



Vitor Vinicius dos Santos Vieira

**ANÁLISE DE PARÂMETROS GLOBAIS
DE PROJETO EM EDIFÍCIOS COM
ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Instituto de Tecnologia
Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil

Dissertação Orientada pelo Professor Dr. Luís Augusto Conte
Mendes Veloso

Belém – Pará – Brasil
2015

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



VITOR VINICIUS DOS SANTOS VIEIRA

**ANÁLISE DE PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO EM EDIFÍCIOS
COM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO**

Dissertação submetida ao programa de pós-graduação em engenharia civil da universidade federal do Pará, como parte dos requisitos para obtenção do título de mestre em engenharia civil na área de estruturas e construção civil.

Orientador: Prof. Dr. Luís Augusto Conte
Mendes Veloso

Belém-Pa
Dezembro – 2015

CESSÃO DE DIREITOS

AUTOR: Vitor Vinicius dos Santos Vieira.

TÍTULO: Análise de parâmetros globais de projeto em edifícios com estrutura de concreto armado.

GRAU: Mestre **ANO:** 2015

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

Vitor Vinicius dos Santos Vieira
Belém-PA

Dados Internacionais de Catalogação-na-Publicação (CIP)
Sistema de Bibliotecas da UFPA

Vieira, Vitor Vinicius dos Santos, 1987-
Análise de parâmetros globais de projeto em
edifícios com estrutura de concreto armado / Vitor
Vinicius dos Santos Vieira. - 2015.

Orientador: Luís Augusto Conte Mendes
Velooso.

Dissertação (Mestrado) - Universidade
Federal do Pará, Instituto de Tecnologia,
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil,
Belém, 2015.

1. Análise estrutural (Engenharia). 2.
Concreto armado. 3. Edifícios. I. Título.

CDD 22. ed. 624.171



ANÁLISE DE PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO EM EDIFÍCIOS COM ESTRUTURA DE CONCRETO ARMADO

AUTOR:

VITOR VINICIUS DOS SANTOS VIEIRA

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA À BANCA EXAMINADORA APROVADA PELO COLEGIADO DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DO INSTITUTO DE TECNOLOGIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARÁ, COMO REQUISITO PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL NA ÁREA DE ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL.

APROVADO EM: 22 / 12 / 2015

BANCA EXAMINADORA:

Prof. Dr. Luis Augusto Conte Mendes Veloso
Orientador (UFPA)

Prof. Dr. Mauricio de Pina Ferreira
Membro Interno (UFPA)

Prof. Dr. Ronaldson José de França Mendes Carneiro
Membro Externo (UFPA)

Sandoval José Rodrigues Júnior
Membro Externo (UFPA)

Prof. Dr. Mauricio Coelho Alves
Membro Externo (Estácio - IESAM)

Visto:

Prof. Dr. DÊNIO RAMAM CARVALHO DE OLIVEIRA
Coordenador do PPGEC / ITEC / UFPA

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus pelas oportunidades concedidas.

Aos professores Sandoval Rodrigues Junior e Luís Augusto Veloso pela orientação prestada, pela motivação ao longo do desenvolvimento desta dissertação e, sobretudo, pela grande amizade e confiança depositada.

A toda minha família, em especial aos meus pais Antônio e Nazaré que sempre se empenharam para o meu progresso nos estudos, e as minhas irmãs Elizabeth e Vanessa pelo apoio e incentivo.

A minha namorada Rafaela pela paciência, carinho e compreensão, e principalmente pelo companheirismo durante a realização deste trabalho.

Aos meus amigos Genivaldo Costa, Philip Gurjão, Paulo André Monteiro e Raimundo Ângelo Britto por toda motivação e apoio concedidos.

Aos amigos do Escritório de projetos A. C. de Athayde pela atenção concedida, e em especial ao professor Archimino Athayde por toda assistência prestada e pela concessão dos edifícios para as análises realizadas neste trabalho.

Aos professores da UFPA, Ronaldson carneiro, Maurício Pina e Raimundo Pacha por todas as contribuições prestadas.

Aos colegas do LABIDID, em particular ao Luciano Sousa e ao Jherbyson Brito pela ajuda com a elaboração dos modelos estruturais no SAP2000.

A todos os colegas do programa de mestrado, em especial aos amigos Aduino Nascimento e Darlison Moreira pelas trocas de ideias e discussões ao longo da pesquisa.

Aos meus colegas de trabalho do IFMA – Instituto Federal do Maranhão – pela amizade e motivação. Em especial, agradeço ao chefe do Departamento de Projetos, Nonato Correa pela compreensão durante a fase de elaboração deste trabalho.

A CAPES pela bolsa concedida.

Enfim, a todos que de alguma forma contribuíram para a realização desta dissertação.

RESUMO

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

A verificação dos edifícios de concreto armado é realizada tanto por análise local quanto por análise global. Na análise local são avaliados os efeitos das deformações nos elementos isolados. Já na análise global o comportamento é avaliado considerando a estrutura como um todo. Normalmente, essa verificação global é feita através de parâmetros de projeto, os quais permitem manter o controle de problemas que podem afetar a segurança ou o desempenho das estruturas. Por meio dos sistemas computacionais é possível obter, com bastante rapidez, diversos parâmetros que oferecem um diagnóstico praticamente completo das repostas que as estruturas apresentarão quando submetidas à ações externas, como o vento ou as cargas verticais. Contudo, não basta processar modelos estruturais e obter resultados, é necessário interpretar o que estes significam e verificar sua validade. Diante disso, esse trabalho foi desenvolvido com o intuito de contribuir para os estudos referentes à análise global das estruturas, a partir dos parâmetros a saber: coeficientes γ_z e $RM2M1$, fator de carga crítica global de flambagem, deslocamentos horizontais, frequência fundamental e aceleração. São estudados casos diversos de estruturas idealizadas, com o objetivo de avaliar as relações entre esses parâmetros e propor equações simplificadas para o cálculo do fator de carga crítica global e para a frequência fundamental, em função do coeficiente γ_z . Além disso, são analisadas algumas estruturas de edifícios reais visando avaliar as equações propostas e estabelecer comparações com os limites recomendados pelas Normas Brasileiras. Para o processamento das estruturas foram empregados dois programas de análise, o TQS e o SAP2000. De forma geral, as equações que relacionam o coeficiente γ_z com o fator de carga crítica, e com a frequência fundamental apresentaram resultados satisfatórios. Para os deslocamentos e acelerações, não foi possível estabelecer equações devido a inexistência de relação destes como o γ_z . Quanto aos limites normativos, constatou-se que mesmo que as estruturas estejam atendam aos critérios de segurança quanto à instabilidade global, ainda assim estas podem não estar livres de problemas relacionados aos deslocamentos horizontais excessivos e às vibrações perceptíveis ao ser humano.

Palavras-chave: concreto armado, edifícios, parâmetros globais, análise estrutural, estabilidade global, deslocamentos horizontais, vibrações.

ABSTRACT

VIEIRA, V. V. S. (2015). **Analysis of overall design parameters in buildings with reinforced concrete structure**. 185p. Dissertation (Master) – Master Degree Program in Civil Engineering, Federal University of Pará, Belém, 2015.

The verification of reinforced concrete buildings is carried out by local analysis and by global analysis. In the local analysis are evaluated the effects of deformations in the isolated elements. Already in the overall analysis of the behavior is evaluated considered the structure as a whole. Normally, this overall verification is done through design parameters, which allow to maintain control of problems that can affect the safety or performance of buildings of reinforced concrete. By means of computer systems, it's possible to obtain, fairly quickly, a series of parameters that offer virtually complete diagnostic of the answers that the structures will present when external actions submitted, like the wind or the vertical loads. However it is not enough process structural models and get results, it is necessary to interpret what these mean and verify its validity. Therefore, this study was done with the intention to contribute with the referring studies the overall analysis of the structures, based on the design parameters to know: γ_z and *RM2M1* coefficients, overall critical load factor of buckling, horizontal displacements, fundamental frequency and acceleration. Are studied several cases of idealized structures, with the objective to evaluate the relation between these parameters and propose simplified equations for calculating the overall critical load factor and the fundamental frequency from the γ_z coefficient. Furthermore, are analyze some real building structures aiming to evaluate the proposed equations and draw comparisons with the limits recommended by Brazilian standards. For the processing of structures were used two analysis programs, the TQS and the SAP2000. Generally speaking, the equations that relate the γ_z coefficient with the critical load factor and with the fundamental frequency showed satisfactory results. For displacement and acceleration, could not establish equations due to inexistence of relation of these as the γ_z . As for the normative limits, found to be that even structures that fulfill the safety criteria for the overall instability, nevertheless these may present problems related to excessive horizontal displacements and vibrations perceptible to the human being.

Keywords: reinforced concrete, buildings, overall parameters, structural analysis, overall stability, horizontal displacements, vibrations.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagramas tensão x deformação. (a) – linear; (b) - não-linear	27
Figura 2.2 – Diagrama momento-curvatura.....	29
Figura 2.3 – Barra vertical indeformada.....	30
Figura 2.4 – Barra vertical deformada.....	30
Figura 2.5 – Diagrama de configurações de equilíbrio.....	31
Figura 2.6 – Bifurcação do equilíbrio.....	33
Figura 2.7 – Problema de ponto limite	33
Figura 2.8 – Instabilidade por “ <i>snap-through</i> ”	34
Figura 2.9 – Problema de 2ª ordem	35
Figura 2.10 – Ponte Tacoma News.....	36
Figura 2.11 – Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados	40
Figura 3.1 – Análise da instabilidade nas estruturas com a aplicação do fator de carga crítica	46
Figura 4.1 – Trechos rígidos.....	57
Figura 4.2 – Flexibilização das ligações viga-pilar	57
Figura 4.3 – Modelos ELU e ELS no TQS.....	59
Figura 4.4 - Direções de incidência da ação do vento	60
Figura 5.1 - Exemplo 1: Características da coluna engastada-livre.....	67
Figura 5.2 - Exemplo 1: Deslocamento horizontal no topo da barra	68
Figura 5.3 - Exemplo 1: Comparação entre os fatores de amplificação	77
Figura 5.4 - Exemplo 1: Variação do fator de carga crítica	78
Figura 5.5 - Exemplo 1: Relação entre $d_{x, serv}$ e γ_z	79
Figura 5.6 - Exemplo 1: Relação entre $f_1 \times \gamma_z$ - (a) e $f_1 \times \lambda$ - (b)	80
Figura 5.7 - Exemplo 1: Relação entre a e f_1	81
Figura 5.8 – Exemplo 2: Forma dos Pavimentos Tipo (sem escala) – cotas em centímetro.....	83
Figura 5.9 – Exemplo 2: Corte esquemático das estruturas (sem escala) – cotas em centímetro	85
Figura 5.10 – Exemplo 2: Vistas em perspectiva	86
Figura 5.11 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - γ_z e (b) - $RM2M1$	89
Figura 5.12 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - $d_{h, topo}$ e (b) - $d_{h, pav}$	90
Figura 5.13 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados de frequência fundamental no TQS e SAP	91
Figura 5.14 - Exemplo 2: Comparação entre os fatores de amplificação	92
Figura 5.15 - Exemplo 2: Taxas de variação de γ_z e $f_a(\lambda)$ em relação à $RM2M1$	93
Figura 5.16 - Exemplo 2: Variação do fator λ em relação à γ_z	94
Figura 5.17 – Exemplo 2: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h, topo}$ e (b) - $d_{h, pav}$	95
Figura 5.18 – Exemplo 2: Resultados de f_1 . (a) – em função de γ_z e (b) – em função de λ	96
Figura 5.19 - Exemplo 2: Relação entre o fator k e a altura total das estruturas	97
Figura 5.20 - Exemplo 2: Comparação entre os resultados de frequência fundamental calculados pela equação aproximada em função de γ_z e pela análise modal	98

Figura 5.21 - Exemplo 2: Comparação entre os resultados de frequência fundamental obtidos pela NBR 6123 e pela análise modal	100
Figura 5.22 - Exemplo 2: Verificação da percepção humana às vibrações	101
Figura 5.23 - Exemplo 3: Comparação entre os resultados no TQS e SAP2000.....	105
Figura 5.24 - Exemplo 3: Taxas de variação de γ_z e $f_a(\lambda)$ em relação à <i>RM2M1</i>	106
Figura 5.25 - Exemplo 3: Taxas de variação do λ calculado pelo γ_z em relação à análise no SAP2000	107
Figura 5.26 - Exemplo 3: Comparação dos resultados de γ_z com os limites recomendados	108
Figura 5.27 – Exemplo 3: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$	109
Figura 5.28 - Exemplo 3: Comparação entre os valores de frequência fundamental calculados pela equação em função de γ_z e pela análise modal.....	111
Figura 5.29 - Exemplo 3: Comparação das frequências fundamentais com o limite da NBR 6123	112
Figura 5.30 - Exemplo 3: Verificação da percepção humana às vibrações	113
Figura 6.1 – Edifício 1: Forma do 1º ao 7º Tipo e corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro.....	115
Figura 6.2 – Edifício 1: Vista em perspectiva no TQS	116
Figura 6.3 – Edifício 1: Vista em perspectiva no SAP2000	116
Figura 6.4 – Edifício 1: Modos de instabilidade obtidos no SAP2000 (sem escala)	118
Figura 6.5 – Edifício 1: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)	119
Figura 6.6 – Edifício 1: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala).....	120
Figura 6.7 – Edifício 2: Forma do 2º ao 24º Tipo (sem escala) – cotas em centímetro	121
Figura 6.8 – Edifício 2: Corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro	122
Figura 6.9 – Edifício 2: Vista em perspectiva no TQS	123
Figura 6.10 – Edifício 2: Modos de instabilidade obtidos no SAP2000 (sem escala)	124
Figura 6.11 – Edifício 2: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)	126
Figura 6.12 – Edifício 2: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala).....	126
Figura 6.13 – Edifício 3: Forma do 2º ao 6º Tipo (sem escala) – cotas em centímetro	127
Figura 6.14 – Edifício 3: Corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro	128
Figura 6.15 – Edifício 3: Vistas em perspectiva no TQS e SAP2000	129
Figura 6.16 – Edifício 3: Modos de flambagem obtidos no SAP2000 (sem escala)	130
Figura 6.17 – Edifício 3: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)	132
Figura 6.18 – Edifício 3: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala).....	132
Figura 6.19 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - γ_z e (b) - <i>RM2M1</i>	133
Figura 6.20 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$	133
Figura 6.21 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados de frequência fundamental no TQS e SAP134	
Figura 6.22 – Edifícios reais: Taxas de variação de γ_z em relação à <i>RM2M1</i>	135
Figura 6.23 – Edifícios reais: Taxas de variação de $f_a(\lambda)$ em relação à <i>RM2M1</i>	136
Figura 6.24 – Edifícios reais: Taxas de variação do λ calculado pelo γ_z em relação ao calculado no SAP2000	137
Figura 6.25 – Edifícios reais: Comparação dos resultados de γ_z com os limites recomendados.....	140
Figura 6.26 – Edifícios reais: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$	141
Figura 6.27 – Edifícios reais: Diferenças percentuais entre os resultados de frequência fundamental.....	142
Figura 6.28 – Edifícios reais: Comparação das frequências fundamentais com o limite da NBR 6123.....	143

Figura 6.29 – Edifícios reais: Verificação da percepção humana às vibrações	144
Figura A.1 – Edifício 1: Formas do Térreo e 1º ao 7º Tipo (sem escala)	158
Figura A.2 – Edifício 1: Formas do 8º Tipo e Cobertura (sem escala)	159
Figura A.3 – Edifício 1: Formas do Reservatório e Tampa (sem escala)	160
Figura B.1 – Edifício 2: Forma do 2º Subsolo (sem escala)	163
Figura B.2 – Edifício 2: Forma do 1º Subsolo, Térreo e Pilotis (sem escala)	164
Figura B.3 – Edifício 2: Forma do Mezanino (sem escala)	165
Figura B.4 – Edifício 2: Formas do 1º Tipo e 2º ao 24º Tipos (sem escala)	166
Figura B.5 – Edifício 2: Formas do 25º Tipo e 26º ao 30º Tipos (sem escala)	167
Figura B.6 – Edifício 2: Formas da Cobertura e do Forro (sem escala)	168
Figura B.7 – Edifício 2: Formas da Cx. d'água e Tampa (sem escala)	169
Figura C.1 – Edifício 3: Forma do 3º Garagem (sem escala)	173
Figura C.2 – Edifício 3: Forma do 1º e 2º Garagem (sem escala)	174
Figura C.3 – Edifício 3: Forma do Térreo (sem escala)	175
Figura C.4 – Edifício 3: Forma da Sobreloja (sem escala)	176
Figura C.5 – Edifício 3: Forma do 1º Pavimento (sem escala)	177
Figura C.6 – Edifício 3: Formas do 2º ao 6º e do 7º Pavimentos (sem escala)	178
Figura C.7 – Edifício 3: Formas do 8º ao 19º e do 20º ao 28º Pavimentos (sem escala)	179
Figura C.8 – Edifício 3: Formas da Cobertura 01 e Cobertura 02 – Pirâmide (sem escala)	180
Figura C.9 – Edifício 3: Formas do Barrilete e da Tampa do Reservatório (sem escala)	181

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Percepção humana às vibrações induzidas pelo vento.....	53
Tabela 4.1 - Combinações últimas de carga (ELU).....	61
Tabela 4.2 - Combinações de cargas para verificação em serviço (ELS).....	61
Tabela 4.3 – Parâmetros globais calculados nos sistemas CAD/TQS e SAP2000.....	65
Tabela 5.1 – Combinações de ações para o exemplo 1.....	67
Tabela 5.2 – Exemplo 1: Resultados de γ_z	69
Tabela 5.3 – Exemplo 1: Resultados de RM2M1.....	73
Tabela 5.4 – Exemplo 1: Resultados de λ	74
Tabela 5.5 – Exemplo 1: Resultados para frequência fundamental (f_1).....	75
Tabela 5.6 – Exemplo 1: Resultados para a aceleração (a).....	76
Tabela 5.7 – Exemplo 1: Resumo dos Resultados.....	77
Tabela 5.8 – Exemplo 2: características das estruturas analisadas.....	84
Tabela 5.9 – Exemplo 2: Distâncias entre pavimentos.....	84
Tabela 5.10 – Exemplo 2: Cargas Verticais aplicadas.....	85
Tabela 5.11 – Exemplo 2: Critérios para a definição dos carregamentos devido ao vento.....	86
Tabela 5.12 – Exemplo 2: Resultados dos parâmetros globais de instabilidade - ELU.....	87
Tabela 5.13 – Exemplo 2: Resultados dos parâmetros globais para o ELS.....	88
Tabela 5.14 – Exemplo 2: Equações para a frequência fundamental em função de γ_z e λ	96
Tabela 5.15 – Exemplo 2: Relação entre o fator k e a altura total das estruturas.....	97
Tabela 5.16 – Exemplo 2: Resultados da frequência fundamental para o modelo contínuo.....	99
Tabela 5.17 – Exemplo 3: Características das estruturas analisadas.....	102
Tabela 5.18 – Exemplo 3: Distâncias entre pavimentos.....	102
Tabela 5.19 – Exemplo 3: Cargas Verticais aplicadas.....	103
Tabela 5.20 – Exemplo 3: Critérios para a definição dos carregamentos devido ao vento.....	103
Tabela 5.21 – Exemplo 3: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade.....	104
Tabela 5.22 – Exemplo 3: Resultados dos parâmetros globais para o ELS.....	104
Tabela 5.23 – Exemplo 3: resultados do cálculo de λ em função de γ_z	107
Tabela 5.24 – Exemplo 3: Comparação entre os valores de frequência fundamental.....	110
Tabela 6.1 – Edifício 1: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade.....	117
Tabela 6.2 – Edifício 1: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000.....	119
Tabela 6.3 – Edifício 1: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS.....	119
Tabela 6.4 – Edifício 2: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade.....	124
Tabela 6.5 – Edifício 2: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000.....	125
Tabela 6.6 – Edifício 2: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS.....	125
Tabela 6.7 – Edifício 3: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade.....	130
Tabela 6.8 – Edifício 3: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000.....	131
Tabela 6.9 – Edifício 3: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS.....	131

Tabela 6.10 – Edifícios reais: Resultados para o fator de amplificação $f_a(\lambda)$	136
Tabela 6.11 – Edifícios reais: Resultados do cálculo de λ em função de γ_z	137
Tabela 6.12 – Edifícios reais: Resultados para frequência fundamental	142
Tabela A.1 - Edifício 1: detalhes dos pavimentos	156
Tabela A.2 - Edifício 1: propriedades do concreto	156
Tabela A.3 - Edifício 1: cargas verticais médias de cada pavimento	157
Tabela A.4 - Edifício 1: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento.....	157
Tabela A.5 - Edifício 1: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada	157
Tabela B.1 - Edifício 2: detalhes dos pavimentos	161
Tabela B.2 - Edifício 2: propriedades do concreto	161
Tabela B.3 - Edifício 2: cargas verticais médias de cada pavimento.....	162
Tabela B.4 - Edifício 2: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento	162
Tabela B.5 - Edifício 2: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada.....	163
Tabela C.1 - Edifício 3: detalhes dos pavimentos	170
Tabela C.2 - Edifício 3: propriedades do concreto	171
Tabela C.3 - Edifício 3: cargas verticais médias de cada pavimento.....	171
Tabela C.4 - Edifício 3: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento	172
Tabela C.5 - Edifício 3: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada.....	172

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

NB	Norma Brasileira
NBR	Norma Brasileira Regulamentadora
ELU	Estado limite último
ELS	Estado limite de serviço
NLF	Não-linearidade física
NLG	Não-linearidade geométrica
COMB.	Combinação de cargas
CAD/TQS	Programa computacional para análise de estruturas de concreto armado
SAP2000	Programa computacional para análise estrutural

LISTA DE SÍMBOLOS

α_E	Parâmetro em função da natureza do agregado que influencia o módulo de elasticidade
σ	Tensão
ϵ	Deformação do concreto
$1/r$	Curvatura da seção
E_c	Módulo de elasticidade do concreto
f_{ck}	Resistência característica à compressão do concreto
E_{ci}	Módulo de elasticidade inicial do concreto
E_{cs}	Módulo de deformação secante do concreto
$(EI)_{sec}$	Rigidez secante dos elementos estruturais
I_c	Momento de inércia da seção bruta
F ou P	Carga atuante
F_{cr} ou P_{cr}	Carga crítica de flambagem
T	Período
f	Frequência
ω	Frequência angular
K	Rigidez do sistema para o cálculo da frequência
M	Massa do sistema para o cálculo da frequência
α	Parâmetro de instabilidade
γ_z	Coefficiente de avaliação da importância dos efeitos globais de segunda ordem.

