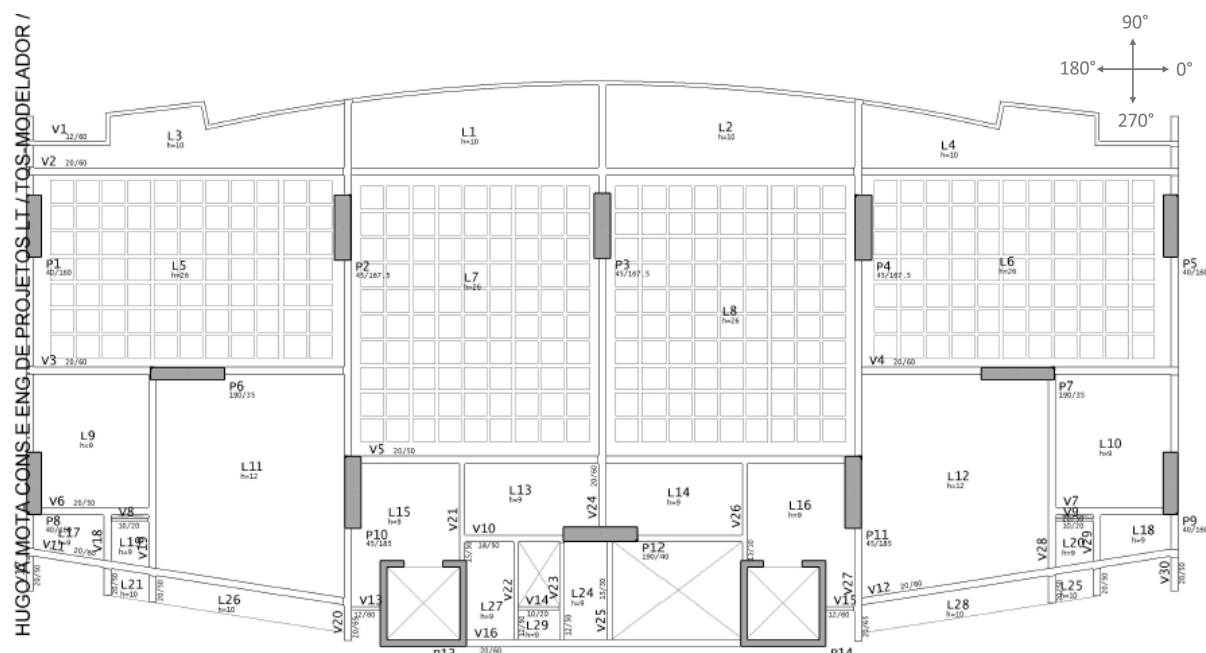
Tabela 23 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I_2) – Edifício 2

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°- 270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	40	160	1,37E-01	8,53E-03
P2	45	167,5	1,76E-01	1,27E-02
P3	45	167,5	1,76E-01	1,27E-02
P4	45	167,5	1,76E-01	1,27E-02
P5	40	160	1,37E-01	8,53E-03
P6	190	35	6,79E-03	2,00E-01
P7	190	35	6,79E-03	2,00E-01
P8	40	160	1,37E-01	8,53E-03
P9	40	160	1,37E-01	8,53E-03
P10	45	185	2,37E-01	1,40E-02

			INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (<i>m</i> ⁴)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (<i>m</i> ⁴)
P11	45	185	2,37E-01	1,40E-02
P12	190	40	1,01E-02	2,29E-01
P13	Caixa Elevador 1		8,90E-01	1,06E+00
P14	Caixa Elevador 2		8,90E-01	1,06E+00
Inércia média (<i>m</i>⁴)			2,39E-01	2,04E-01
Aumento Percentual em relação a <i>I</i>₀ – com caixas do elevador			17%	10%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 31 - Planta de forma - Edifício 2 (I_2)



Fonte: O Autor (2018).

3.7.6 Ação 5 – Modificação do fck em todos os elementos

A partir da Ação 4, aumentou-se o fck da estrutura inteira para 50 MPa. Com o novo fck, a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangente igual a 3959798 tf/m².

3.7.7 Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos

Diante da diminuição dos carregamentos verticais nos pilares a medida que estes

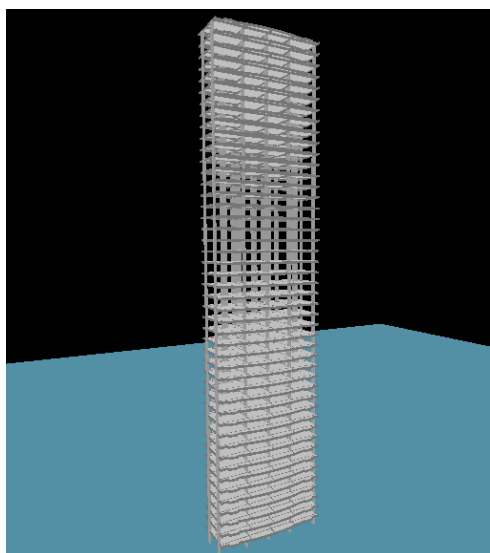
vão chegando ao topo da edificação, buscou-se analisar os efeitos que a redução de seção em metade do edifício acarretaria para a rigidez global. Assim, do 1º ao 20º pavimento tipo, as dimensões dos pilares seguiram os padrões da I_2 estabelecidos na Tabela 23, enquanto que do 21º ao 30º pavimento tipo, as dimensões foram reduzidas para as que estão expressas na Tabela 22, resultando na configuração I_1 .

3.8 Processamento do modelo Edifício 2 – 45 pavimentos

3.8.1 Ação 0 – Modificação do gabarito

A segunda alteração no Edifício 2 se deu com do aumento em 25 pavimentos a partir do original, resultando em uma estrutura de 133,20 metros e 45 pavimentos tipo, como apresenta a Figura 32. Os demais critérios permaneceram idênticos aos do processamento base, com exceção das cargas horizontais resultantes da ação do vento, as quais mudaram devido ao aumento do gabarito, como pode se observar na Tabela 24

Figura 32 - Corte esquemático Edifício 2 - 45 pavimentos



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 24 - Coeficientes de arrasto, área e pressão resultantes da ação do vento – 45 pavimentos

Caso	Ângulo (°)	Coeficiente de arrasto	Área (m2)	Pressão (tf/m2)
C1	90	1,38	3762,2	0,078

Caso	Ângulo (°)	Coefficiente de arrasto	Área (m2)	Pressão (tf/m2)
C2	270	1,38	3762,2	0,078
C3	0	1,02	1840,1	0,057
C4	180	1,02	1840,1	0,057

Fonte: O Autor (2018).

3.8.2 Ação 1 – Modificação na inércia dos pilares – I1

A Ação 1 consistiu na mudança de seção de todos os pilares do edifício, aumentando-se 5cm em cada face, exceto os pilares P13 e P14, que constituem as caixas de concreto dos elevadores. A partir dessa modificação, a inércia também mudou, conforme é mostrado na Tabela 22, mostrada na seção anterior, indicando um aumento de rigidez global. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 30. Os critérios diversos permaneceram os mesmos.

3.8.3 Ação 2 – Modificação fck somente nos pilares

A partir das modificações realizadas até a Ação 1, modificou-se a resistência a compressão do concreto somente dos pilares para 40 MPa. Os demais elementos permaneceram com 35MPa.

3.8.4 Ação 3 – Modificação fck em todos os elementos

As ações 2 e 3 tiveram a meta de comparar a influência de se modificar o fck somente nos pilares e na estrutura como um todo, permanecendo as demais condições de projeto iguais (Ação 1). Com o novo fck, a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangencial igual a 3541751 tf/m².

3.8.5 Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2

A Ação 4, a partir do projeto com fck de 40 MPa, compôs-se da alteração da seção de todos os pilares do prédio, aumentando-se mais 10 cm em cada face do elemento, com exceção dos pilares P13 e P14, que constituem as caixas de concreto dos elevadores. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 23, conforme exposto no item 3.7.5 Ação 4 – Modificação na inércia dos pilares – I2. A planta de forma resultante está

mostrada na Figura 31. Os demais parâmetros continuaram iguais.

3.8.6 Ação 5 – Modificação do f_{ck} em todos os elementos

A partir da Ação 4, aumentou-se o f_{ck} da estrutura inteira para 50 MPa. Com o novo f_{ck} , a estrutura passou a ter um módulo de elasticidade tangente igual a 3959798 tf/m².

3.8.7 Ação 6 – Modificação de inércia entre pavimentos

Diante da diminuição dos carregamentos verticais nos pilares a medida que estes vão chegando ao topo da edificação, buscou-se analisar os efeitos que a redução de seção em metade do edifício acarretaria para a rigidez global. Assim, do 1º ao 15º pavimento tipo, as dimensões dos pilares seguiram os padrões da I_2 estabelecidos na Tabela 23 enquanto que do 16º ao 30º pavimento tipo, as dimensões foram reduzidas para as que estão expressas na Tabela 22, resultando na configuração I_1 , e do 31º ao 45º pavimento, as dimensões seguiram os valores estabelecidos na Tabela 7, ou seja, valores de I_0 .

3.8.8 Ação 7 – Modificação de inércia entre pavimentos

Em relação à rigidez da edificação, é válido analisar qual a localização da mudança de seção que geraria melhores resultados de estabilidade global. Desse modo, ao invés de se fazerem três modificações, de inércia, foi processado um modelo com duas variações, sendo do 1º ao 15º pavimento adotados os valores da I_2 mostrados na Tabela 23 e do 16º ao 45º, os valores de I_1 , os quais estão expressos na Tabela 22.

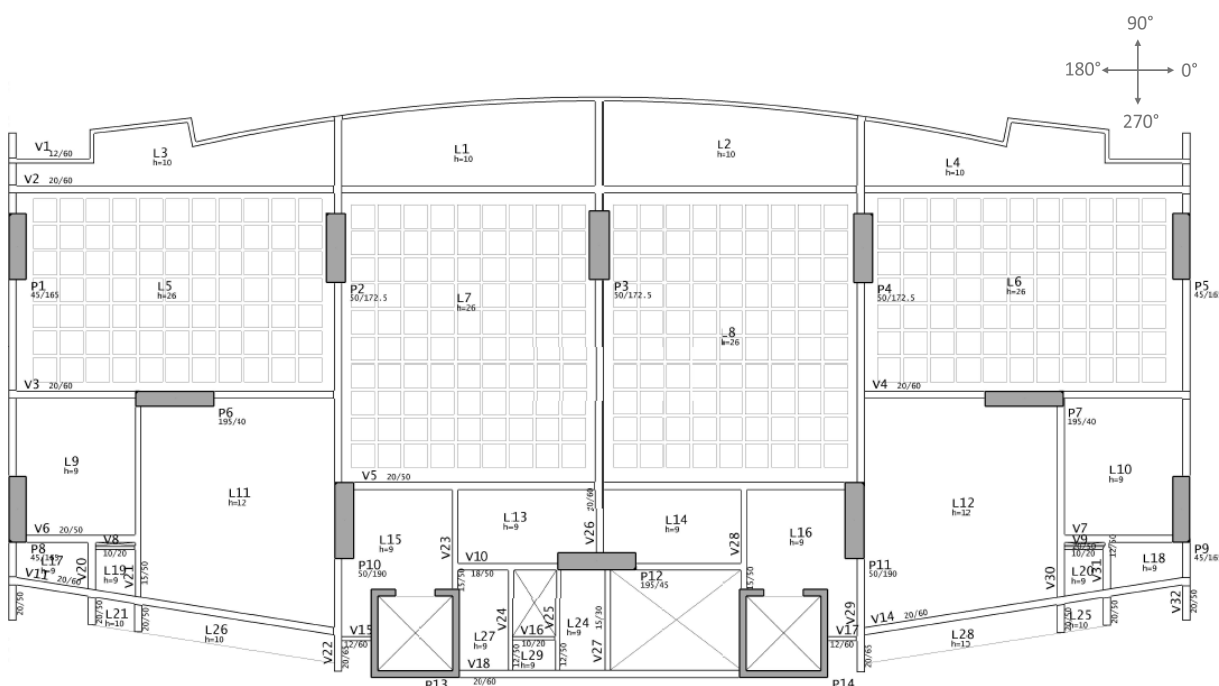
3.8.9 Ação 8 – Modificação da inércia dos pilares – I3

Com base no processamento gerado a partir da Ação 5, os pilares desse modelo tiveram suas dimensões de face acrescidas de 15 cm a partir de suas dimensões originais, com exceção dos pilares P13 e P14, que constituem as caixas de concreto dos elevadores. Assim, houve uma mudança na inércia, como é possível analisar na Tabela 25, a qual gera um aumento de 25% em relação ao eixo y e de 16% em relação ao eixo x. A planta de forma resultante está mostrada na Figura 33. Os demais parâmetros permanecem os mesmos.

Tabela 25 - Seções transversais e inércias iniciais dos pilares (I_3) – Edifício 2

	B (cm)	H (cm)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P1	45	165	1,68E-01	1,25E-02
P2	50	172,5	2,14E-01	1,80E-02
P3	50	172,5	2,14E-01	1,80E-02
P4	50	172,5	2,14E-01	1,80E-02
P5	45	165	1,68E-01	1,25E-02
P6	195	40	1,04E-02	2,47E-01
P7	195	40	1,04E-02	2,47E-01
P8	45	165	1,68E-01	1,25E-02
P9	45	165	1,68E-01	1,25E-02
P10	50	190	2,86E-01	1,98E-02
P11	50	190	2,86E-01	1,98E-02
P12	195	45	1,48E-02	2,78E-01
P13	Caixa Elevador 1		8,90E-01	1,06E+00
P14	Caixa Elevador 2		8,90E-01	1,06E+00
Inércia média (m^4)			2,64E-01	2,17E-01
Aumento Percentual em relação a I_0			25%	16%

Fonte: O Autor (2018).

Figura 33 - Planta de forma – Edifício 2 (I_3)

Fonte: O Autor (2018).

3.8.10 Ação 9 – Modificação de inércia entre pavimentos

Assim como na Ação 6, esse modelo consistiu na modificação da seção dos pilares a cada 15 pavimentos, de modo que do 1º ao 15º pavimento os pilares tivessem as dimensões prescritas na Tabela 25, considerada I_3 , do 16º ao 30º, seguissem as medidas da Tabela 23, nomeada I_2 , e do 31º ao 45º pavimento, os elementos verticais seguissem o que está previsto na Tabela 22, cuja classificação é I_1 .

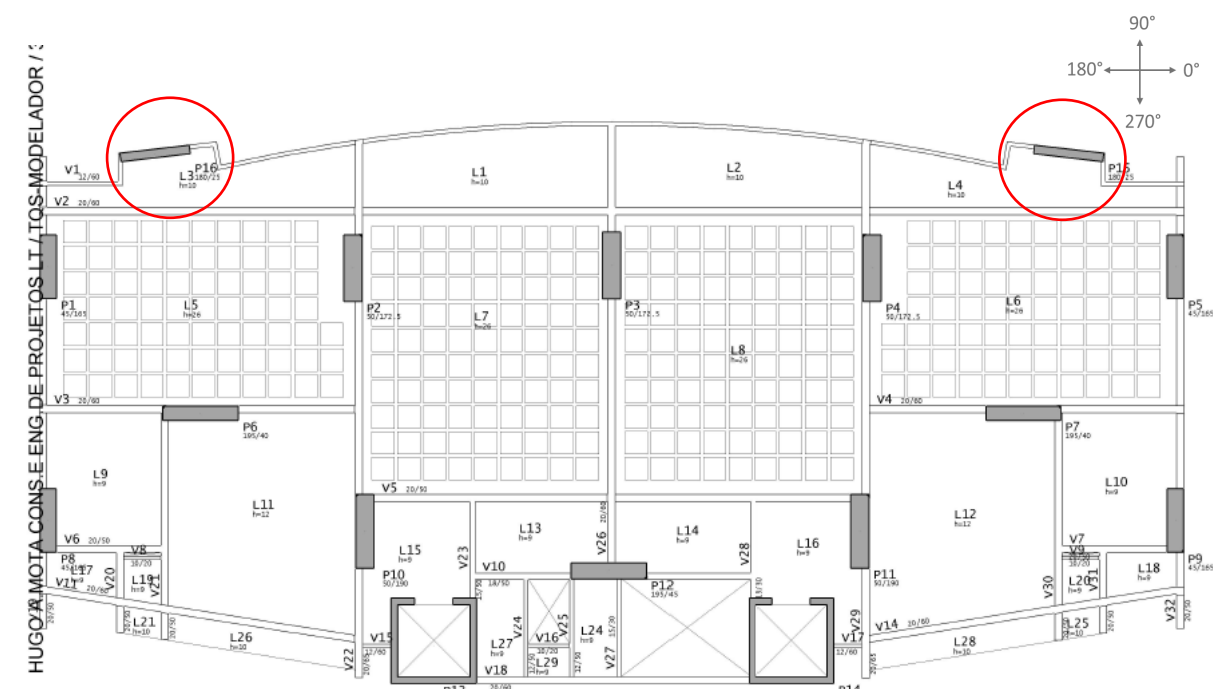
3.8.11 Ação 10 – Modificação de inércia entre pavimentos

No mesmo padrão da Ação 7, houve o processamento de uma estrutura com uma única mudança de seção nos pilares. Dessa maneira, do 1º ao 15º pavimento, adotaram-se os valores de I_3 com as seções indicadas na Tabela 25 e do 16º ao 45º, os pilares assumiram os valores I_2 de acordo com a Tabela 23.

3.8.12 Ação 11 – Modificação de inércia - Inclusão dos pilares P15 e P16

Diante do percentual de aumento das inércias para o Edifício 2 ter sido relativamente menor que os do Edifício 1, devido especialmente ao fato de este ter um maior número de pilares que aquele, foram inseridos dois pilares retangulares – P16 e P15 – em um local favorável da arquitetura do edifício, sendo por isso inclinados em 7° e 173° , respectivamente, em relação ao eixo x, conforme a planta de forma representada na Figura 34. Para essa Ação, tomou-se a configuração processada na Ação 9, onde a cada 15 pavimentos há mudança de seção de pilar. Os valores dos momentos de inércia dos novos pilares, assim como a nova média das inerciais para cada conjunto de pavimentos e seu aumento percentual respectivo estão retratados na Tabela 26.

Figura 34 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 11



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 26 - Modificações no Edifício 2 - Ação 11

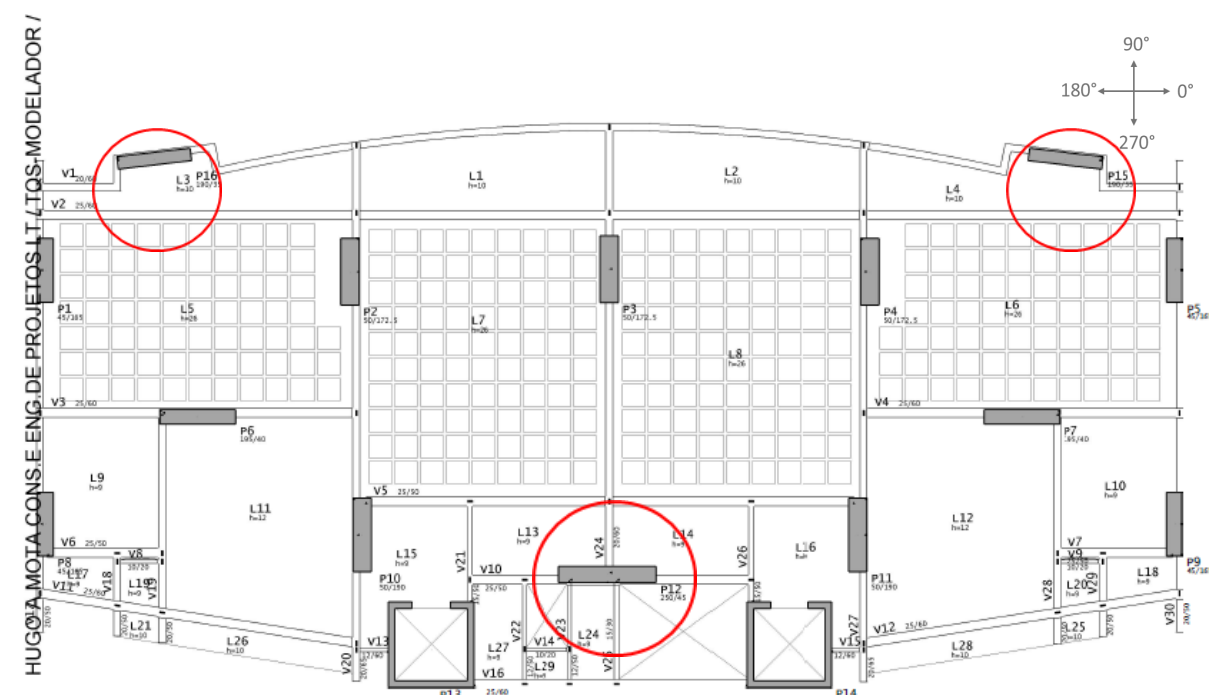
	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P16	180	25	7°	3,92E-03	1,19E-01
P15	180	25	173°	3,92E-03	1,19E-01
Inércia Média - 1° Ao 15°				2,32E-01	2,05E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°				2,10E-01	1,93E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°				1,91E-01	1,83E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°				14%	11%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°				5%	6%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°				-4%	0%

Fonte: O Autor (2018).

3.8.13 Ação 12 – Modificação de inércia – Aumento de seção P15, P16, P12 e vigas

No processamento dessa Ação, buscou-se aumentar as dimensões dos pilares adicionados na Ação 11 e do pilar P12, visando um aumento do momento de inércia médio em torno do eixo y. Assim, foram adicionados 10 cm em cada face de P15 e P16 e a dimensão da base do P12 teve um aumento de 24%, passando de 190 cm para 250 cm, enquanto a outra dimensão (altura) foi aumentada de 40 cm para 45 cm diante das limitações de arquitetura, como mostra a Figura 35. As dimensões e respectivos momentos de inércia e aumentos percentuais em relação aos momentos de inércia médios iniciais estão expressos na Tabela 28. Neste modelo, optou-se também por modificar a espessura da maior parte vigas paralelas ao eixo x de 20 para 25 cm, conforme está mostrado na Tabela 27 para as vigas V1,V2, V3, V4, V5, V6, V7, V10, V11, V12 e V16. Essa Ação buscou, assim como a mudança nas seções dos pilares, aumentar o momento de inércia na direção x.