$RM2M1$	Coeficiente de avaliação da relação entre os efeitos globais finais de primeira e segunda ordem obtidos a partir da análise P-Delta
λ	Fator de carga crítica global de flambagem
$f_a(\lambda)$	Fator de amplificação dos esforços de primeira ordem em função de λ
$d_{h,topo}$	Deslocamento horizontal no topo da edificação
$d_{h,pav}$	Deslocamento horizontal entre dois pavimentos consecutivos
ψ_1	Fator de redução de combinação frequente para ELS
f_1	Frequência fundamental
T_1	Período fundamental
a	Aceleração máxima para verificação do conforto humano
γ_f	Coeficiente de ponderação das ações
γ_{f3}	Parcela do coeficiente de ponderação das ações que considera as aproximações feitas em projeto
S_2	Fator usado no cálculo da força devido ao vento que considera a influência da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno
$[K]$	Matriz de rigidez
$[K_e]$	Matriz de rigidez elástica
$[K_g]$	Matriz de rigidez geométrica
$[M]$	Matriz de massa
$\{d\}$	Vetor de deslocamentos
$\{\Phi\}$	Vetor dos modos de vibração

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	19
1.1. Considerações iniciais	19
1.2. Justificativa.....	22
1.3. Objetivos	23
1.3.1. Geral	23
1.3.2. Específicos	24
1.4. Estrutura da dissertação	25
2. CONCEITOS PRELIMINARES	26
2.1. Análise não-linear.....	26
2.1.1. Não-linearidade física (NLF)	27
2.1.2. Não-linearidade geométrica (NLG)	29
2.2. Instabilidade estrutural	31
2.2.1. Carga crítica de flambagem.....	31
2.2.2. Tipos de instabilidade estrutural	32
2.3. Análise dinâmica	35
2.3.1. Vibrações.....	35
2.3.2. Frequência	37
2.4. Recomendações da NBR 6118 (2014) para análise global de edifícios.....	38
2.4.1. Não-linearidade física	38
2.4.2. Classificação das estruturas quanto à mobilidade lateral	39
2.4.3. Contraventamento	39
2.4.4. Parâmetro de instabilidade α	41

3. PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO	42
3.1. Parâmetros de controle da estabilidade global	42
3.1.1. Coeficiente γ_z	42
3.1.2. Coeficiente $RM2M1$	44
3.1.3. Fator de carga crítica (λ)	46
3.2. Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais	48
3.2.1. Deslocamento horizontal do edifício como um todo ($d_{h,topo}$).....	49
3.2.2. Deslocamento horizontal entre pavimentos ($d_{h,pav}$).....	49
3.3. Parâmetros de controle das vibrações	49
3.3.1. Frequência fundamental (f_1).....	49
3.3.2. Aceleração	51
4. METODOLOGIA APLICADA.....	54
4.1. Aspectos gerais.....	54
4.2. Metodologia.....	54
4.2.1. Análise no TQS	55
4.2.2. Análise no SAP2000	62
4.2.3. Resumo dos parâmetros calculados em cada <i>Software</i>	65
5. ANÁLISE DE ESTRUTURAS SIMPLIFICADAS	66
5.1. Exemplo 1.....	66
5.1.1. Coeficiente γ_z	69
5.1.2. Coeficiente $RM2M1$	69
5.1.3. Fator de carga crítica (λ)	73
5.1.4. Deslocamento horizontal ($d_{h,topo}$).....	74
5.1.5. Frequência fundamental (f_1)	75
5.1.6. Aceleração (a).....	75
5.1.7. Avaliação dos resultados	76

5.2. Exemplo 2.....	82
5.2.1. Resultados	87
5.2.2. Avaliação dos resultados	89
5.3. Exemplo 3.....	102
5.3.1. Resultados	103
5.3.2. Avaliação dos resultados	105
6. ANÁLISE DE EDIFÍCIOS REAIS EM CONCRETO ARMADO	114
6.1. Edifício 1	114
6.1.1. Descrição da estrutura	114
6.1.2. Resultados	117
6.2. Edifício 2	121
6.2.1. Descrição da estrutura	121
6.2.2. Resultados	124
6.3. Edifício 3	127
6.3.1. Descrição da estrutura	127
6.3.2. Resultados	130
6.4. Avaliação dos resultados	133
6.4.1. Comparação entre os resultados no TQS e no SAP2000	133
6.4.2. Análise dos parâmetros de controle no ELU.....	135
6.4.3. Análise dos parâmetros de controle no ELS	140
7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	146
7.1. Conclusões.....	146
7.2. Sugestões para novas pesquisas	149
REFERÊNCIAS	150

APÊNDICE A – Edifício 1	156
A.1. Descrição do Edifício	156
A.2. Ações	156
A.3. Desenhos das formas	158
APÊNDICE B – Edifício 2	161
B.1. Descrição do Edifício	161
B.2. Ações	162
B.3. Desenhos das formas	163
APÊNDICE C – Edifício 3	170
C.1. Descrição do Edifício	170
C.2. Ações	171
C.3. Desenhos das formas	173

1. INTRODUÇÃO

1.1. Considerações iniciais

A verificação do comportamento global dos edifícios em concreto sempre foi uma das etapas mais complicadas da análise estrutural, devido a existência de diversos fenômenos físicos causadores de efeitos dos mais variados tipos nas estruturas, que muitas vezes não podem ser previstos com tanta facilidade.

Ao longo dos anos, várias metodologias foram desenvolvidas visando obter parâmetros que auxiliem os engenheiros no controle do comportamento estrutural, sobretudo nos edifícios mais altos, por serem os tipos de edificação que mais sofrem com a ação de agentes externos, como os efeitos do vento.

Inicialmente, buscavam-se métodos mais simples, que facilitassem ao máximo a análise estrutural. Para automatizar os cálculos, os engenheiros recorriam a certos artifícios como a utilização de régua de cálculo ou calculadoras programáveis, já que não existiam computadores que realizassem os processamentos com tanta rapidez e precisão como nos dias atuais. A consequência disso era a existência de grande limitação quanto aos modelos que poderiam ser analisados e, apesar das simplificações impostas, os cálculos ainda demoravam dias para serem processados (KIMURA, 2007).

Na análise global, a preocupação maior sempre esteve voltada para o controle da estabilidade, pois esta reflete diretamente na garantia da segurança estrutural. De acordo com Vasconcelos (2006), os estudos envolvendo a estabilidade global tiveram início com um trabalho publicado por Hubert Beck e Gert König em 1967, onde foi definido o coeficiente de instabilidade α , parâmetro empregado basicamente na classificação das estruturas como muito ou pouco deslocáveis. Caso a estrutura fosse admitida como pouco deslocável, os esforços adicionais provenientes dos efeitos globais de segunda ordem poderiam ser desprezados. Até hoje, a norma brasileira em vigor atualmente ainda permite a utilização deste parâmetro para a verificação da importância dos efeitos de segunda ordem.

Em 1975, Langendonck (apud VASCONCELOS, 1997) propôs um modelo de análise da estabilidade global baseado na flambagem geral de pórticos. A relação entre a carga global de flambagem e a carga total atuante deveria obedecer a um determinado limite de segurança.

Segundo Vasconcelos (2006), a antiga NB-1 (Norma Brasileira que antecedeu a NBR 6118) fixava um coeficiente de segurança à flambagem no valor de 3 (três). O autor também afirma que essa metodologia de análise tornou-se obsoleta com o passar dos anos, dando lugar a avaliação por meio do dimensionamento em flexão composta normal, que inclui os efeitos de segunda ordem, por ter demonstrado ser uma maneira mais eficiente de análise.

No início da década de 1990, Franco e Vasconcelos (1991) apresentaram pela primeira vez o coeficiente γ_z , cuja principal vantagem é que, além de indicar o grau de estabilidade da estrutura, poderia ser empregado para avaliar a amplificação dos momentos de primeira ordem sem que uma análise de segunda ordem fosse necessária. A princípio, o limite estipulado para este coeficiente foi de 1,20. No entanto, Carmo (1995) propôs a ampliação para 1,30. Vasconcelos (1997) afirmava que valores acima deste último não são recomendáveis, pelo risco de haver vibrações excessivas provocadas pelas forças horizontais nas estruturas.

Quanto ao cenário internacional, a estabilidade global é tratada de maneiras diferentes nos EUA e na Europa. Enquanto no Eurocode 2 (2004) a estrutura deverá ser analisada como um todo e não existe limite superior para a magnitude dos efeitos globais de segunda ordem, no ACI 318 (2015) a importância desses efeitos é avaliada por pavimento. Além disso, este Código recomenda que a relação entre os momentos totais de segunda e primeira ordem no edifício, por motivo de segurança, não deve ultrapassar 40%.

Além da preocupação com os problemas envolvendo a estabilidade global, outros problemas, não menos importantes, passaram a ser vistos com mais critério por pesquisadores e engenheiros. Destacam-se os problemas provenientes do deslocamento lateral excessivo dos edifícios e também os problemas dinâmicos provocados pelas rajadas de vento.

Os deslocamentos laterais devem ser limitados nas estruturas em virtude dos problemas que podem causar nos elementos não estruturais, sobretudo nas paredes de alvenaria. Essas limitações normalmente são dadas em função da altura total do edifício, quando se deseja avaliar a flecha no topo da estrutura, ou ainda em função da altura entre dois pavimentos consecutivos, quando a pretensão é verificar a flecha entre tais pisos. A NBR 6118 (2014) indica restrições para ambas as situações.

Carmo (1995) comenta que desde a década de 1930, a relação entre deslocamento e altura vem sendo tomada como um parâmetro de restrição nas estruturas, inclusive, durante muito tempo, foi empregada na verificação da estabilidade global. Entretanto, a autora alerta que esta aplicação não é recomendável, em razão da falta de limites apropriados para este fim.

Com relação aos efeitos dinâmicos, oriundos das variações de velocidade do vento, os parâmetros mais adequados para a sua análise são a frequência fundamental (ou ainda o período fundamental, que é o inverso da frequência) e a aceleração máxima do edifício. O primeiro é utilizado para avaliar o efeito de ressonância nas estruturas enquanto que o segundo é utilizado no controle das vibrações excessivas, para evitar o desconforto humano.

A NBR 6123 (1988) apresenta dois modelos aproximados para a consideração dos efeitos dinâmicos devido ao vento nas estruturas. Um modelo mais simples, chamado “modelo contínuo simplificado” que é aplicável somente em estruturas com propriedades constantes ao longo da altura, e o segundo, com cálculo mais trabalhoso, chamado “modelo discreto”, utilizado no cálculo de estruturas com propriedades variáveis.

Ambos os métodos consideram a ação dinâmica do vento de forma bastante simplificada. Em 1993, Franco (apud FRANCO e MEDEIROS, 2014) publica um importante trabalho no qual apresenta o “método do vento sintético”, que permite a consideração dos efeitos dinâmicos de maneira mais refinada, através de funções harmônicas, a partir das quais é possível a obtenção das respostas da estrutura em termos de deslocamento, velocidade e aceleração no domínio do tempo.

Atualmente, os avanços na área de informática permitem a obtenção de um diagnóstico quase que completo e integrado das estruturas, em um intervalo de tempo relativamente baixo. É possível determinar diversos parâmetros que servem de referência para os mais variados tipos de problemas, sejam eles estáticos ou dinâmicos, relacionados à ruína ou à utilização.

É nesse cenário que se desenvolve este trabalho, cuja proposta é discutir a respeito dos principais parâmetros globais de projeto recomendados para o controle dos problemas a que as estruturas frequentemente estão submetidas.

No estudo da estabilidade global serão tratados os coeficientes γ_z e $RM2M1$, que avaliam a intensidade dos efeitos globais de segunda ordem através de análise linear e não-linear geométrica, respectivamente. Além disso, serão analisados os correspondentes fatores de carga crítica globais de flambagem. No campo das deformações excessivas serão avaliados os deslocamentos horizontais no topo e entre pavimentos consecutivos das edificações. Quanto às vibrações excessivas estudam-se a frequência fundamental e a aceleração máxima para verificação do conforto humano.

Esses parâmetros serão avaliados em estruturas com diferentes graus de rigidez e altura com o intuito de verificar suas situações em relação aos limites normativos. Além disso, são propostas algumas equações simplificadas para o cálculo do fator de carga crítica e da

frequência fundamental em função do coeficiente γ_z , desenvolvidas com base nos resultados obtidos em diversos casos idealizados de estruturas.

Em seguida, são analisadas estruturas de edifícios reais de concreto armado localizados na cidade de Belém do Pará. Nestas, os resultados refinados, obtidos computacionalmente, são comparados com os resultados de métodos simplificados propostos em norma e também com os calculados através das equações aproximadas propostas. As análises mostraram que as equações desenvolvidas ofereceram resultados satisfatórios. Além disso, foi constatado que podem ocorrer casos onde a situação mais crítica de instabilidade do edifício é torsional, e não de translação como costuma-se esperar.

1.2. Justificativa

Os parâmetros globais de projeto são bastante úteis na verificação de determinadas situações as quais normalmente estão expostas as estruturas, assim como na tomada de decisão das soluções possíveis. Além disso, ajudam no desenvolvimento da sensibilidade, por parte dos Engenheiros, com relação ao comportamento estrutural, através da comparação entre resultados de estruturas com características semelhantes.

Esses benefícios, aliados à facilidade com que as estruturas podem ser modeladas e processadas em *Softwares* de análise, somam valorosa colaboração aos engenheiros estruturais nas análises globais, pois, em poucos minutos, é possível obter um panorama geral da situação das estruturas em relação aos problemas a que estão submetidas.

Contudo, não basta apenas processar um edifício em um *Software* e obter valores quaisquer sem o prévio conhecimento do que significam, ou ainda, não saber se os resultados são coerentes com o comportamento que se espera da estrutura. É importante que se tenha embasamento suficiente para poder realizar as análises com clareza e eficiência.

Com base no contexto apresentado, encontra-se justificativa para o desenvolvimento deste trabalho. Espera-se que este possa contribuir significativamente no campo da análise global das estruturas em concreto armado, fornecendo informações aos engenheiros para que possam realizar suas análises de forma mais criteriosa, e com maior segurança.

1.3. Objetivos

1.3.1. Geral

Este trabalho tem como objetivo principal a análise global de edifícios em concreto armado tendo como base parâmetros de projeto, que servem de auxílio na verificação do comportamento estrutural e na tomada de medidas preventivas contra os possíveis danos oriundos dos efeitos gerados pelas ações externas. Em específico, serão analisados os parâmetros enumerados abaixo.

- I. Estabilidade global (ELU):
 - a. Coeficiente γ_z – obtido na análise linear.
 - b. Coeficiente $RM2M1$ – gerado a partir de análise não linear geométrica.
 - c. Fator de carga crítica global de flambagem λ – Calculado através da análise de instabilidade elástica.
- II. Deformações excessivas (ELS):
 - a. Deslocamentos horizontais no topo de Edifícios e entre dois andares consecutivos – ambos obtidos por meio de análise linear.
- III. Vibrações excessivas (ELS):
 - a. Frequência fundamental – pela análise modal e por equações aproximadas.
 - b. Aceleração – obtida de forma simplificada por critérios simplificados recomendados na NBR 6123 (1988).

A partir das análises desses parâmetros, busca-se estabelecer comparações entre os resultados e verificar as situações mais desfavoráveis em relação aos limites recomendados pelas Normas Brasileiras. Assim, pretende-se fornecer aos Engenheiros informações suficientes para que possam ponderar com qualidade acerca das soluções mais adequadas que impeçam o surgimento de danos que afetem a segurança e o desempenho das estruturas.

1.3.2. Específicos

Analisar os parâmetros globais de projeto em um exemplo simples de uma barra reta engastada em uma extremidade e livre na outra. Com esse estudo, pretende-se mostrar, de maneira simples, a aplicação dos conceitos envolvidos e despertar a sensibilidade quanto aos resultados esperados em estruturas mais complexas.

Em estruturas idealizadas, formadas por pórticos espaciais, verificar os resultados obtidos em dois *softwares* de análise: o TQS e o SAP2000. Com os valores obtidos procura-se estabelecer relações entre os parâmetros estudados para a montagem de equações aproximadas que poderão servir de auxílio para a validação dos resultados refinados obtidos por análises computacionais.

Avaliar as equações aproximadas propostas em estruturas reais de Edifícios de concreto armado, buscando verificar se as diferenças encontradas nos resultados são aceitáveis quando comparados aos obtidos na análise computacional.

Relacionar os resultados aferidos com os limites normativos recomendados, tanto para as estruturas simplificadas quanto para as estruturas reais, a fim de avaliar a segurança quanto aos problemas que normalmente afetam os edifícios de concreto armado, do ponto de vista global.

1.4. Estrutura da dissertação

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

No capítulo 2 é feita uma revisão de alguns conceitos básicos referentes aos parâmetros globais estudados. Também são abordadas as principais recomendações indicadas na NBR 6118 (2014) para a análise global das estruturas de concreto armado.

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

No capítulo 4 é apresentada toda a metodologia empregada nas análises dos parâmetros globais nos *Softwares* TQS e SAP2000, inclusive os critérios adotados para as combinações de carregamentos e para a modelagem das estruturas.

O capítulo 5 apresenta os estudos dos parâmetros globais realizados em estruturas simplificadas, onde são estabelecidas algumas correlações entre estes. Inicia-se pelo caso mais simples de um sistema com somente um grau de liberdade, evoluindo, posteriormente, para estruturas formadas por pórticos tridimensionais.

No capítulo 6, as análises dos parâmetros globais são estendidas a estruturas reais de edifícios em concreto armado situados na cidade de Belém do Pará, com o intuito de verificar as correlações estabelecidas e comparar os resultados com os limites normativos.

Finalmente, no capítulo 7 são apresentadas as principais conclusões atingidas com este trabalho, além de algumas sugestões para novas pesquisas.

Nos apêndices são descritas as principais características dos Edifícios reais utilizados, juntamente com a apresentação das diferentes formas estruturais de cada edifício.

2. CONCEITOS PRELIMINARES

Neste capítulo, é apresentada uma breve revisão da teoria que será utilizada como base no desenvolvimento deste trabalho. Serão abordados os principais conceitos relacionados ao comportamento dos edifícios com estruturas de concreto armado, como as não-linearidades física e geométrica e o estudo da instabilidade estrutural. Também serão apresentadas algumas definições importante referentes à análise das vibrações. Por fim, são apresentadas as principais recomendações da NBR 6118 (2014) para análise global de edifícios de concreto.

2.1. Análise não-linear

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

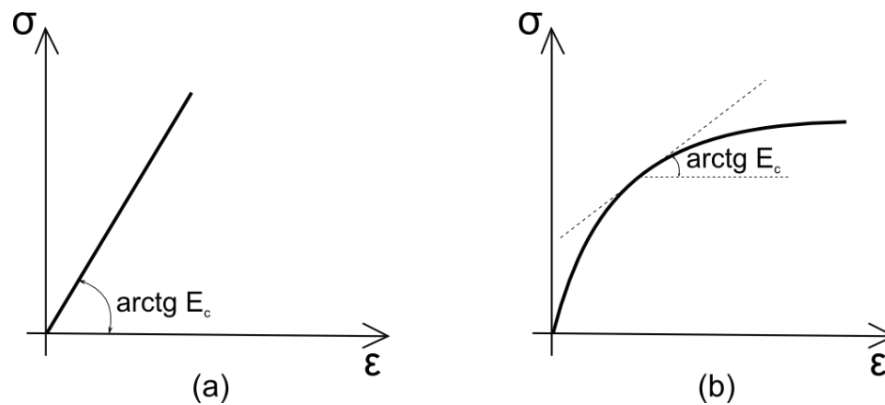
Apesar dessa consideração ser permitida em um grande número de sistemas estruturais, a adoção dessas hipóteses nas estruturas mais flexíveis poderá levar a resultados contra a segurança, pois nesses casos, os efeitos não-lineares presentes passam a exercer grande importância no comportamento final.

As não-linearidades mais importantes nas estruturas de concreto armado moldados *in loco* são a não-linearidade física (NLF) e a não-linearidade geométrica (NLG). Ambos os conceitos serão definidos nos próximos itens.

2.1.1. Não-linearidade física (NLF)

A não-linearidade física é proveniente do comportamento não-linear dos materiais quando submetidos a acréscimos de tensões e, conseqüentemente de deformações. Isso significa que não existe proporcionalidade entre as tensões e as deformações. Na figura 2.1 é mostrado um exemplo em que se pode observar a diferença entre os diagramas de tensão x deformação para um material com comportamentos linear e não-linear.

Figura 2.1 – Diagramas tensão x deformação. (a) – linear; (b) - não-linear



Fonte: Autor

Na figura 2.1-(a) o módulo de elasticidade é constante e igual a:

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

Entretanto, na figura 2.1-(b) o valor do módulo passa a ser variável para diferentes níveis de tensão e deverá ser calculado em função do ângulo formado pela reta tangente à curva no ponto considerado, ou seja:

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

Nas estruturas usuais de concreto, onde os deslocamentos em serviço são normalmente pequenos, é satisfatório adotar um valor único aproximado para o módulo de elasticidade, independentemente dos níveis de tensão aplicados.