Figura 35 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 12



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 27 - Seções transversais das vigas - Edifício 2

VIGA	SEÇÃO INICIAL (CM)	SEÇÃO MODIFICADA (CM)
V1	12/60	20/60
V2	20/60	25/60
V3	20/60	25/60
V4	20/60	25/60
V5	20/60	25/50
V6	20/60	25/50
V7	20/60	25/50
V8	10/20	10/20
V9	10/20	10/20
V10	18/50	25/50
V11	20/60	25/60
V12	20/60	25/60
V13	12/60	12/60
V14	10/20	10/20
V15	12/60	12/60
V16	20/60	25/60
V17	20/50	20/50
V18	20/50	20/50
V19	20/50	20/50
V20	20/65	20/65
V21	15/50	15/50
V22	12/50	12/50
V23	12/50	12/50
V24	20/60	20/60
V25	15/30	15/30
V26	15/50	15/50
V27	20/65	20/65
V28	20/50	20/50
V29	20/50	20/50
V30	20/50	20/50

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 28 - Modificação no Edifício 2 - Ação 12

	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P16	190	35	7°	9,34E-03	1,97E-01
P15	190	25	173°	9,34E-03	1,97E-01

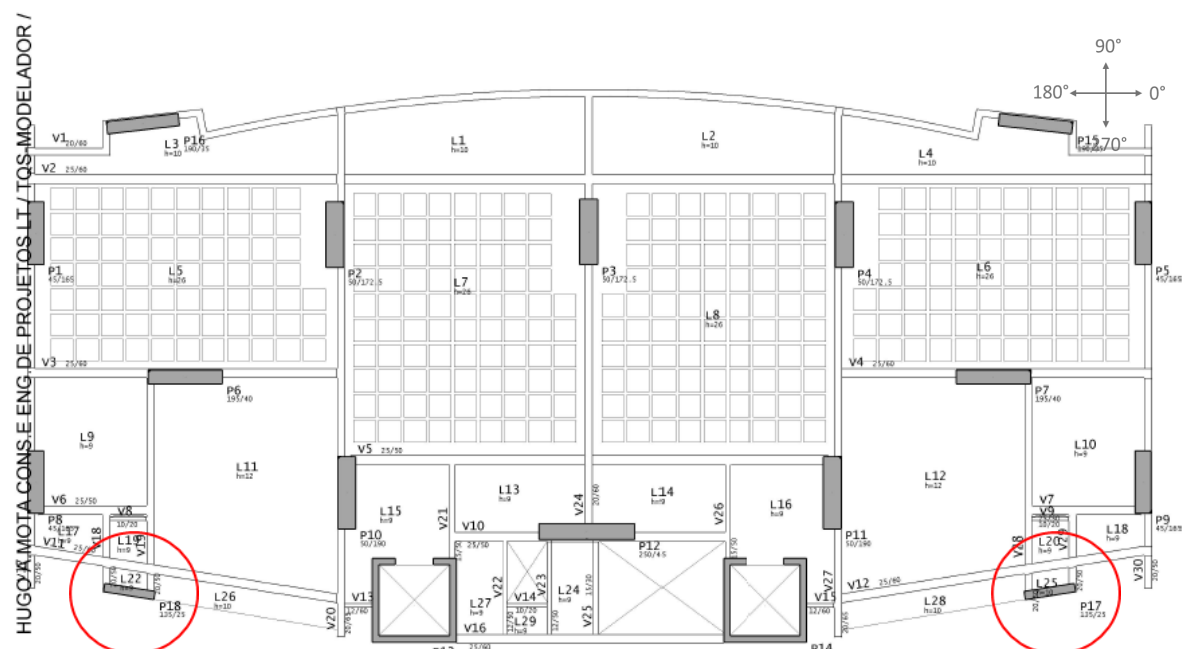
	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P12	250	45	0°	1,90E-02	5,86E-01
Inércia Média - 1° Ao 15°				2,33E-01	2,34E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°				2,11E-01	2,25E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°				1,92E-01	2,18E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°				15%	22%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°				6%	19%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°				-3%	16%

Fonte: O Autor (2018).

3.8.14 Ação 13 – Modificação de inércia – adição dos pilares P17 e P18

Ainda buscando um aumento no momento de inércia em torno do eixo y, foram adicionados mais dois pilares, P17 e P18, localizados na parte inferior da planta de forma, conforme mostra a Figura 36. Esses pilares possuem uma base de 135 cm e altura de 25 cm e estão inclinados em 9° e 171° em relação ao eixo x, respectivamente, visto que se buscou obedecer a arquitetura do edifício, como era necessário um pilar com as dimensões descritas, o local mais viável foi escolhido. As dimensões, respectivos momentos de inércia e percentuais médios de aumento estão descritos na Tabela 29.

Figura 36 - Planta de forma - Edifício 2 - Ação 13



Fonte: CAD/TQS (Adaptado) (2018).

Tabela 29 - Modificação Edifício 2 - Ação 13

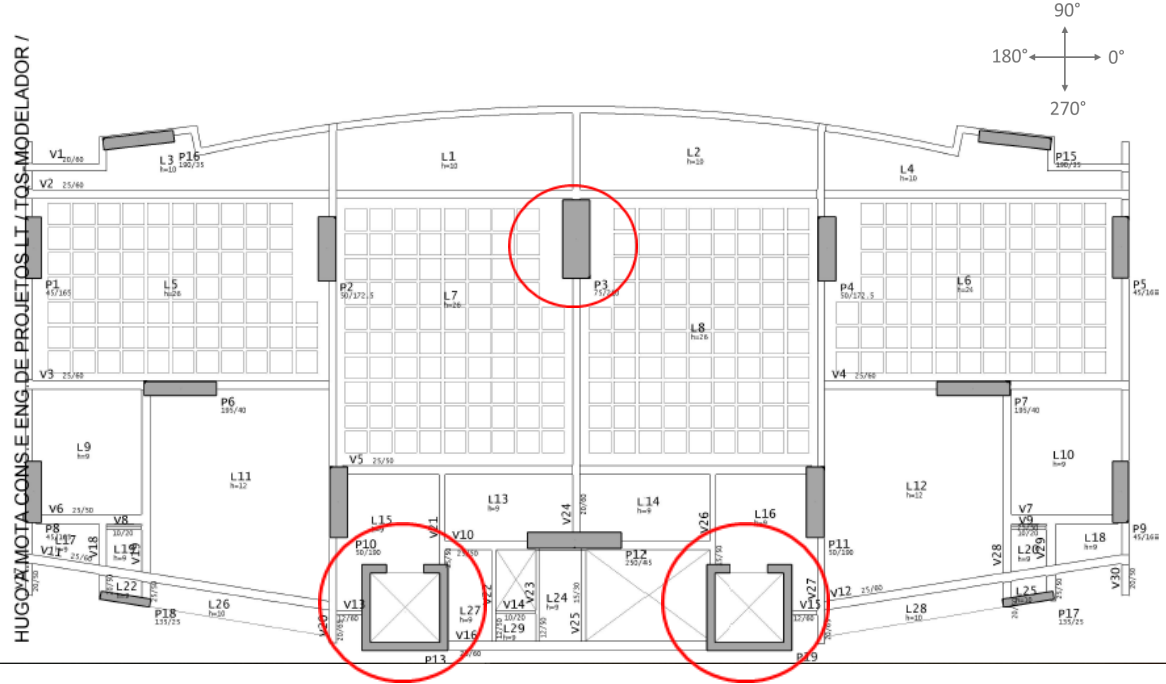
	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P16	190	35	7°	9,34E-03	1,97E-01
P15	190	35	173°	9,34E-03	1,97E-01
P17	135	25	9°	2,97E-03	5,00E-02
P18	135	25	171°	2,97E-03	5,00E-02
P12	250	45	0°	1,90E-02	5,86E-01
Inércia Média - 1° Ao 15°				2,07E-01	2,14E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°				1,88E-01	2,06E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°				1,71E-01	1,99E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°				4%	14%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°				-6%	11%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°				-16%	8%

Fonte: O Autor (2018).

3.8.15 Ação 14 – Modificação de inércia – Caixa de elevadores (P13 e P14) e P3

A partir do modelo proposto na Ação 13, foram modificadas as seções dos pilares P3, P13 e P14, sendo os dois últimos referentes às caixas de elevador do edifício. O pilar P3 foi modificado com o objetivo de torna-lo mais robusto, visto que é um pilar bastante central. Assim, a sua base passou de 50 cm para 75 cm e a altura foi mudada de 172,50 cm para 210 cm. Já nas caixas dos elevadores, a modificação foi o aumento da espessura da caixa, que até o momento tinha 20 cm e passou a ter 25 cm, tornando-a mais rígida. As dimensões, momentos de inércia e respectivos aumentos médios percentuais estão expressos na Tabela 30. A Figura 37 mostra a planta de forma resultante dessa Ação.

Figura 37 - Planta de forma Edifício 2 - Ação 14



Fonte: O Autor (2018).

Tabela 30 - Modificações Edifício 2 - Ação 14

	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P3	75	210	0°	5,79E-01	7,38E-02
P16	190	35	7°	1,03E-02	1,97E-01

	B (cm)	H (cm)	α (graus)	INÉRCIA NA DIREÇÃO Y (90°-270°) (m^4)	INÉRCIA NA DIREÇÃO X (0°-180°) (m^4)
P15	190	25	173°	1,03E-02	1,97E-01
P17	135	25	9°	3,28E-03	4,97E-02
P18	135	25	171°	3,28E-03	4,97E-02
P12	250	45	0°	1,90E-02	5,86E-01
P13	Caixa Elevador 1		0°	1,18E+00	1,44E+00
P14	Caixa Elevador 2		0°	1,18E+00	1,44E+00
Inércia Média - 1° Ao 15°				2,60E-01	2,59E-01
Inércia Média - 16° Ao 30°				2,43E-01	2,51E-01
Inércia Média - 31° Ao 45°				2,28E-01	2,45E-01
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 1° Ao 15°				24%	29%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 16° Ao 30°				18%	27%
Aumento Percentual Em Relação A I0 - 31° Ao 45°				13%	25%

Fonte: O Autor (2018).

4 RESULTADOS DO PROCESSAMENTO ESTRUTURAL

4.1 Edifício 1 – 30 pavimentos

As ações aplicadas ao modelo do Edifício 1 – 30 pavimentos tiveram o objetivo de enrijecer a estrutura, podendo ser divididas em processos em que houve mudança na resistência a compressão do concreto (fck) e processos em que houve mudança nos momentos de inércia dos elementos de contraventamento, os pilares. Para o primeiro caso, foram processadas as ações 2, 3 e 5. Já para o segundo, as ações 1, 4 e 6, conforme resume a Tabela 31.

Tabela 31 - Resumo das ações adotadas no Edifício 1 - 30 pavimentos

TIPOS DE MODELO - 30 PAVIMENTOS TIPO	
SITUAÇÃO BASE	Edifício com fck de 35 MPa e 20 pavimentos tipo - 60,7 m
AÇÃO 0	Mesmo fck inicial - somente mudança no nº de pavimentos - 89,5 m
AÇÃO 1	Mudança na inércia dos pilares (adição de 5cm em cada face - I1) - 35 MPa
AÇÃO 2	Mudança de fck para 40MPa (só nos pilares) - I1
AÇÃO 3	Mudança de fck para 40Mpa - I1
AÇÃO 4	Mudança na inércia dos pilares (adição de 10cm em cada face - I2) - 40MPa
AÇÃO 5	Mudança de fck para 50Mpa - I2
AÇÃO 6	Mudança na inércia dos pilares – I2 do 1º ao 20º e I1 do 21º ao 30º pavimento - 50MPa

Fonte: O Autor (2018).

A partir do processamento global estrutural de cada uma das ações, obteve-se os resultados expressos na Tabela 32, em que são mostrados os valores dos parâmetros de instabilidade global alcançados – α e γ_z .

Tabela 32 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 30 pavimentos

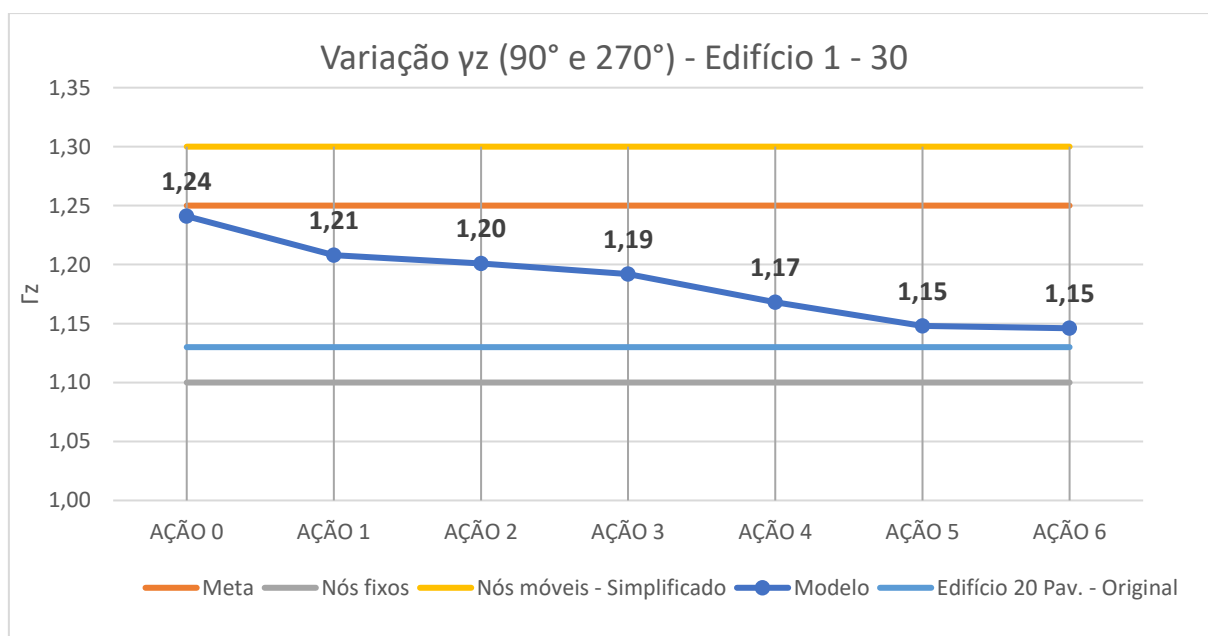
MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
SITUAÇÃO BASE	0,791	0,791	0,575	0,575	1,130	1,130	1,066	1,066
AÇÃO 0	1,031	1,031	0,767	0,767	1,241	1,241	1,122	1,122
AÇÃO 1	0,974	0,974	0,738	0,738	1,208	1,208	1,112	1,112
AÇÃO 2	0,959	0,959	0,729	0,729	1,201	1,201	1,109	1,109
AÇÃO 3	0,942	0,942	0,714	0,714	1,192	1,192	1,104	1,104

MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
AÇÃO 4	0,893	0,893	0,691	0,691	1,168	1,168	1,096	1,096
AÇÃO 5	0,844	0,844	0,653	0,653	1,148	1,148	1,085	1,085
AÇÃO 6	0,848	0,848	0,653	0,653	1,146	1,146	1,084	1,084

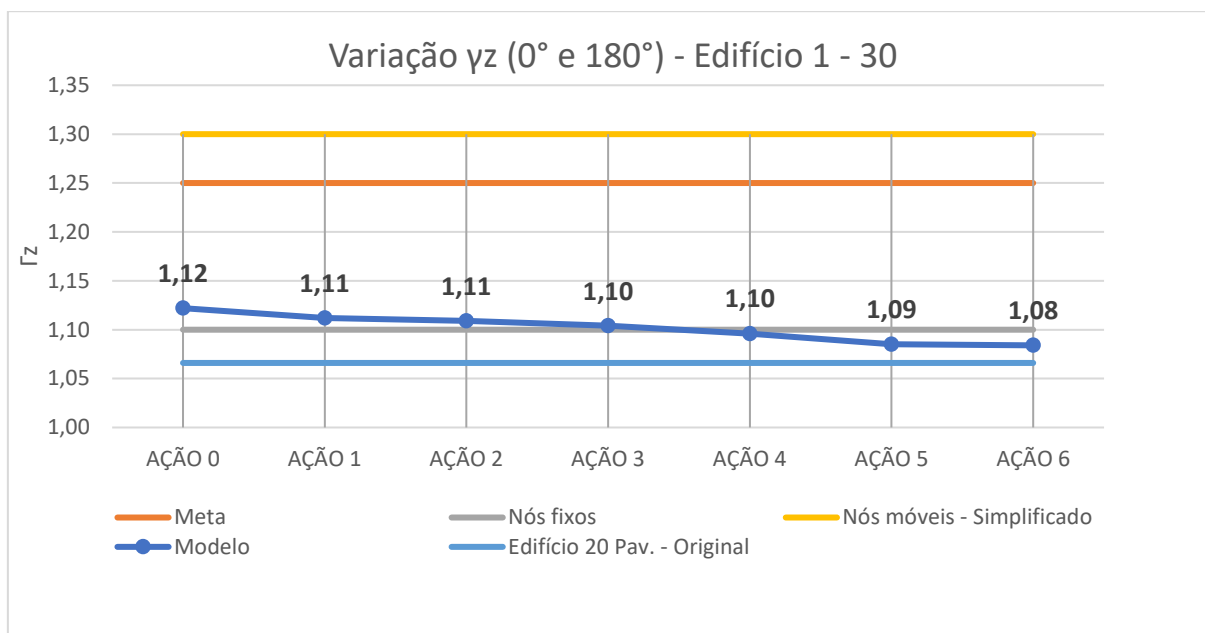
Fonte: O Autor (2018).

Os valores encontrados para o parâmetro γ_z podem ser melhor visualizados no Gráfico 1 para as combinações de vento a 90° e 270°, respectivamente C1 e C2. Para as combinações C3 e C4, para as ações de vento a 0° e 180°, tem-se o Gráfico 2. As variações do parâmetro estudados serão discutidas nas seções abaixo, de acordo com a influência da mudança de resistência a compressão do concreto, com os efeitos da mudança na rigidez global e com os impactos de redução de seção transversal de pilar progressiva.

Gráfico 1 - Variação γ_z 90° e 270° - Edifício 1 - 30 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

Gráfico 2 - Variação γ_z 0° e 180° - Edifício 1 - 30 Pav.

Fonte: O Autor (2018).

Observa-se que, para todas as ações, inclusive a Ação inicial em que só há o aumento da altura do edifício, sem mais outra alteração de rigidez, os valores do parâmetro obtido estão dentro do intervalo em que é permitido se aplicar o método de cálculo simplificado para estruturas de nós móveis. É possível notar que, na direção X (0° - 180°), a partir da Ação 4, a estrutura começa a se comportar como estrutura de nós fixos, não sendo necessário utilizar a majoração dos esforços.

4.1.1 Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (f_{ck})

As ações que envolvem mudança de f_{ck} são as ações 2, 3 e 5. A mudança proposta pelas ações 2 e 3, com 40 MPa, serão comparadas entre si e com a Ação 1, a qual possui 35 MPa. A Ação 5 será confrontada com a Ação 4, mostrando a mudança que o aumento de 40MPa para 50MPa gerou na estrutura configurada com I_2 . Observa-se que a o parâmetro de instabilidade diminui à medida que se aumenta o f_{ck} do concreto, em ambas as direções do vento. As diferenças percentuais do γ_z estão apresentadas nas Tabela 33 e Tabela 34 para a direção Y e para a direção X, respectivamente.

Tabela 33 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 30 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-0,58%	-1,32%	-3,31%	-4,97%
40MPa (pilares) (Ação 2)	0,58%	-	-0,75%	-2,75%	-4,41%
40 MPa (Ação 3)	1,34%	0,76%	-	-2,01%	-3,69%
40 MPa* (Ação 4)	3,42%	2,83%	2,05%	-	-1,71%
50 MPa* (Ação 5)	5,23%	4,62%	3,83%	1,74%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 34 - Comparação da influência fck no γ_Z (0°-180°) - Edifício 1 - 30 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-0,27%	-0,72%	-1,44%	-2,43%
40MPa (pilares) (Ação 2)	0,27%	-	-0,45%	-1,17%	-2,16%
40 MPa (Ação 3)	0,72%	0,45%	-	-0,72%	-1,72%
40 MPa* (Ação 4)	1,46%	1,19%	0,73%	-	-1,00%
50 MPa* (Ação 5)	2,46%	2,21%	1,75%	1,01%	-

Fonte: O Autor (2018).

Na direção 90°-270° é possível observar uma maior sensibilidade à mudança de fck, visto que houve reduções maiores do mesmo. Contata-se também que há uma diferença considerável entre a mudança de fck somente nos pilares e a aplicação do fck maior na estrutura

inteira, sendo de 0,75% na direção y e de 0,45% da direção x. O aumento de 35 MPa para 40 MPa na estrutura inteira resultou em reduções de 1,32% e de 0,72% no γ_z . Já para a Ação 5, em relação a Ação 4, houve uma diminuição de 1,71% e 1,00%, nas respectivas direções y e x.

4.1.2 Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares

Nas ações 1 e 4 houve mudança de seção dos pilares, entretanto, na primeira o fck era de 35 MPa. Para efeitos comparativos, considerar-se-á a Ação 3, a qual possui as mesmas dimensões adotadas na Ação 1, mas fck de 40MPa, assim como tem o modelo da Ação 4. Para comparação com a situação inicial, a Ação 0, deve-se recordar que a mesma foi processada com fck de 35 MPa, não havendo modelo em que as dimensões originais (I0) fossem calculadas com fck de 40MPa, assim, a mesma poderá ser comparada diretamente com a Ação 1, pois possuem fck iguais. As Tabela 35 e Tabela 36 expõem esses percentuais comparativos nas direções de 90°-270° e de 0°-180°, respectivamente.

Tabela 35 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I0 - 35 MPa (Ação 0)	I1 - 35 MPa (Ação 1)	I1 - 40 MPa (Ação 3)	I2 - 40 MPa (Ação 4)
I0 - 35 MPa (Ação 0)	-	-2,66%	-3,95%	-5,88%
I1 - 35 MPa (Ação 1)	2,73%	-	-1,32%	-3,31%
I1 - 40 MPa (Ação 3)	4,11%	1,34%	-	-2,01%
I2 - 40 MPa (Ação 4)	6,25%	3,42%	2,05%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 36 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (0° - 180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I0 - 35 MPa (Ação 0)	I1 - 35 MPa (Ação 1)	I1 - 40 MPa (Ação 3)	I2 - 40 MPa (Ação 4)
I0 - 35 MPa (Ação 0)	-	-0,89%	-1,60%	-2,32%
I1 - 35 MPa (Ação 1)	0,90%	-	-0,72%	-1,44%
I1 - 40 MPa (Ação 3)	1,63%	0,72%	-	-0,72%
I2 - 40 MPa (Ação 4)	2,37%	1,46%	0,73%	-

Fonte: O Autor (2018).

Assim como para o f_{ck} , observa-se uma maior sensibilidade do parâmetro de instabilidade em relação às ações de vento na direção 90° - 270° . Nesse caso, é válido lembrar que isso está relacionado ao posicionamento dos pilares do edifício, pois os momentos de inércia nessa direção são menores que na outra, sendo, portanto, uma direção em que a estrutura possui menor rigidez. Nota-se também que quanto mais se enrijecem os pilares, menor é o valor do γ_z , conforme é possível inferir a partir dos valores de 2,66% e de 0,89% de diferença da Ação 0 para a Ação 1 e de 2,01% e de 0,72% da Ação 3 para a Ação 4 no caso de vento aplicado na direção y e x, respectivamente.

4.1.3 Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos

Nesse caso, houve somente uma Ação com redução de seção de pilar entre pavimentos, a Ação 6. Para comparação, são utilizados os resultados da Ação 5, a qual possui mesmo f_{ck} que a Ação 6, porém não há mudança de seção entre pilares, permanecendo a configuração I2 em toda a estrutura. Nas Tabela 37 e Tabela 38 estão mostrados os percentuais comparativos nas direções de 90° - 270° e de 0° - 180° , respectivamente.

Tabela 37 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1 (Ação 6)
I2 (Ação 5)	-	-0,17%
I2/I1 (Ação 6)	0,17%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 38 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1 (Ação 6)
I2 (Ação 5)	-	-0,09%
I2/I1 (Ação 6)	0,09%	-

Fonte: O Autor (2018).

Percebe-se que não há redução significativa do parâmetro de instabilidade, então, em relação a estabilidade global, as duas ações possuem o mesmo efeito. Embora seja questionável o fato de se ter tornado a estrutura mais flexível e se obter um γ_z quase igual, é válido considerar que a redução das seções dos pilares ocasiona também a redução do peso próprio dos mesmos, além de as reduções acontecerem em pavimentos em que a carga vertical já é menor que dos pavimentos inferiores.

Isso é validado a partir da observação de que para parâmetro γ_z , uma vez que o momento de tombamento da estrutura permanece o mesmo, pois a altura e as condições da ação de vento não mudam, o que influenciará na estabilidade global serão os momentos de primeira ordem causados pelas cargas verticais e seus respectivos deslocamentos de primeira ordem. Ora, se a diferença dos deslocamentos é mínima entre os dois casos, como se constata nos resultados do processamento do software, no APÊNDICE A, e carga vertical reduziu em virtude da diminuição do peso próprio do pilar, pela equação 21 no item 2.5.2, diante dessa configuração, o γ_z tende a ser menor.

É importante ressaltar, também, que a partir da redução de seção dos pilares, o consumo do concreto é menor, uma vez que em um terço dos pavimentos a área dos pilares será menor. Logo, a redução progressiva da seção de pilares se mostra como uma opção econômica e estruturalmente viável.

4.2 Edifício 1 – 45 pavimentos

As ações aplicadas ao modelo do Edifício 1 – 45 pavimentos tiveram a meta de

enrijecer a estrutura, podendo ser classificadas em processos em que houve mudança na resistência a compressão do concreto (fck) e processos em que houve mudança nos momentos de inércia dos elementos de contraventamento, sendo, nesse caso, tanto pela mudança de seção como pela mudança de posição dos pilares. As ações referentes a modificação de fck são as de número 2, 3 e 5. As ações que modificam somente a dimensão da seção transversal dos pilares, sem modificar o formato retangular são as ações 1, 4, 6, 7, 8, 9 e 10. As ações 11 a 15 sofrem modificações diversas, conforme Tabela 39.

Tabela 39 - Resumo das ações adotadas no Edifício 1 - 45 pavimentos

TIPOS DE MODELO - 45 PAVIMENTOS TIPO	
SITUAÇÃO BASE	Edifício de fck 35 MPa e 20 pavimentos tipo - 60,7 m
AÇÃO 0	Mesmo fck inicial - somente mudança no nº de pavimentos - 132,66 m
AÇÃO 1	Mudança na inércia dos pilares (adição de 5cm em cada face - I1) – 35 MPa
AÇÃO 2	Mudança de fck para 40MPa (só nos pilares) - I1
AÇÃO 3	Mudança de fck para 40Mpa - I1
AÇÃO 4	Mudança na inércia dos pilares (adição de 10cm em cada face - I2) - 40MPa
AÇÃO 5	Mudança de fck para 50Mpa - I2
AÇÃO 6	Mudança na inércia dos pilares - I2 do 1º ao 15º, I1 do 16º ao 30º pavimento e I0 do 31º ao 45º - 50MPa
AÇÃO 7	Mudança na inércia dos pilares - I2 do 1º ao 15º, I1 do 16º ao 45º pavimento - 50MPa
AÇÃO 8	Mudança na inércia dos pilares (adição de 15cm em cada face - I3) - 50MPa
AÇÃO 9	Mudança na inércia dos pilares - I3 do 1º ao 15º, I2 do 16º ao 30º pavimento e I1 do 31º ao 45º - 50MPa
AÇÃO 10	Mudança na inércia dos pilares - I3 do 1º ao 15º, I2 do 16º ao 45º pavimento - 50 MPa
AÇÃO 11	Mudança P3 e P23 para 50x210 cm em todos os pavimentos (Mantendo demais alterações da AÇÃO 9)

AÇÃO 12	Inclusão de um pilar em U na caixa dos elevadores, substituindo os pilares P11 e P18 (Mantendo demais alterações da Ação 11)
AÇÃO 13	Inclusão de um pilar em I na caixa dos elevadores, no lugar dos pilares P11 e P18 (Mantendo alterações da Ação 11)
AÇÃO 14	P10 e P12 passam a ser pilares em L de lados iguais e pilaretes da escada são removidos (Mantendo alterações da Ação 13)
AÇÃO 15	P10 e P12 passam a ser pilares em L de lados diferentes e pilaretes da escada são removidos (Mantendo alterações da Ação 13)

Fonte: O Autor (2018).

A partir do processamento global estrutural de cada uma das ações, foram atingidos os resultados expressos na Tabela 40, em que são mostrados os valores dos parâmetros de instabilidade global atingidos – α e γ_z .

Tabela 40 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 45 pavimentos

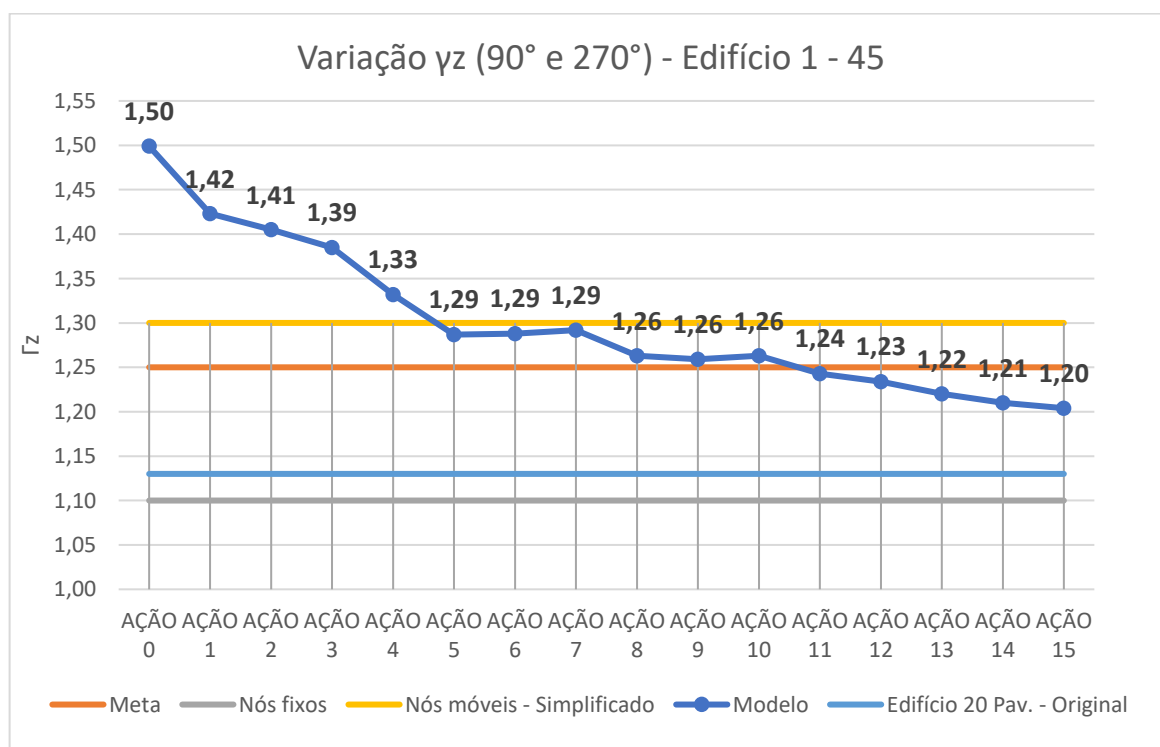
MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
SITUAÇÃO BASE	0,791	0,791	0,575	0,575	1,130	1,130	1,066	1,066
AÇÃO 0	1,359	1,359	1,048	1,048	1,499	1,499	1,247	1,247
AÇÃO 1	1,286	1,286	1,008	1,008	1,423	1,423	1,225	1,225
AÇÃO 2	1,267	1,267	0,994	0,994	1,405	1,405	1,218	1,218
AÇÃO 3	1,244	1,244	0,975	0,975	1,385	1,385	1,207	1,207
AÇÃO 4	1,181	1,181	0,943	0,943	1,332	1,332	1,191	1,191
AÇÃO 5	1,117	1,117	0,892	0,892	1,287	1,287	1,168	1,168
AÇÃO 6	1,145	1,145	0,899	0,899	1,288	1,288	1,164	1,164
AÇÃO 7	1,139	1,139	0,899	0,899	1,292	1,292	1,167	1,167
AÇÃO 8	1,082	1,082	0,869	0,869	1,263	1,263	1,158	1,158
AÇÃO 9	1,099	1,099	0,872	0,872	1,259	1,259	1,153	1,153
AÇÃO 10	1,094	1,094	0,873	0,873	1,263	1,263	1,156	1,156
AÇÃO 11	1,073	1,073	0,877	0,877	1,243	1,243	1,156	1,156
AÇÃO 12	1,069	1,069	0,845	0,845	1,234	1,234	1,142	1,142
AÇÃO 13	1,048	1,048	0,726	0,726	1,220	1,220	1,098	1,098

MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
AÇÃO 14	1,026	1,026	0,687	0,687	1,210	1,210	1,088	1,088
AÇÃO 15	1,007	1,007	0,655	0,655	1,204	1,204	1,080	1,080

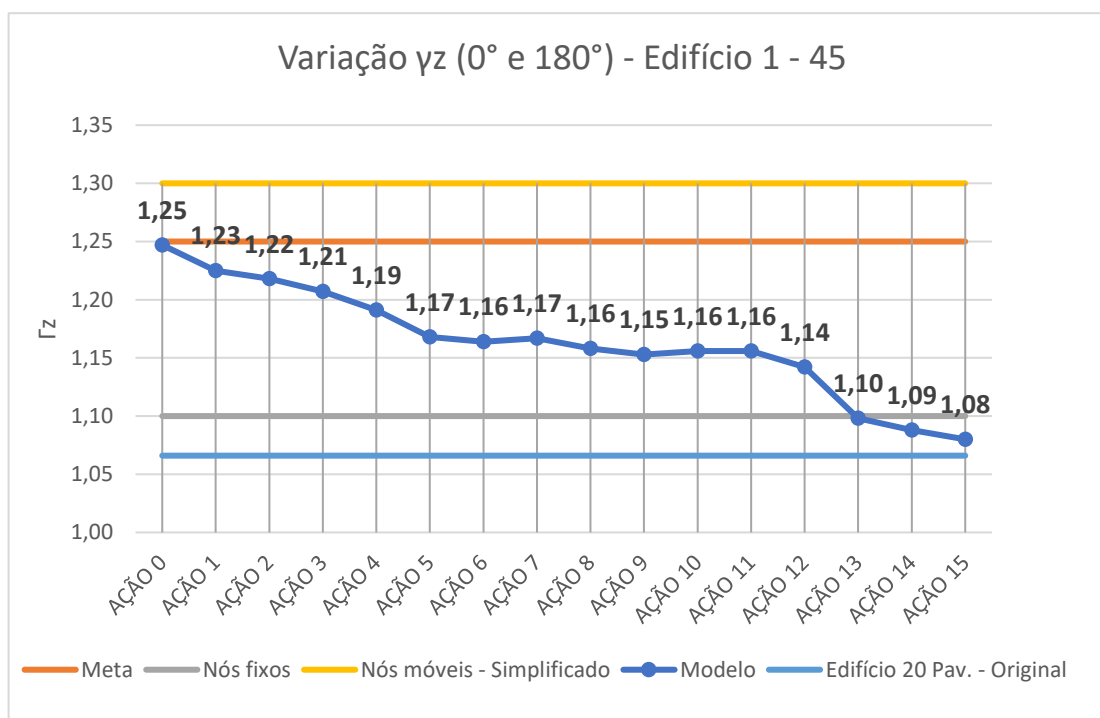
Fonte: O Autor (2018).

Os valores encontrados para o parâmetro γ_z podem ser observados no Gráfico 3 para as combinações de vento a 90° e 270°, respectivamente C1 e C2. Para as combinações C3 e C4, para as ações de vento a 0° e 180°, tem-se o Gráfico 4. As variações do parâmetro estudados serão discutidas nas seções abaixo, de acordo com a influência da mudança de resistência a compressão do concreto, com os efeitos da mudança na rigidez global, com os impactos de redução de seção transversal de pilar progressiva e com o efeito da inclusão e/ou exclusão e modificação na geometria de alguns pilares específicos.

Gráfico 3 - Variação γ_z 90° e 270° - Edifício 1 - 45 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

Gráfico 4 - Variação γ_Z 0° e 180° - Edifício 1 - 45 Pav.

Fonte: O Autor (2018).

Nota-se que, para as ações de vento aplicadas na direção X (0°-180°), todos os modelos processados estão contidos no limite de aceitação para o uso do método simplificado de cálculo de estrutura de nós móveis, tanto quanto em relação à ABNT (2014), como em relação à meta proposta de 1,25 dessa pesquisa. Todavia, para a outra direção (90°-270°), a estrutura mostra-se bastante instável para se considerar esse método até a aplicação da Ação 5 e da Ação 11, tendo a última um resultado mais a favor da segurança. É viável se atentar, também, que em relação à direção X, a estrutura pode ser considerada de nós fixos a partir da aplicação da Ação 13. Assim, quanto mais enrijecida a estrutura está, mas ela estabiliza, visto que o γ_Z é reduzido.

4.2.1 Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (f_{ck})

Os modelos que envolvem mudança de f_{ck} são as ações 2, 3 e 5. A metodologia comparativa para esses efeitos é a mesma utilizada no item 4.1.1. As diferenças percentuais do γ_Z estão apresentadas na Tabela 41 e na Tabela 42 para a direção Y e para a direção X, respectivamente.

Tabela 41 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 45 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-1,26%	-2,67%	-6,39%	-9,56%
40MPa (pilares) (Ação 2)	1,28%	-	-1,42%	-5,20%	-8,40%
40 MPa (Ação 3)	2,74%	1,44%	-	-3,83%	-7,08%
40 MPa* (Ação 4)	6,83%	5,48%	3,98%	-	-3,38%
50 MPa* (Ação 5)	10,57%	9,17%	7,61%	3,50%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 42 - Comparação da influência fck no γ_Z (0°-180°) - Edifício 1 - 45 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-0,57%	-1,47%	-2,78%	-4,65%
40MPa (pilares) (Ação 2)	0,57%	-	-0,90%	-2,22%	-4,11%
40 MPa (Ação 3)	1,49%	0,91%	-	-1,33%	-3,23%
40 MPa* (Ação 4)	2,85%	2,27%	1,34%	-	-1,93%
50 MPa* (Ação 5)	4,88%	4,28%	3,34%	1,97%	-

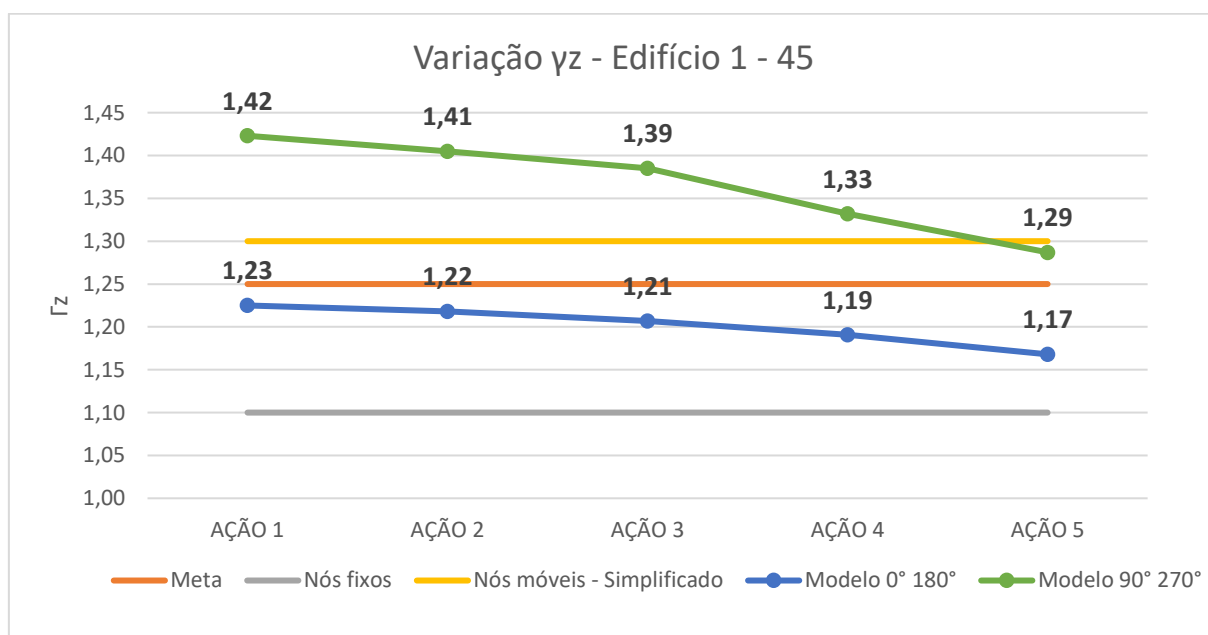
Fonte: O Autor (2018).

Observa-se, assim como no edifício 1 de 30 pavimentos, que a direção mais sensível às mudanças de fck é a direção y (90°-270°). Quanto a diferença obtida entre a Ação 2 e a Ação 3, tem-se que o aumento de fck somente nos pilares acarreta uma diminuição no valor do γ_Z de

1,26% e de 0,57%, em cada direção y e x, respectivamente, enquanto que a mudança geral da resistência do concreto nos elementos do edifício gera uma diminuição de 2,67% e de 1,47%, respectivamente. Entre as duas ações há uma variação de 1,42% e de 0,90%, nesta ordem. Entre as ações 4 e 5, é possível observar que houve uma redução em 3,38% e em 1,97% do valor do γ_z , respectivamente nas direções y e x.

No entanto, é importante ressaltar que, para a modelagem de 45 pavimentos, as modificações do fck até 50 MPa não tornou a estrutura segura conforme a limitação dos parâmetros para a direção y, de forma que esse não atendimento pode ser melhor visualizado por meio do Gráfico 5. Possivelmente, fck maiores que 50 MPa aumentariam a rigidez da estrutura, tornando a meta possível. Todavia, conforme as delimitações do estudo, só se processou edifícios até 50 MPa.

Gráfico 5 - Variação γ_z - Fck dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

4.2.2 Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares

Nas ações 1, 4 e 8 houve mudança de seção dos pilares, entretanto, na primeira o fck era de 35 MPa, na segunda, de 40MPa e na terceira, de 50MPa. Para efeitos comparativos, o resultado da Ação 1 será diretamente comparado com o da Ação 0, o da Ação 4 com a Ação 3, que possui I1 e fck de 40MPa e o da Ação 8 com a Ação 5, cujo fck é de 50MPa e a inércia é a I2. A Tabela 43 e a Tabela 44 expõem esses percentuais comparativos, considerando as

relações entre todas as ações citadas nesse tópico, nas direções de 90°-270° e de 0°-180°, respectivamente.

Tabela 43 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	I0 - 35	I1 - 35	I1 - 40	I2 - 40	I2 - 50	I3 - 50
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
	(Ação 0)	(Ação 1)	(Ação 3)	(Ação 4)	(Ação 5)	(Ação 8)
I0 - 35						
MPa	-	-5,07%	-7,61%	-11,14%	-14,14%	-15,74%
(Ação 0)						
I1 - 35						
MPa	5,34%	-	-2,67%	-6,39%	-9,56%	-11,24%
(Ação 1)						
I1 - 40						
MPa	8,23%	2,74%	-	-3,83%	-7,08%	-8,81%
(Ação 3)						
I2 - 40						
MPa	12,54%	6,83%	3,98%	-	-3,38%	-5,18%
(Ação 4)						
I2 - 50						
MPa	16,47%	10,57%	7,61%	3,50%	-	-1,86%
(Ação 5)						
I3 - 50						
MPa	18,69%	12,67%	9,66%	5,46%	1,90%	-
(Ação 8)						

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 44 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I0 - 35	I1 - 35	I1 - 40	I2 - 40	I2 - 50	I3 - 50
	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa
	(Ação 0)	(Ação 1)	(Ação 3)	(Ação 4)	(Ação 5)	(Ação 8)
I0 - 35						
MPa	-	-1,76%	-3,21%	-4,49%	-6,34%	-7,14%
(Ação 0)						
I1 - 35						
MPa	1,80%	-	-1,47%	-2,78%	-4,65%	-5,47%
(Ação 1)						
I1 - 40						
MPa	3,31%	1,49%	-	-1,33%	-3,23%	-4,06%
(Ação 3)						
I2 - 40						
MPa	4,70%	2,85%	1,34%	-	-1,93%	-2,77%
(Ação 4)						
I2 - 50						
MPa	6,76%	4,88%	3,34%	1,97%	-	-0,86%
(Ação 5)						
I3 - 50						
MPa	7,69%	5,79%	4,23%	2,85%	0,86%	-
(Ação 8)						

Fonte: O Autor (2018).

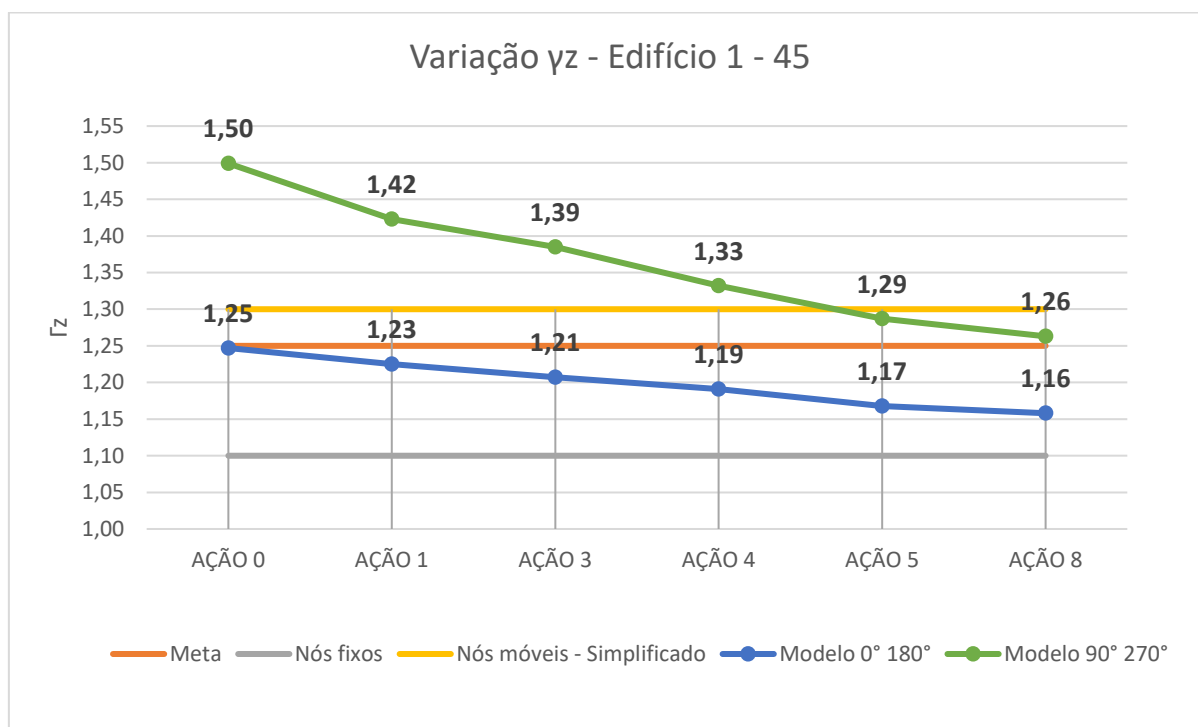
Repara-se que, em ambas as direções, quanto maiores as dimensões dos pilares, maiores as rigidezes e consequentemente maior é a diminuição do γ_z , como pode-se ver com o valor comparativo da Ação 8 com a Ação 0, que varia 15,74% no eixo y e 7,14% no eixo x, lembrando-se que entre essas duas ações houve também variação de fck. Assim como constatado para o fck, na direção y a maior parte dos pilares do edifício possui menor inércia, o que torna o γ_z mais sensível às mudanças no modelo comparadas ao eixo x.