A NBR 6118 (2014) sugere a utilização dos módulos tangente inicial (E_{ci}) ou de deformação secante (E_{cs}) definidos pela NBR 8522 (2008) – Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão. Na falta de ensaios, o módulo de elasticidade inicial pode ser estimado através das seguintes expressões:

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

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

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

$$\alpha_E = 1,2 \text{ para basalto e diabásio}$$

$$\alpha_E = 1,0 \text{ para granito e gnaisse}$$

$$\alpha_E = 0,9 \text{ para calcário}$$

$$\alpha_E = 0,7 \text{ para arenito}$$

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

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

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

em que:

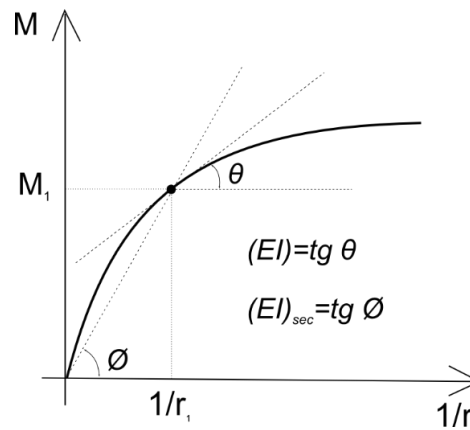
$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (2.6)$$

Outro fator preponderante para a não-linearidade física é a fissuração dos elementos submetidos à flexão, devido a redução do momento de inércia da seção bruta da peça ocasionada por este fenômeno, afetando a rigidez à medida em que aumentam as solicitações.

Como os elementos de concreto são predominantemente submetidos a esforços de flexão (simples ou composta), torna-se necessária a avaliação da não-linearidade física através de diagramas momento-curvatura, nos casos em que os elementos estruturais estão submetidos à esforços de flexão simples, ou ainda de diagramas normal-momento-curvatura, para elementos submetidos à flexão composta, como os pilares. Em ambos os casos a resposta é dada através da rigidez (EI) dos elementos estruturais, proveniente da associação entre módulo de elasticidade e momento de inércia à flexão dos elementos.

Na figura 2.2 é mostrada a relação não-linear existente entre momento e curvatura nas estruturas de concreto. No gráfico, observa-se como a rigidez à flexão (EI) varia em função do nível de sollicitação aplicado.

Figura 2.2 – Diagrama momento-curvatura



Fonte: Autor

A montagem dos diagramas momento-curvatura depende do conhecimento prévio das armaduras que compõem a seção dos elementos, fato esse que inviabiliza o seu emprego nas análises iniciais da estrutura, já que nesta fase não se tem ainda o conhecimento das armaduras definitivas. Além disso, a consideração de diferentes valores de rigidez para cada nível de sollicitação ao longo das seções dos elementos estruturais tornaria o cálculo bastante oneroso.

Em virtude desses problemas, costuma-se aplicar valores constantes de rigidez para a consideração da não-linearidade física de maneira aproximada nas análises globais das estruturas. No item 2.4.1 serão apresentadas as recomendações da NBR 6118 (2014) para a aplicação desse processo.

2.1.2. Não-linearidade geométrica (NLG)

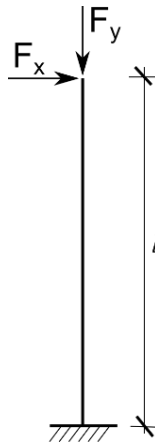
Assim como a não-linearidade física, a não-linearidade geométrica também acarreta efeitos não-lineares na estrutura, entretanto, dessa vez a resposta é oriunda da mudança na sua configuração geométrica à medida em que o carregamento é aplicado. Esses efeitos são pouco preponderantes em estruturas com pequena deslocabilidade, mas podem ser bastante significativos nos casos de edifícios esbeltos, de grande flexibilidade.

Na análise global, quando se consideram os efeitos da não-linearidade geométrica, surgem esforços adicionais na estrutura, decorrentes dos deslocamentos horizontais provocados

pela ação dos carregamentos verticais. Esses esforços são denominados de *efeitos globais de segunda ordem* ou ainda de *efeitos P-Delta* ($P - \Delta$).

Os efeitos da não-linearidade geométrica são facilmente notados quando se estuda o equilíbrio da barra vertical engastada-livre mostrada na figura 2.3, onde atuam simultaneamente uma força vertical e outra horizontal na sua extremidade livre.

Figura 2.3 – Barra vertical indeformada



Fonte: Autor

Admitindo o equilíbrio da barra na configuração indeformada, obtém-se o momento de primeira ordem M_1 indicado na equação (2.7):

$$M_1 = F_x \cdot l \quad (2.7)$$

Com a ação da força horizontal, a barra passa a apresentar um deslocamento de primeira ordem x na sua extremidade livre, conforme mostra a figura 2.4.

Figura 2.4 – Barra vertical deformada



Fonte: Autor

Ao se analisar novamente o equilíbrio da barra, dessa vez considerando sua configuração deformada, surgirá então um acréscimo de momento na base da barra, igual à:

$$M_2 = F_y \cdot x \quad (2.8)$$

O momento final na base é então calculado de acordo com a equação (2.9):

$$M_f = M_1 + M_2 \quad (2.9)$$

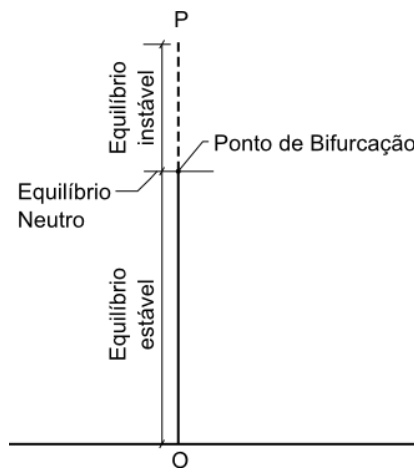
Como observa-se, o momento final será dado pela soma da parcela de primeira ordem M_1 mais o acréscimo de momento M_2 , chamado momento de segunda ordem, pois é consequência da deformação da barra. Portanto, a análise não-linear geométrica é o estudo que leva em consideração os efeitos de segunda ordem no estudo do equilíbrio das estruturas.

2.2. Instabilidade estrutural

2.2.1. Carga crítica de flambagem

O estudo da carga crítica de flambagem foi realizado pela primeira vez pelo matemático Leonard Euler em 1744, no qual verificou a estabilidade de barras retas através de análise linear (REIS e CAMOTIM, 2001, p. 38). Euler observou que a partir de um determinado valor de carga, ocorria uma mudança na configuração de equilíbrio da barra, passando de um estado estável para outro instável, como indicado no esquema da figura 2.5.

Figura 2.5 – Diagrama de configurações de equilíbrio



Fonte: (HIBBELER, 2010) - adaptada pelo autor

A carga crítica de flambagem, também conhecida como *Carga Crítica de Euler*, caracteriza a mudança da condição de equilíbrio da estrutura. O seu valor para uma coluna ideal (sem imperfeições geométricas, com material homogêneo e com a carga agindo no centróide da seção) é calculado pela seguinte equação:

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} \quad (2.10)$$

onde l_0 é o comprimento de flambagem da coluna.

2.2.2. Tipos de instabilidade estrutural

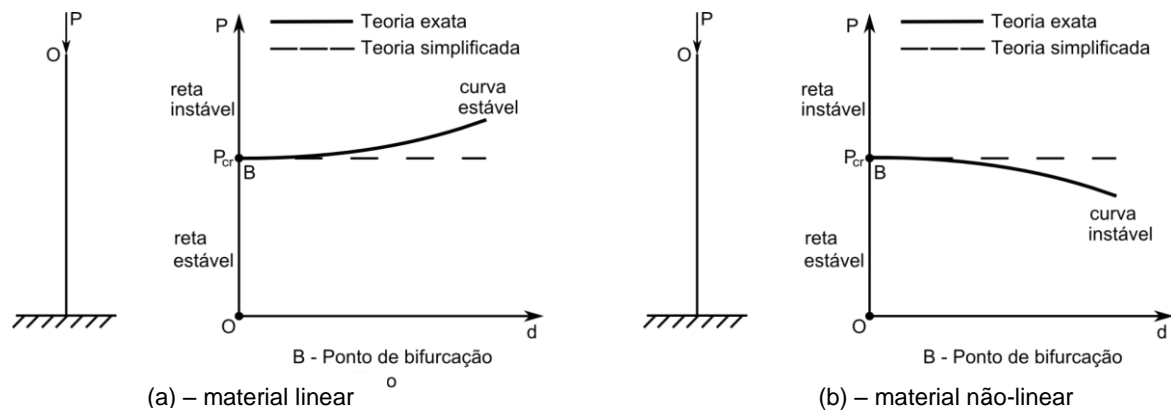
2.2.2.1. Bifurcação do equilíbrio

Neste tipo de instabilidade, ao exceder a carga crítica, o carregamento agindo sob a estrutura sem imperfeições geométricas iniciais, provoca uma bifurcação do equilíbrio, inicialmente estável, em outros dois estados possíveis: um instável, onde a estrutura permanece na sua configuração indeformada, e outro estável, com a mesma na forma fletida.

O problema de bifurcação do equilíbrio poderá ocorrer em estruturas tanto no regime elástico (material elástico linear) quanto no regime elasto-plástico (material de comportamento não-linear), apresentando diferença somente no comportamento após o alcance do ponto de bifurcação. No primeiro caso, o trecho estável da curva carga-deslocamento é crescente, já para o segundo caso a curva é decrescente.

Franco (1985) apresenta os diagramas carga-deslocamento para o exemplo simples de uma barra reta com material linear e não-linear respectivamente, sem imperfeições geométricas iniciais e com uma carga axial P aplicada, conforme mostrado na figura 2.6.

Franco (1995) afirma que para edifícios altos, os problemas de instabilidade com bifurcação do equilíbrio não são motivos de preocupação para os engenheiros, argumentando que a relação entre carregamento global crítico e carregamento característico de uma estrutura projetada adequadamente é da ordem de 7 (sete) ou mais. O autor também alega ter encontrado, em estruturas aparentemente esbeltas, valores entre 15 (quinze) e 20 (vinte) e que sendo assim, deverá se ter cuidado somente quanto aos problemas de ponto limite e de segunda ordem.

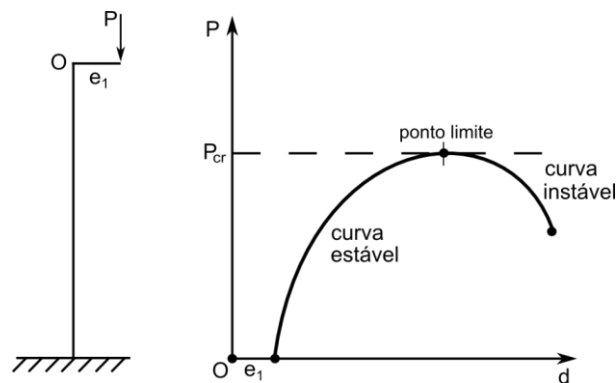
Figura 2.6 – Bifurcação do equilíbrio

Fonte: (FRANCO, 1985) - adaptada pelo autor

2.2.2.2. Ponto limite

Para estruturas de material não-linear com imperfeições geométricas iniciais não ocorrerá a bifurcação do equilíbrio. A existência de tais imperfeições reduz a carga crítica de instabilidade, e o problema de bifurcação torna-se um problema de ponto limite (REIS e CAMOTIM, 2001, p. 29).

Na figura 2.7 é apresentado o comportamento típico de uma coluna esbelta submetida a uma carga axial excêntrica P . Para carregamentos menores que o crítico, existem duas formas possíveis de equilíbrio, ambas na forma fletida. A primeira é caracterizada por um equilíbrio estável e a segunda, instável. Para cargas superiores à crítica o equilíbrio torna-se impossível.

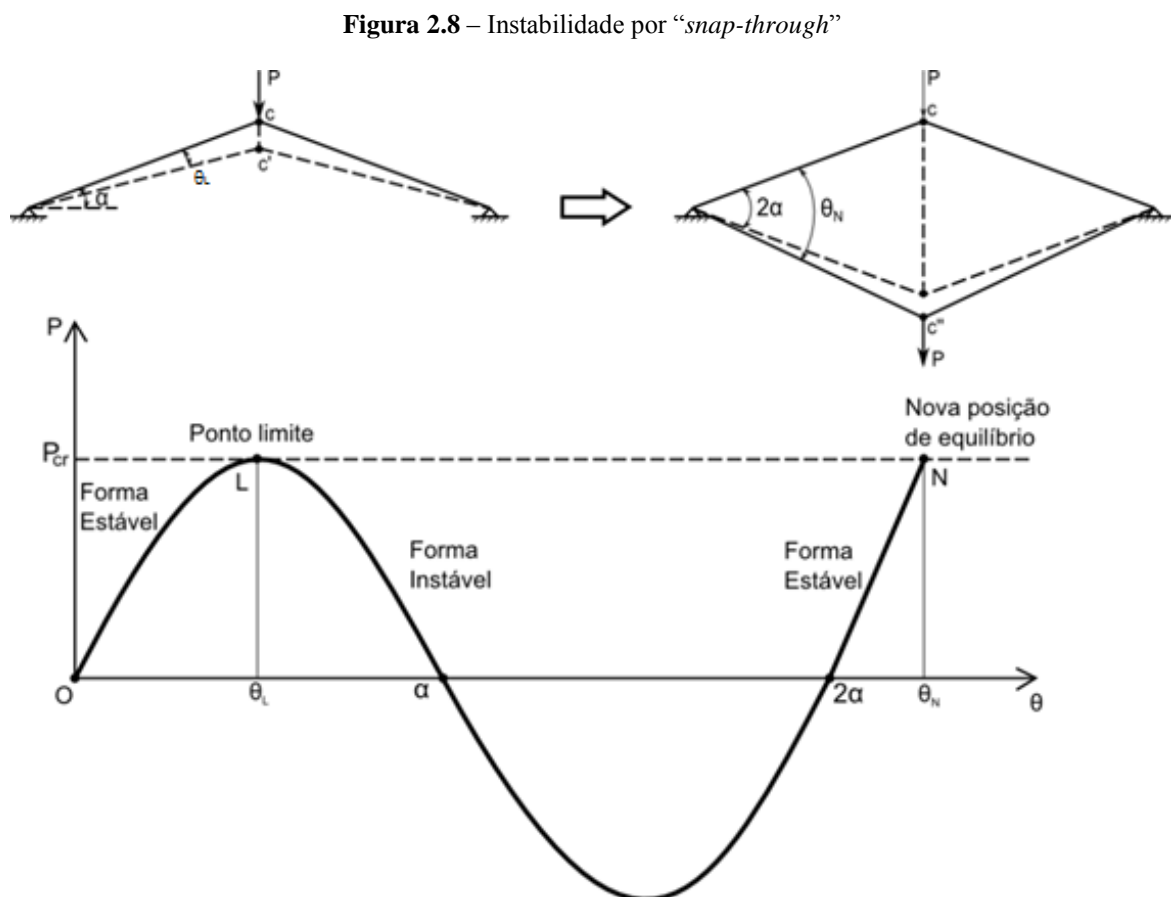
Figura 2.7 – Problema de ponto limite

Fonte: (FRANCO, 1985) - adaptada pelo autor

2.2.2.3. Instabilidade por “snap-through”

A perda de estabilidade por “*snap-through*” (também chamada de ponto limite com reversão) é característica de alguns tipos particulares de estruturas, normalmente as de ângulo abatido ou formadas por casca, condições estas que não ocorrem nos edifícios de concreto armado. Este problema se caracteriza pela mudança brusca de uma configuração de equilíbrio estável para outra, também estável, afastada da sua configuração geométrica inicial, quando é atingido o carregamento crítico.

Na figura 2.8 é apresentado o exemplo clássico de uma treliça bi-apoiada com ângulo abatido. Se a carga axial P for aumentada progressivamente até atingir o valor crítico, no ponto limite L , ocorrerá uma mudança brusca da posição deformada para uma nova configuração de equilíbrio, também estável, no ponto N .

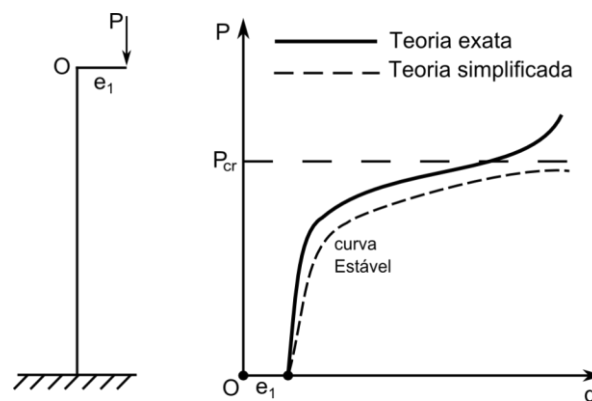


Fonte: (FRANCO, 1985) - adaptada pelo autor

2.2.2.4. Problemas de segunda ordem

Franco (1985) define ainda como problemas de 2ª ordem os casos de estruturas com imperfeições geométricas ou qualquer outra forma de carregamento excêntrico inicial, em que a ruína se dará por flexão composta antes da perda de estabilidade. Essas situações poderão ocorrer em estruturas de material elástico-linear ou não-linear. Neste último caso, com a condição de que a esbeltez seja pequena. Na figura 2.9 é mostrado um exemplo desse problema para uma barra reta carregada excêntricamente.

Figura 2.9 – Problema de 2ª ordem



Fonte: (FRANCO, 1985) - adaptada pelo autor

2.3. Análise dinâmica

2.3.1. Vibrações

De acordo com Rao (2008), vibração ou oscilação é qualquer movimento que se repita após um intervalo de tempo. Quanto à existência ou não de excitação durante a oscilação, esta pode ser classificada em livre ou forçada. As vibrações livres (ou naturais) ocorrem quando o um sistema, após uma perturbação inicial, continua a vibrar mesmo sem a ação de uma força externa. As vibrações forçadas (ou induzidas) são aquelas causadas pela ação de uma força externa. No caso dos edifícios de concreto armado situados no Brasil, a principal força externa é a ação do vento.

Com relação a presença ou não de amortecimento, as vibrações são classificadas em amortecidas ou não-amortecidas. No primeiro caso ocorre perda ou dissipação de energia por atrito ou outra forma de resistência durante a oscilação. No segundo caso não ocorre essa perda de energia. É importante destacar que, na prática, a vibração de qualquer sistema será sempre amortecida, porém, em certas situações o amortecimento é tão pequeno que pode ser desprezado para a maioria das finalidades de engenharia.

O controle das vibrações está associado ao risco de colapso por ressonância, pelo fato de este fenômeno induzir deformações excessivas na estrutura, causadas por vibrações de grande amplitude. A ressonância ocorrerá quando a frequência natural de vibração não amortecida coincidir com a frequência da carga externa atuante (CLOUGH e PENZIEN, 2003). Daí a importância do conhecimento das frequências naturais das estruturas, bem como das frequências de excitação.

De forma a enfatizar a importância do efeito de ressonância, Rao (2008) relata um fato ocorrido no ano de 1940, em que a ponte Tacoma Narrows (ver figura 2.10), nos Estados Unidos, sofreu colapso devido as vibrações excessivas provocadas pelo vento, desencadeadas pelo fenômeno de ressonância.

Figura 2.10 – Ponte Tacoma News



Fonte: Rao (2008)

Além da ressonância, outro fator que eleva a importância do estudo das vibrações é o desconforto que estas, ao se tornarem excessivas, podem causar aos seres humanos quando estes integram o sistema estrutural. No caso da avaliação global dos edifícios, esse problema pode ser evitado através do controle das acelerações máximas causadas pelas rajadas de vento, assunto esse que será tratado no capítulo 3.

2.3.2. Frequência

A frequência é uma importante propriedade na análise das vibrações nas estruturas. É definida como o número de oscilações por segundo e possui como unidade de medida o hertz (Hz). Outra grandeza importante na avaliação das vibrações é o período, definido como o tempo necessário para que se complete um ciclo de vibração livre, ou seja:

$$T = \frac{1}{f} \quad (2.11)$$

A frequência angular, medida em radianos por segundo (rad/s) é dada por:

$$\omega = 2\pi f = \frac{2\pi}{T} \quad (2.12)$$

Quando um movimento se repete regularmente em um intervalo de tempo é chamado de *movimento harmônico*. Para os casos mais simples (sistemas com um grau de liberdade), o movimento periódico é denominado *movimento harmônico simples* (CLOUGH e PENZIEN, 2003). Nesses casos, a frequência do sistema pode ser calculada simplificada pela seguinte equação:

$$f = \frac{1}{2\pi} \cdot \omega = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.13)$$

em que K é a rigidez e M é a massa do sistema.

2.4. Recomendações da NBR 6118 (2014) para análise global de edifícios

2.4.1. Não-linearidade física

A NBR 6118 (2014) estabelece que é obrigatória a consideração da não-linearidade física nas estruturas de concreto. Para análise dos esforços globais de segunda ordem nas estruturas reticuladas com mínimo quatro andares, este efeito pode ser considerado de maneira aproximada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, tomando-se como base os seguintes valores:

$$\text{Lajes:} \quad (EI)_{sec} = 0,3E_{ci}I_c \quad (2.14)$$

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{sec} = 0,4E_{ci}I_c \text{ para } A'_s \neq A_s \text{ e} \quad (2.15)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5E_{ci}I_c \text{ para } A'_s = A_s \quad (2.16)$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{sec} = 0,8E_{ci}I_c \quad (2.17)$$

onde I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo quando for o caso, as mesas colaborantes e E_{ci} é o módulo de elasticidade inicial do concreto, cuja equação já foi apresentado no item 2.1.1.