Considerando condições de contorno semelhantes, pode-se afirmar que a mudança de rigidez proposta pela Ação 1, comparada a Ação 0 mostra uma redução do parâmetro de instabilidade de 5,07% e de 1,76% para a direção y e x, respectivamente. Já para a Ação 4, a

qual propõe as dimensões de pilar contidas no conjunto I2, observa-se que, em relação a Ação 3, houve uma diminuição de 3,83% e de 1,33% de acordo com a direção 90°-270° e a 0°-180°, reciprocamente. Para a Ação 8, a qual é processada com a configuração de seções transversais chamada I3, comparada a Ação 5, mostra que houve um decréscimo de 1,86% e de 0,86% para as respectivas direções y e x.

É possível inferir que, a medida que as ações para se enrijecer o edifício vão o tornando mais firme, elas passam a ter um impacto menor na redução do parâmetro de instabilidade, tendo em vista que os resultados até aqui discutidos se referem a modelos em que as dimensões de todos os pilares, exceto para os casos já definidos no Capítulo 3, foram modificadas. Isso pode ser observado a partir do Gráfico 6.

Gráfico 6 - Variação γ_z - Rigidez dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

Ainda que haja reduções significativas no parâmetro de instabilidade, é conveniente ressaltar que na direção y o γ_z ainda está fora do limite estipulado para se considerar a estrutura seguramente calculável pelo método simplificado de consideração de efeitos de segunda ordem.

4.2.3 Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos

Os processamentos em que houve mudança de seção de pilar por pavimento foram

os modelos das ações 6 e 7, em relação à Ação 5, a qual possui os pilares dimensionados conforme I2 e as ações 9 e 10 relacionadas à Ação 8, a qual possui os pilares dimensionados com I3. Os resultados das diferenças percentuais do γ_z obtido para cada modelo de processamento estão mostrados na Tabela 45 e na Tabela 46, respectivamente, para a direção y e para a direção x.

Tabela 45 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1/I0 (Ação 6)	I2/I1/I1 (Ação 7)	I3 (Ação 8)	I3/I2/I1 (Ação 9)	I3/I2/I2 (Ação 10)
I2 (Ação 5)	-	0,08%	0,39%	-1,86%	-2,18%	-1,86%
I2/I1/I0 (Ação 6)	-0,08%	-	0,31%	-1,94%	-2,25%	-1,94%
I2/I1/I1 (Ação 7)	-0,39%	-0,31%	-	-2,24%	-2,55%	-2,24%
I3 (Ação 8)	1,90%	1,98%	2,30%	-	-0,32%	0,00%
I3/I2/I1 (Ação 9)	2,22%	2,30%	2,62%	0,32%	-	0,32%
I3/I2/I2 (Ação 10)	1,90%	1,98%	2,30%	0,00%	-0,32%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 46 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

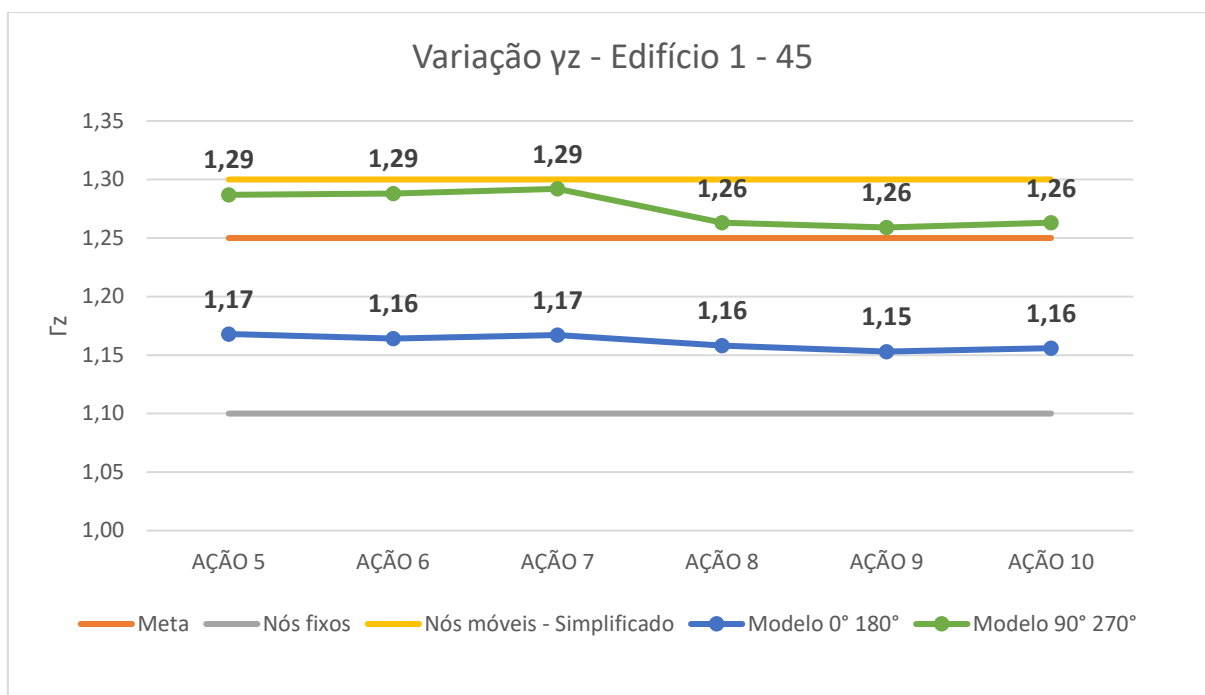
	I2 (Ação 5)	I2/I1/I0 (Ação 6)	I2/I1/I1 (Ação 7)	I3 (Ação 8)	I3/I2/I1 (Ação 9)	I3/I2/I2 (Ação 10)
I2 (Ação 5)	-	-0,34%	-0,09%	-0,86%	-1,28%	-1,03%
I2/I1/I0 (Ação 6)	0,34%	-	0,26%	-0,52%	-0,95%	-0,69%
I2/I1/I1 (Ação 7)	0,09%	-0,26%	-	-0,77%	-1,20%	-0,94%
I3 (Ação 8)	0,86%	0,52%	0,78%	-	-0,43%	-0,17%
	I2 (Ação 5)	I2/I1/I0 (Ação 6)	I2/I1/I1 (Ação 7)	I3 (Ação 8)	I3/I2/I1 (Ação 9)	I3/I2/I2 (Ação 10)
I3/I2/I1 (Ação 9)	1,30%	0,95%	1,21%	0,43%	-	0,26%
I3/I2/I2 (Ação 10)	1,04%	0,69%	0,95%	0,17%	-0,26%	-

Fonte: O Autor (2018).

É possível compreender, a partir dos resultados dos processamentos, para o edifício analisado, que não há redução expressiva do γ_z . Nas comparativos das ações 6 e 7 com a Ação 5, observa-se que a primeira, em relação a direção y, aumenta em 0,08% e, na direção x, reduz em 0,34% e a outra, na direção y, aumenta 0,39% e, na direção x, reduz 0,09%, assim, as variações não são significativas pois não chegam nem a 0,5% e são maiores para o caso das ações 6 e 9, nas quais os pilares como um todo apresentam uma menor rigidez global. No entanto, como explicado para o edifício 1 de 30 pavimentos, o resultado satisfatório obtido, embora para uma configuração aparentemente mais flexível, pode considerar o efeito da diminuição das cargas verticais de peso próprio dos pilares em virtude de sua redução, assim como a pequena variação dos deslocamentos máximos na estrutura, situação esclarecida para a discussão do item 4.1.3.

O mesmo acontece com as ações 9 e 10 em relação à Ação 8. Na direção y, a primeira mostra uma redução de 0,32% e, na direção x, de 0,43%. Já para a Ação 10, na direção y, não há variação e para a direção x há uma redução de 0,17% do γ_z . Assim, contempla-se que oscilações dos valores também é reduzida, sendo um edifício modelado na Ação 9 tão estável quanto um processado com a Ação 8. É válido ressaltar que tanto a Ação 7 comparada a Ação 6 como a Ação 10 comparada a Ação 9 possuem um aumento, mesmo que pequeno, do γ_z . Isso se deve ao fato de a carga vertical das ações 7 e 10 serem maiores que a das Ações 6 e 9, visto que nestas há duas reduções de dimensão de pilar, enquanto que naquelas, há somente uma, tendo, portanto, um maior peso próprio de pilar.

Pode-se dizer que as ações 6 e 9 se mostram mais viáveis no ponto de vista econômico, uma vez que o consumo do volume de concreto é menor em virtude da redução de seção nos pavimentos. No entanto, em relação ao aspecto de estabilidade estrutura, na direção y, o modelo da Ação 9 da estrutura ainda está fora do limite colocado como meta deste estudo, como se pode observar no Gráfico 7.

Gráfico 7 - Variação γ_z - Edifício 1 - 45 - Redução progressiva de seção

Fonte: O Autor (2018).

4.2.4 Efeitos das demais modificações na geometria dos pilares

Diante do não atendimento ao γ_z mínimo nas ações anteriores, as ações de 11 a 15 propuseram modificações em pilares pontuais. Os resultados de cada uma delas é comparado entre si e em relação à Ação 9, visto que, no processamento dos modelos, as demais ações tiveram como base a configuração prescrita nesse modelo. A Tabela 47e a Tabela 48 mostram as diferenças percentuais entre essas ações na direção y e na direção x, nessa ordem.

Tabela 47 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	Ação 9	Ação 11	Ação 12	Ação 13	Ação 14	Ação 15
Ação 9	-	-1,27%	-1,99%	-3,10%	-3,89%	-4,37%
Ação 11	1,29%	-	-0,72%	-1,85%	-2,65%	-3,14%
Ação 12	2,03%	0,73%	-	-1,13%	-1,94%	-2,43%
Ação 13	3,20%	1,89%	1,15%	-	-0,82%	-1,31%
Ação 14	4,05%	2,73%	1,98%	0,83%	-	-0,50%
Ação 15	4,57%	3,24%	2,49%	1,33%	0,50%	-

Fonte: O Autor (2018).

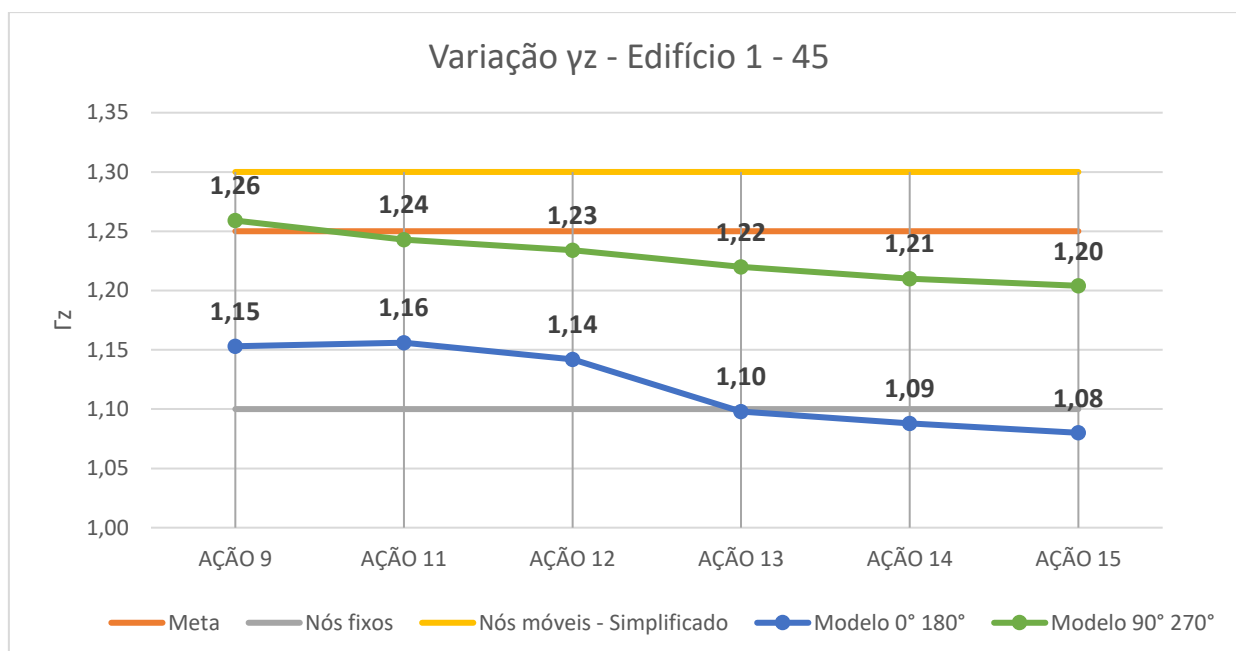
Tabela 48 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_z (0° - 180°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	Ação 9	Ação 11	Ação 12	Ação 13	Ação 14	Ação 15
Ação 9	-	0,26%	-0,95%	-4,77%	-5,64%	-6,33%
Ação 11	-0,26%	-	-1,21%	-5,02%	-5,88%	-6,57%
Ação 12	0,96%	1,23%	-	-3,85%	-4,73%	-5,43%
Ação 13	5,01%	5,28%	4,01%	-	-0,91%	-1,64%
Ação 14	5,97%	6,25%	4,96%	0,92%	-	-0,74%
Ação 15	6,76%	7,04%	5,74%	1,67%	0,74%	-

Fonte: O Autor (2018).

Pode-se relatar que a Ação com melhor contribuição para a redução do γ_z foi a Ação 15, nas duas direções, mostrando que a inclusão de núcleos de rigidez favorece a estabilidade da estrutura. É possível observar que a sensibilidade à variação do γ_z foi invertida, sendo a partir da Ação 13 a direção x a mais sensível, mostrando que o núcleo de concreto na área dos elevadores possibilita um equilíbrio da rigidez da estrutura como um todo. De maneira geral, a Ação 13 é o modelo que mais contribuiu com a estabilidade da estrutura quando se compara as variações de redução que as ações 14 e 15 tiveram em relação a ela, as quais são de 0,82% e 0,50%, respectivamente para a direção y, e de 0,91% e de 0,74%, nessa ordem para a direção x, enquanto que, comparado as ações predecessoras, há uma redução máxima de 5,02% do γ_z .

Repara-se que, com o auxílio do Gráfico 8, a partir da Ação 11 os valores de γ_z nas duas direções se encontram dentro do limite admitido nesse trabalho para se aplicar o cálculo dos esforços de segunda ordem com o método simplificado. Ainda, da Ação 13 em diante a estrutura se torna classificada como nós fixo na direção x, não precisando considerar os esforços de segunda ordem na estrutura. Isso mostra que a estrutura possuindo essa configuração torna possível um aumento maior ainda do gabarito do edifício, já que ela está apresentando uma boa estabilidade em ao menos uma direção.

Gráfico 8 - Variação γ_z - Edifício 1 – 45 – Demais modificações

Fonte: O Autor (2018).

4.3 Edifício 2 – 30 pavimentos

As ações aplicadas ao modelo do Edifício 2 – 30 pavimentos tiveram o objetivo de robustecer sua estrutura, podendo ser divididas em métodos em que houve mudança na resistência a compressão do concreto (f_{ck}) e processos em que houve mudança nos momentos de inércia dos elementos de contraventamento, no caso, os pilares. Para o primeiro caso, foram processadas as ações 2, 3 e 5. Já para o segundo, as ações 1, 4 e 6, conforme resume a mesma tabela utilizada para o Edifício 1 – 30 pavimentos, a Tabela 31.

A partir do processamento global estrutural de cada uma das ações, obteve-se os resultados expressos na Tabela 49, em que são mostrados os valores dos parâmetros de instabilidade global alcançados – α e γ_z .

Tabela 49 - Parâmetros de instabilidade – Edifício 2 - 30 pavimentos

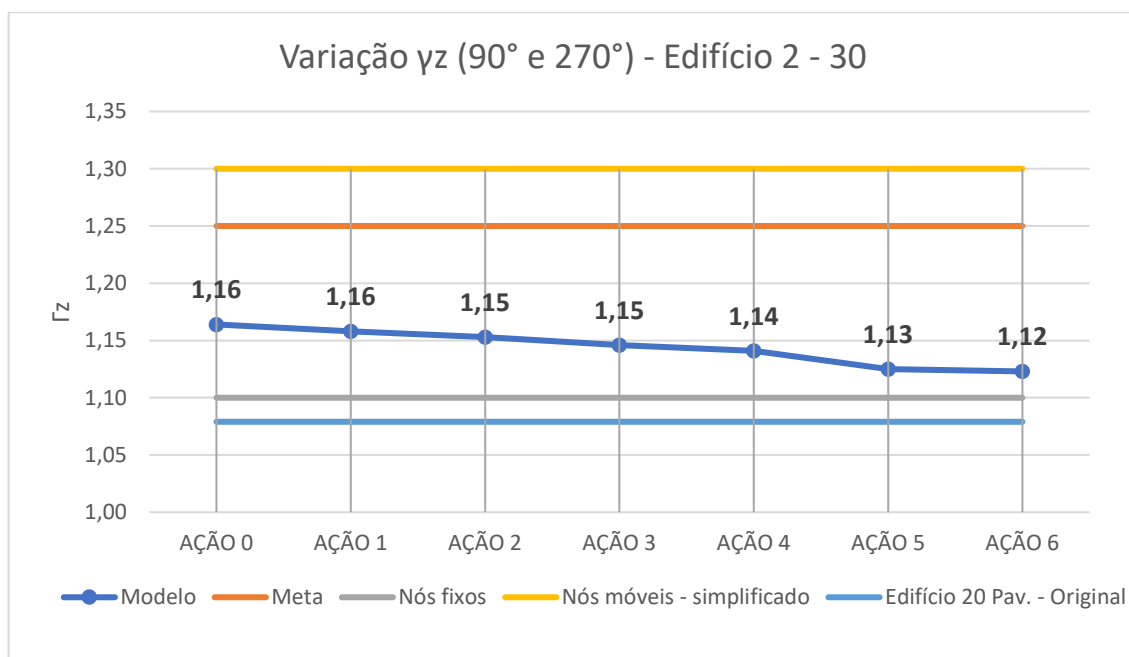
MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
SITUAÇÃO BASE	0,648	0,648	0,762	0,762	1,079	1,079	1,114	1,114
AÇÃO 0	0,893	0,893	1,018	1,018	1,164	1,164	1,231	1,231
AÇÃO 1	0,877	0,877	1,004	1,004	1,158	1,158	1,223	1,223
AÇÃO 2	0,867	0,867	0,994	0,994	1,153	1,153	1,217	1,217

MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
AÇÃO 3	0,85	0,85	0,972	0,972	1,146	1,146	1,206	1,206
AÇÃO 4	0,837	0,837	0,96	0,96	1,141	1,141	1,201	1,201
AÇÃO 5	0,793	0,793	0,910	0,910	1,125	1,125	1,177	1,177
AÇÃO 6	0,792	0,792	0,909	0,909	1,123	1,123	1,174	1,174

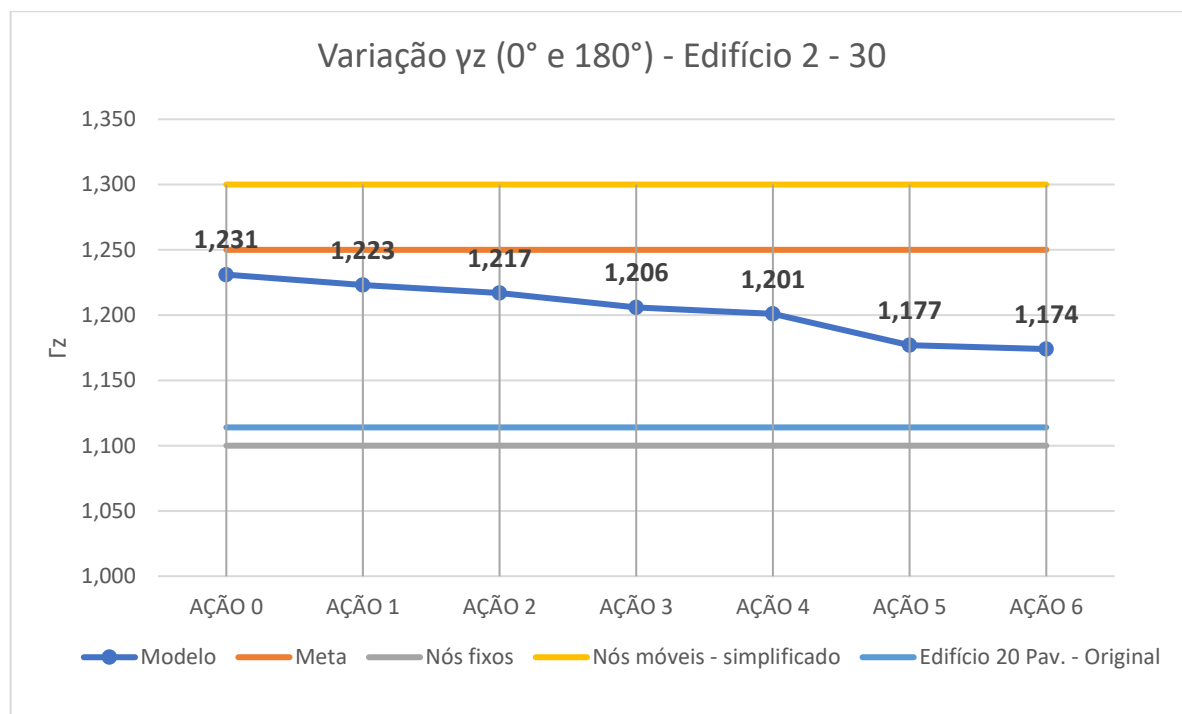
Fonte: O Autor (2018).

Os valores encontrados para o parâmetro γ_z podem ser melhor organizados no Gráfico 9 para as combinações de vento a 90° e a 270°, respectivamente C1 e C2. Para os arranjos C3 e C4, das ações de vento a 0° e a 180°, tem-se o Gráfico 10. As oscilações do parâmetro estudado são tratadas nas seções abaixo, de acordo com a influência da mudança de resistência a compressão do concreto, com os efeitos da mudança na rigidez global e com os impactos de redução progressiva de seção transversal de pilar.

Gráfico 9 - Variação γ_z 90° e 270° - Edifício 2 - 30 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

Gráfico 10 - Variação γ_z 0° e 180° - Edifício 2 - 30 Pav.

Fonte: O Autor (2018).

Atenta-se que em todos os processamentos realizados, o γ_z da estrutura encontra-se dentro dos parâmetros propostos, ou seja, menores que 1,25, sendo considerada uma estrutura de nós móveis das direções x e y, a qual pode ser calculada pelo método simplificado a partir do γ_z . É possível observar também que, para nenhuma das ações o edifício se tornou rígido o suficiente para ser considerada uma estrutura de nós fixos, sendo a direção y a que apresenta maior rigidez, diante dos menores valores para γ_z . Assim, pode-se dizer também que na direção x o prédio é mais flexível.

4.3.1 Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (f_{ck})

As ações que envolvem mudança de f_{ck} são as ações 2, 3 e 5, que obedecem a mesma situação ocorrida no item 4.1.1., sendo as Ações 2 e 3 comparadas entre si e com a Ação 1 e a Ação 5 comparada a Ação 4. As diferenças percentuais do γ_z estão apresentadas na Tabela 50 e na Tabela 51 para a direção y e para a direção x, respectivamente.

Tabela 50 - Comparação da influência fck no γ_Z (90°-270°) - Edifício 1 - 30 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-0,43%	-1,04%	-1,47%	-2,85%
40MPa (pilares) (Ação 2)	0,43%	-	-0,61%	-1,04%	-2,43%
40 MPa (Ação 3)	1,05%	0,61%	-	-0,44%	-1,83%
40 MPa* (Ação 4)	1,49%	1,05%	0,44%	-	-1,40%
50 MPa* (Ação 5)	2,93%	2,49%	1,87%	1,42%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 51 - Comparação da influência fck no γ_z (0°-180°) - Edifício 1 - 30 Pav.

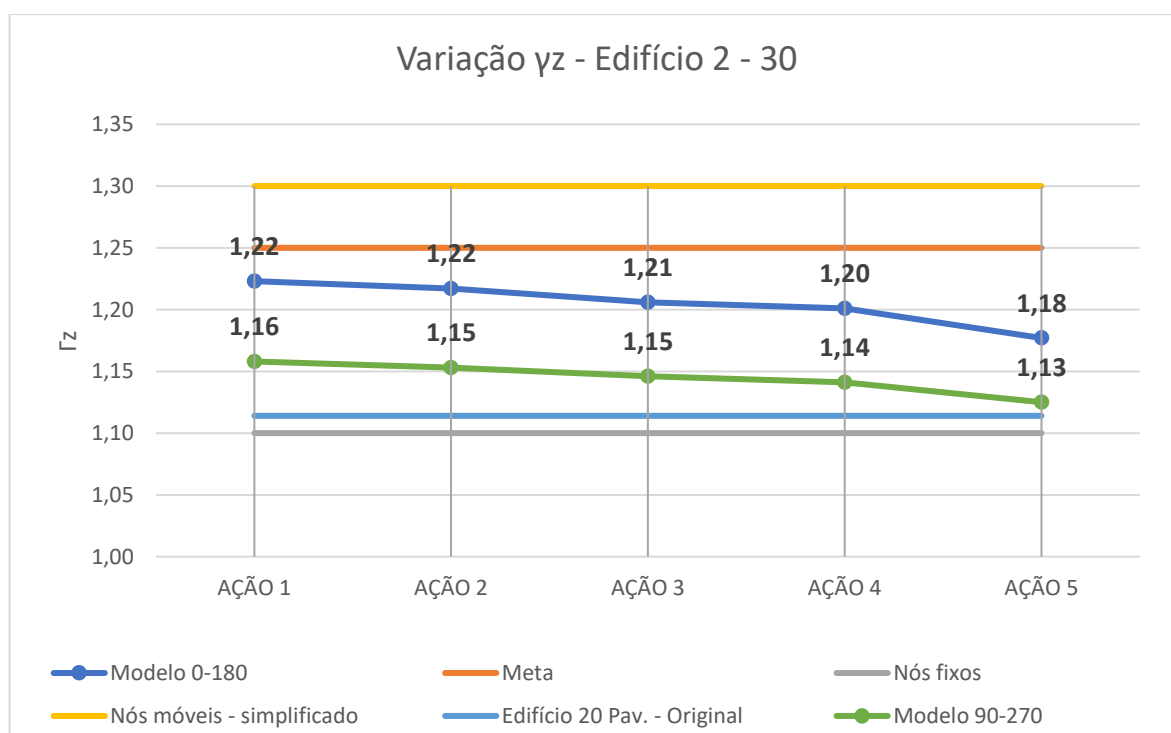
	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-0,49%	-1,39%	-1,80%	-3,76%
40MPa (pilares) (Ação 2)	0,49%	-	-0,90%	-1,31%	-3,29%
40 MPa (Ação 3)	1,41%	0,91%	-	-0,41%	-2,40%
40 MPa* (Ação 4)	1,83%	1,33%	0,42%	-	-2,00%
50 MPa* (Ação 5)	3,83%	3,40%	2,46%	2,04%	-

Fonte: O Autor (2018).

Na direção 0°-180° é possível observar uma maior sensibilidade à mudança de fck, visto que há uma variação maior do valor do parâmetro encontrado. Há também uma diferença razoável de 0,61% e de 0,90%, nas direções y e x, respectivamente, para as ações que

consideram f_{ck} maior aplicado só nos pilares e na estrutura inteira, Ações 2 e 3, respectivamente. Quanto ao aumento de 40MPa para 50MPa, observa-se que na direção 90°-270° há uma redução de 1,4% e na direção 0°-180°, de 2,0%. Comparado ao aumento de 35MPa para 40MPa (Ação 3 com Ação 1), em que o γ_z reduz em 1,04% na direção y e 1,39% na direção x, observa-se que, embora se tenha dobrado o aumento da resistência ao concreto, o percentual de redução do γ_z é maior para a primeira modificação. Ainda assim, observa-se, como um todo, que, a medida que se aumenta o f_{ck} , mais rija se torna a estrutura, conforme se pode observar por meio do Gráfico 11, visto que os valores do γ_z se aproximam de 1,1.

Gráfico 11 - Variação γ_z - Fck dos pilares - Edifício 2 - 30 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

4.3.2 Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares

Nas ações 1 e 4 houve modificação de dimensão nos pilares, entretanto, na primeira o f_{ck} era de 35 MPa e na segunda de 40 MPa. Para efeito comparativo, será examinada a Ação 3, a qual possui as mesmas dimensões adotadas na Ação 1, mas f_{ck} de 40MPa, assim como tem o modelo da Ação 4 e a Ação 0 para se comparar a Ação 1, tendo em vista que houve aumento na inércia dos pilares e o f_{ck} foi mantido constante de uma para a outra. Assim, as considerações de comparação adotadas se dão da mesma forma que no item 4.1.2. A Tabela 52 e a Tabela 53

apresentam esses percentuais comparativos nas direções de 90°-270° e de 0°-180°, nessa ordem.

Tabela 52 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 2 – 30 Pav.

	I0 - 35 MPa (Ação 0)	I1 - 35 MPa (Ação 1)	I1 - 40 MPa (Ação 3)	I2 - 40 MPa (Ação 4)
I0 - 35 MPa (Ação 0)	-	-0,52%	-1,55%	-1,98%
I1 - 35 MPa (Ação 1)	0,52%	-	-1,04%	-1,47%
I1 - 40 MPa (Ação 3)	1,57%	1,05%	-	-0,44%
I2 - 40 MPa (Ação 4)	2,02%	1,49%	0,44%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 53 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (0°-180°) – Edifício 2 – 30 Pav.

	I0 - 35 MPa (Ação 0)	I1 - 35 MPa (Ação 1)	I1 - 40 MPa (Ação 3)	I2 - 40 MPa (Ação 4)
I0 - 35 MPa (Ação 0)	-	-0,65%	-2,03%	-2,44%
I1 - 35 MPa (Ação 1)	0,65%	-	-1,39%	-1,80%
I1 - 40 MPa (Ação 3)	2,07%	1,41%	-	-0,41%
I2 - 40 MPa (Ação 4)	2,50%	1,83%	0,42%	-

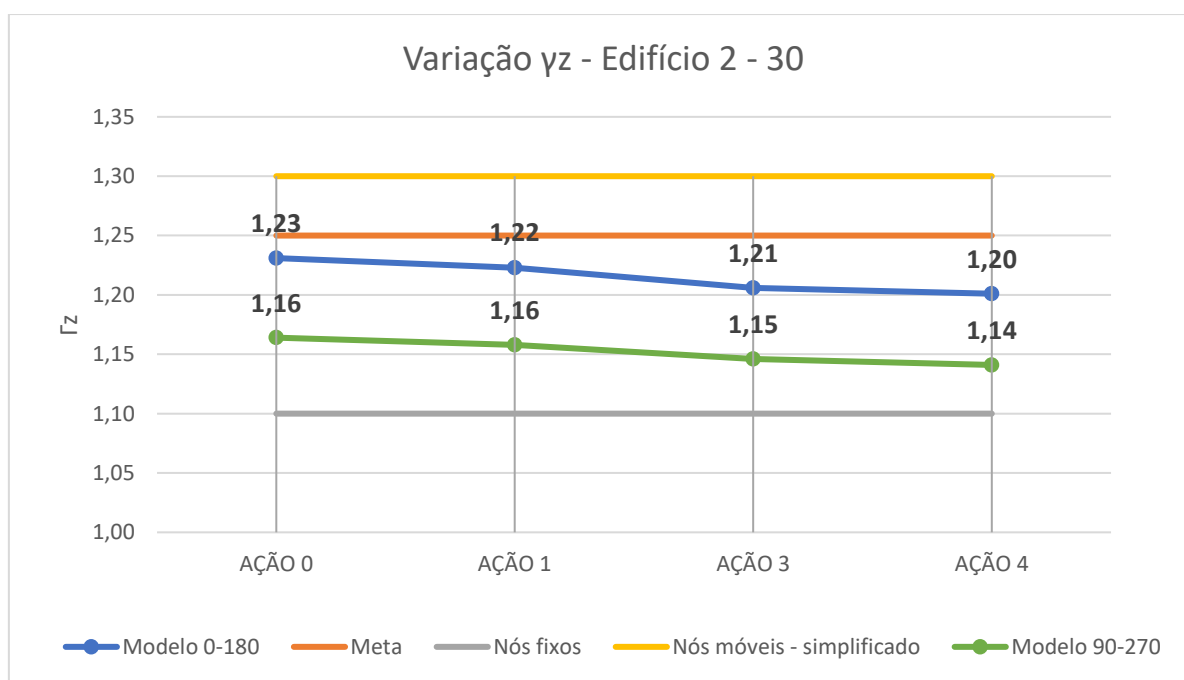
Fonte: O Autor (2018).

Observa-se que a direção x há maiores variações de redução de γ_z a partir das ações analisadas. Isso se deve, em parte, ao fato de ser a direção mais desfavorável dos momentos de inércia dos pilares. A partir da comparação das ações com variáveis de f_{ck} constante, nota-se

que a Ação 1, em relação a Ação 0 mostra uma redução do parâmetro em 0,52% e em 0,65% na direção y e na direção x, nessa ordem. Para a Ação 4, observa-se que, comparado a Ação 3, houve uma redução no γ_z de 0,44% e de 0,42% em y e em x, respectivamente.

É viável depreender que, a proporção que as ações para tornar o edifício menos flexível vão sendo processadas, elas passam a ter um impacto menor na redução do parâmetro de instabilidade, tendo em vista que os resultados até aqui comentados se referem a modelos em que as dimensões de todos os pilares, exceto para os casos já definidos no Capítulo 3, foram modificadas. Isso pode ser observado a partir do Gráfico 12.

Gráfico 12 - Variação γ_z - Rigidez dos pilares - Edifício 2 - 30 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

4.3.3 Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos

Nesse caso, houve somente uma Ação com diminuição de seção transversal de pilar entre pavimentos, a Ação 6. Para comparação, são usados os resultados da Ação 5, a qual possui mesmo f_{ck} que a Ação 6, porém não há mudança de seção entre pilares nela, ficando a configuração I2 em toda a estrutura, enquanto que na outra, a partir do 21º pavimento a inércia dos pilares é reduzida pela mudança de seção transversal. Na Tabela 54 e na Tabela 55 estão mostrados os percentuais comparativos nas direções y e x, respectivamente.

Tabela 54 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (90°-270°) – Edifício 2 – 30 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1 (Ação 6)
I2 (Ação 5)	-	-0,18%
I2/I1 (Ação 6)	0,18%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 55 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (0°-180°) – Edifício 2 – 30 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1 (Ação 6)
I2 (Ação 5)	-	-0,25%
I2/I1 (Ação 6)	0,26%	-

Fonte: O Autor (2018).

Entende-se que não há redução significativa do γ_z , então, em relação a estabilidade global, as duas ações possuem o mesmo efeito. Não obstante seja discutível o fato de se ter tornado a estrutura mais flexível e se obter um γ_z quase igual, é válido considerar que a redução das seções dos pilares gera também uma redução do peso próprio da estrutura. Essa situação se assemelha ao que foi explicado e validado no item 4.1.1.

É relevante pôr em evidência, também, que a partir da redução de seção dos pilares, o consumo do concreto é menor, visto que em um terço dos pavimentos a área dos pilares será menor. Assim, a redução progressiva da seção de pilares se mostra como uma opção econômica e estruturalmente praticável.

4.4 Edifício 2 – 45 pavimentos

As ações aplicadas ao modelo do Edifício 2 – 45 pavimentos tiveram o intuito de enrijecer a estrutura, podendo ser classificadas em processos em que houve mudança na resistência a compressão do concreto (f_{ck}), representados pelas ações 2, 3 e 5, e processos em que houve mudança nos momentos de inércia dos elementos de contraventamento, abrangendo, além das mudanças de seção sem modificação do formato retangular como nas ações 4, 6, 7, 8, 9 e 10, modelos com adição de pilares e mudança de espessura das caixas de concreto dos elevadores. As ações 11 a 14 se referem às últimas mudanças mencionadas, estando todas as demais resumidas na Tabela 56.

Tabela 56 - Resumo das ações adotadas no Edifício 2 - 45 pavimentos

TIPOS DE MODELO - 45 PAVIMENTOS TIPO	
SITUAÇÃO BASE	Edifício de fck 35 MPa e 20 pavimentos tipo - 60,7 m
AÇÃO 0	Mesmo fck inicial - somente mudança no nº de pavimentos - 132,66 m
AÇÃO 1	Mudança na inércia dos pilares (adição de 5cm em cada face - I1) – 35 MPa
AÇÃO 2	Mudança de fck para 40MPa (só nos pilares) - I1
AÇÃO 3	Mudança de fck para 40Mpa - I1
AÇÃO 4	Mudança na inércia dos pilares (adição de 10cm em cada face - I2) - 40MPa
AÇÃO 5	Mudança de fck para 50Mpa - I2
AÇÃO 6	Mudança na inércia dos pilares - I2 do 1º ao 15º, I1 do 16º ao 30º pavimento e I0 do 31º ao 45º - 50MPa
AÇÃO 7	Mudança na inércia dos pilares - I2 do 1º ao 15º, I1 do 16º ao 45º pavimento - 50MPa
AÇÃO 8	Mudança na inércia dos pilares (adição de 15cm em cada face - I3) - 50MPa
AÇÃO 9	Mudança na inércia dos pilares - I3 do 1º ao 15º, I2 do 16º ao 30º pavimento e I1 do 31º ao 45º - 50MPa
AÇÃO 10	Mudança na inércia dos pilares - I3 do 1º ao 15º, I2 do 16º ao 45º pavimento - 50 MPa
AÇÃO 11	Inserção dos pilares P15 e P16 - (Mantendo demais alterações da AÇÃO 9)
AÇÃO 12	Mudança de seção dos pilares P12, P15 e P16; Alteração espessura das vigas V1, V2, V3, V4, V5, V6, V7, V10, V11, V12 e V16 - (Mantendo demais alterações da AÇÃO 11)
AÇÃO 13	Inserção dos pilares P17 e P18 - (Mantendo demais alterações da AÇÃO 12)
AÇÃO 14	Mudança de seção do pilar P3 e das caixas dos elevadores (P13 e P14) - (Mantendo demais alterações da AÇÃO 13)

Fonte: O Autor (2018).

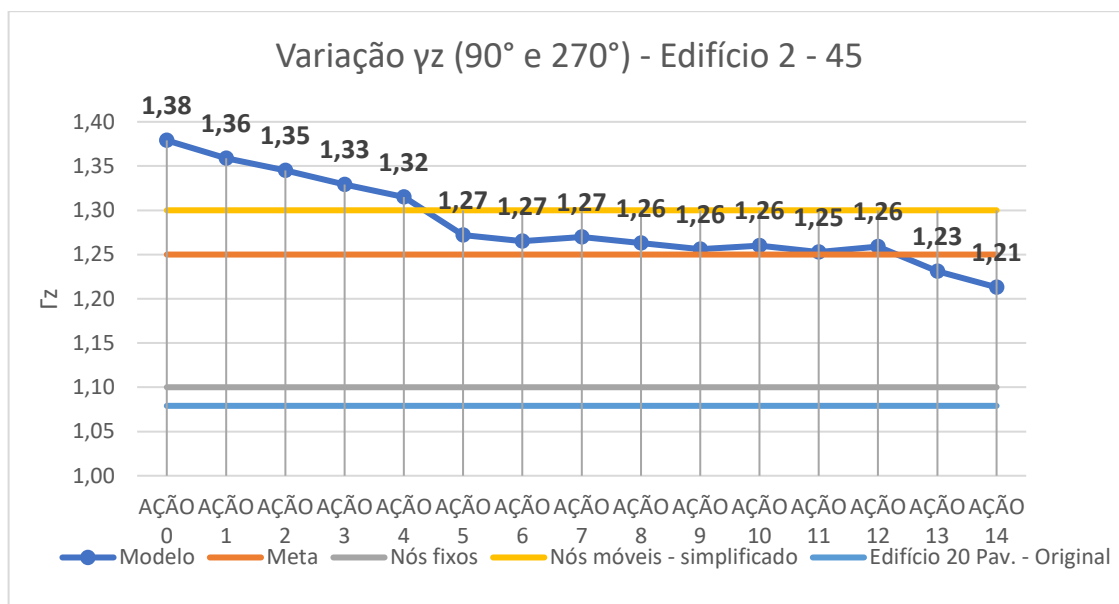
A partir do processamento global estrutural de cada uma das ações, foram atingidos os resultados expressos na Tabela 57 em que são mostrados os valores dos parâmetros de instabilidade global atingidos – α e γ_z .

Tabela 57 - Parâmetros de instabilidade - Edifício 1 - 45 pavimentos

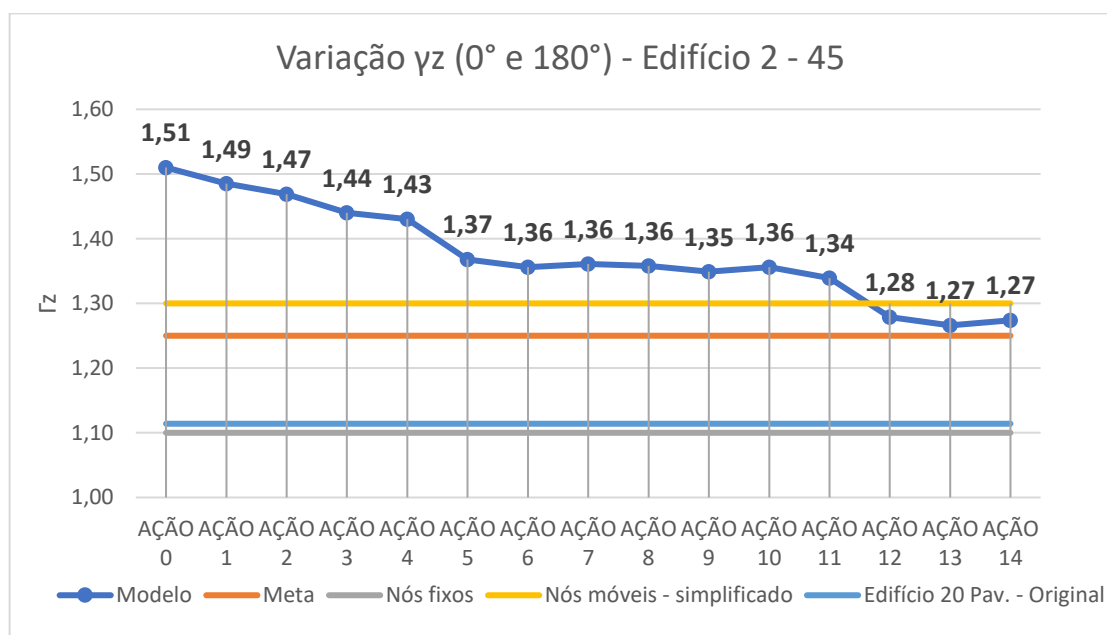
MODELO	α				γ_z			
	C1	C2	C3	C4	C1	C2	C3	C4
SITUAÇÃO BASE	0,648	0,648	0,762	0,762	1,079	1,079	1,114	1,114
AÇÃO 0	1,259	1,259	1,356	1,356	1,379	1,379	1,510	1,510
AÇÃO 1	1,233	1,233	1,333	1,333	1,359	1,359	1,485	1,485
AÇÃO 2	1,213	1,213	1,318	1,318	1,345	1,345	1,469	1,469
AÇÃO 3	1,192	1,192	1,289	1,289	1,329	1,329	1,440	1,440
AÇÃO 4	1,172	1,172	1,275	1,275	1,315	1,315	1,430	1,430
AÇÃO 5	1,108	1,108	1,205	1,205	1,272	1,272	1,368	1,368
AÇÃO 6	1,109	1,109	1,207	1,207	1,265	1,265	1,356	1,356
AÇÃO 7	1,111	1,111	1,208	1,208	1,270	1,270	1,361	1,361
AÇÃO 8	1,093	1,093	1,197	1,197	1,263	1,263	1,358	1,358
AÇÃO 9	1,093	1,093	1,197	1,197	1,256	1,256	1,349	1,349
AÇÃO 10	1,095	1,095	1,199	1,199	1,260	1,260	1,356	1,356
AÇÃO 11	1,085	1,085	1,186	1,186	1,253	1,253	1,339	1,339
AÇÃO 12	1,093	1,093	1,104	1,104	1,259	1,259	1,279	1,279
AÇÃO 13	1,044	1,044	1,081	1,081	1,231	1,231	1,266	1,266
AÇÃO 14	1,011	1,011	1,100	1,100	1,213	1,213	1,274	1,274

Fonte: O Autor (2018).

Os valores encontrados para o parâmetro γ_z podem ser observados no Gráfico 13 para as combinações de vento a 90° e 270°, respectivamente C1 e C2. Para as combinações C3 e C4, para as ações de vento a 0° e 180°, tem-se o Gráfico 14. As variações do parâmetro estudados são discutidas nos tópicos abaixo, de acordo com a influência da mudança de f_{ck} do concreto, com os efeitos da mudança na rigidez global dos pilares, com os impactos de redução gradativa de seção transversal de pilar e com o efeito da inclusão, exclusão e modificação na geometria de alguns pilares específicos.

Gráfico 13 - Variação γ_z 90° e 270° - Edifício 2 - 45 Pav.

Fonte: O Autor (2018).

Gráfico 14 - Variação γ_z 0° e 180° - Edifício 2 - 45 Pav.

Fonte: O Autor (2018).

Nota-se que, para as ações de vento aplicadas na direção y, o parâmetro de instabilidade só entra no limite de aceitação a partir da Ação 13. Já na direção x, o menor valor atingido, obtido com a Ação 13, não alcança a meta de redução, embora esteja no intervalo aceitável pela ABNT (2014).

4.4.1 Efeitos das mudanças de resistência a compressão do concreto (f_{ck})

Os modelos que envolvem mudança de f_{ck} são as ações 2, 3 e 5. Tendo em vista a metodologia comparativa proposta no item 4.1.1, para essa discussão são utilizadas as mesmas diretrizes. As diferenças percentuais do γ_Z estão apresentadas na Tabela 58 e na Tabela 59 para a direção Y e para a direção X, respectivamente.

Tabela 58 - Comparação da influência f_{ck} no γ_Z (90° - 270°) – Edifício2 - 45 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-1,03%	-2,21%	-3,24%	-6,40%
40MPa (pilares) (Ação 2)	1,04%	-	-1,19%	-2,23%	-5,43%
40 MPa (Ação 3)	2,26%	1,20%	-	-1,05%	-4,29%
40 MPa* (Ação 4)	3,35%	2,28%	1,06%	-	-3,27%
50 MPa* (Ação 5)	6,84%	5,74%	4,48%	3,38%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 59 - Comparação da influência f_{ck} no γ_Z (0° - 180°) - Edifício 1 - 45 Pav.