A Norma adverte que estes valores são aproximados, e que por isso, somente devem ser utilizados na análise global. Também é importante ressaltar que tais reduções não precisam ser utilizadas para as análises no estado-limite de serviço, pois nesses casos é permitida a consideração do comportamento linear dos materiais nas análises globais.

Em virtude das dificuldades de implementação de uma análise não-linear mais refinada, este critério simplificado será adotado neste trabalho nas análises globais dos exemplos utilizados, para a consideração da não-linearidade física.

2.4.2. Classificação das estruturas quanto à mobilidade lateral

A NBR 6118 (2014) especifica que, para efeito de cálculo, as estruturas podem ser classificadas como de nós fixos ou de nós móveis. As estruturas de nós fixos são aquelas em que os efeitos globais de segunda ordem são inferiores a 10% dos de primeira ordem e por isso poderão ser desprezados na análise estrutural. Em contrapartida, nas estruturas de nós móveis, os efeitos de segunda ordem deverão ser obrigatoriamente levados em conta na análise global.

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

Franco (1985) alerta para a importância de não se confundir o conceito de deslocabilidade lateral (já conhecido da teoria das estruturas) com o de mobilidade lateral (avaliação da importância dos efeitos globais de segunda ordem), explicando que em geral a estrutura de um edifício é sempre de nós deslocáveis, mesmo que no cálculo seja considerada como de nós fixos e, conseqüentemente, tendo seus efeitos de segunda ordem desprezados.

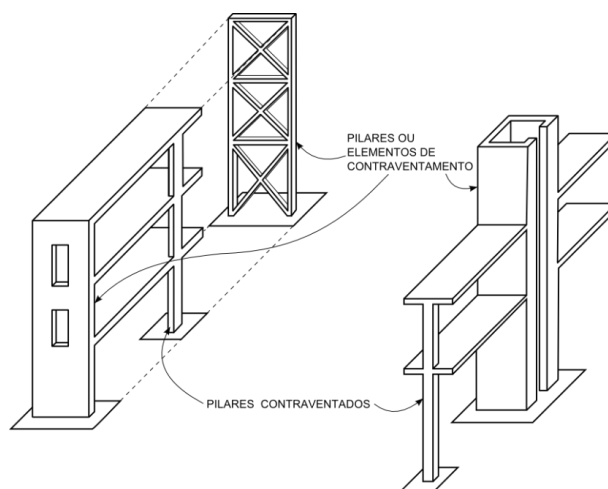
Vasconcelos e França (1997) argumentavam não ser mais importante a consideração de limites arbitrários para se desprezar os efeitos de segunda ordem, uma vez que é possível a consideração desses efeitos rapidamente, mesmo que sejam pequenos, bastando somente conhecer o coeficiente de amplificação dos momentos de primeira ordem.

Como em todas as estruturas estudadas neste trabalho os efeitos não-lineares geométricos serão considerados automaticamente na análise computacional, esse critério de mobilidade lateral será utilizado apenas para demonstrar os casos em que os efeitos de segunda ordem poderiam ou não serem desprezados na análise global.

2.4.3. Contraventamento

Para o sistema de contraventamento, a NBR 6118 (2014) permite que seja considerada somente uma parcela da estrutura, formada pelos elementos de maior rigidez, que por esse motivo acabam resistindo a maior parte dos esforços provenientes das ações horizontais. Essa parcela da estrutura é chamada de *Subestrutura de Contraventamento* enquanto que os elementos não inseridos nessas subestruturas são chamados de *Elementos Contraventados*. Na figura 2.11 é mostrado como esses sistemas se dispõem nas estruturas.

Figura 2.11 – Subestruturas de contraventamento e elementos contraventados



Fonte: (FUSCO, 1981)

Na década de 1980, Fusco (1981) enfatizava a importância dessa simplificação, alegando que sem isso, o cálculo estrutural seria excessivamente trabalhoso e os resultados poderiam ter precisão duvidosa.

Contudo, já nos anos de 1990, Franco (1995) argumentava que essa definição era muito importante no passado, quando a análise das estruturas hiperestáticas era extremamente trabalhosa por não haver mecanismos computacionais que favorecesse a análise. O mesmo autor também destacava a relevância em considerar um grande número de elementos, mesmo os menos rígidos, nos sistemas de contraventamento, uma vez que isso tende a aumentar expressivamente a eficiência e a economia da estrutura.

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

Com base nos argumentos apresentados, considera-se desnecessária a aplicação deste critério nas análises realizadas neste trabalho, uma vez que nos *softwares* de cálculo utilizados, todos os elementos estruturais são considerados como sendo parte do sistema de contraventamento de forma automática na análise.

2.4.4. Parâmetro de instabilidade α

O Parâmetro α foi desenvolvido com a finalidade de avaliar a sensibilidade das estruturas em relação aos efeitos globais de segunda ordem. Segundo a NBR 6118 (2014), as estruturas reticuladas simétricas podem ser classificadas como de nós fixos quando o valor de α , calculado de acordo com a equação (2.18), for menor que α_1 , determinado através das equações (2.19) e (2.20).

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(E_{cs} \cdot I_c)}} \quad (2.18)$$

$$\alpha_1 = 0,2 + 0,1n \text{ para } n \leq 3 \quad (2.19)$$

$$\alpha_1 = 0,6 \text{ para } n \geq 4 \quad (2.20)$$

Onde:

- n é o número de andares acima da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- H_{tot} é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;
- $(E_{cs} \cdot I_c)$ representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. O valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares.

A Norma Brasileira explica que o valor-limite $\alpha_1 = 0,6$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios. Estabelece também que para associações de pilares-parede e para pórticos associados a pilares-parede, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,6$; para contraventamento formado exclusivamente por pilar-parede, deve-se adotar $\alpha_1 = 0,7$; e para estruturas constituídas somente por pórticos, adotar $\alpha_1 = 0,5$.

Atualmente no Brasil, a aplicação do coeficiente α vem perdendo espaço nas análises da estabilidade global, sendo preterida pela consideração de outros métodos de cálculo mais vantajosos, como o coeficiente γ_z (parâmetro que será tratado no próximo capítulo), ou até mesmo a análise P-Delta, que se tornou algo bastante simples devido ao avanço dos *Softwares* de cálculo e dos computadores. Por estas razões, a verificação do parâmetro α não será incluída nas análises deste trabalho.

3. PARÂMETROS GLOBAIS DE PROJETO

3.1. Parâmetros de controle da estabilidade global

3.1.1. Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z é um parâmetro que visa avaliar a importância dos efeitos globais de segunda ordem nas estruturas, com base nos resultados obtidos somente em uma análise linear, que torna a sua determinação bastante conveniente nas análises estruturais. Além disso, permite estimar a intensidade dos efeitos de segunda ordem a partir da majoração dos esforços horizontais de primeira ordem.

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

De acordo com a NBR 6118 (2014), no seu item 15.5.3, o valor do coeficiente γ_z para cada combinação de carregamento deve ser calculado pela seguinte expressão:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.1)$$

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

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

Valores de γ_z menores que 1,00 ou mesmo negativos, não são aceitáveis e indicam que a estrutura é totalmente instável, ou que houve algum erro durante o cálculo estrutural, conforme explica Kimura (2007). Para valores no intervalo entre 1,00 e 1,10 os efeitos globais de segunda ordem poderão ser desprezados e, portanto, a estrutura é admitida como de nós fixos. A obrigatoriedade do cálculo da estrutura como sendo de nós móveis ocorre quando os valores de γ_z ultrapassam o limite de 1,10.

A NBR 6118 (2014) estabelece ainda que a não-linearidade física deverá ser considerada no cálculo, podendo ser levada em conta de maneira aproximada, adotando-se os valores de rigidez indicados no capítulo anterior deste trabalho.

A aplicação do γ_z é restringida a estruturas reticuladas com no mínimo 4 andares. Moncayo (2011) comenta que tal restrição está relacionada com o fato de que a formulação do γ_z pressupõe estruturas com regularidade entre pisos, o que não é algo comum nos edifícios menores, e também com a falta de estudos a respeito da consideração aproximada da não-linearidade física nas estruturas com menos de quatro pavimentos.

Para a análise aproximada dos efeitos globais de segunda ordem, a NBR 6118 (2014) indica que os esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) podem ser estimados pela multiplicação dos esforços horizontais da combinação considerada por $0,95\gamma_z$. Entretanto, é alertado que este procedimento só é válido para valores de γ_z até 1,30. A partir deste limite, esse processo tende a se tornar impreciso, por conta das hipóteses simplificadoras, inviabilizando sua aplicação.

Ao longo dos anos, diversos estudos foram realizados com o intuito de avaliar a eficiência do coeficiente γ_z em estimar os efeitos globais de segunda ordem. Tais análises, comumente, são procedidas da sua comparação com os resultados da análise P-Delta.

Inicialmente, Franco e Vasconcelos (1991) sugeriram um limite de $\gamma_z = 1,20$ para que os resultados pudessem ser considerados satisfatórios. Porém, alguns anos mais tarde, Carmo (1995), após a análise de vários edifícios construídos no Brasil, concluiu que esse limite poderia ser estendido até 1,30. Em um trabalho mais recente, Pinto, Corrêa e Ramalho (2005) concluíram, com base na verificação de vários casos reais, que até 1,25 os resultados de γ_z são coerentes com os obtidos na análise P-Delta.

Vasconcelos e França (1997) afirmam que para valores maiores que 1,30 a estrutura já se encontra excessivamente flexível, devendo ser analisada por outros métodos, de modo a se evitar problemas causados por vibrações e ressonâncias. Por esse motivo, os autores não aconselham a aceitação de estruturas usuais com γ_z acima deste limite.

Quanto ao cálculo aproximado dos efeitos globais de segunda ordem, alguns autores alegam que os resultados obtidos com a majoração somente por γ_z são mais coerentes que os encontrados quando se utiliza $0,95\gamma_z$, como comentam Oliveira (2002) e Moncayo (2011).

No entanto, Vasconcelos (2006) explica que o fator 0,95 foi uma decisão tomada para resolver o problema de estruturas em que o γ_z estivesse no intervalo entre 1,09 e 1,11. Com o primeiro valor os efeitos de segunda ordem poderiam ser desprezados, já com o segundo não. Isto significa que uma pequena variação de 2% seria suficiente para que os momentos fossem majorados em 10%. Por isso resolveu-se minimizar a descontinuidade de 10% para 5%, multiplicando sempre a majoração superior a 10% pelo tal 0,95.

Neste trabalho, o γ_z será estudado somente como parâmetro de avaliação da importância dos efeitos globais de segunda ordem, bem como da estabilidade global das estruturas. Dessa forma, não será tratada a sua aplicação como amplificador dos esforços de primeira ordem.

3.1.2. Coeficiente *RM2M1*

Desenvolvido pela Empresa de *Softwares* TQS, o coeficiente *RM2M1* também é empregado na avaliação da intensidade dos efeitos globais de segunda ordem nas edificações de concreto armado. Contudo, neste caso, a relação entre os momentos de segunda e primeira ordem é obtida através de uma análise não-linear geométrica (análise P-Delta). Seu valor é calculado pela seguinte expressão:

$$RM2M1 = 1 + \frac{M_2}{M_1} \quad (3.2)$$

- M_1 é a somatória dos momentos das forças horizontais em relação à base da estrutura.
- M_2 é a soma dos produtos das forças verticais atuantes na estrutura, em uma dada combinação, multiplicadas pelo deslocamento dos nós da estrutura sob ação das forças horizontais, resultantes da análise não-linear geométrica.

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

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

Assim sendo, com a determinação do coeficiente $RM2M1$, torna-se irrelevante a restrição quanto ao número de pavimentos e tampouco a classificação das estruturas em nós fixos ou nós móveis. Para este parâmetro, não é válido o valor limite de 1,30, pois tal limite é imposto apenas para a realização do cálculo simplificado por meio do γ_z enquanto que o $RM2M1$ é extraído diretamente da análise não-linear geométrica.

Outra importante diferença entre esses dois parâmetros é que na análise não-linear (coeficiente $RM2M1$), são levados em conta os deslocamentos horizontais de primeira ordem causados pelas cargas verticais, situação essa não contemplada no cálculo do γ_z , pois na sua formulação consideram-se somente os deslocamentos de primeira ordem causados pelas cargas horizontais.

Os deslocamentos horizontais oriundos de esforços verticais são comuns nas estruturas geometricamente assimétricas, mas também podem ocorrer devido a presença de vigas de transição, ou ainda por efeito de desaprumo global na estrutura, entre outros fatores.

O parâmetro $RM2M1$ apresenta como principal desvantagem a complexidade dos cálculos matemáticos envolvidos na realização de uma análise não-linear geométrica, sendo obrigatória a análise estrutural em sistemas computacionais. Neste trabalho serão empregados os *Softwares* comerciais TQS e SAP2000 para o cálculo deste coeficiente.

Quanto às pesquisas envolvendo este parâmetro, destacam-se os trabalhos de Bueno (2009) e Moncayo (2011), nos quais o coeficiente $RM2M1$ é comparado com resultados de γ_z para diversos casos de edifícios de concreto. Esses autores, em seus respectivos trabalhos, evidenciam as condições de rigidez da estrutura em que a aplicação do γ_z é válida, bem como os casos em que é recomendável a realização de uma análise não-linear geométrica para obter maior precisão na determinação dos efeitos de segunda ordem.

É importante ressaltar que o interesse em avaliar a intensidade dos efeitos globais de segunda ordem está ligado à verificação da estabilidade global, visto que tais efeitos afetam diretamente a relação entre a carga vertical e a rigidez das estruturas, aumentando o risco de colapso por perda da estabilidade.

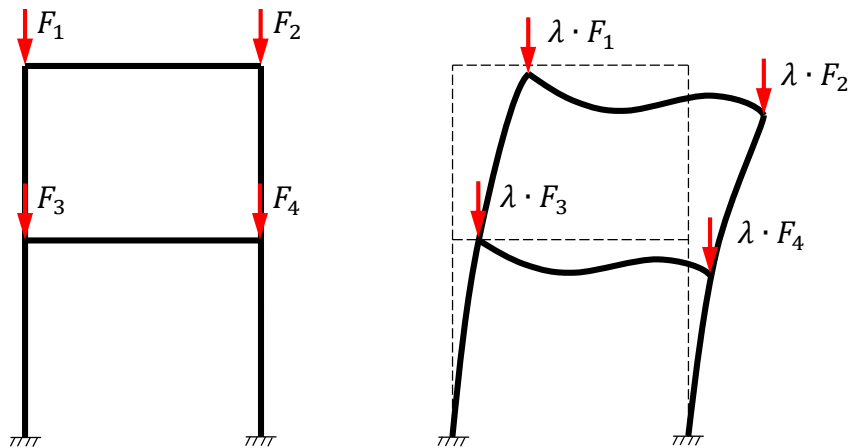
3.1.3. Fator de carga crítica (λ)

Outra forma de se avaliar a estabilidade de um edifício é através do cálculo de sua carga crítica global de flambagem. Esta análise normalmente é feita através da determinação do fator de carga crítica de flambagem, também conhecido como “*fator de carga crítica de Euler*” (OLIVEIRA, 2009). De maneira geral, esse parâmetro consiste na relação entre a carga crítica geral e o carregamento atuante na estrutura, conforme mostrado na equação (3.3).

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F} \quad (3.3)$$

Portanto, o fator de carga crítica é um índice pelo qual multiplicam-se as cargas atuantes, nos seus devidos pontos de aplicação, obtendo-se como resposta a carga crítica global de instabilidade da estrutura. Esse conceito pode ser entendido com mais clareza observando-se a figura 3.1, em que é mostrada a representação de λ para o caso simples de um pórtico plano. A carga equivalente, resultante da majoração das cargas atuantes por λ , representa a carga global de flambagem da estrutura.

Figura 3.1 – Análise da instabilidade nas estruturas com a aplicação do fator de carga crítica



Fonte: (OLIVEIRA, 2009) – adaptada pelo autor

A determinação do fator de carga crítica envolve um problema de autovalores e autovetores, onde os autovalores correspondem aos fatores de carga de flambagem e os autovetores representam os modos críticos de flambagem. A formulação deste problema é mostrada a seguir:

$$\{[K_e] - \lambda \cdot [K_g]\} \cdot \{d\} = 0 \quad (3.4)$$

Nesta equação, $[K_e]$ é a matriz de rigidez elástica, $[K_g]$ é a matriz de rigidez geométrica e $\{d\}$ representa o vetor dos deslocamentos. Nota-se que é aplicado o fator de carga crítica à matriz geométrica da estrutura, pois esta é função do vetor de forças. As soluções não nulas ocorrem quando a matriz de rigidez global torna-se singular, ou seja:

$$\det|[K_e] - \lambda \cdot [K_g]| = 0 \quad (3.5)$$

Segundo Burgos (2005), para o cálculo do fator de carga crítica de flambagem, é admitida a hipótese de que não ocorrerão mudanças significativas na distribuição dos esforços caso as cargas verticais sejam multiplicadas por λ . Além disso, essa análise não inclui os efeitos de segunda ordem, pois supõe-se que os deslocamentos variem de forma linear com o aumento das cargas. O autor também comenta que, nas situações práticas, é importante conhecer as duas primeiras cargas críticas, com o objetivo de verificar uma eventual interação ou proximidade entre modos de flambagem. Ainda chama atenção para o fato de que o parâmetro λ deva ser utilizado apenas como um fator de referência, já que existem casos em que a estrutura pode sofrer colapso para um carregamento consideravelmente menor do que o estimado.

MacGregor e Hage (1977, apud FONTE, 1992) sugerem a utilização de um coeficiente denominado “*fator de amplificação*”, que assim como o coeficiente γ_z tem por objetivo majorar os efeitos de primeira ordem para a obtenção dos esforços finais na estrutura. Este fator, chamado de $f_a(\lambda)$ neste trabalho, é calculado em função do fator de carga crítica da estrutura, através da seguinte expressão:

$$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1} \quad (3.6)$$

Baseando-se em estudos estatísticos, os mesmos autores concluíram que quando $f_a(\lambda)$ é superior a 1,25, o risco de colapso aumenta rapidamente, por isso recomendam que este limite não seja ultrapassado na análise das estruturas. Além disso, sugerem que quando $f_a(\lambda)$ for igual ou menor que 1,05 somente uma análise de primeira ordem é suficiente (estrutura de nós fixos).

Fazendo uma correspondência com a NBR 6118 (2014) e com o que costuma ser aplicado na prática pelos engenheiros, pode-se considerar os seguintes limites para o fator de amplificação $f_a(\lambda)$:

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

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

- a) $\lambda \geq 11$ → – Estruturas de nós fixos (somente análise de primeira ordem é suficiente);
- b) $4,33 \leq \lambda < 11$ → Estrutura de nós móveis (obrigatória análise de segunda ordem);
- c) $\lambda < 4,33$ → Aumento da probabilidade de colapso.

É importante deixar claro que tais sugestões de limites para o aumento do risco de colapso não são absolutas. A própria Norma Brasileira não impõe limitações quanto aos acréscimos dos efeitos de segunda ordem, porém é necessário que se faça uso de uma análise não-linear geométrica completa da estrutura, nos casos em que os efeitos de segunda ordem são elevados.

A NBR 6118 (1980) fixava o valor de 3 (três) como coeficiente de segurança à flambagem para as análises de estabilidade, nos casos em que a verificação fosse feita diretamente através da carga de flambagem. Na falta de outros valores de referência para a análise do fator λ , este será o limite tomado nas análises realizadas neste trabalho.

3.2. Parâmetros de controle dos deslocamentos laterais

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

Do ponto de vista global, é necessário limitar tais deslocamentos tanto no topo das edificações como entre dois pavimentos consecutivos, devido aos problemas de fissuração que estes podem causar nos elementos não estruturais, especificamente nas paredes de vedação, que apesar de serem desprezadas na estrutura resistente do edifício, sofrem diretamente a influência dos deslocamentos sofridos por esta.

No Brasil, a ação do vento é a principal responsável pelos deslocamentos horizontais que ocorrem nos Edifícios durante o seu desempenho em serviço. A Norma Brasileira recomenda que a sua consideração seja feita através da combinação frequente de ações, o que corresponde a utilizar um fator de ponderação $\psi_1 = 0,3$. Os limites para os deslocamentos horizontais prescritos na NBR 6118 (2014) são os seguintes:

3.2.1. Deslocamento horizontal do edifício como um todo ($d_{h,topo}$)

$$d_{h,topo} = \frac{H}{1700} \quad (3.7)$$

onde H é a altura total do edifício.

3.2.2. Deslocamento horizontal entre pavimentos ($d_{h,pav}$)

$$d_{h,pav} = \frac{H_i}{850} \quad (3.8)$$

onde H_i é o desnível entre dois pavimentos consecutivos.

A Norma indica ainda que para a verificação do deslocamento entre pavimentos, não devem ser considerados os deslocamentos decorrentes da deformação axial dos pilares e que o limite aplicado a pavimentos consecutivos também é válido para o deslocamento vertical relativo das extremidades de lintéis conectados a duas paredes de contraventamento, sendo H_i nesse caso, o comprimento do lintel.

3.3. Parâmetros de controle das vibrações

3.3.1. Frequência fundamental (f_1)

A verificação de uma estrutura quanto à sensibilidade aos efeitos dinâmicos devidos às rajadas de vento é realizada através da determinação de sua frequência fundamental ou de seu período fundamental.

De acordo com a NBR 6123 (1988 - Forças devidas ao vento em edificações), durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, a velocidade média do vento pode ser admitida constante, o que acarreta em efeitos meramente estáticos nas edificações, definidos como resposta média. Contudo, em estruturas muito flexíveis, as variações da velocidade do vento podem induzir a oscilações importantes na direção da sua velocidade média, designadas como resposta flutuante.

Ainda segundo esta Norma, as oscilações são consideradas pequenas em edificações com período fundamental T_1 igual o inferior a 1s ($f_1 \geq 1Hz$), com seus efeitos já considerados na determinação do fator S_2 para o cálculo das forças estáticas devido ao vento. Já nas edificações com período fundamental superior a 1s ($f_1 < 1Hz$), a influência das oscilações na direção do vento médio passa a ser importante, principalmente nas estruturas fracamente amortecidas, sendo necessária a consideração desses efeitos na análise estrutural.

A determinação da frequência fundamental geralmente é feita através da *análise modal* de vibrações livres das estruturas. Esta análise possibilita obter os diversos modos de vibração livre associados a cada grau de liberdade, assim como a frequência natural correspondente a cada um desses modos. Assim sendo, a frequência fundamental será aquela correspondente ao primeiro modo de vibração, normalmente o mais crítico por ser o menor entre todos.

Nóbrega (2004) define análise modal como um processo de técnicas teóricas e experimentais que possibilita a determinação dos parâmetros modais (frequências naturais, os modos de vibração e os fatores de amortecimento modal) através de um modelo numérico representativo do comportamento dinâmico da estrutura em estudo.

Portanto, percebe-se que os parâmetros modais podem ser obtidos tanto por meio de procedimento teórico como experimental. Nesta pesquisa serão aplicados somente os conceitos teóricos, através do cálculo computacional nos Sistemas CAD/TQS e SAP2000.

Na análise modal, os modos de vibração e os valores das frequências naturais são encontrados a partir da equação geral da dinâmica, o que resulta, assim como no cálculo do fator de carga crítica, em um problema de autovalores e autovetores, como mostrado na equação (3.9) a seguir:

$$([K] - \omega^2[M]) \cdot \{\Phi\} = 0 \quad (3.9)$$

em que $[K]$ é a matriz de rigidez, $[M]$ é a matriz de massa, ω representa as frequências angulares e $\{\Phi\}$ os vetores que representam os modos de vibração (OLIVEIRA, 2009).

Nessa equação, o quadrado das frequências angulares são os autovalores e os autovetores representam os modos naturais de vibração. As frequências naturais são então calculadas por:

$$f = \frac{1}{2\pi} \omega \quad (3.10)$$

Alternativamente, a NBR 6123 (1988) permite que o valor da frequência fundamental em edifícios com estrutura apertada de concreto e sem cortinas, possa ser calculado simplificadamente através da equação (3.11) apresentada abaixo:

$$f_1 = \frac{1}{0,05 + 0,015h} \quad (3.11)$$

sendo f_1 a frequência fundamental da estrutura em Hertz e h a altura da edificação em metros.

No entanto, a utilização dessa equação só é válida para os casos em que é possível a consideração do *modelo contínuo simplificado* de cálculo dos efeitos dinâmicos, isto é, as edificações devem apresentar seção constante, possuir distribuição ao menos aproximadamente uniforme de massa, ser apoiadas exclusivamente na base e ter altura inferior a 150 m. Apesar dessas restrições de modelo, essa equação será aplicada nas análises dos edifícios apresentados neste trabalho, com o propósito de comparar os resultados com os valores de frequência obtidos na análise modal.

3.3.2. Aceleração

A determinação das acelerações máximas nas edificações está associada à verificação do conforto humano em relação às vibrações causadas devido à resposta flutuante na direção da velocidade de vento. Logo, para essa avaliação, torna-se necessária a realização de uma análise dinâmica da estrutura.

Os métodos mais conhecidos para efetuar esta análise nos edifícios de concreto são: o método do vento sintético e o método simplificado proposto pela NBR 6123 (1988), denominado de método do vento dinâmico nos Sistemas TQS.

O método do vento sintético é um processo de cálculo que permite uma simulação bastante refinada dos efeitos dinâmicos da ação do vento nas estruturas. Pressupõe uma divisão do carregamento de vento, na direção do fluxo, em uma parcela média aplicada estaticamente à estrutura e outra parcela flutuante, que por sua vez é subdividida em 11 componentes harmônicos, tendo um deles frequência ressonante igual à da estrutura. Mais informações a respeito deste método podem ser encontradas em Lazanha (2003) ou em Obata (2009).

O processo utilizado neste trabalho será o método proposto pela NBR 6123 (1988) (vento dinâmico). Neste método, as parcelas média e flutuante do carregamento total de vento na direção do fluxo, são obtidas através de equações simplificadas, para cada modo de vibração.

Além disso, é necessário levar em conta as vibrações da estrutura na direção perpendicular ao fluxo médio, causadas pelas flutuações aleatórias da orientação da velocidade instantânea do vento em relação à velocidade média.

Com base nas cargas de vento calculadas, a estrutura é então analisada estaticamente, sendo determinadas as respostas modais equivalentes (esforços, deslocamentos, entre outros) para cada modo de vibração.

A partir do deslocamento u_j no nível z da estrutura, resultante da parcela flutuante da força no modo j , pode-se calcular a amplitude de aceleração neste nível, pela seguinte expressão:

$$a_j = 4\pi^2 \cdot f_j^2 \cdot u_j \quad (3.12)$$

em que f_j é a frequência natural no modo j , e u_j é o deslocamento no nível z resultante da resposta flutuante no modo j .

De posse das acelerações em cada nível e para cada modo j ($j = 1, \dots, r$) de vibração, podem então ser determinadas as amplitudes de aceleração para cada sentido de incidência do vento.

Segundo Stolovas (2008), esse processo é efetuado pela consideração da superposição dos efeitos modais que deve ser realizada por meio da seguinte equação:

$$a = \sqrt{\sum_{j=1}^r a_j^2} \quad (3.13)$$

De acordo com a NBR 6123 (1988) para evitar vibrações excessivas que possam causar desconforto, a amplitude máxima da aceleração não deve exceder o valor de $0,1 \text{ m/s}^2$.

Um critério mais adequado para a verificação do conforto humano é apresentado por Chang (1967, apud BORGES, 2009), em que os níveis de percepção humana são classificados em função dos intervalos de aceleração mostrados na tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Percepção humana às vibrações induzidas pelo vento

NÍVEIS DE PERCEPÇÃO	
$a \leq 0,05 \text{ m/s}^2$	Imperceptível
$0,05 \text{ m/s}^2 < a \leq 0,15 \text{ m/s}^2$	Perceptível
$0,15 \text{ m/s}^2 < a \leq 0,5 \text{ m/s}^2$	Incômoda
$0,5 \text{ m/s}^2 < a \leq 1,5 \text{ m/s}^2$	Muito incômoda
$a > 1,5 \text{ m/s}^2$	Intolerável

Fonte: Chang (1967, apud BORGES, 2009)

Segundo a NBR 6123 (1988), o conforto humano deve ser verificado para velocidades do vento com maior probabilidade de ocorrência que a velocidade do projeto estrutural, definida pelo projetista, admitindo-se que a amplitude máxima de aceleração exceda o limite, em média, uma vez a cada dez anos.

4. METODOLOGIA APLICADA

4.1. Aspectos gerais

Neste trabalho será feita a análise de três edifícios reais de concreto armado situados na cidade de Belém do Pará. Estes projetos foram fornecidos pela empresa A. C. Athayde Neto Projetos Estruturais, um dos escritórios mais tradicionais de cálculo estrutural no Norte do País.

No momento da escolha de quais estruturas utilizar, optou-se por concepções arquitetônicas diferenciadas, com o intuito de obter uma tendência de resultados que contemplassem um universo maior de arranjos estruturais. Nesse contexto, o primeiro exemplo é um edifício residencial com estrutura bastante rígida composta por 12 níveis; o segundo, trata-se de um edifício também residencial, porém mais alto, com 39 níveis; e o terceiro corresponde a um prédio comercial com 37 níveis, com uma arquitetura bastante diferenciada dos demais.

Contudo, antes dessas análises serão apresentados alguns estudos preliminares realizados em estruturas simplificadas de concreto armado. Essas análises ajudarão no amadurecimento dos conceitos aplicados além de facilitar o estabelecimento de correlações entre os parâmetros de projeto apresentados, para variados tipos de modelos estruturais.

As análises presentes neste trabalho, exceto nos casos indicados em contrário, seguirão a metodologia descrita nos itens seguintes, onde serão mostrados os critérios mais importantes adotados na modelagem e na extração dos resultados nos *Softwares* de análise utilizados.

4.2. Metodologia

Todas as estruturas serão analisadas nos dois *Softwares* já citados anteriormente neste trabalho: TQS versão 18.6, e SAP2000 versão 16.0.0. A necessidade de utilizar ambos os Sistemas encontra-se no fato de que, além da possibilidade da validação de alguns dos parâmetros calculados, o TQS não realiza o cálculo do fator de carga crítica global. Em contrapartida, o cálculo das acelerações máximas para a verificação do conforto humano, não será feita no SAP2000, pois a calibração dos modelos em ambos os sistemas em função dos

demais parâmetros já é garantia de que os resultados calculados no TQS são coerentes. Os outros parâmetros estudados neste trabalho, tais como o γ_z , $RM2M1$, deslocamentos e frequências serão obtidos em ambos os Sistemas.

Os modelos estruturais dos exemplos foram repassados totalmente lançados e dimensionados no TQS pelo escritório A. C. Athayde Neto, e a partir destes, efetuou-se o lançamento no SAP2000. É importante ressaltar que embora esses edifícios já tenham sido passados com a modelagem finalizada, alguns critérios de análise foram alterados para viabilizar a compatibilização com os modelos no SAP2000. Portanto, os resultados apresentados neste trabalho não podem ser, de forma alguma, comparados aos obtidos na análise original das estruturas.

4.2.1. Análise no TQS

4.2.1.1. Modelo estrutural

Para a análise estrutural dos edifícios no TQS será empregado o *modelo IV*. Neste modelo o edifício é simulado como pórtico espacial composto de barras que simulam as vigas e pilares, sendo as lajes admitidas como diafragmas rígidos, de modo que os deslocamentos sejam compatibilizados em todos os nós de cada nível da estrutura. A simulação desses diafragmas é feita de maneira aproximada através do aumento da rigidez lateral das vigas no pórtico espacial. Para o cálculo da distribuição das cargas verticais nos pavimentos foi utilizado o modelo de grelhas.

Uma observação importante é que o *Software* possui uma opção mais refinada de cálculo, designada como *modelo VI*, em que as lajes passam a compor o modelo de pórtico espacial da estrutura, contribuindo para a resistência aos efeitos globais de primeira e segunda ordem. Não optou-se pela consideração desse modelo devido às dificuldades encontradas para a compatibilização com os modelos do SAP2000, principalmente em relação à flexibilização das ligações entre vigas e pilares (explicada mais adiante) que é impossível desconsiderar nesse modelo de cálculo.

4.2.1.2. Critérios adotados na análise

Segue abaixo um resumo dos principais critérios adotados na análise estrutural que interferem de maneira mais contundente nos resultados fornecidos pelo Programa. Ressalta-se que o objetivo aqui é apenas de evidenciar a maneira como os exemplos serão processados e, deste modo, os comentários sobre as opções existentes no Sistema serão sintetizados.

I. Propriedades dos materiais

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

II. Critérios de pórtico para vigas e pilares

a) Seção T:

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

b) Torção:

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

c) Rigidez lateral:

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

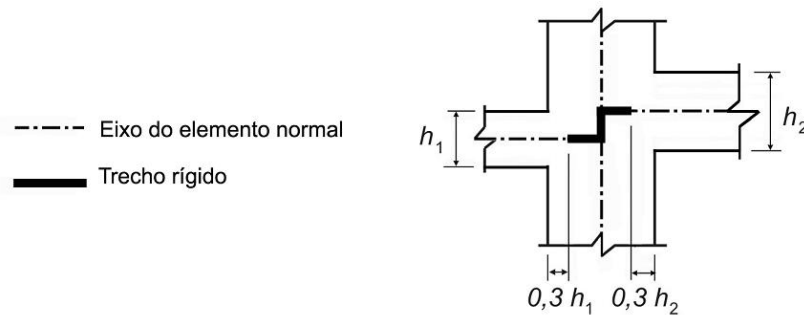
d) Vinculações externas:

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

e) *Ligação viga-pilar:*

As vigas serão consideradas com continuidade nos apoios intermediários e com total engastamento nos apoios extremos. O Programa define automaticamente como rígidos os trechos comuns às barras de vigas e pilares, obedecendo à recomendação do item 14.6.2.1 da NBR 6118 (2014), ilustrada na figura 4.1.

Figura 4.1 – Trechos rígidos

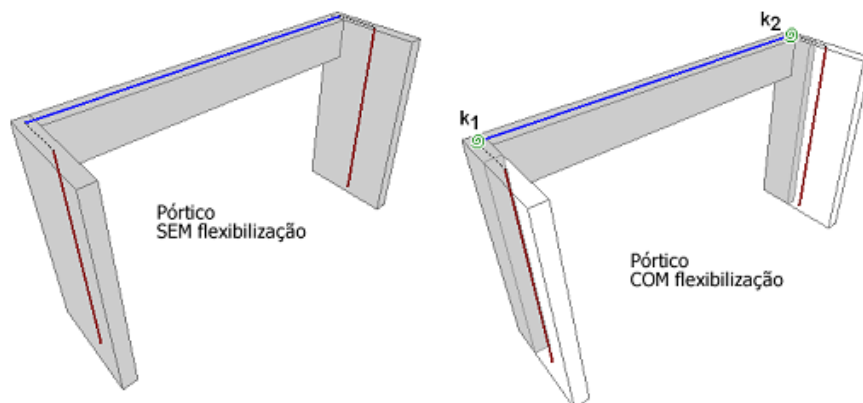


Fonte: NBR 6118 (2014)

f) *Flexibilização das ligações viga-pilar:*

No TQS há uma opção de considerar, de forma mais adequada, a rigidez das ligações viga-pilar no modelo de pórtico espacial através da flexibilização das ligações viga-pilar. Com esta opção ativada, as ligações entre esses elementos são flexibilizadas através de molas posicionadas no extremo das barras das vigas. Esse ajuste está relacionado à questão de que somente uma parcela da rigidez do pilar contribui efetivamente para a rigidez efetiva da ligação. Na figura 4.2 é ilustrada a diferença entre um modelo de pórtico sem e com flexibilização.

Figura 4.2 – Flexibilização das ligações viga-pilar



Fonte: TQS INFORMÁTICA, 2015

É importante destacar que este critério tem influência direta na rigidez global da estrutura processada. Em virtude das dificuldades de implementação dessa flexibilização no SAP2000, esta opção não será aplicada nas análises deste trabalho.

III. Critérios gerais de pórtico para estado-limite último

a) Efeitos construtivos:

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

b) Não-linearidade Física:

A não-linearidade física será considerada de forma aproximada, de acordo com o exposto no item 2.4.1 deste trabalho.

c) Coeficiente γ_z :

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

d) Análise P-Delta:

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

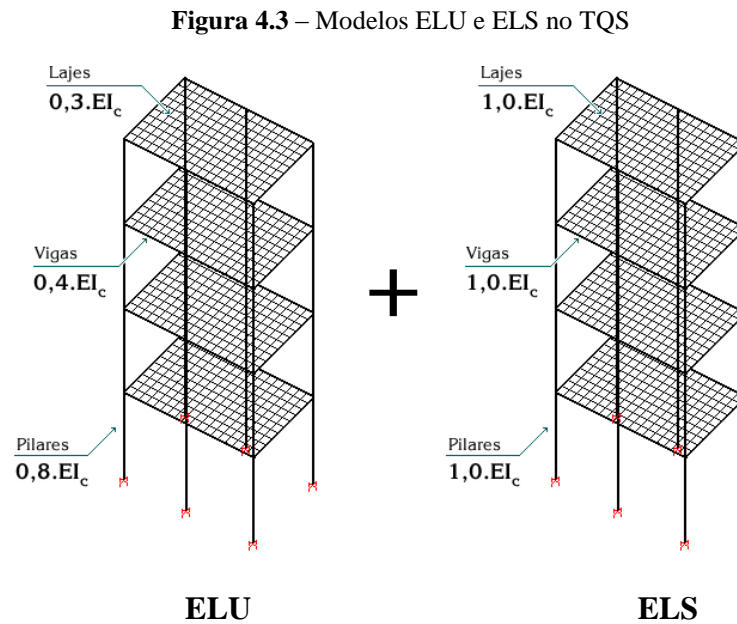
IV. Critérios de pórtico para análise em serviço

a) Deslocamentos horizontais:

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

b) *Não-linearidade física:*

No *Software*, são gerados dois modelos independentes de pórtico espacial, um para o estado-limite último (ELU), com a consideração aproximada da não-linearidade física, e outro para o estado-limite de serviço (ELS), com os valores de rigidez integral dos elementos estruturais. A figura 4.3 apresenta a diferença entre tais modelos.



Fonte: TQS INFORMÁTICA, 2015

4.2.1.3. *Ações e combinações*

I. *Cargas Verticais*

Para as cargas verticais introduzidas no modelo estrutural, foram obedecidas as recomendações da NBR 6120 (1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações) que define o peso específico dos materiais assim como as cargas acidentais atuantes.

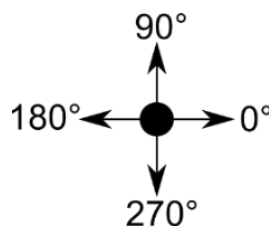
II. *Ação do Vento*

Os carregamentos horizontais devido ao vento são calculados automaticamente pelo sistema, com base nas orientações da NBR 6123 (1988). Nesse sentido, basta apenas definir os fatores de cálculo, de acordo com as características das edificações em cada exemplo: velocidade básica, fator topográfico, categoria de rugosidade, classe da edificação e fator estático.

Lembra-se que, como os edifícios reais analisados situam-se no município de Belém, a velocidade básica do vento será a mesma para todos. Conforme o gráfico das isopletras indicado na Norma, essa velocidade é igual à 30 m/s.

Os coeficientes de arrasto também são definidos automaticamente pelo Sistema em função da geometria de cada estrutura, para cada um dos ângulos principais de incidência do vento, cujas direções são indicadas na figura 4.4. Em todos os casos ação do vento será considerada como de baixa turbulência.

Figura 4.4 - Direções de incidência da ação do vento



Fonte: Autor

III. Cargas devido às imperfeições globais

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

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

IV. Combinações de ações

No total, todos os exemplos serão verificados para 9 (nove) combinações últimas e 5 (cinco) combinações de serviço, montadas de acordo com as prescrições da NBR 6118 (2014). Essas combinações são geradas automaticamente pelo Programa, sendo necessário somente a configuração correta dos coeficientes de ponderação. Na tabela 4.1, estão indicadas as combinações últimas normais, e na tabela 4.2 as combinações de serviço.

Tabela 4.1 - Combinações últimas de carga (ELU)

COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	
COMB. 1	$1,4 \cdot (pp + perm + acid)$
COMB. 2	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 90^\circ)$
COMB. 3	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 270^\circ)$
COMB. 4	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 0^\circ)$
COMB. 5	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{carga acid.} + 0,6 \cdot \text{vento } 180^\circ)$
COMB. 6	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 90^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
COMB. 7	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 270^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
COMB. 8	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 0^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$
COMB. 9	$1,4 \cdot (\text{peso próprio} + \text{carga perm.}) + 1,4 \cdot (\text{vento } 180^\circ + 0,5 \cdot \text{carga acid.})$

Fonte: Autor

Tabela 4.2 - Combinações de cargas para verificação em serviço (ELS)

COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	
COMB. 1	$\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,3 \cdot \text{carga acid.}$
COMB. 2	$\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,3 \cdot \text{carga acid.} + 0,3 \cdot \text{vento } 90^\circ$
COMB. 3	$\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,3 \cdot \text{carga acid.} + 0,3 \cdot \text{vento } 270^\circ$
COMB. 4	$\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,3 \cdot \text{carga acid.} + 0,3 \cdot \text{vento } 0^\circ$
COMB. 5	$\text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,3 \cdot \text{carga acid.} + 0,3 \cdot \text{vento } 180^\circ$

Fonte: Autor

4.2.1.4. Análise dinâmica

Para o cálculo das frequências naturais e dos modos de vibração, o TQS utiliza a equação (3.9) apresentada no item 3.3.1 deste trabalho. Já a determinação das acelerações máximas segue a metodologia de cálculo recomendada pela NBR 6123 (1988) para o modelo discreto. A verificação do conforto humano é feita com base na classificação em níveis de percepção humana mostrada no capítulo anterior. Para efetuar a análise dinâmica no Sistema é necessário a introdução dos seguintes critérios:

1. Critérios de vento para o cálculo das forças estáticas equivalentes.

Os critérios de vento são os mesmos adotados na análise estática. Este serão apresentados individualmente para cada exemplo.

II. Modos de vibração:

Nos exemplos das estruturas simplificadas, que serão apresentados no próximo capítulo, somente o primeiro modo de vibração será calculado. Já nas análises de estruturas reais, serão extraídos os quatro primeiros modos.

III. Ponderadores de massa da estrutura:

Seguindo as recomendações da NBR 6118 (2014) para as verificações no estado-limite de vibrações excessivas, será utilizada a combinação frequente das ações para a definição da fonte de massa da estrutura, ou seja:

$$[M] = \text{peso próprio} + \text{carga perm.} + 0,4 \cdot \text{carga acid.}$$

IV. Taxa de amortecimento:

De acordo com a NBR 6123 (1988), para as estruturas de concreto armado a taxa de amortecimento poderá ser considerada igual a 0,02.

4.2.2. Análise no SAP2000

4.2.2.1. Modelo estrutural

A modelagem no SAP2000 será feita tomando como base os modelos estruturais gerados no TQS. Serão mantidos os mesmos critérios adotados neste último de forma a obter uma compatibilização adequada entre os modelos das estruturas. Entretanto, existem ainda certas diferenças entre os dois modelos que podem acarretar variações nos resultados finais.