	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
35 MPa (Ação 1)	-	-1,08%	-3,03%	-3,70%	-7,88%
40MPa (pilares) (Ação 2)	1,09%	-	-1,97%	-2,65%	-6,88%
40 MPa (Ação 3)	3,13%	2,01%	-	-0,69%	-5,00%
40 MPa* (Ação 4)	3,85%	2,73%	0,70%	-	-4,34%

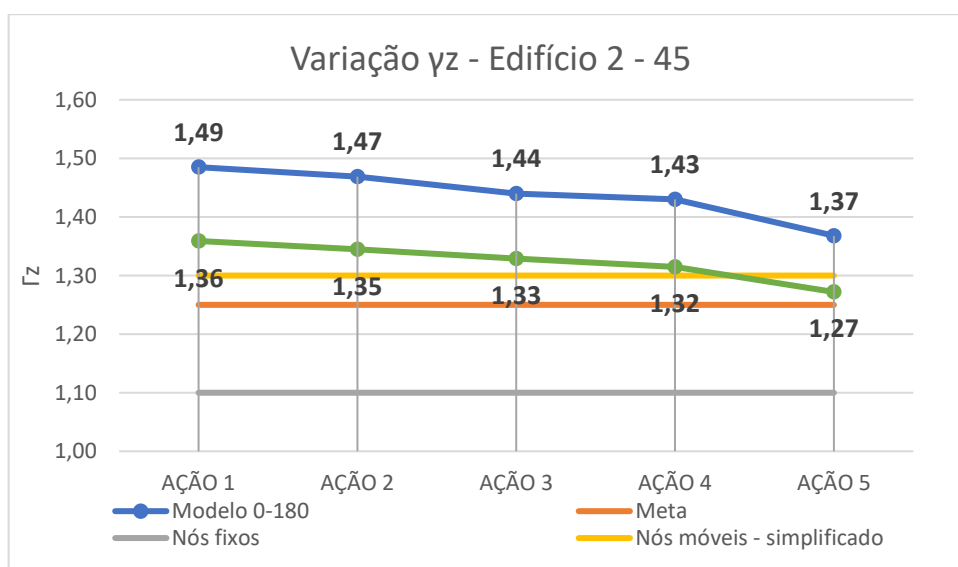
	35 MPa (Ação 1)	40MPa (pilares) (Ação 2)	40 MPa (Ação 3)	40 MPa* (Ação 4)	50 MPa* (Ação 5)
50 MPa* (Ação 5)	8,55%	7,38%	5,26%	4,53%	-

Fonte: O Autor (2018).

É possível destacar que a direção mais sensível às mudanças de f_{ck} é a direção x (0° - 180°), visto que é a direção em que o momento de inércia na maioria dos pilares é o mais desfavorável. O aumento do f_{ck} de 35 MPa para 40 MPa para a estrutura inteira acarreta uma redução no parâmetro de 2,21% e de 3,03% na direção y e x , respectivamente. Quanto a diferença obtida entre a Ação 2 e a Ação 3, observa-se uma diminuição do valor de γ_z quando se aumenta o f_{ck} dos demais elementos estruturais (vigas e lajes), sendo ela de 1,19% e de 1,97% nas direções y e x , nessa ordem. Comparando-se o efeito de aumentar de 40 MPa para 50 MPa, constata-se que há um decréscimo de 3,27% na direção y e de 4,43% na direção x , mostrando que o aumento do f_{ck} torna de fato a estrutura mais rígida.

No entanto, é válido ressaltar que, em conformidade com o Gráfico 15, para nenhuma das direções estudadas foi possível se reduzir o γ_z para menos que 1,25, ou seja, a estrutura ainda se mostra sob os efeitos de momentos de segunda ordem consideráveis, os quais a deixam muito deslocável para se utilizar o método simplificado de consideração dos mesmos.

Gráfico 15 - Variação γ_z - Fck dos pilares - Edifício 2 - 45 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

4.4.2 Efeitos das mudanças de rigidez global – momento de inércia dos pilares

Na modelagem das ações 1, 4 e 8 houve mudança de seção dos pilares, entretanto, na primeira o f_{ck} era de 35 MPa, na segunda, de 40 MPa e na terceira, de 50 MPa. A comparação dos resultados obtidos se dá com as mesmas premissas adotadas no item 4.2.2. A Tabela 60 e a Tabela 61 expõem esses percentuais comparativos, considerando as relações entre todas as ações citadas nesse tópico, nas direções de 90°-270° e de 0°-180°, respectivamente.

Tabela 60 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	I0 – 35 MPa (Ação 0)	I1 – 35 MPa (Ação 1)	I1 – 40 MPa (Ação 3)	I2 – 40 MPa (Ação 4)	I2 – 50 MPa (Ação 5)	I3 – 50 MPa (Ação 8)
I0 – 35 MPa (Ação 0)	-	-1,45%	-3,63%	-4,64%	-7,76%	-8,41%
I1 – 35 MPa (Ação 1)	1,47%	-	-2,21%	-3,24%	-6,40%	-7,06%
I1 – 40 MPa (Ação 3)	3,76%	2,26%	-	-1,05%	-4,29%	-4,97%
I2 – 40 MPa (Ação 4)	4,87%	3,35%	1,06%	-	-3,27%	-3,95%
I2 – 50 MPa (Ação 5)	8,41%	6,84%	4,48%	3,38%	-	-0,71%
I3 – 50 MPa (Ação 8)	9,18%	7,60%	5,23%	4,12%	0,71%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 61 - Comparação da influência da seção dos pilares no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I0 – 35 MPa (Ação 0)	I1 – 35 MPa (Ação 1)	I1 – 40 MPa (Ação 3)	I2 – 40 MPa (Ação 4)	I2 – 50 MPa (Ação 5)	I3 – 50 MPa (Ação 8)
I0 – 35 MPa (Ação 0)	-	-1,66%	-4,64%	-5,30%	-9,40%	-10,07%
I1 – 35 MPa (Ação 1)	1,68%	-	-3,03%	-3,70%	-7,88%	-8,55%
I1 – 40 MPa (Ação 3)	4,86%	3,13%	-	-0,69%	-5,00%	-5,69%
I2 – 40 MPa (Ação 4)	5,59%	3,85%	0,70%	-	-4,34%	-5,03%
I2 – 50 MPa (Ação 5)	10,38%	8,55%	5,26%	4,53%	-	-0,73%
I3 – 50 MPa (Ação 8)	11,19%	9,35%	6,04%	5,30%	0,74%	-

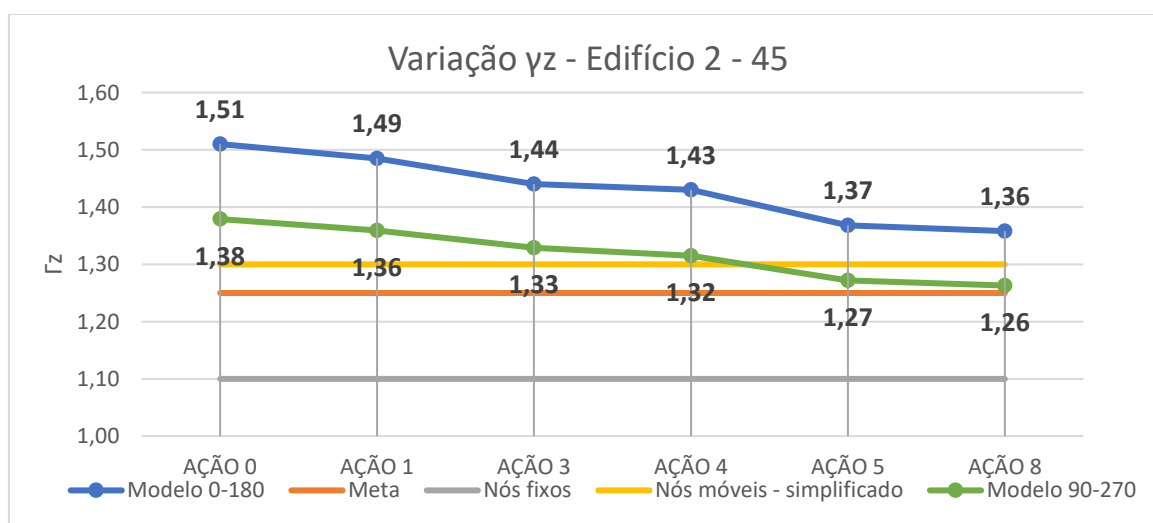
Fonte: O Autor (2018).

Repara-se que a geometria do edifício influencia no aumento da rigidez do edifício de acordo com a direção analisada. Na planta de forma, observa-se que na direção y os pilares possuem geometrias semelhantes, quase proporcionais, e estão espaçados com uma certa uniformidade. Já na direção x, os pilares que sofrem modificação e que tem maior momento de inércia nessa direção são somente três e não estão espaçados com a mesma uniformidade e simetria dos demais. Isso mostra certa influência nas variações de rigidez, visto que, na direção 90°-270°, a primeira mudança de inércia gera uma redução em 1,45% do γ_z , a segunda, de 1,05% e a terceira, de 0,71%, apontando que quanto mais a estrutura vai se estabilizando, menos as mudanças progressivas de seção de pilar na estrutura inteira interferem na rigidez da mesma.

Para a direção 0° - 180° , poderia se esperar que fossem encontrados percentuais de redução proporcionais, porém, o que se observa é que na primeira mudança a estrutura teve seu γ_z reduzido em 1,66%, na segunda, de 0,69% e na terceira, de 0,73%. Como as caixas de elevador, que são elementos de concreto que possuem maior momento de inércia nessa direção, conforme Tabela 7, não sofrem alteração na sua seção, pode-se inferir que as variações percentuais não mostram um padrão definido de redução, como na direção y. Porém, é possível afirmar o que foi constatado de que quanto mais a estrutura vai sendo enrijecida, menos esse método de aumento de seção dos pilares vai tendo efeito.

De acordo com o Gráfico 16, percebe-se que, ainda que haja reduções significativas no parâmetro de instabilidade, nas direções x e y o γ_z ainda está fora do limite estipulado para se considerar a estrutura seguramente estável, estando, entretanto, dentro do limite da ABNT (2014) na direção y.

Gráfico 16 - Variação γ_z - Rigidez dos pilares - Edifício 1 - 45 Pav.



Fonte: O Autor (2018).

4.4.3 Efeitos das mudanças nos momentos de inércia dos pilares entre pavimentos

Os processamentos em que houve modificação de seção transversal de pilar por pavimento foram os modelos das ações 6 e 7, em relação à Ação 5, a qual possui os pilares dimensionados conforme I2 e as ações 9 e 10 relacionadas à Ação 8, a qual possui os pilares dimensionados com I3. Os resultados das diferenças percentuais do γ_z obtido para cada modelo de processamento estão mostrados na Tabela 62 e na Tabela 63, respectivamente, para a direção y e para a direção x.

Tabela 62 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1/I0 (Ação 6)	I2/I1/I1 (Ação 7)	I3 (Ação 8)	I3/I2/I1 (Ação 9)	I3/I2/I2 (Ação 10)
I2 (Ação 5)	-	-0,55%	-0,16%	-0,71%	-1,26%	-0,94%
I2/I1/I0 (Ação 6)	0,55%	-	0,40%	-0,16%	-0,71%	-0,40%
I2/I1/I1 (Ação 7)	0,16%	-0,39%	-	-0,55%	-1,10%	-0,79%
I3 (Ação 8)	0,71%	0,16%	0,55%	-	-0,55%	-0,24%
I3/I2/I1 (Ação 9)	1,27%	0,72%	1,11%	0,56%	-	0,32%
I3/I2/I2 (Ação 10)	0,95%	0,40%	0,79%	0,24%	-0,32%	-

Fonte: O Autor (2018).

Tabela 63 - Comparação da influência da mudança de seção dos pilares entre pavimentos no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 30 Pav.

	I2 (Ação 5)	I2/I1/I0 (Ação 6)	I2/I1/I1 (Ação 7)	I3 (Ação 8)	I3/I2/I1 (Ação 9)	I3/I2/I2 (Ação 10)
I2 (Ação 5)	-	-0,88%	-0,51%	-0,73%	-1,39%	-0,88%
I2/I1/I0 (Ação 6)	0,88%	-	0,37%	0,15%	-0,52%	0,00%
I2/I1/I1 (Ação 7)	0,51%	-0,37%	-	-0,22%	-0,88%	-0,37%
I3 (Ação 8)	0,74%	-0,15%	0,22%	-	-0,66%	-0,15%
I3/I2/I1 (Ação 9)	1,41%	0,52%	0,89%	0,67%	-	0,52%
I3/I2/I2 (Ação 10)	0,88%	0,00%	0,37%	0,15%	-0,52%	-

Fonte: O Autor (2018).

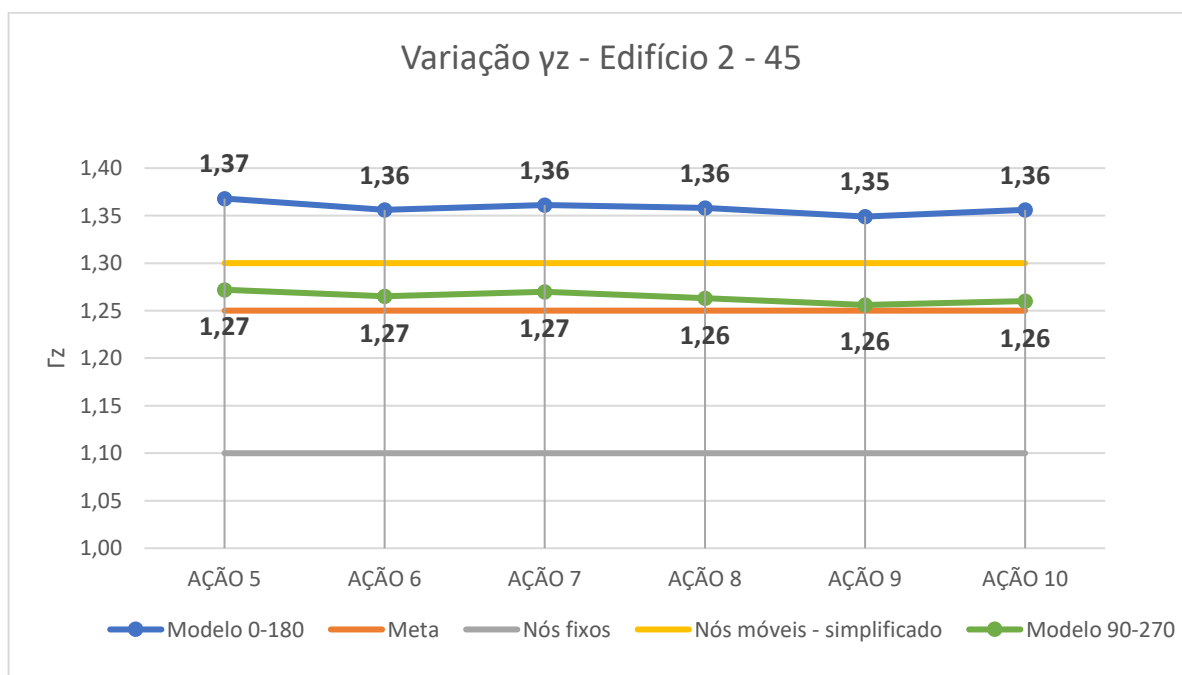
Observa-se que a direção x é mais sensível às mudanças, conforme se deu para as demais análises referentes a planta de forma desse edifício, diante do menor momento de inércia dos pilares para essa direção, sendo o da direção y, conseqüentemente, maior, visto que se trata de pilares retangulares.

Entre as ações 5 e 6 para a direção y e x, respectivamente, o γ_z é reduzido em 0,55% e 0,88%, sendo isso em virtude do menor peso próprio de pilares proposto pela Ação 6, fazendo que, embora haja um maior deslocamento no topo da estrutura, conforme é possível verificar

nos resultados de processamento do APÊNDICE A, o que reduz o momento de primeira ordem, gerado pelas ações verticais e respectivos deslocamentos, compensando o valor de γ_z entre as duas ações. Entre as ações 5 e 7, nas direções y e x, nessa ordem, tem-se uma diminuição de 0,16% e 0,51%, sendo isso também explicado da mesma forma que foi para a comparação anterior. É válido destacar que, entre as três ações, a que mostra um modelo ótimo é a Ação 6, visto que gerou maiores reduções de γ_z com um menor volume de concreto, pois a seção dos pilares reduz duas vezes na estrutura, a partir do 16º e depois do 31º pavimento.

Comparando-se as ações 8, 9 e 10, obtém-se resultados semelhante aos que foram discutidos acima e igualmente explicados. Entre si, as ações 8 e 9 possuem uma redução de 0,55% e de 0,66%, nas direções y e x. Já entre as ações 8 e 10, tem-se uma redução de 0,24% e de 0,15%, nas respectivas direções y e x. Também nesse caso, a Ação 9, a qual tem duas reduções de inércia de pilar no edifício, mostrou-se a melhor configuração em econômicos, considerando-se o volume de concreto. Estruturalmente, em nenhuma dessas ações foi possível atingir um γ_z dentro do limite proposto nesse trabalho, como se pode ver no Gráfico 17, e somente na direção y que os valores se encontram dentro dos limites aceitados pela ABNT (2014).

Gráfico 17 - Variação γ_z - Edifício 2 - 45 - redução progressiva



Fonte: O Autor (2018).

4.4.4 Efeitos das demais modificações na geometria dos pilares

Diante do não atendimento ao γ_z mínimo nas ações anteriores, as ações de 11 a 14 propuseram modificações incluindo mais pilares e fazendo alteração de dimensões em pilares pontuais. Os resultados de cada uma delas é comparado entre si e em relação à Ação 9, visto que, no processamento dos modelos, as demais ações tiveram como base a configuração prescrita nesse modelo. A Tabela 64 e a Tabela 65 mostram as diferenças percentuais entre essas ações na direção y e na direção x, nessa ordem.

Tabela 64 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_z (90°-270°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	Ação 9	Ação 11	Ação 12	Ação 13	Ação 14
Ação 9	-	-0,24%	0,24%	-1,99%	-3,42%
Ação 11	0,24%	-	0,48%	-1,76%	-3,19%
Ação 12	-0,24%	-0,48%	-	-2,22%	-3,65%
Ação 13	2,03%	1,79%	2,27%	-	-1,46%
Ação 14	3,54%	3,30%	3,79%	1,48%	-

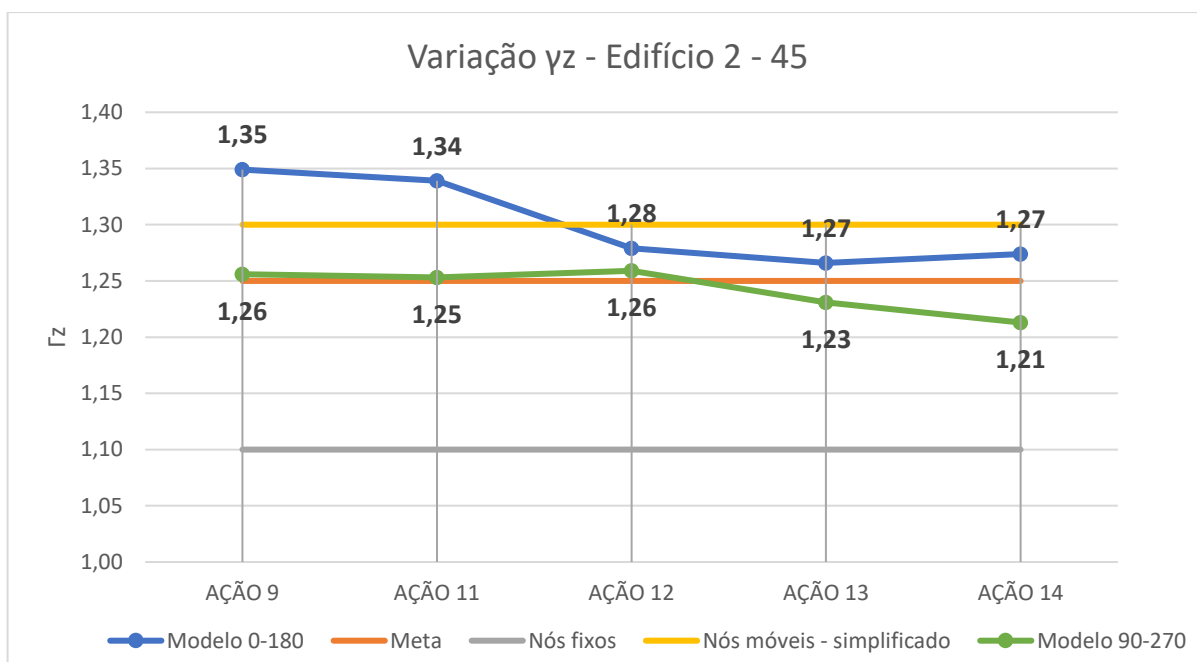
Fonte: O Autor (2018).

Tabela 65 - Comparação da influência das demais modificações na geometria dos pilares no γ_z (0°-180°) – Edifício 1 – 45 Pav.

	Ação 9	Ação 11	Ação 12	Ação 13	Ação 14
Ação 9	-	-0,74%	-5,19%	-6,15%	-5,56%
Ação 11	0,75%	-	-4,48%	-5,45%	-4,85%
Ação 12	5,47%	4,69%	-	-1,02%	-0,39%
Ação 13	6,56%	5,77%	1,03%	-	0,63%
Ação 14	5,89%	5,10%	0,39%	-0,63%	-

Fonte: O Autor (2018).

Trata-se de ações que não possuem uma ligação direta de modificação, alternando-se mudança de f_{ck} e de inércia na maior parte dos pilares da estrutura, como nas ações de 1 a 10. Percebe-se, por exemplo, a partir do Gráfico 18, que a Ação 12 foi capaz de tornar mais próximo o valor do γ_z para as duas direções a partir da mudança da inércia da maior parte das vigas paralelas ao eixo x da estrutura, o que, embora tenha aumentado o peso próprio, aumentou a rigidez na direção x, a qual estava mais desfavorável. O aumento da rigidez em y não foi proporcional, assim, o aumento de peso próprio gerou um pequeno aumento no γ_z nessa direção.

Gráfico 18 - Variação γ_z - Edifício 2 – 45 – Demais modificações

Fonte: O Autor (2018).

Na Ação 13, foram adicionados dois pilares, o que aumentou o peso próprio e tornou o edifício menos deslocável, visto que a estabilidade em relação à Ação 12 aumentou com isso nas direções y e x, respectivamente, 2,22% e 1,02%. Na Ação 14, a carga vertical aumentou, pois houve um aumento na seção de um pilar e das duas caixas de concreto. Com isso, a rigidez da estrutura aumenta na direção y, mas não se tem uma melhora muito significativa em x, fazendo com que o efeito da carga vertical torne essa direção mais flexível, subindo novamente o γ_z em 0,63% em relação a Ação 13, nessa direção. Já em y, a Ação foi favorável, o parâmetro γ_z diminuiu em 1,46% em relação a Ação 13, pois mesmo com o acréscimo da carga vertical, a estrutura ficou menos deslocável com o aumento de rigidez nessa direção, por meio do aumento da seção do pilar P3, que é um dos pilares que recebe o maior carregamento vertical em virtude de sua localização, e da espessura das paredes da caixa de concreto dos elevadores.

É importante ressaltar, porém, que, observando o Gráfico 18, embora na direção x se tenha alcançado a meta proposta de uma γ_z de até 1,25 desde a Ação 13, na direção y isso não foi possível em nenhuma das ações, alcançando-se somente o limite permitido pela ABNT (2014).

5 CONCLUSÃO

No presente capítulo, busca-se elencar as mais relevantes observações que puderam ser obtidas por meio do estudo da estabilidade global das estruturas de concreto armado com gabarito aumentado, assim como as interpretações dos resultados obtidos nos processamentos globais dos diversos modelos analisados.

O estudo da estabilidade estrutural por meio de parâmetros avaliação, com os propostos por Beck e König e Mário Franco e Vasconcelos, α e γ_z , respectivamente, traz uma perspectiva mais simples para se classificar as estruturas ainda em fase de concepção. Diante das novas mudanças no cenário urbano de Fortaleza, com o aumento dos gabaritos das edificações, esse estudo toma uma importância ainda maior, visto que com isso os prédios se tornam mais altos e esbeltos.