As propriedades dos materiais e as seções dos elementos são as mesmas definidas no modelo do TQS, assim como os carregamentos e combinações de ações. As cargas de vento serão extraídas diretamente do TQS e lançadas no modelo do SAP2000, pois este *Software* não possui recurso para o cálculo automático desses carregamentos pela Norma Brasileira.

No modelo de pórtico espacial do TQS, as cargas de vento são consideradas distribuídas nos pilares em cada pavimento. Além disso, o Programa fornece um diagrama com as forças de vento resultantes em cada pavimento da estrutura, as quais foram introduzidas da mesma maneira no SAP2000 (forças concentradas em cada pavimento).

As análises das estruturas, constituídas por pilares, vigas e lajes, foram realizadas pelo Método dos Elementos Finitos (MEF). Os pilares e vigas são representados por barras verticais e horizontais e as lajes são modeladas com elementos de placa, tendo o efeito de diafragma rígido na distribuição dos esforços laterais.

Nas ligações entre as barras de vigas e pilares, quando necessário, serão atribuídos trechos rígidos conforme os critérios da NBR 6118 (2014). Ressalta-se novamente não será considerada a flexibilização dos nós e os efeitos construtivos.

As rigidezas dos elementos estruturais, inclusive das lajes, para a consideração aproximada da não-linearidade física no ELU, serão reduzidas de acordo com o exposto no item 2.4.1 deste trabalho. Para as análises no ELS foi criado um novo modelo, no qual é considerado as rigidezas integrais dos elementos.

4.2.2.2. Métodos de extração dos resultados

I. Coefficiente γ_z

Como o Programa não calcula automaticamente o coeficiente γ_z , este será calculado manualmente a partir dos deslocamentos horizontais obtidos após a análise linear, para cada direção do vento aplicado. Será considerada a formulação de segurança recomendada pela NBR 6118 (2014), já explicada anteriormente.

II. Coefficiente $RM2M1$

De maneira análoga à obtenção do γ_z , o coeficiente $RM2M1$ será calculado manualmente, tendo como base os deslocamentos horizontais obtidos para cada combinação, após a análise não-linear geométrica das estruturas.

O SAP2000 possui duas opções para a análise não-linear geométrica: *Nonlinear* e *Nonlinear Staged Construction*. A diferença é que esta última, inclui os efeitos construtivos na análise. Logo, nos exemplos analisados, será adotada a primeira opção.

Outro critério necessário a definir é a escolha pela análise somente P-Delta ou por P-Delta com grandes deslocamentos (*P-Delta plus Large Displacements*). Ambas as opções admitem as equações de equilíbrio na configuração deformada da estrutura. Contudo, na primeira esse efeito é considerado parcialmente, enquanto que na segunda, além de incluir os

efeitos P-delta na sua formulação, todas as equações de equilíbrio são escritas considerando a estrutura na configuração deformada (CSI, 2013).

Para as estruturas de concreto em geral, a primeira alternativa é suficiente, sendo escolhida para o processamento dos exemplos neste trabalho. Para os critérios de número máximo de iterações (*Maximum Iterations per Stage*) e tolerância para convergência dos resultados (*Convergence Tolerance Relative*), serão adotados os mesmos valores do TQS: 50 (cinquenta) e 0,001, respectivamente.

III. Fator de carga crítica global (λ)

O SAP2000 realiza automaticamente a análise de instabilidade e fornece os fatores de carga (λ) para cada modo de flambagem, bastando informar o número de modos e as combinações desejadas. A formulação aplicada pelo programa é a mesma apresentada no item 3.1.3 deste trabalho.

O *Software* possibilita ainda o processamento considerando a rigidez inicial da estrutura ou a rigidez final, obtida a partir de uma combinação não-linear de carregamentos, sendo neste trabalho adotada a primeira opção em razão de facilitar o controle dos resultados e a comparação com os demais parâmetros de projeto calculados.

Quanto ao carregamento aplicado, serão consideradas as ações verticais, com seus valores característicos, conforme apresentado abaixo:

$$F_{v,k} = \text{peso próprio} + \text{carga perm.} + \text{carga acid.}$$

As cargas horizontais de vento não serão consideradas, pois a partir de análises prévias realizadas, concluiu-se que os efeitos advindos destas ações são desprezíveis no valor final do fator λ . Nos exemplos simplificados, será avaliado somente o primeiro modo de flambagem, enquanto que nos exemplos com estruturas reais serão apresentados os fatores de carga crítica para os quatro primeiros modos.

IV. Deslocamentos horizontais

Conforme já comentado, para a obtenção dos deslocamentos laterais, será criado outro modelo de pórtico com a rigidez integral dos elementos. As estruturas serão processadas através da análise linear e as combinações em serviço adotadas serão as mesmas indicadas no modelo de cálculo do TQS, apresentadas na tabela 4.2.

V. Frequências naturais e modos de vibração

As frequências naturais, juntamente com os modos de vibração, serão calculadas por meio de análise modal de vibrações livres. O SAP2000 permite duas formas de análise: *Eigen Vectors* e *Ritz Vectors*.

Com o primeiro método é possível determinar os modos de vibração das estruturas considerando o sistema livre e sem amortecimento. Já o segundo é um processo mais refinado de cálculo em que se determinam os modos de vibração excitados por um carregamento particular (MENDONÇA, 2012). Para os propósitos deste trabalho será suficiente a primeira forma de análise.

Da mesma forma que no cálculo dos fatores de carga crítica, nos exemplos simplificados será extraída somente a frequência fundamental e nos exemplos de casos reais serão apresentados os quatro primeiros modos de vibração. Como esta é uma análise no ELS, os elementos estruturais serão considerados com suas rigidezas integrais.

O carregamento para a definição da fonte de massa será adotado do mesmo modo que no TQS, considerando a combinação frequente das ações verticais, ou seja, serão atribuídos os valores integrais do peso próprio e cargas permanentes, somados a 40% das cargas acidentais.

4.2.3. Resumo dos parâmetros calculados em cada **Software**

Na tabela abaixo é apresentado um resumo dos parâmetros globais que serão extraídos em cada um dos Sistemas utilizados. Como se observa, com exceção do fator de carga crítica global e da aceleração todos os outros parâmetros serão calculados em ambos os *Softwares*.

Tabela 4.3 – Parâmetros globais calculados nos sistemas CAD/TQS e SAP2000

PARÂMETRO	CAD/TQS	SAP2000
γ_z (Análise linear)	✓	✓
RM2M1 (Análise P-Delta)	✓	✓
Fator de Carga Crítica (λ) e de amplificação ($f_a(\lambda)$)	-	✓
Deslocamentos Horizontais ($d_{h,topo}$ e $d_{h,pav.}$)	✓	✓
Frequência Fundamental (f_1)	✓	✓
Aceleração (a)	✓	-

Fonte: Autor

5. ANÁLISE DE ESTRUTURAS SIMPLIFICADAS

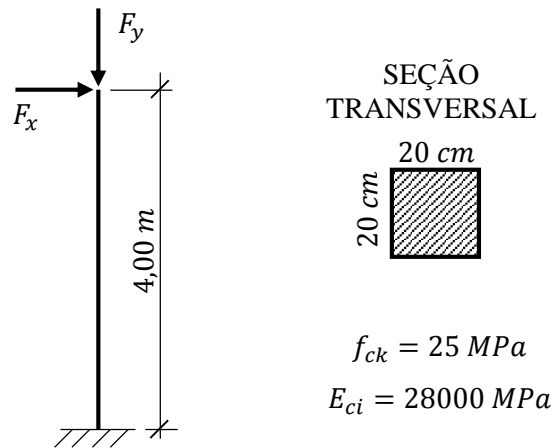
Neste capítulo, serão feitas análises dos parâmetros globais de projeto em modelos idealizados. Inicialmente, apresenta-se um exemplo bastante simples de uma coluna engastada na base e livre no topo. O principal objetivo com este exemplo é demonstrar a aplicação dos parâmetros estudados, bem como proceder uma análise comparativa visando observar previamente alguma tendência nos resultados obtidos. Nesse exemplo, por se tratar de um caso muito simples, não se fará uso de ferramentas computacionais, optando-se exclusivamente pelo cálculo manual.

Posteriormente, serão analisados exemplos mais complexos, com estruturas formadas por pórticos espaciais. Nesse caso, o objetivo será avaliar a variação dos resultados de acordo com as mudanças na rigidez das estruturas e desenvolver equações aproximadas que tornem possível estimar os resultados sem a necessidade de cálculos mais refinados.

5.1. Exemplo 1

I. Descrição do exemplo

Para este exemplo, será utilizada a estrutura composta pela coluna livre em uma extremidade e engastada na outra, representada na figura 5.1. Sua seção transversal é quadrada de $20\text{ cm} \times 20\text{ cm}$, a resistência característica do concreto (f_{ck}) é de 25 MPa , o comprimento da barra é de 4 m e os carregamento aplicados no topo são F_x (esforço horizontal) e F_y (esforço vertical). Visando facilitar o cálculo manual, supõe-se que o modelo possui apenas um grau de liberdade, ou seja, a barra se desloca somente em um plano.

Figura 5.1 - Exemplo 1: Características da coluna engastada-livre

Fonte: Autor

Para avaliar como a estrutura se comporta para diferentes níveis de carga, serão criadas algumas combinações de carregamento, mantendo-se constante o esforço horizontal F_x e variando o esforço axial F_y . Ressalta-se que para o ELU, os carregamentos são considerados com seus valores de cálculo, ou seja, majorados por $\gamma_f = 1,4$. Além disso, o peso próprio da barra será desprezado. As combinações de ação estão representadas na tabela seguinte:

Tabela 5.1 – Combinações de ações para o exemplo 1

COMBINAÇÃO	CARGA HORIZONTAL		CARGA VERTICAL	
	$F_{x,d}$ (kN)	$F_{x, serv}$ (kN)	$F_{y,d}$ (kN)	$F_{y, serv}$ (kN)
1	10	7,14	50	35,71
2			100	71,43
3			150	107,14
4			200	142,86
5			250	178,57
6			300	214,28
7			350	250,00

Fonte: Autor

II. Módulo de elasticidade

O módulo de elasticidade será calculado de acordo com equação (2.3), em que será admitido $\alpha_e = 1,0$.

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \sqrt{f_{ck}} = 1,0 \cdot 5600 \sqrt{25 \text{ MPa}} = 28.000 \text{ MPa} = 28.000.000 \text{ kN/m}^2$$

III. Inércia da seção bruta

$$I_c = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{(0,20 \text{ m})^4}{12} = 0,000133 \text{ m}^4$$

IV. Não-linearidade física

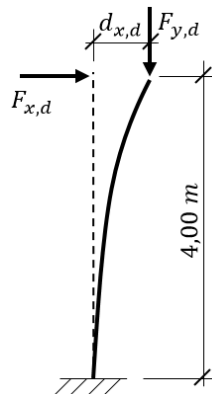
Para a consideração aproximada da não-linearidade física, o valor da rigidez será reduzido de acordo com a equação (2.17). Lembra-se que apesar dessa aproximação não ser válida para a estrutura em questão, sua aplicação é importante para pressupor a influência da não-linearidade física em estruturas mais complexas.

$$(EI)_{sec} = 0,8 E_{ci} I_c = 0,8 \cdot 28000000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,000133 \text{ m}^4 = 2979,2 \text{ kN} \times \text{m}^2$$

V. Deslocamento provocado pela carga horizontal

$$d_{x,d} = \frac{F_{x,d} \cdot l^3}{3 \cdot (EI)_{sec}} = \frac{10 \text{ kN} \cdot (4 \text{ m})^3}{3 \cdot 2979,2 \text{ kN} \times \text{m}^2} = 0,072 \text{ m}$$

Figura 5.2 - Exemplo 1: Deslocamento horizontal no topo da barra



Fonte: Autor

5.1.1. Coeficiente γ_z

O valor do γ_z é encontrado através da equação (3.1). A seguir, é apresentado o cálculo para a primeira combinação de carregamentos e na tabela seguinte estão indicados os resultados para todas as combinações.

I. Coeficiente γ_z para a combinação 1

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}} \cdot \frac{1}{\gamma_{f3}}} = \frac{1}{1 - \frac{F_{y,d} \cdot x}{F_{x,d} \cdot l} \cdot \frac{1}{\gamma_{f3}}} = \frac{1}{1 - \frac{50 \cdot 0,072}{10 \cdot 4} \cdot \frac{1}{1,1}} = 1,09$$

Tabela 5.2 – Exemplo 1: Resultados de γ_z

COMBINAÇÃO	$\Delta M_{tot,d}$ (kN × m)	$M_{1,tot,d}$ (kN × m)	γ_z
1	3,60	40,0	1,09
2	7,20		1,20
3	10,80		1,33
4	14,40		1,49
5	18,00		1,69
6	21,60		1,96
7	25,20		2,34

Fonte: Autor

Ressalta-se que, embora o cálculo do γ_z seja válido somente para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares e, que além disso, valores muito elevados não são usuais, busca-se nesse momento, somente avaliar a variação do parâmetro para diferentes níveis de carga.

5.1.2. Coeficiente $RM2M1$

Como já se sabe, para o cálculo do coeficiente $RM2M1$ é necessário a realização de uma análise não-linear geométrica da estrutura. Neste exemplo, por se tratar de uma estrutura simples, será utilizado o *Método das Cargas Laterais fictícias* para explicar, de forma fácil e didática, a determinação deste parâmetro.

De uma maneira geral, neste método os efeitos de segunda ordem são calculados por processo iterativo, onde a cada iteração adicionam-se forças horizontais fictícias na estrutura, de modo que estas representem os deslocamentos laterais resultantes da não-linearidade geométrica. Sua metodologia de cálculo pode ser vista com detalhes em Fusco (1981, p. 368).

É importante frisar que o foco principal deste trabalho está voltado exclusivamente para a determinação do coeficiente $RM2M1$. Ressalta-se também que os *Softwares* de análise estrutural (SAP2000 e TQS), empregam métodos mais refinado de análise, cujo processamento se dá através da resolução iterativa das equações não-lineares de equilíbrio. A seguir, é mostrado o cálculo para a combinação 1 de carregamentos utilizando o método das cargas laterais fictícias, acima apresentado.

I. Método das cargas laterais fictícias

a) 1ª Iteração (análise de primeira ordem)

$$M_1 = F_{x,d} \cdot l = 10 \text{ kN} \cdot 4 \text{ m} = 40 \text{ kN} \times \text{m}$$

- Deslocamento horizontal de 1ª ordem

$$\Delta_1 = \frac{F_{x,d} \cdot l^3}{3 \cdot (EI)_{sec}} = \frac{10 \text{ kN} \cdot (4 \text{ m})^3}{3 \cdot 2979,2 \text{ kN} \times \text{m}^2} = 0,072 \text{ m}$$

Nesta primeira iteração, o momento calculado corresponde ao momento de tombamento (momento de primeira ordem), e o deslocamento horizontal resulta apenas da ação do esforço horizontal na barra. Ambos já haviam sido empregados na determinação do coeficiente γ_z . De posse de tais resultados, passa-se à segunda iteração.

b) 2ª Iteração

Agora, o momento na base será a soma da parcela obtida na primeira iteração (parcela de primeira ordem) mais o momento causado devido a ação da força vertical na posição deformada da coluna (parcela de segunda ordem).

- *Momento na base*

$$M_2 = M_1 + F_{y,d} \cdot \Delta_1 = 40 \text{ kN} + 50 \text{ kN} \cdot 0,072 \text{ m} = 43,58 \text{ kN} \times \text{m}$$

Após a determinação do novo momento na base, é necessário avaliar a convergência do processo. Esta deve ser verificada através da determinação do erro a cada iteração. Será considerada uma tolerância admissível de 0,001 para o erro entre duas iterações consecutivas.

- *Erro*

$$e = \frac{M_2 - M_1}{M_2} = \frac{43,58 - 40}{43,58} = 0,082$$

Nota-se que o erro calculado encontra-se acima da tolerância admissível, portanto, não houve ainda a convergência do método, sendo necessário o cálculo de mais iterações até que se obtenha o momento final na base da barra.

c) 3ª Iteração

A partir de agora é preciso determinar qual seria a força horizontal fictícia que provocaria o mesmo momento causado pela ação da força vertical na posição deformada da barra ($F_{y,d} \cdot \Delta$).

- *Primeira força fictícia*

$$F_{f1,x} \cdot l = F_{y,d} \cdot \Delta_1$$

$$F_{f1,x} = \frac{F_{y,d} \cdot \Delta_1}{l} = \frac{50 \text{ kN} \cdot 0,072 \text{ m}}{4 \text{ m}} = 0,9 \text{ kN}$$

Com o valor calculado para a primeira carga fictícia, determina-se o deslocamento horizontal resultante. Nota-se que a transformação do efeito gerado pela força vertical em força horizontal fictícia é apenas um artifício para chegar aos deslocamentos e aos momentos finais na estrutura.

- *Deslocamento devido à primeira força fictícia*

$$\Delta_2 = \frac{F_{f1,x} \cdot l^3}{3 \cdot (EI)_{sec}} = \frac{0,9 \text{ kN} \cdot (4 \text{ m})^3}{3 \cdot 2979,2 \text{ kN} \times \text{m}^2} = 0,0064 \text{ m}$$

Encontrado o deslocamento final, calcula-se mais uma vez o momento fletor na base da barra, e em seguida, verifica-se novamente a convergência do método.

- *Momento na base*

$$M_3 = M_2 + F_{y,d} \cdot \Delta_2 = 43,58 \text{ kN} + 50 \text{ kN} \cdot 0,0064 \text{ m} = 43,9 \text{ kN} \times \text{m}$$

- *Erro*

$$e = \frac{M_3 - M_2}{M_3} = \frac{43,9 - 43,58}{43,9} = 0,007$$

Como observado, novamente a convergência não foi alcançada. Logo, deve-se continuar o processo, realizando mais iterações. O processo de cálculo para as demais iterações é o mesmo realizado na terceira iteração. Calcula-se a força fictícia, o deslocamento horizontal resultante, o momento fletor final e, por fim, verifica-se a convergência.

Para a combinação 1 de cargas, a convergência ocorre após quatro iterações do método. O momento final na base da barra é igual a $43,93 \text{ kN} \times \text{m}$ e o erro estimado é de 0,0006. Com base nesses dados, finalmente é possível calcular o coeficiente *RM2M1*. Na Tabela 5.3, são indicados os resultados para todas as sete combinações geradas neste exemplo.

II. *RM2M1 para a combinação 1*

$$RM2M1 = 1 + \frac{M2}{M1} \cdot \frac{1}{\gamma_{f3}} = 1 + \frac{43,932 - 40}{40} \cdot \frac{1}{1,1} = 1,09$$

Tabela 5.3 – Exemplo 1: Resultados de RM2M1

COMBINAÇÃO	TOLERÂNCIA DE ERRO	MOMENTO FINAL NA BASE ($kN \times m$)	Nº DE ITERAÇÕES	RM2M1
1	0,001	43,93	4	1,09
2		48,71	5	1,20
3		54,68	7	1,33
4		62,29	8	1,51
5		72,35	9	1,74
6		86,31	11	2,05
7		106,96	14	2,52

Fonte: Autor

5.1.3. Fator de carga crítica (λ)

O cálculo da carga crítica de flambagem (F_{cr}) neste exemplo simplificado, será feito através da equação de *Euler*. Lembrando que para qualquer uma das sete combinações de carregamentos utilizadas, este valor de carga crítica será o mesmo, pois não está sendo alterada a rigidez da coluna.

I. Carga crítica de flambagem para todas as combinações

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l_0^2} = \frac{\pi^2 (EI)_{sec}}{(2 \cdot l)^2} = \frac{\pi^2 \cdot 2979,2 \text{ kN} \times \text{m}^2}{(2 \cdot 4 \text{ m})^2} = 459,43 \text{ kN}$$

A partir da carga crítica e do esforço axial, pode-se determinar o fator de carga crítica para cada combinação de carga utilizada no exemplo. Abaixo é demonstrado o cálculo de λ e de $f_a(\lambda)$ para a combinação 1 de carregamentos e, logo em seguida, são mostrados os resultados para as demais combinações, na tabela 5.4.

II. Fator de carga crítica para a combinação 1

$$\lambda = \frac{F_{cr}}{F_{y,k}} = \frac{459,43}{35,71} = 12,86$$

III. Fator de amplificação dos esforços para a combinação 1

$$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1} = \frac{12,86}{12,86 - 1} = 1,08$$

Tabela 5.4 – Exemplo 1: Resultados de λ

COMBINAÇÃO	F_{cr} (kN)	λ	$f_a(\lambda)$
1	459,43	12,86	1,08
2		6,43	1,19
3		4,29	1,30
4		3,22	1,45
5		2,57	1,64
6		2,14	1,88
7		1,84	2,19

Fonte: Autor

5.1.4. Deslocamento horizontal ($d_{h,topo}$)

Como este exemplo trata-se de uma simples coluna reta, somente deverá ser verificado o deslocamento na sua extremidade livre. Este deslocamento é considerado somente para a carga horizontal na combinação frequente de serviço.

Por esta ser uma verificação no ELS, admite-se a rigidez integral da barra. Abaixo é apresentado o cálculo do deslocamento no topo da barra. O resultado será o mesmo para todas as combinações, já que não está sendo considerado o deslocamento horizontal resultante dos esforços verticais.

I. Deslocamento horizontal para todas as combinações

$$d_{h,topo} = \frac{(\psi_1 \cdot F_{y,serv}) \cdot l^3}{3 \cdot EI} = \frac{(0,3 \cdot 7,14 \text{ kN}) \cdot (4 \text{ m})^3}{3 \cdot 28000000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,00013 \text{ m}^4}$$

$$d_{h,topo} = 0,0123 \text{ m} = 1,23 \text{ cm}$$

5.1.5. Frequência fundamental (f_1)

A frequência fundamental para o caso de sistemas com um grau de liberdade, pode ser encontrada a partir da equação (2.13). Como se sabe, a rigidez (constante de mola) é determinada pela relação entre a força e o deslocamento.