Os modelos processados neste trabalho assistiram a análise da variação de atributos relevantes ao projeto estrutural, como a resistência à compressão do concreto (f_{ck}), a geometria dos pilares e sua disposição na planta de forma e ao longo dos pavimentos, a partir da análise de estabilidade global, por meio do parâmetro γ_z , de dois edifícios, os quais foram processados e analisados com 30 e 45 pavimentos, cada. É válido lembrar que os estudos aqui pretendidos se limitaram aos aspectos de estabilidade, conduzindo uma sugestão para um melhor dimensionamento de pilares, e que não se buscou encontrar um padrão a se aplicar aos novos edifícios de altos gabaritos, visto que cada edificação tem suas peculiaridades, conforme a arquitetura em que foram concebidas.

Na perspectiva do comportamento da estrutura em relação ao aumento do f_{ck} e da rigidez dos pilares, observou-se, nos dois casos do Edifício 1 e do Edifício 2, que, à medida que o prédio ia se tornando mais rígido, seja em relação ao aumento do momento de inércia dos pilares seja em relação ao aumento propriamente dito do f_{ck} , chegava-se a um ponto em que as mesmas modificações não geravam efeitos de redução de γ_z proporcionais. Assim, pode-se entender que essas ações aplicadas aos modelos chegaram a um ponto ótimo, sendo necessárias outras modificações além dessas para se tornar a estrutura ainda mais rígida, como foi o caso analisado para os modelos de 45 pavimentos.

Além disso, foi observado que a disposição dos pilares na planta baixa do edifício também tem relevância quando se contrapõem os parâmetros γ_z obtidos nas duas direções de vento, 90° - 270° e 0° - 180° , comparando-se as Ações de mudança de seção transversal dos pilares. No Edifício 1, as reduções de γ_z seguiam um padrão aproximado de aumento de rigidez, diminuindo a cada modelo processado. Já para o Edifício 2, essas reduções eram proporcionais

em uma das direções e não era na outra. A partir da planta baixa desses edifícios, observa-se, no primeiro, que a distribuição dos pilares, quanto a sua direção de maior inércia, está mais homogênea. Já no segundo prédio, na direção 90° - 270° , os pilares se encontravam uniformemente distribuídos, no entanto, isso não ocorria para a direção 0° - 180° .

Quanto a diminuição gradativa da seção transversal dos pilares, relatou-se que é possível manter a estrutura com um valor do parâmetro de estabilidade quase idêntico quando essa Ação é aplicada, visto que a diminuição das cargas de peso próprio dos pilares, ainda que pequenas, compensam no cálculo dos esforços de primeira ordem o aumento do deslocamento horizontal do edifício. Além disso, as modificações de seção foram aplicadas em blocos de reduções graduais, aproximando-se de uma configuração ótima para a análise. Assim, é viável se utilizar um menor volume de concreto no projeto estrutural, e, portanto, ter uma economia com esse insumo, permanecendo com uma edificação de estabilidade global segura, como foi possível observar para os modelos de 30 pavimentos. Quanto aos de 45 andares, outras ações de modificação nos pilares foram necessárias para se alcançar maior estabilidade.

Desse modo, para os modelos com 45 pavimentos, infere-se que é necessário se criar núcleos de concreto no edifício, como caixas e paredes de concreto, para se obter um melhor desempenho de estabilidade. No caso do edifício 1, isso foi possível com a adição do pilar em H na área central do prédio, na Ação 13 do Edifício de 45 pavimentos. Já no Edifício 2, por não se ter uma arquitetura que permitisse um núcleo central de concreto, não foram alcançados modelos de processamento satisfatórios para a meta dessa pesquisa, que é um γ_z de até 1,25, mas de acordo com a ABNT (2014) que consideram o processo simplificado para cálculo de efeitos de segunda ordem para um parâmetro de até 1,3, a estrutura está conforme.

Em suma, pode-se perceber uma necessidade de reestruturação do lançamento das plantas de forma dos projetos estruturais para novos edifícios altos em Fortaleza, visto que o modelo tradicional de pórticos aplicado na maior parte das estruturas da cidade só pode ter seus elementos robustecidos sem causar prejuízos para demais disciplinas de projeto até um certo ponto. Assim, o estudo de outras concepções estruturais mais rígidas, com a inclusão de núcleos e de paredes de concreto, por exemplo, deve ser adotado para suprir essa necessidade.

Para dar prosseguimento a este estudo, seguem sugestões para trabalhos futuros:

- Comparar as mudanças do parâmetro alfa em relação ao γ_z nas variações de seção progressiva nos pilares;
- Analisar o deslocamento horizontal por pavimento de estrutura a partir do aumento do gabarito da edificação;
- Estudar modelos com mais de 45 pavimentos, desenvolvendo ações alternativas

para enrijecimento da estrutura;

- Examinar o impacto de concretos com resistência a compressão superior a 50 MPa na estabilidade global de estruturas de até 170m.
- Elaborar modelos de reestruturação de lançamento estrutural de plantas de forma para edificações com mais de 45 pavimentos em Fortaleza.

REFERÊNCIAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **318**: Building Code Requirements for Structural Concrete - Commentary. Farmington Hills: ACI Committee 318, 2014.

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

_____. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

_____. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

BARROSO, Paulo Hermano Mota. **Verticalização Residencial em Fortaleza 1979 - 2009**. 2014. 157 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Arquitetura e Urbanismo, Universidade Presbiteriana Mackenzie, Fortaleza, 2015.

BUENO, M. M. E. **Avaliação dos Parâmetros de Instabilidade Global em Estruturas de Concreto Armado**. 2009. 88 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2009.

BUENO, M. M. E. **Estudo de Valores Aproximados de Rigidez Equivalente para Vigas e Pilares para Análises Não-Lineares Globais em Estruturas de Concreto Armado de Pequeno Porte**. 2014. 230 f. Tese (Doutorado) - Curso de Estruturas e Construção Civil, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2014.

CARMO, R.M.S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. 1995. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, 1995.

CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2**. 1ª ed. São Paulo: PINI, 2009.

EL-METWALLY, S. E.; CHEN, W.-F. Nonlinear behavior of R/C frames. **Computer & Structures**, v. 32, p. 1203–1209, 1989.

FRANCO, Mário. O parâmetro de instabilidade dos edifícios altos. **Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas**, Lisboa, n. 23, p.69-72, 1985.

FREITAS, F. C. de. **Avaliação da estabilidade global de edifícios com e sem elementos de contraventamento**. Dissertação de Mestrado em Estruturas - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Espírito Santo, 2015.

FORTALEZA. **Lei Municipal Nº 7.987**, de 23 de dezembro de 1996.

_____. **Lei Complementar Nº 236**, de 11 de agosto de 2017. Fortaleza, 2017.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **MODEL CODE 2010 VOLUME 2:** Model Code 2010 - first complete draft - Volume 2. Lausanne, 2013.

GUTIERRE, Saulo Migotto. **Estudo sobre a contribuição das lajes na estabilidade global de edifícios.** 2016. 237 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

KWAK, H.; KIM, J. Nonlinear behavior of slender RC columns (1). Numerical formulation. **Construction and Building Materials**, v. 20, p. 527–537, 2006.

LACERDA, M. M. S.; FLORENCIO, Á. C.; SILVA, W. A. da; DELALIBERA, R. G. Avaliação dos critério para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **Delalibera -REEC – Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, p. 9–2, 2014.

LIMA, J. S. **Verificações da punção e da estabilidade global em edifícios de concreto:** desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. 2001. 250 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia de Estruturas, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2001

MARTINS, Paulo Chaves de Rezende. **Análise não-linear de estruturas reticuladas espaciais de concreto armado.** 1979. 177 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1979.

OLIVEIRA, D.M. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR-6118.** 2002. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2002.

OLIVEIRA, D. M. **Estudo dos processos aproximados utilizados para a consideração das não-linearidades físicas e geométricas na análise global das estruturas de concreto armado.** Belo Horizonte, 2007. 297 f. Tese (Doutorado em Engenharia de Estruturas). Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, 2007.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A. **Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado.** Cadernos de Engenharia de Estruturas. São Carlos, n.19, p. 171-206, 2002.

PINTO, R. S.; RAMALHO, M. A.; CORRÊA, M. R. S. Utilização do parâmetro γ_z para estimar esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado. **Revista IBRACON de Estruturas**, São Carlos, v. 1, n. 2, p. 145-165, nov. 2005.

TQS INFORMÁTICA (São Paulo). **Manual III – Análise Estrutural.** 15. ed. São Paulo, 2015.

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 γ_z . **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, Belém, v. 10, n. 5, p.1113-1140, out. 2017.

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

APÊNDICE A – RESULTADOS DO PROCESSAMENTO GLOBAL DO CAD/TQS

Legenda

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

=====

Legenda	Valor
Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf - característico)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf - característico)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm - característico)
GamaZ	Coefficiente de avaliação da importância dos esforços de 2a ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares. (1/(1-M2/M1*GamaF/GamaF3))

Alfa Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos

=====

Legenda	Valor
Caso	Caso de carregamento de ELS
DeslH	Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1	Valor relativo à altura total do edifício

Edifício 1 – 30 Pavimentos

- Situação Base:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
6	270.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
7	0.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575
8	180.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.06	H/5699.
6	1.06	H/5699.
7	.61	H/9873.
8	.61	H/9873.

- Ação 0:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	8789.2	686.7	87.4	4528.4	1339.9	1.239	1.029
6	270.	8789.2	686.7	87.4	4528.4	1339.9	1.239	1.029
7	0.	8789.2	481.9	109.3	5662.8	1339.9	1.121	.765
8	180.	8789.2	481.9	109.3	5662.8	1339.9	1.121	.765

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.13	H/2860.
6	3.13	H/2860.
7	1.94	H/4600.
8	1.94	H/4600.

• Ação 1:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9207.1	613.8	87.4	4529.2	1404.9	1.208	.974
6	270.	9207.1	613.8	87.4	4529.2	1404.9	1.208	.974
7	0.	9207.1	448.1	109.3	5662.8	1404.9	1.112	.738
8	180.	9207.1	448.1	109.3	5662.8	1404.9	1.112	.738

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.63	H/3404.
6	2.63	H/3404.
7	1.70	H/5258.
8	1.70	H/5258.

• Ação 2:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9207.1	595.7	87.4	4529.2	1404.9	1.201	.959
6	270.	9207.1	595.7	87.4	4529.2	1404.9	1.201	.959
7	0.	9207.1	437.3	109.3	5662.8	1404.9	1.109	.729
8	180.	9207.1	437.3	109.3	5662.8	1404.9	1.109	.729

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.54	H/3524.
6	2.54	H/3524.
7	1.65	H/5430.
8	1.65	H/5430.

• Ação 3:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9207.1	574.2	87.4	4529.2	1404.9	1.192	.942
6	270.	9207.1	574.2	87.4	4529.2	1404.9	1.192	.942
7	0.	9207.1	419.2	109.3	5662.8	1404.9	1.104	.714
8	180.	9207.1	419.2	109.3	5662.8	1404.9	1.104	.714

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.46	H/3640.
6	2.46	H/3640.
7	1.59	H/5621.
8	1.59	H/5621.

• Ação 4:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	9558.3	512.4	87.4	4530.1	1457.2	1.168	.893	1
6	270.	9558.3	512.4	87.4	4530.1	1457.2	1.168	.893	1
7	0.	9558.3	390.6	109.3	5663.6	1457.2	1.096	.691	1
8	180.	9558.3	390.6	109.3	5663.6	1457.2	1.096	.691	1

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.11	H/4249.
6	2.11	H/4249.
7	1.42	H/6320.
8	1.42	H/6320.

• Ação 5:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	9558.5	458.5	87.4	4530.1	1457.3	1.148	.844	1
6	270.	9558.5	458.5	87.4	4530.1	1457.3	1.148	.844	1
7	0.	9558.5	349.6	109.3	5663.6	1457.3	1.085	.653	1
8	180.	9558.5	349.6	109.3	5663.6	1457.3	1.085	.653	1

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.88	H/4750.
6	1.88	H/4750.
7	1.27	H/7064.
8	1.27	H/7064.

• Ação 6:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9445.1	453.5	87.4	4528.1	1428.9	1.146	.848
6	270.	9445.1	453.5	87.4	4528.1	1428.9	1.146	.848
7	0.	9445.1	345.0	109.3	5663.9	1428.9	1.084	.653
8	180.	9445.1	345.0	109.3	5663.9	1428.9	1.084	.653

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.93	H/4627.
6	1.93	H/4627.
7	1.28	H/6973.
8	1.28	H/6973.

Edifício 1 – 45 Pavimentos

- Situação Base:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
6	270.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
7	0.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575
8	180.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.06	H/5699.
6	1.06	H/5699.
7	.61	H/9873.
8	.61	H/9873.

- Ação 0:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13081.2	3008.1	149.9	11503.6	2936.1	1.499	1.359 A
6	270.	13081.2	3008.1	149.9	11503.6	2936.1	1.499	1.359 A
7	0.	13081.2	2241.4	187.5	14385.0	2936.1	1.247	1.048
8	180.	13081.2	2241.4	187.5	14385.0	2936.1	1.247	1.048

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.59	H/1383.
6	9.59	H/1383.
7	6.70	H/1981.
8	6.70	H/1981.

- Ação 1:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13640.1	2685.1	149.9	11504.7	3060.1	1.423	1.286 A
6	270.	13640.1	2685.1	149.9	11504.7	3060.1	1.423	1.286 A
7	0.	13640.1	2074.1	187.5	14384.7	3060.1	1.225	1.008
8	180.	13640.1	2074.1	187.5	14384.7	3060.1	1.225	1.008

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	8.11	H/1636.
6	8.11	H/1636.
7	5.83	H/2275.
8	5.83	H/2275.

- Ação 2:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento
=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	(
5	90.	13640.1	2604.8	149.9	11504.7	3060.1	1.405	1.267	Al
6	270.	13640.1	2604.8	149.9	11504.7	3060.1	1.405	1.267	Al
7	0.	13640.1	2019.5	187.5	14384.7	3060.1	1.218	.994	1
8	180.	13640.1	2019.5	187.5	14384.7	3060.1	1.218	.994	1

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	7.82	H/1696.
6	7.82	H/1696.
7	5.62	H/2362.
8	5.62	H/2362.

- Ação 3:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento
=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	:
5	90.	13640.1	2511.5	149.9	11504.7	3060.1	1.385	1.244	A
6	270.	13640.1	2511.5	149.9	11504.7	3060.1	1.385	1.244	A
7	0.	13640.1	1940.2	187.5	14384.7	3060.1	1.207	.975	:
8	180.	13640.1	1940.2	187.5	14384.7	3060.1	1.207	.975	:

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	7.58	H/1750.
6	7.58	H/1750.
7	5.45	H/2432.
8	5.45	H/2432.

- Ação 4:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento
=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	14181.4	2250.9	149.9	11504.6	3180.0	1.332	1.181	A
6	270.	14181.4	2250.9	149.9	11504.6	3180.0	1.332	1.181	A
7	0.	14181.4	1813.7	187.4	14384.5	3180.0	1.191	.943	
8	180.	14181.4	1813.7	187.4	14384.5	3180.0	1.191	.943	

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	6.52	H/2036.
6	6.52	H/2036.
7	4.83	H/2745.
8	4.83	H/2745.

• Ação 5:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14181.4	2013.6	149.9	11504.6	3180.0	1.287	1.117
6	270.	14181.4	2013.6	149.9	11504.6	3180.0	1.287	1.117
7	0.	14181.4	1622.6	187.4	14384.5	3180.0	1.168	.892
8	180.	14181.4	1622.6	187.4	14384.5	3180.0	1.168	.892

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.83	H/2276.
6	5.83	H/2276.
7	4.32	H/3068.
8	4.32	H/3068.

• Ação 6:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13680.8	2020.2	149.9	11504.5	3019.0	1.288	1.145
6	270.	13680.8	2020.2	149.9	11504.5	3019.0	1.288	1.145
7	0.	13680.8	1594.9	187.5	14385.3	3019.0	1.164	.899
8	180.	13680.8	1594.9	187.5	14385.3	3019.0	1.164	.899

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	6.42	H/2066.
6	6.42	H/2066.
7	4.57	H/2902.
8	4.57	H/2902.

• Ação 7:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13843.4	2041.5	149.9	11504.9	3079.2	1.292	1.139
6	270.	13843.4	2041.5	149.9	11504.9	3079.2	1.292	1.139
7	0.	13843.4	1617.3	187.4	14384.7	3079.2	1.167	.899
8	180.	13843.4	1617.3	187.4	14384.7	3079.2	1.167	.899

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	6.25	H/2122.
6	6.25	H/2122.
7	4.51	H/2940.
8	4.51	H/2940.

• Ação 8:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14770.7	1884.5	149.9	11504.1	3311.7	1.263	1.082
6	270.	14770.7	1884.5	149.9	11504.1	3311.7	1.263	1.082
7	0.	14770.7	1538.9	187.4	14384.9	3311.7	1.158	.869
8	180.	14770.7	1538.9	187.4	14384.9	3311.7	1.158	.869

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.15	H/2577.
6	5.15	H/2577.
7	3.89	H/3414.
8	3.89	H/3414.

• Ação 9:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14217.5	1852.8	149.9	11504.4	3133.2	1.258	1.095
6	270.	14217.5	1852.8	149.9	11504.4	3133.2	1.258	1.095
7	0.	14217.5	1500.8	187.5	14384.9	3133.2	1.153	.872
8	180.	14217.5	1500.8	187.5	14384.9	3133.2	1.153	.872

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.57	H/2380.
6	5.57	H/2380.
7	4.08	H/3254.
8	4.08	H/3254.

• Ação 10:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14387.1	1873.8	149.9	11504.1	3196.0	1.262	1.091
6	270.	14387.1	1873.8	149.9	11504.1	3196.0	1.262	1.091
7	0.	14387.1	1522.9	187.4	14384.6	3196.0	1.156	.873
8	180.	14387.1	1522.9	187.4	14384.6	3196.0	1.156	.873

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.44	H/2438.
6	5.44	H/2438.
7	4.03	H/3289.
8	4.03	H/3289.

• Ação 11:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14549.8	1761.0	149.9	11504.3	3212.8	1.242	1.070
6	270.	14549.8	1761.0	149.9	11504.3	3212.8	1.242	1.070
7	0.	14549.8	1526.4	187.4	14380.9	3212.8	1.156	.877
8	180.	14549.8	1526.4	187.4	14380.9	3212.8	1.156	.877

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.14	H/2579.
6	5.14	H/2579.
7	4.03	H/3296.
8	4.03	H/3296.

• Ação 12:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14686.4	1708.8	149.9	11504.3	3249.2	1.233	1.066
6	270.	14686.4	1708.8	149.9	11504.3	3249.2	1.233	1.066
7	0.	14686.4	1408.5	187.4	14381.4	3249.2	1.142	.845
8	180.	14686.4	1408.5	187.4	14381.4	3249.2	1.142	.845

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	5.09	H/2607.
6	5.09	H/2607.
7	3.72	H/3562.
8	3.72	H/3562.

• Ação 13:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15073.3	1622.3	149.9	11503.9	3335.0	1.219	1.046
6	270.	15073.3	1622.3	149.9	11503.9	3335.0	1.219	1.046
7	0.	15073.3	1009.3	187.4	14381.4	3335.0	1.098	.726
8	180.	15073.3	1009.3	187.4	14381.4	3335.0	1.098	.726

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	4.69	H/2827.
6	4.69	H/2827.
7	2.87	H/4627.
8	2.87	H/4627.

• Ação 14:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15038.5	1563.6	149.9	11504.6	3331.1	1.209	1.024
6	270.	15038.5	1563.6	149.9	11504.6	3331.1	1.209	1.024
7	0.	15038.5	917.0	187.4	14381.5	3331.1	1.088	.687
8	180.	15038.5	917.0	187.4	14381.5	3331.1	1.088	.687

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	4.34	H/3059.
6	4.34	H/3059.
7	2.55	H/5208.
8	2.55	H/5208.

• Ação 15:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15207.7	1530.8	149.9	11503.7	3368.9	1.204	1.007
6	270.	15207.7	1530.8	149.9	11503.7	3368.9	1.204	1.007
7	0.	15207.7	835.0	187.4	14381.1	3368.9	1.080	.655
8	180.	15207.7	835.0	187.4	14381.1	3368.9	1.080	.655

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.97	H/3338.
6	3.97	H/3338.
7	2.30	H/5776.
8	2.30	H/5776.

Edifício 2 – 30 Pavimentos

• Situação Base:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
6	270.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
7	0.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575
8	180.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.06	H/5699.
6	1.06	H/5699.
7	.61	H/9873.
8	.61	H/9873.

• Ação 0:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9086.5	1005.3	174.9	9077.1	1404.1	1.164	.893
6	270.	9086.5	1005.3	174.9	9077.1	1404.1	1.164	.893
7	0.	9086.5	484.3	63.2	3281.7	1404.1	1.231	1.018
8	180.	9086.5	484.3	63.2	3281.7	1404.1	1.231	1.018

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.83	H/2351.
6	3.83	H/2351.
7	2.14	H/4207.
8	2.14	H/4207.

• Ação 1:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9319.9	970.5	174.9	9076.5	1440.2	1.158	.877
6	270.	9319.9	970.5	174.9	9076.5	1440.2	1.158	.877
7	0.	9319.9	470.3	63.2	3280.9	1440.2	1.223	1.004
8	180.	9319.9	470.3	63.2	3280.9	1440.2	1.223	1.004

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.55	H/2536.
6	3.55	H/2536.
7	1.98	H/4547.
8	1.98	H/4547.

- Ação 2:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9350.0	944.8	174.9	9076.5	1443.6	1.153	.867
6	270.	9350.0	944.8	174.9	9076.5	1443.6	1.153	.867
7	0.	9350.0	459.9	63.2	3280.9	1443.6	1.217	.994
8	180.	9350.0	459.9	63.2	3280.9	1443.6	1.217	.994

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.43	H/2628.
6	3.43	H/2628.
7	1.92	H/4687.
8	1.92	H/4687.

- Ação 3:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9349.8	910.1	174.9	9076.5	1443.6	1.146	.850
6	270.	9349.8	910.1	174.9	9076.5	1443.6	1.146	.850
7	0.	9349.8	440.8	63.2	3280.9	1443.6	1.206	.972
8	180.	9349.8	440.8	63.2	3280.9	1443.6	1.206	.972

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.32	H/2711.
6	3.32	H/2711.
7	1.85	H/4863.
8	1.85	H/4863.

- Ação 4:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9590.6	881.4	174.9	9076.1	1480.7	1.141	.837
6	270.	9590.6	881.4	174.9	9076.1	1480.7	1.141	.837
7	0.	9590.6	432.4	63.3	3282.7	1480.7	1.201	.960
8	180.	9590.6	432.4	63.3	3282.7	1480.7	1.201	.960

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	3.10	H/2906.
6	3.10	H/2906.
7	1.73	H/5212.
8	1.73	H/5212.

- **Ação 5**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9620.7	790.5	174.9	9076.1	1484.1	1.125	.793
6	270.	9620.7	790.5	174.9	9076.1	1484.1	1.125	.793
7	0.	9620.7	387.6	63.3	3282.7	1484.1	1.177	.910
8	180.	9620.7	387.6	63.3	3282.7	1484.1	1.177	.910

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.77	H/3248.
6	2.77	H/3248.
7	1.54	H/5829.
8	1.54	H/5829.

- **Ação 6:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	9534.1	781.8	174.9	9076.2	1462.3	1.123	.792
6	270.	9534.1	781.8	174.9	9076.2	1462.3	1.123	.792
7	0.	9534.1	382.0	63.2	3281.7	1462.3	1.174	.909
8	180.	9534.1	382.0	63.2	3281.7	1462.3	1.174	.909

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	2.79	H/3230.
6	2.79	H/3230.
7	1.55	H/5800.
8	1.55	H/5800.

Edifício 2 – 45 Pavimentos

- **Situação Base:**

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
6	270.	5991.8	163.0	51.2	1802.7	626.0	1.130	.791
7	0.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575
8	180.	5991.8	109.3	64.1	2254.6	626.0	1.066	.575

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	1.06	H/5699.
6	1.06	H/5699.
7	.61	H/9873.
8	.61	H/9873.

• Ação 0:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13430.8	4808.2	292.6	22259.2	3044.4	1.379	1.259 A
6	270.	13430.8	4808.2	292.6	22259.2	3044.4	1.379	1.259 A
7	0.	13430.8	2135.6	105.8	8047.0	3044.4	1.510	1.356 A
8	180.	13430.8	2135.6	105.8	8047.0	3044.4	1.510	1.356 A

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	13.81	H/965.
6	13.81	H/965.
7	6.99	H/1906.
8	6.99	H/1906.

• Ação 1:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13824.3	4622.6	292.6	22255.3	3131.7	1.359	1.233 A
6	270.	13824.3	4622.6	292.6	22255.3	3131.7	1.359	1.233 A
7	0.	13824.3	2064.9	105.8	8046.6	3131.7	1.485	1.333 A
8	180.	13824.3	2064.9	105.8	8046.6	3131.7	1.485	1.333 A

Deslocamentos máximos
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	12.68	H/1051.
6	12.68	H/1051.
7	6.44	H/2068.
8	6.44	H/2068.

• Ação 2:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13824.3	4481.3	292.6	22255.3	3131.7	1.345	1.213 A
6	270.	13824.3	4481.3	292.6	22255.3	3131.7	1.345	1.213 A
7	0.	13824.3	2017.4	105.8	8046.6	3131.7	1.469	1.318 A
8	180.	13824.3	2017.4	105.8	8046.6	3131.7	1.469	1.318 A

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	12.15	H/1096.
6	12.15	H/1096.
7	6.21	H/2146.
8	6.21	H/2146.

• Ação 3:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	(
5	90.	13824.5	4324.2	292.6	22255.3	3131.7	1.329	1.192	Al
6	270.	13824.5	4324.2	292.6	22255.3	3131.7	1.329	1.192	Al
7	0.	13824.5	1931.1	105.8	8046.6	3131.7	1.440	1.289	Al
8	180.	13824.5	1931.1	105.8	8046.6	3131.7	1.440	1.289	Al

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	11.86	H/1123.
6	11.86	H/1123.
7	6.02	H/2213.
8	6.02	H/2213.

• Ação 4:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	(
5	90.	14224.8	4184.1	292.6	22256.2	3220.5	1.315	1.172	Al
6	270.	14224.8	4184.1	292.6	22256.2	3220.5	1.315	1.172	Al
7	0.	14224.8	1900.9	105.8	8047.4	3220.5	1.430	1.275	Al
8	180.	14224.8	1900.9	105.8	8047.4	3220.5	1.430	1.275	Al

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	10.98	H/1213.
6	10.98	H/1213.
7	5.59	H/2381.
8	5.59	H/2381.

• Ação 5:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	(
5	90.	14224.8	3743.3	292.6	22256.2	3220.5	1.272	1.108	Al
6	270.	14224.8	3743.3	292.6	22256.2	3220.5	1.272	1.108	Al
7	0.	14224.8	1700.0	105.8	8047.4	3220.5	1.368	1.205	Al
8	180.	14224.8	1700.0	105.8	8047.4	3220.5	1.368	1.205	Al

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.82	H/1356.
6	9.82	H/1356.
7	5.00	H/2665.
8	5.00	H/2665.

• Ação 6:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13837.0	3669.0	292.6	22260.4	3095.1	1.265	1.109
6	270.	13837.0	3669.0	292.6	22260.4	3095.1	1.265	1.109
7	0.	13837.0	1658.6	105.8	8046.8	3095.1	1.356	1.207
8	180.	13837.0	1658.6	105.8	8046.8	3095.1	1.356	1.207

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	10.10	H/1318.
6	10.10	H/1318.
7	5.15	H/2585.
8	5.15	H/2585.

• Ação 7:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	13964.6	3713.9	292.6	22254.9	3142.6	1.270	1.111
6	270.	13964.6	3713.9	292.6	22254.9	3142.6	1.270	1.111
7	0.	13964.6	1678.4	105.8	8046.9	3142.6	1.361	1.208
8	180.	13964.6	1678.4	105.8	8046.9	3142.6	1.361	1.208

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	10.05	H/1325.
6	10.05	H/1325.
7	5.13	H/2599.
8	5.13	H/2599.

• Ação 8:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	14668.7	3646.8	292.6	22258.4	3319.0	1.263	1.093
6	270.	14668.7	3646.8	292.6	22258.4	3319.0	1.263	1.093
7	0.	14668.7	1665.2	105.8	8046.3	3319.0	1.358	1.197
8	180.	14668.7	1665.2	105.8	8046.3	3319.0	1.358	1.197

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.16	H/1454.
6	9.16	H/1454.
7	4.68	H/2848.
8	4.68	H/2848.

• Ação 9:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	14273.9	3564.0	292.6	22255.0	3186.2	1.256	1.093	:
6	270.	14273.9	3564.0	292.6	22255.0	3186.2	1.256	1.093	:
7	0.	14273.9	1634.5	105.8	8047.0	3186.2	1.349	1.197	A
8	180.	14273.9	1634.5	105.8	8047.0	3186.2	1.349	1.197	A

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.40	H/1416.
6	9.40	H/1416.
7	4.83	H/2758.
8	4.83	H/2758.

• Ação 10:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	14403.4	3608.5	292.6	22256.6	3234.4	1.260	1.095	:
6	270.	14403.4	3608.5	292.6	22256.6	3234.4	1.260	1.095	:
7	0.	14403.4	1659.8	105.8	8046.3	3234.4	1.356	1.199	A
8	180.	14403.4	1659.8	105.8	8046.3	3234.4	1.356	1.199	A

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.35	H/1424.
6	9.35	H/1424.
7	4.80	H/2772.
8	4.80	H/2772.

• Ação 11:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	
5	90.	14492.5	3533.6	292.6	22254.2	3234.3	1.253	1.085	:
6	270.	14492.5	3533.6	292.6	22254.2	3234.3	1.253	1.085	:
7	0.	14492.5	1599.4	105.7	8045.3	3234.3	1.339	1.186	A
8	180.	14492.5	1599.4	105.7	8045.3	3234.3	1.339	1.186	A

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.56	H/1393.
6	9.56	H/1393.
7	4.75	H/2806.
8	4.75	H/2806.

• Ação 12:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15044.0	3602.1	292.6	22256.9	3362.4	1.259	1.093
6	270.	15044.0	3602.1	292.6	22256.9	3362.4	1.259	1.093
7	0.	15044.0	1380.7	105.8	8046.9	3362.4	1.279	1.104
8	180.	15044.0	1380.7	105.8	8046.9	3362.4	1.279	1.104

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	9.17	H/1452.
6	9.17	H/1452.
7	4.24	H/3138.
8	4.24	H/3138.

• Ação 13:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15277.0	3276.3	292.6	22258.0	3410.9	1.231	1.044
6	270.	15277.0	3276.3	292.6	22258.0	3410.9	1.231	1.044
7	0.	15277.0	1328.9	105.8	8046.9	3410.9	1.266	1.081
8	180.	15277.0	1328.9	105.8	8046.9	3410.9	1.266	1.081

Deslocamentos máximos

=====

Caso	DeslH	Relat1
5	8.26	H/1612.
6	8.26	H/1612.
7	3.81	H/3500.
8	3.81	H/3500.

• Ação 14:

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

=====

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa
5	90.	15864.9	3075.6	292.6	22258.0	3548.7	1.213	1.011
6	270.	15864.9	3075.6	292.6	22258.0	3548.7	1.213	1.011
7	0.	15864.9	1365.0	106.1	8072.1	3548.7	1.274	1.100
8	180.	15864.9	1365.0	106.1	8072.1	3548.7	1.274	1.100

Deslocamentos máximos

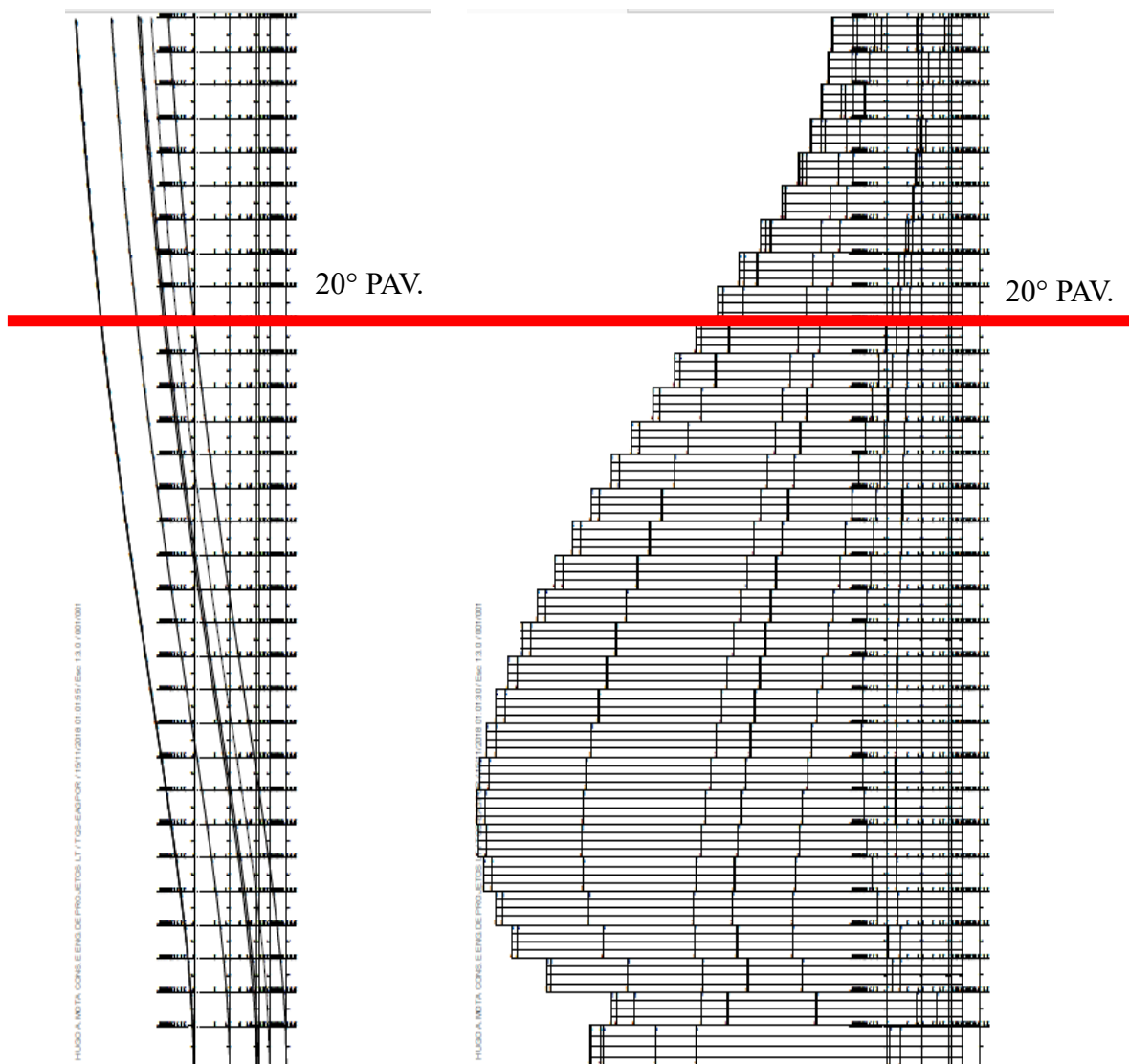
=====

Caso	DeslH	Relat1
5	7.36	H/1811.
6	7.36	H/1811.
7	4.06	H/3277.
8	4.06	H/3277.

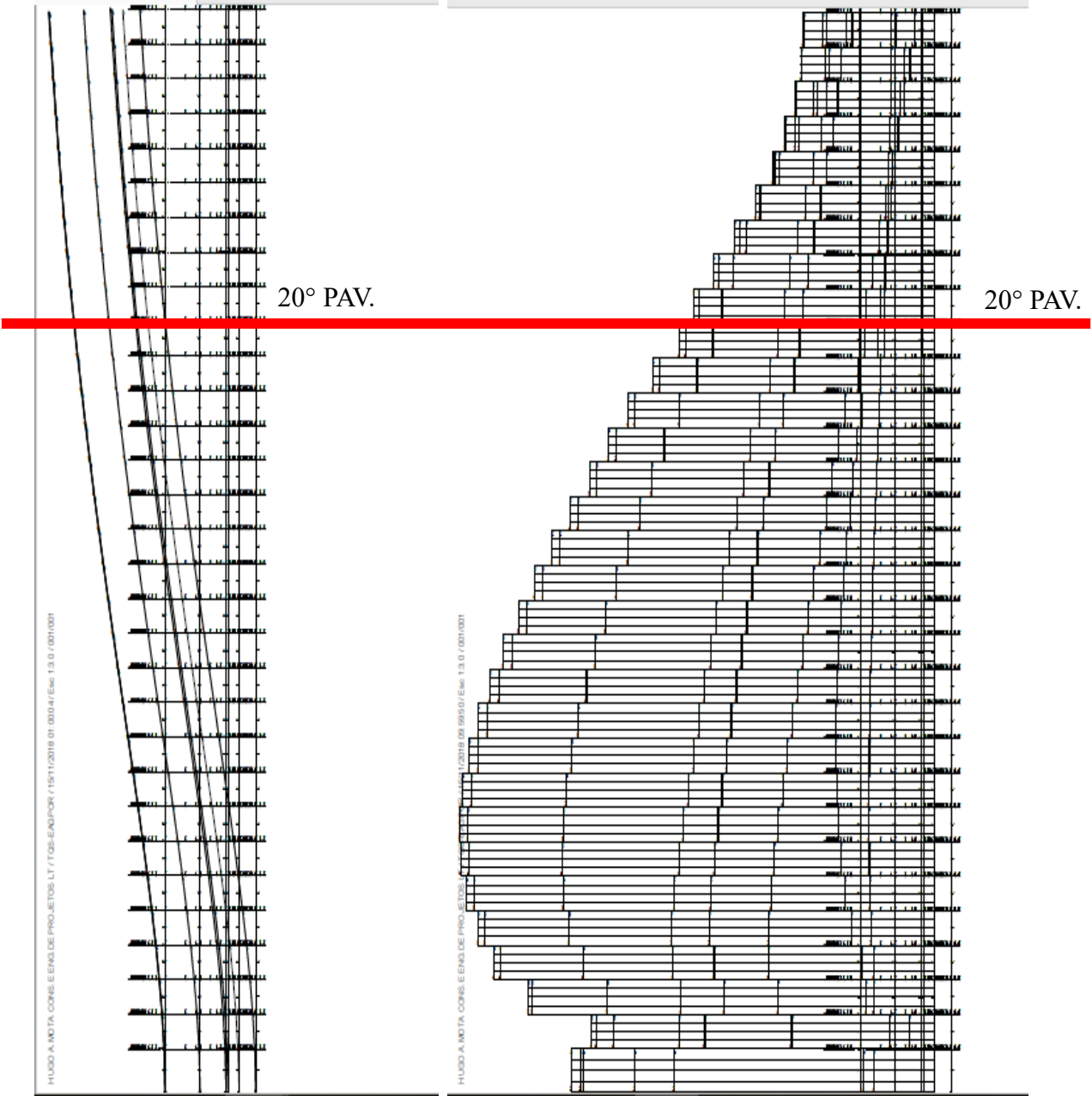
APÊNDICE B – COMPARATIVO GRÁFICO DO DESLOCAMENTO HORIZONTAL E VARIAÇÃO DE CARGA VERTICAL – EDIFÍCIO 2

Edifício 2 – 30 Pavimentos:

- Ação 5 – Vento a 90° na estrutura:

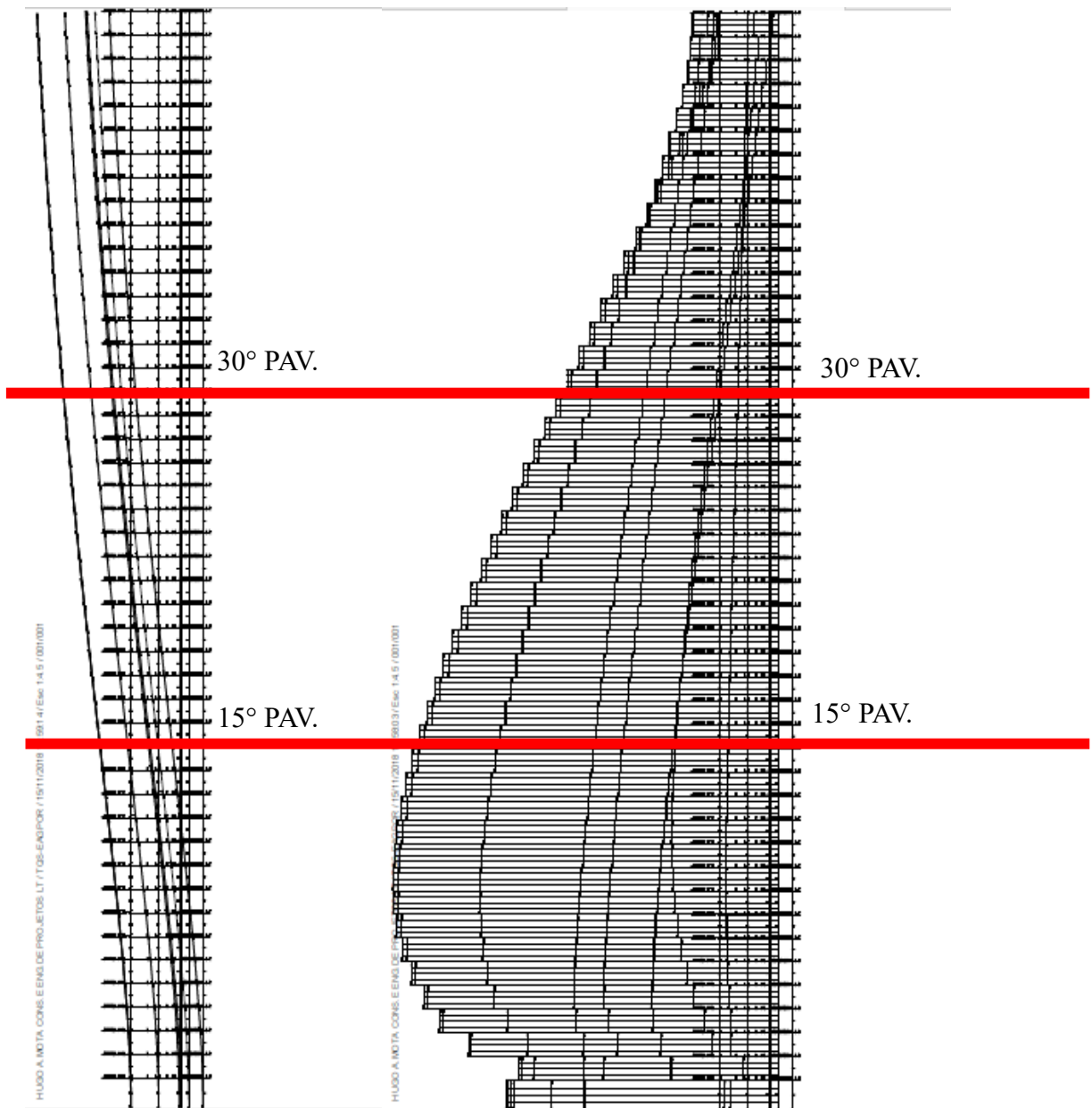


- Ação 6 – Vento a 90° na estrutura:

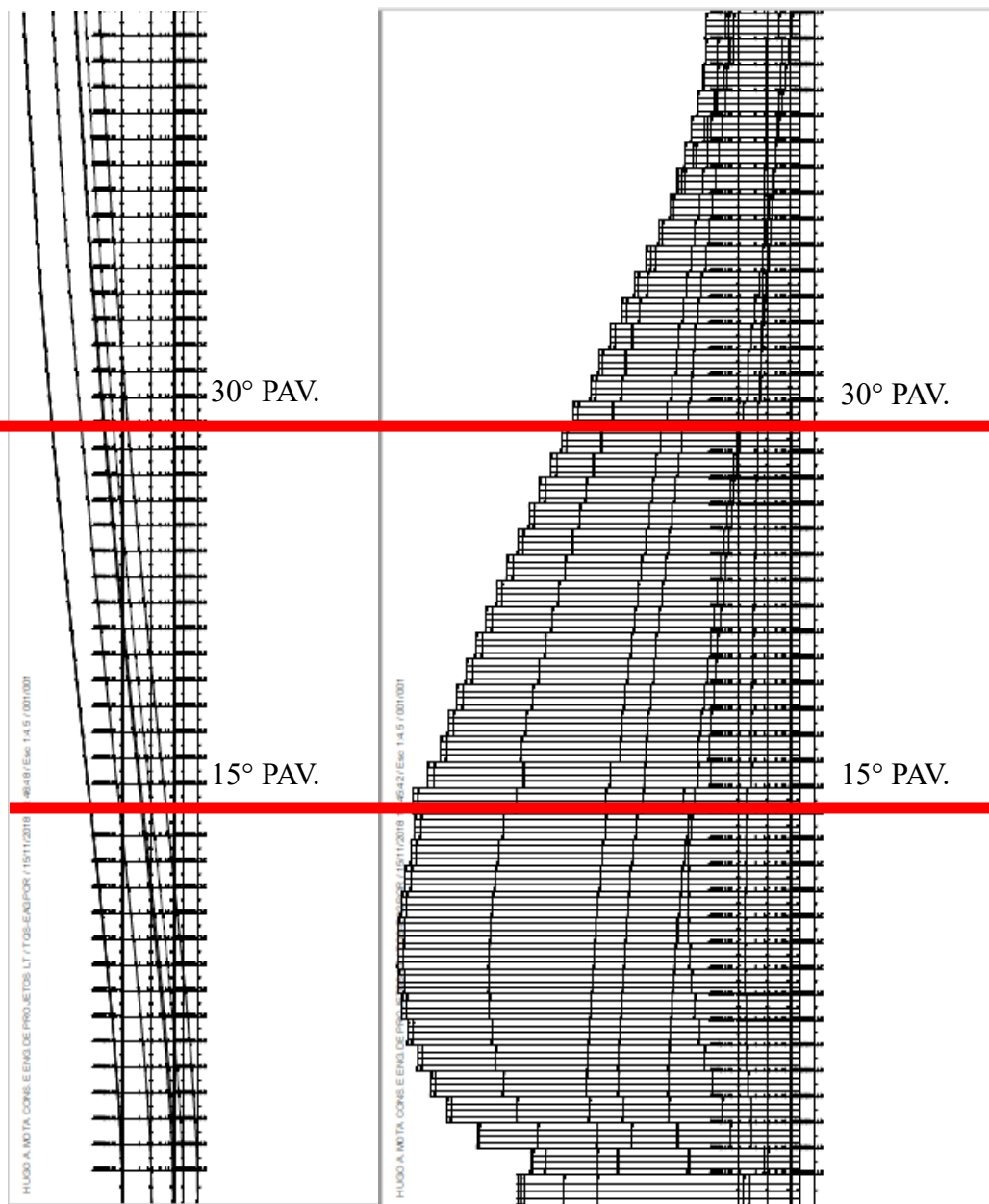


Edifício 2 – 45 Pavimentos:

- Ação 5 – Vento a 90° na estrutura



- Ação 6 – Vento a 90° na estrutura



- Ação 7 – Vento a 90° na estrutura