I. Rigidez do sistema para todas as combinações

$$K = \frac{F_{x,ser}}{d_{x,ser}} = \frac{3 \cdot EI}{l^3} = \frac{3 \cdot 28000000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0,000133 \text{ m}^4}{(4 \text{ m})^3} = 174,95 \text{ kN/m}$$

A massa do sistema será admitida como a carga vertical em cada combinação, com seu valor de serviço. A seguir, são indicados os cálculos da massa e da frequência fundamental para a combinação 1 de carregamentos, e na tabela 5.5 são indicados os resultados para todas as combinações.

II. Massa do sistema para a combinação 1

$$M = F_{y,serv} \cdot \frac{1}{g} = 35,71 \text{ kN} \cdot \frac{1}{9,81 \text{ m/s}^2} = 3,64 \text{ kg}$$

III. Frequência fundamental para a combinação 1

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{K}{M}} = \frac{1}{2\pi} \cdot \sqrt{\frac{174,95 \text{ kN/m}}{3,64 \text{ kN} \times \text{s}^2/\text{m}}} = 1,10 \text{ Hz}$$

Tabela 5.5 – Exemplo 1: Resultados para frequência fundamental (f_1)

COMBINAÇÃO	K (kN/m)	M (kg)	f_1 (Hz)
1	174,95	3,64	1,10
2		7,28	0,78
3		10,92	0,64
4		14,56	0,55
5		18,20	0,49
6		21,84	0,45
7		25,48	0,42

Fonte: Autor

5.1.6. Aceleração (a)

Para o cálculo da aceleração, supõe-se que a carga horizontal, com seu valor de serviço, haja como uma fonte de excitação dinâmica na estrutura. Isso significa que a aplicação desta carga de forma impulsiva produzirá um deslocamento no topo da barra e quando essa excitação cessar, a barra tenderá a voltar para a sua situação de repouso, ocasionando uma oscilação em torno da sua posição inicial.

Deste modo, a aceleração do sistema vibratório, por se tratar de um caso com somente um grau de liberdade, poderá ser determinada através do *princípio fundamental da dinâmica*, o qual define que: “a força atuante no sistema seja proporcional ao produto da massa pela aceleração por ele adquirida”. O cálculo da aceleração para a combinação 1 é mostrado abaixo e os resultados para as demais combinações são apresentados na tabela 5.6.

I. Aceleração para a combinação 1

$$a = \frac{F_{x, serv}}{M} = \frac{7,14 \text{ kN}}{3,64 \text{ kg}} = 1,96 \text{ m/s}^2$$

Tabela 5.6 – Exemplo 1: Resultados para a aceleração (a)

COMBINAÇÃO	M (kg)	a (m/s ²)
1	3,64	1,96
2	7,28	0,98
3	10,92	0,65
4	14,56	0,49
5	18,20	0,39
6	21,84	0,33
7	25,48	0,28

Fonte: Autor

5.1.7. Avaliação dos resultados

Na tabela 5.7, são resumidos todos os resultados encontrados para os parâmetros estudados. Ressalta-se que grande parte dos valores obtidos neste exemplo, não obedecem às recomendações normativas. Isso foi feito propositalmente para que se pudesse comparar os parâmetros entre si a partir da variação do esforço axial.

Tabela 5.7 – Exemplo 1: Resumo dos Resultados

Comb.	Parâmetros de controle no ELU				Parâmetros de controle no ELS		
	γ_z	$RM2M1$	$\lambda = \left(\frac{F_{cr}}{F_{y, serv}} \right)$	$f_a(\lambda) = \frac{\lambda}{\lambda - 1}$	$d_{x, serv}$ (cm)	f_1 (Hz)	a (m/s ²)
1	1,09	1,09	12,86	1,08	1,23	1,10	1,96
2	1,20	1,20	6,43	1,19	1,23	0,78	0,98
3	1,33	1,33	4,29	1,30	1,23	0,64	0,65
4	1,49	1,51	3,22	1,45	1,23	0,55	0,49
5	1,69	1,74	2,57	1,64	1,23	0,49	0,39
6	1,96	2,05	2,14	1,88	1,23	0,45	0,33
7	2,34	2,52	1,84	2,19	1,23	0,42	0,28

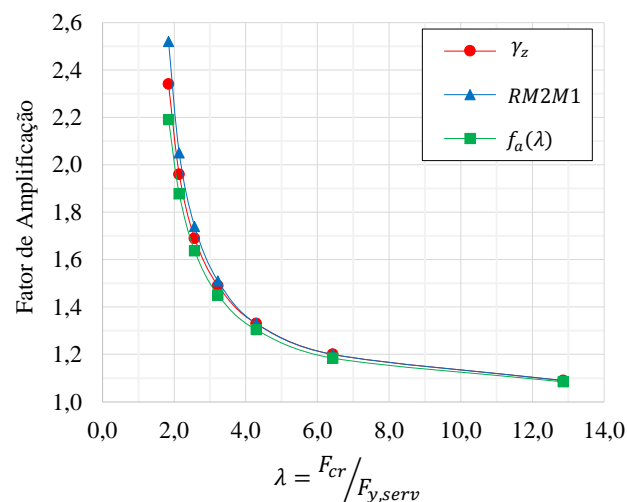
Fonte: Autor

5.1.7.1. Análise dos parâmetros de controle no ELU

I. Fatores de amplificação dos esforços de primeira ordem

Na figura 5.3 é ilustrado um gráfico comparativo entre os três fatores de amplificação dos esforços de primeira ordem estudados nesse trabalho. No eixo horizontal são representados os fatores de carga crítica para cada combinação de carregamento.

Figura 5.3 - Exemplo 1: Comparação entre os fatores de amplificação



Fonte: Autor

Analisando o gráfico, verifica-se que em um intervalo admissível para estruturas de concreto, há uma boa aproximação entre os coeficientes γ_z e $f_a(\lambda)$, quando comparados ao coeficiente $RM2M$, uma vez que os resultados praticamente coincidem até o valor de 1,50.

Deste modo, confirma-se que neste exemplo simplificado é válida a relação entre fator de amplificação e fator de carga crítica, apresentada na equação (3.6). Isso significa que é possível obter, com uma boa aproximação, a relação entre carga crítica e carga atuante a partir do coeficiente γ_z . Basta isolar o valor de λ na equação (3.6), como mostrado a seguir:

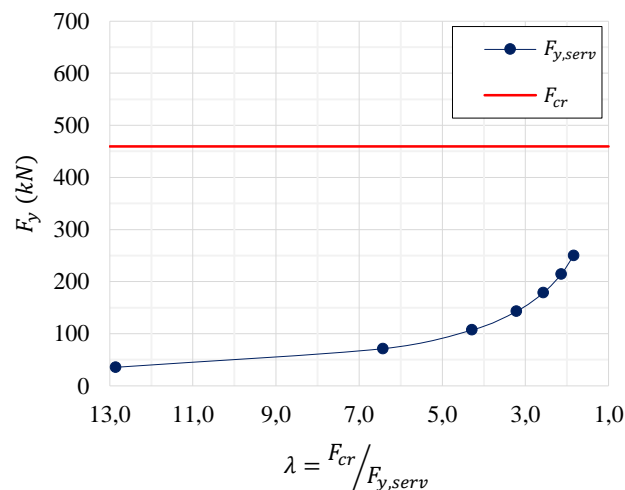
$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1}, \text{ para } 1,0 < \gamma_z \leq 1,5 \quad (5.1)$$

Quanto mais próximo a carga atuante estiver da carga crítica ($\lambda = 1$), maiores são os efeitos de segunda ordem e os resultados de γ_z e $f_a(\lambda)$ tendem a divergir em relação a *RM2M1*, demonstrando a imprecisão destes parâmetros nessas situações.

II. Fator de carga crítica

O gráfico da figura 5.4 exibe a variação do fator de carga crítica com a mudança no carregamento vertical. A carga crítica de instabilidade (linha reta horizontal) se mantém constante com o aumento da carga vertical aplicada, pois esta depende exclusivamente da rigidez da barra.

Figura 5.4 - Exemplo 1: Variação do fator de carga crítica



Fonte: Autor

A cada acréscimo de carga, a barra se aproxima do seu ponto de instabilidade, mais lentamente para níveis baixos de carga, e aceleradamente para níveis maiores. Esse comportamento deixa claro que, quanto maiores os acréscimos de esforços em uma estrutura, mais rapidamente esta se aproximará do seu ponto de instabilidade.

5.1.7.2. Análise dos parâmetros de controle no ELS

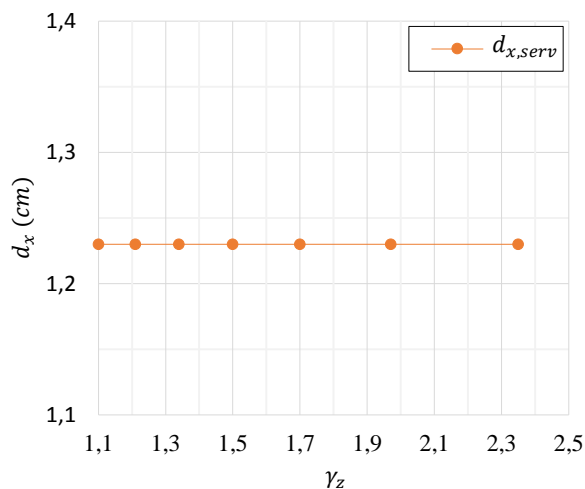
I. Deslocamento horizontal

Na figura 5.5, é apresentada graficamente a relação entre o deslocamento horizontal e o coeficiente γ_z . Esse gráfico foi feito com o único propósito de mostrar que estes parâmetros são independentes entre si, como pode ser observado pelo valor constante do deslocamento com o aumento do γ_z .

Por mais que ambos os parâmetros dependam da rigidez da estrutura, o γ_z sofre influência somente das forças axiais, enquanto que o deslocamento horizontal depende diretamente dos esforços horizontais.

Partindo dessa premissa, conclui-se que não ser possível avaliar a estabilidade de uma estrutura com base em seu deslocamento horizontal, assim como não se pode medir o grau do deslocamento horizontal tomando como referência os resultados do γ_z .

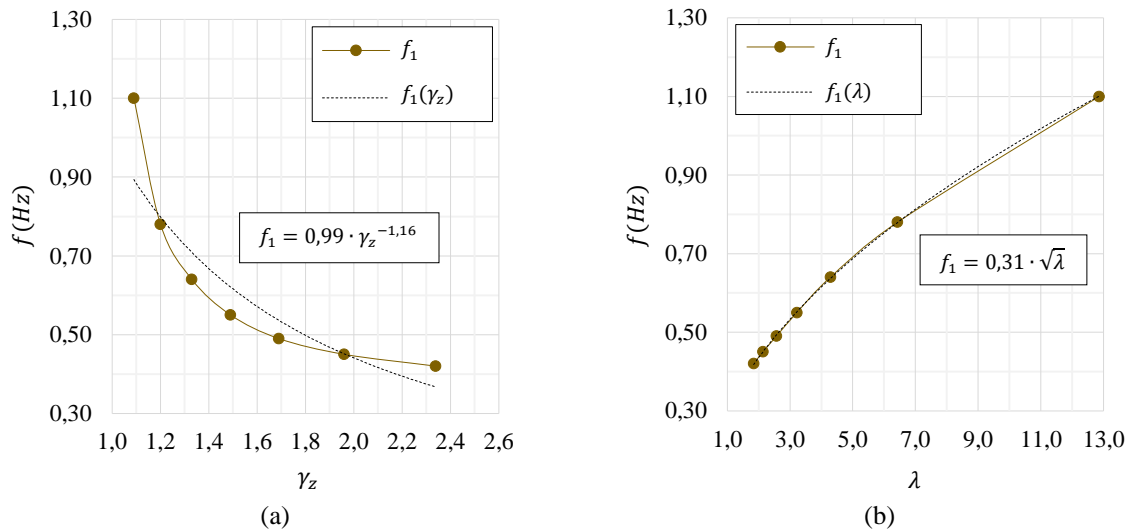
Figura 5.5 - Exemplo 1: Relação entre $d_{x, serv}$ e γ_z



Fonte: Autor

II. Frequência fundamental

Os valores da frequência fundamental para cada combinação de carga encontram-se, no gráfico da figura 5.6-(a) em função de γ_z , e no gráfico da figura 5.6-(b) em função de λ . Também é mostrada a linha de tendência dos resultados e a função correspondente que mais se assemelha ao padrão da série de dados.

Figura 5.6 - Exemplo 1: Relação entre $f_1 \times \gamma_z$ - (a) e $f_1 \times \lambda$ - (b)

Fonte: Autor

Nota-se que a equação da frequência em função do fator de carga crítica fornece resultados mais próximos dos obtidos analiticamente do que a equação aproximada em função do γ_z . Assim, verifica-se ser possível prever, com bastante precisão, o valor da frequência fundamental, como mostrado a seguir:

$$f_1 = 0,31 \cdot \sqrt{\lambda}, \text{ para } \lambda \geq 1,0 \quad (5.2)$$

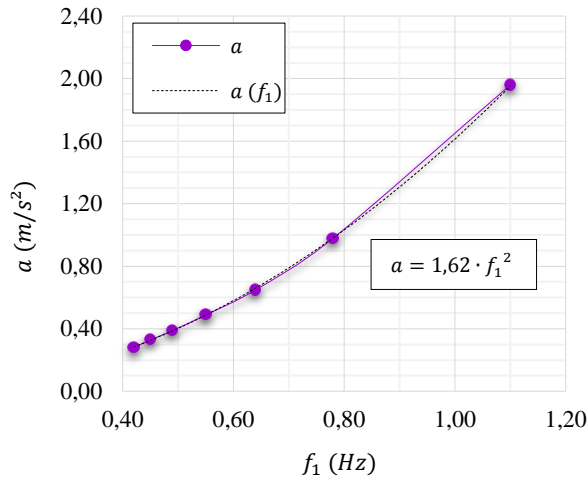
$$f_1 = 0,31 \cdot \sqrt{\frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1}}, \text{ para } 1,0 < \gamma_z \leq 1,5 \quad (5.3)$$

III. Aceleração

Neste exemplo, a aceleração foi calculada através da equação geral do movimento, desprezando o amortecimento e considerando um sistema de vibração livre, o que resulta na Segunda Lei de Newton ($F = M \cdot a$). Em virtude disso, não é possível associar os resultados obtidos aos de estruturas com vários graus de liberdade, onde a aceleração é calculada por outra metodologia, que depende da ação dinâmica do vento e dos modos de vibração (método do vento dinâmico especificado na NBR 6123 (1988)).

Tampouco interessante seria avaliar o grau de percepção humana às vibrações. Contudo, pode ser pertinente a verificação da variação desse parâmetro com a mudança da relação entre a carga vertical (fonte de massa) e a rigidez. O gráfico da figura 5.7 exibe essa relação através da associação dos resultados da aceleração com os da frequência fundamental da barra.

Figura 5.7 - Exemplo 1: Relação entre a e f_1



Fonte: Autor

Percebe-se que neste caso, a aceleração aumenta conforme cresce o valor da frequência, sendo essa relação dada de forma aproximada pela seguinte equação numérica:

$$a = 1,62 \cdot f_1^2 \quad (5.4)$$

Essa solução nada mais é do que um caso particular da solução analítica, que depende da frequência e do deslocamento horizontal, como demonstrado no passo a passo a seguir:

1. Sabe-se que a aceleração é igual à relação entre a força aplicada e a massa do sistema:

$$a = \frac{F_h}{M} \quad (5.5)$$

2. Como a Força horizontal é o produto da rigidez pelo deslocamento horizontal, tem-se:

$$a = \frac{K \cdot d_h}{M} \quad (5.6)$$

3. Da equação da frequência fundamental, encontra-se a relação entre a rigidez e a massa:

$$f_1 = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad \therefore \quad \frac{K}{M} = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \quad (5.7)$$

4. Substituindo a equação (5.7) na equação (5.6) chega-se à expressão da NBR 6123 (1988), já apresentada no capítulo 3 deste trabalho:

$$a = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot d_h \quad (5.8)$$

5. Por fim, ao inserir o valor do deslocamento horizontal na equação (5.8), encontra-se a solução particular dada pela equação (5.4):

$$a = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot \frac{d_{h, serv}}{0,3} = 4\pi^2 \cdot f_1^2 \cdot \frac{1,23}{0,3 \cdot 100}$$

$$a = 1,62 \cdot f_1^2$$

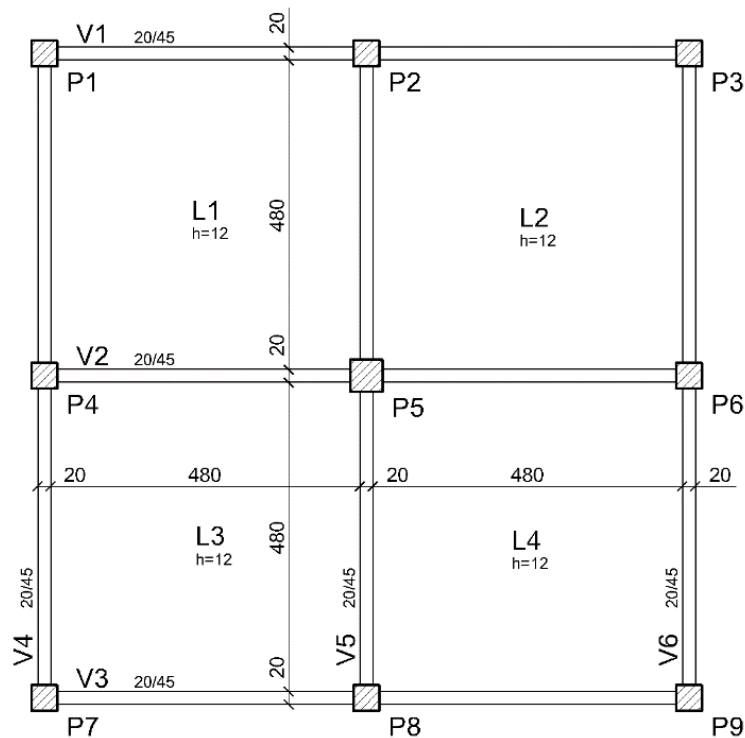
Deste modo, fica demonstrado que a aceleração depende da frequência e dos deslocamentos horizontais na estrutura. Lembrando que não está sendo levado em conta o amortecimento do sistema nesse exemplo.

5.2. Exemplo 2

I. Descrição do exemplo

Neste exemplo, serão analisadas diversas estruturas tridimensionais idealizadas, cuja forma dos pavimentos Tipo é mostrada na figura 5.8. O objetivo aqui é estender os estudos realizados no exemplo anterior, para um caso mais complexo de estrutura, visando um estudo comparativo dos parâmetros estudados e o desenvolvimento e validação de equações aproximadas.

Figura 5.8 – Exemplo 2: Forma dos Pavimentos Tipo (sem escala) – cotas em centímetro



Fonte: Autor

A forma dos pavimentos Tipo é composta por 6 vigas com seção retangular de 20 cm por 45 cm e quatro lajes maciças com espessura de 12 cm. As seções dos pilares não foram indicadas por sofrerem variação dentro dos diversos casos estudados.

Foram criados 5 grupos de estruturas com diferentes alturas, tomando como critério o aumento gradativo do número de pavimentos tipo, de 5 em 5, iniciando com 5 tipos e terminando com 25 tipos no quinto grupo. A esses grupos atribuiu-se a denominação de estruturas A, B, C, D e E. Para cada um destes grupos foram criados 5 subgrupos, classificados de 1 a 5, com diferentes seções de pilares, de forma a gerar diferentes valores de γ_z dentro de um mesmo grupo.

Foram, então, analisados 25 casos diferentes de estruturas, sempre baseadas na mesma forma estrutural. Ressalta-se que nesse procedimento não houve preocupação com o dimensionamento dos pilares quanto ao estado-limite último e nem com as dimensões mínimas recomendadas por norma. Busca-se apenas causar uma variabilidade dos resultados. Na tabela 5.8, são indicadas as características de cada estrutura analisada.

Tabela 5.8 – Exemplo 2: características das estruturas analisadas

ESTRUTURA	Nº DE TIPOS	ALTURA TOTAL (m)	CASO	DIMENSÕES DOS PILARES (cm)	
				P1 a P4, P6 a P9	P5
A	5	13,5	1	22 / 22	25 / 25
			2	16 / 16	19 / 19
			3	14 / 14	19 / 19
			4	13 / 13	18 / 18
			5	12 / 12	17 / 17
B	10	28,5	1	32 / 32	45 / 45
			2	20 / 20	28 / 28
			3	17 / 17	26 / 26
			4	16 / 16	24 / 24
			5	15 / 15	21 / 21
C	15	43,5	1	50 / 50	55 / 55
			2	25 / 25	27 / 27
			3	20 / 20	31 / 31
			4	20 / 20	21 / 21
			5	18 / 18	20 / 20
D	20	58,5	1	73 / 73	80 / 80
			2	31 / 31	40 / 40
			3	25 / 25	33 / 33
			4	22 / 22	30 / 30
			5	19 / 19	27 / 27
E	25	73,5	1	95 / 95	100 / 100
			2	38 / 38	45 / 45
			3	30 / 30	30 / 30
			4	25 / 25	36 / 36
			5	21 / 21	30 / 30

Fonte: Autor

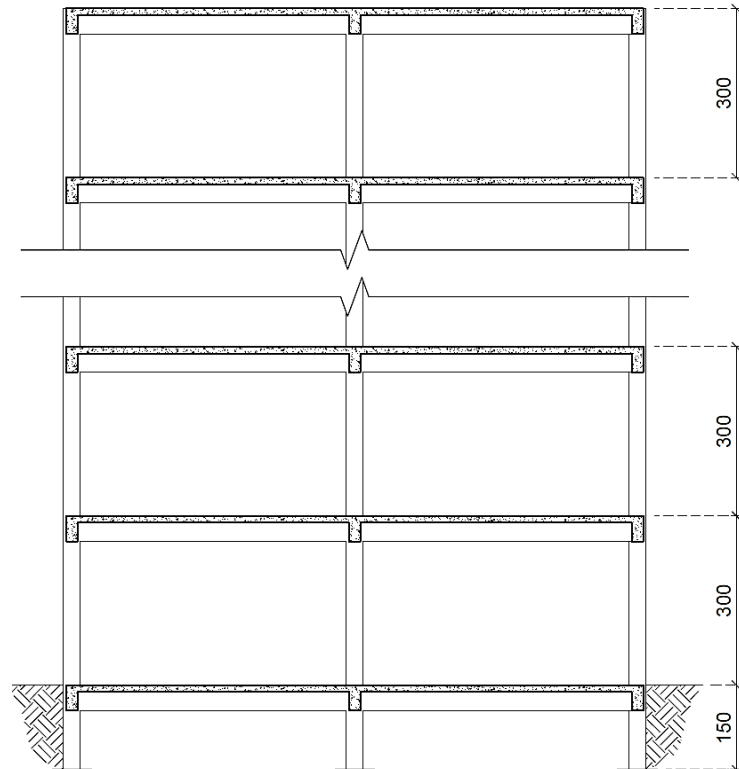
Admite-se que a distância entre pavimentos e a profundidade das fundações sejam iguais em todas as estruturas analisadas. Estes valores estão indicados na tabela 5.9 e no corte esquemático apresentado na figura 5.9.

Tabela 5.9 – Exemplo 2: Distâncias entre pavimentos

COTA ENTRE PISOS	PROFUNDIDADE DAS FUNDAÇÕES
3,00 m	1,50 m

Fonte: Autor

Figura 5.9 – Exemplo 2: Corte esquemático das estruturas (sem escala) – cotas em centímetro



Fonte: Autor

Todas as estruturas serão analisadas admitindo-se um concreto com $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$, o que resulta em um módulo de elasticidade de 31 GPa , considerando o uso de granito, conforme consta no item 2.1.1 desta dissertação.

II. Carregamentos

Os carregamentos verticais aplicados nas estruturas são mostrados na tabela 5.10. Para a sua definição, as edificações foram consideradas como sendo para fins residenciais e também admitiu-se que todas as vigas apoiam paredes de alvenaria. Já os carregamentos horizontais devido ao vento foram definidos com base nos critérios indicados na tabela 5.11.

Tabela 5.10 – Exemplo 2: Cargas Verticais aplicadas

AÇÕES PERMANENTES		AÇÕES ACIDENTAIS
<i>Peso das Paredes</i>	<i>Revestimento das Lajes</i>	<i>Sobrecarga</i>
5,40 kN/m	1,00 kN/m ²	1,50 kN/m ²

Fonte: Autor

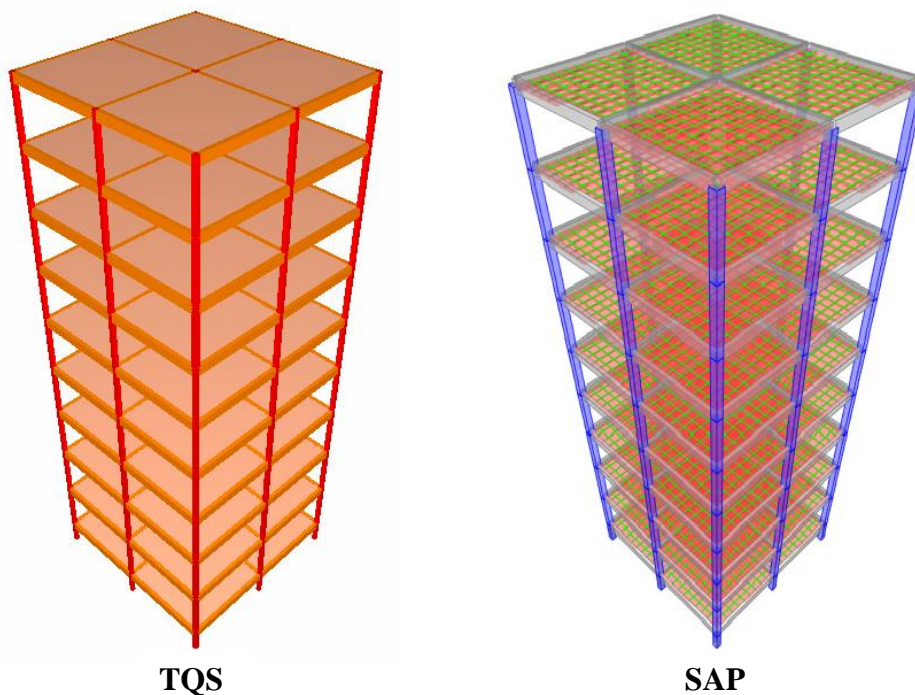
Tabela 5.11 – Exemplo 2: Critérios para a definição dos carregamentos devido ao vento

CRITÉRIO		VALOR
<i>Velocidade básica do vento (V_0)</i>		30 m/s
<i>Fator topográfico do terreno (S_1)</i>		1,00
<i>Categoria de rugosidade (S_2)</i>		IV
<i>Fator estatístico (S_3)</i>		1,00
<i>Classe da edificação</i>	<i>Estrutura A</i>	A
	<i>Estrutura B</i>	B
	<i>Estrutura C</i>	B
	<i>Estrutura D</i>	C
	<i>Estrutura E</i>	C

Fonte: Autor

III. Modelos de análise

Na figura 5.10 são ilustrados os modelos espaciais do TQS e no SAP2000 de um dos edifícios analisados. Ressalta-se que em todos os casos aqui estudados, onde as estruturas são simétricas nas direções X e Y, os resultados são iguais para ambas as direções.

Figura 5.10 – Exemplo 2: Vistas em perspectiva

Fonte: Autor

5.2.1. Resultados

Os resultados para os parâmetros globais de projeto, referentes a avaliação da instabilidade global no ELU, são apresentados na tabela 5.12, enquanto que os parâmetros relacionados ao ELS estão indicados na tabela 5.13. Lembrando que no ELU, a não-linearidade física foi considerada através da redução da rigidez dos elementos estruturais, e no ELS foi considerada a rigidez integral dos elementos.

Ressalta-se também que não há preocupação, nesse momento, com os limites normativos em relação aos resultados encontrados, busca-se somente analisar a variação dos parâmetros na tentativa de estabelecer relações entre estes.

Tabela 5.12 – Exemplo 2: Resultados dos parâmetros globais de instabilidade - ELU

ESTRUTURA	CASO	γ_z		RM2M1		λ	
		TQS	SAP	TQS	SAP	SAP	$f_a(\lambda)$
A (5 Tipos)	1	1,10	1,10	1,11	1,10	9,82	1,11
	2	1,30	1,31	1,34	1,35	3,42	1,41
	3	1,50	1,50	1,62	1,63	2,36	1,74
	4	1,73	1,75	2,09	2,15	1,80	2,25
	5	2,22	2,28	4,93	6,24	1,36	3,78
B (10 Tipos)	1	1,12	1,11	1,12	1,11	10,42	1,11
	2	1,33	1,33	1,36	1,35	3,62	1,38
	3	1,59	1,58	1,72	1,69	2,33	1,75
	4	1,81	1,80	2,14	2,11	1,86	2,16
	5	2,35	2,37	4,73	5,19	1,38	3,63
C (15 Tipos)	1	1,14	1,12	1,14	1,12	9,73	1,11
	2	1,37	1,35	1,39	1,38	3,60	1,38
	3	1,62	1,60	1,73	1,69	2,43	1,70
	4	1,83	1,83	2,10	2,10	1,91	2,10
	5	2,47	2,39	4,59	4,13	1,43	3,33
D (20 Tipos)	1	1,16	1,14	1,16	1,14	8,91	1,13
	2	1,35	1,32	1,36	1,34	4,16	1,32
	3	1,56	1,53	1,61	1,57	2,83	1,55
	4	1,84	1,80	2,00	1,96	2,12	1,89
	5	2,76	2,70	4,75	4,61	1,43	3,33
E (25 Tipos)	1	1,19	1,16	1,19	1,17	7,79	1,15
	2	1,39	1,35	1,40	1,37	4,04	1,33
	3	1,61	1,57	1,66	1,61	2,82	1,55
	4	1,85	1,81	1,97	1,91	2,27	1,79
	5	2,95	2,84	4,48	4,12	1,50	3,00

Fonte: Autor

Tabela 5.13 – Exemplo 2: Resultados dos parâmetros globais para o ELS

ESTRUTURA	CASO	$d_{h,topo}$ (cm)		$d_{h,pav}$ (cm)		f_1 (Hz)		a (m/s ²)	
		TQS	SAP	TQS	SAP	TQS	SAP	TQS	PERCEPÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES
A (5 Tipos)	1	0,19	0,19	0,07	0,07	0,77	0,69	0,050	Perceptível
	2	0,52	0,53	0,20	0,20	0,46	0,56	0,054	Perceptível
	3	0,76	0,77	0,29	0,30	0,38	0,38	0,056	Perceptível
	4	0,98	1,00	0,38	0,38	0,34	0,33	0,058	Perceptível
	5	1,29	1,31	0,50	0,51	0,29	0,29	0,059	Perceptível
B (10 Tipos)	1	0,49	0,47	0,08	0,08	0,57	0,58	0,077	Perceptível
	2	1,47	1,45	0,26	0,25	0,33	0,33	0,087	Perceptível
	3	2,29	2,28	0,40	0,40	0,26	0,26	0,091	Perceptível
	4	2,84	2,80	0,51	0,50	0,24	0,24	0,093	Perceptível
	5	3,76	3,74	0,68	0,68	0,21	0,21	0,098	Perceptível
C (15 Tipos)	1	0,87	0,82	0,09	0,09	0,46	0,47	0,085	Perceptível
	2	2,73	2,69	0,30	0,32	0,27	0,27	0,103	Perceptível
	3	4,23	4,13	0,46	0,45	0,22	0,22	0,110	Perceptível
	4	5,20	5,17	0,57	0,57	0,20	0,20	0,113	Perceptível
	5	7,06	7,04	0,79	0,79	0,17	0,17	0,117	Perceptível
D (20 Tipos)	1	1,28	1,20	0,10	0,09	0,37	0,38	0,082	Perceptível
	2	3,48	3,38	0,26	0,25	0,25	0,25	0,113	Perceptível
	3	5,42	5,31	0,40	0,39	0,20	0,20	0,121	Perceptível
	4	7,36	7,24	0,55	0,54	0,17	0,17	0,127	Perceptível
	5	10,85	10,70	0,83	0,81	0,14	0,14	0,133	Perceptível
E (25 Tipos)	1	1,87	1,74	0,11	0,11	0,30	0,31	0,077	Perceptível
	2	4,96	4,78	0,28	0,26	0,22	0,22	0,119	Perceptível
	3	7,79	7,64	0,43	0,42	0,18	0,18	0,131	Perceptível
	4	10,28	10,18	0,55	0,54	0,16	0,16	0,137	Perceptível
	5	15,96	15,72	0,88	0,86	0,13	0,13	0,146	Perceptível

Fonte: Autor

5.2.2. Avaliação dos resultados

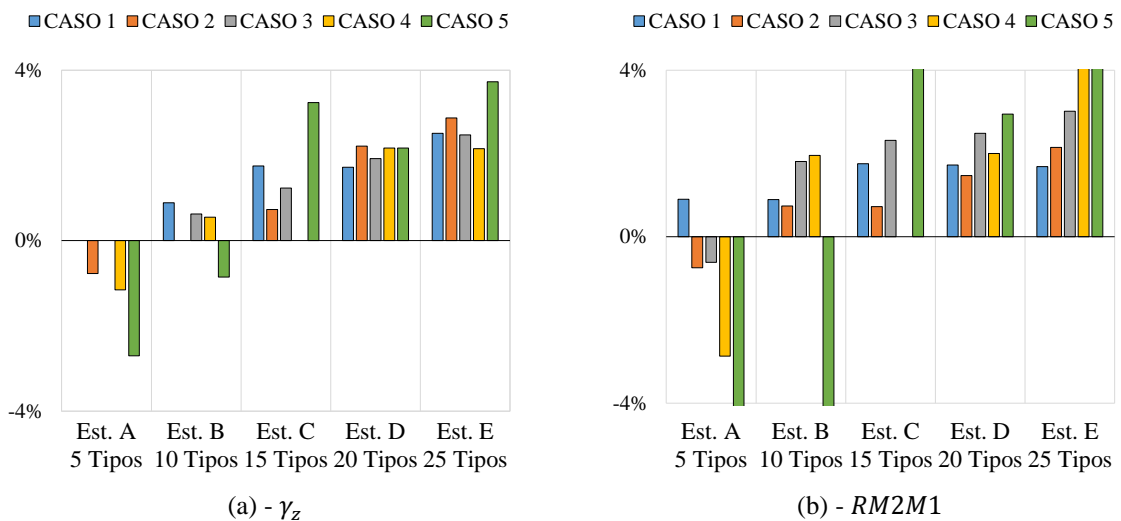
5.2.2.1. Comparação entre os resultados no TQS e no SAP2000

I. Coefficientes γ_z e $RM2M1$

As diferenças percentuais entre os resultados obtidos no TQS e no SAP2000 para o γ_z e $RM2M1$ são mostradas nos gráficos (a) e (b) da figura 5.11. Nestes gráficos, os percentuais positivos indicam resultados superiores no TQS, enquanto que os percentuais negativos representam resultados superiores no SAP2000.

As estruturas foram agrupadas de acordo com o número de pavimentos Tipo, e cada caso foi identificado por uma cor diferente. As barras que não aparecem no gráfico correspondem aos casos em que os resultados foram idênticos em ambos os *Softwares*.

Figura 5.11 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - γ_z e (b) - $RM2M1$



Fonte: Autor

Nota-se que as diferenças entre os resultados para o coeficiente γ_z são bem pequenas, não ultrapassando o valor de 4% sequer nos casos em que os edifícios são mais flexíveis, o que demonstra a coerência no lançamento dos carregamentos e das seções dos elementos estruturais nos dois Sistemas. Além do mais, prova a validade dos resultados para o fator λ , obtidos somente no SAP2000.

Com relação ao coeficiente $RM2M1$, percebe-se uma diferença maior entre os resultados, sendo superior a 4% em alguns casos. Apesar disso, as situações onde há uma maior discrepância são das estruturas pertencentes ao caso 5, que estão mais próximas do limite de

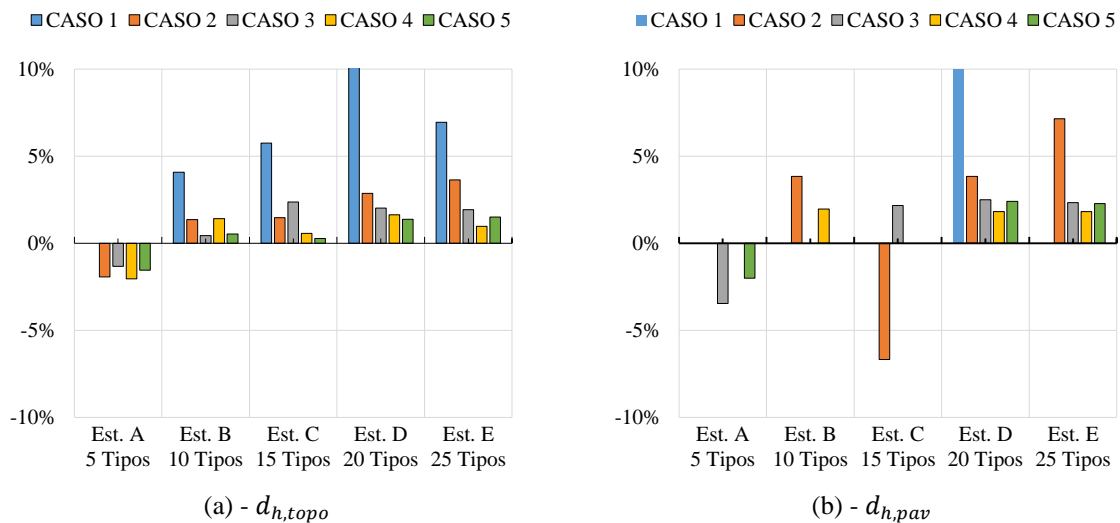
instabilidade global ($\lambda = 1$). Lembrando que nesse estágio, é normal haver divergências maiores nos resultados, devido às aproximações envolvidas no cálculo.

Finalmente, observa-se que na quase totalidade dos resultados, as diferenças percentuais foram positivas, demonstrando que embora bastante próximos, os resultados no TQS, de modo geral, foram superiores ao obtidos no SAP2000. Partindo desse contexto, optou-se por utilizar os resultados encontrados no TQS para as análises seguintes.

II. Deslocamentos horizontais

Os gráficos presentes na figura 5.12 mostram as diferenças percentuais para os deslocamentos no topo (figura 5.12-(a)), e entre pavimentos (figura 5.12-(b)), no TQS e no SAP2000. Do mesmo modo que no item anterior, percentuais positivos indicam resultados superiores no TQS e percentuais negativos significam valores superiores no SAP2000.

Figura 5.12 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$



Fonte: Autor

A partir dos gráficos, verifica-se que, de maneira geral, há pouca variação nos resultados obtidos nos dois Sistemas, tanto para os deslocamentos horizontais no topo como entre pavimentos consecutivos.

As maiores diferenças, ocorreram nas estruturas do Caso 1, cujos pórticos possuem maior rigidez, justamente porque os deslocamentos são mais baixos e, portanto, pequenas variações nos valores absolutos dos resultados, ocasionam diferenças percentuais elevadas.

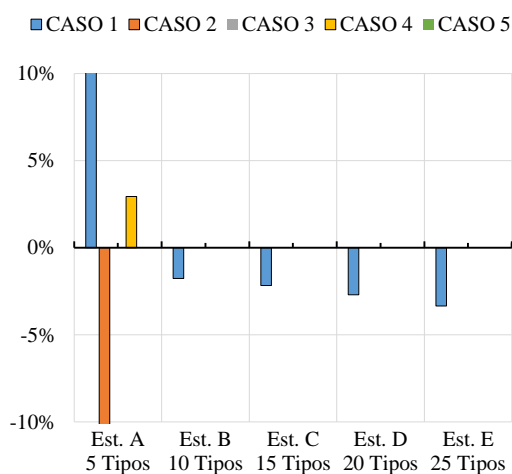
Nesse sentido, consideram-se compatíveis os resultados em ambos os programas, sendo consideradas as diferenças ocorridas dentro de um limite aceitável. Comprova-se assim a validade dos modelos gerados para análise desses parâmetros.

Agora, diferentemente dos resultados para γ_z e $RM2M1$, aqui os valores obtidos no SAP2000 são um pouco superiores aos do TQS em grande parte dos casos. Somente no Caso 1 os valores no TQS foram mais elevados para ambos os tipos de deslocamentos. No entanto, a escolha pelos valores obtidos no TQS será mantida, com o intuito de preservar a coerência dos resultados nas análises, optando por valores aferidos em um mesmo programa.

III. Frequência Fundamental

Na figura 5.13, que mostra as taxas entre os resultados da frequência fundamental no TQS e no SAP2000, pode ser observado que em grande parte dos casos, os valores encontrados são idênticos, comprovado pelo número pequeno de barras indicadas no gráfico. Apenas em alguns casos, das estruturas mais rígidas, ocorreram maiores discrepâncias, porém, todas permanecendo em uma faixa admissível. Assim, fica mais uma vez confirmada a correta calibração dos modelos nos dois programas, e também a validação dos resultados para a aceleração, obtidos somente no TQS.

Figura 5.13 – Exemplo 2: Taxas percentuais entre os resultados de frequência fundamental no TQS e SAP



Fonte: Autor

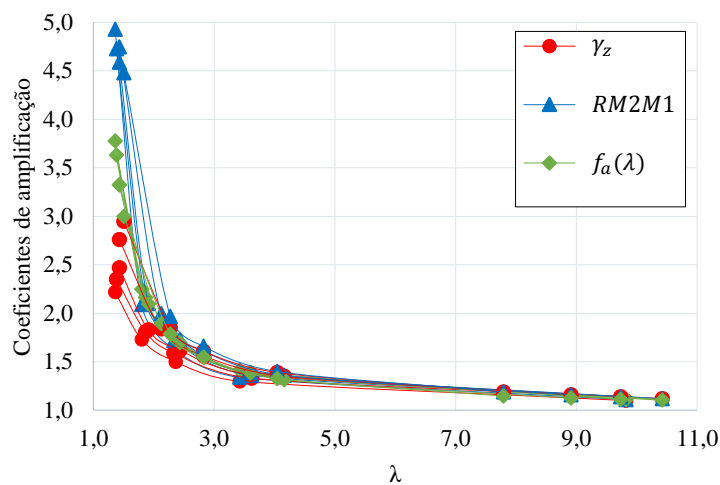
Também se verifica que, no TQS, as frequências resultam em valores inferiores aos obtidos no SAP2000, na grande maioria dos casos. Assim como nas análises dos outros parâmetros, para este caso também serão considerados apenas os resultados obtidos no TQS para as análises estruturais.

5.2.2.2. Análise dos parâmetros de controle no ELU

I. Fatores de amplificação dos esforços de primeira ordem

Os resultados obtidos para os 3 coeficientes de amplificação calculados em todas as estruturas, são mostrados de forma gráfica na figura 5.14. No eixo vertical são representados os coeficientes de amplificação e no eixo horizontal, os respectivos fatores de carga crítica de flambagem.

Figura 5.14 - Exemplo 2: Comparação entre os fatores de amplificação

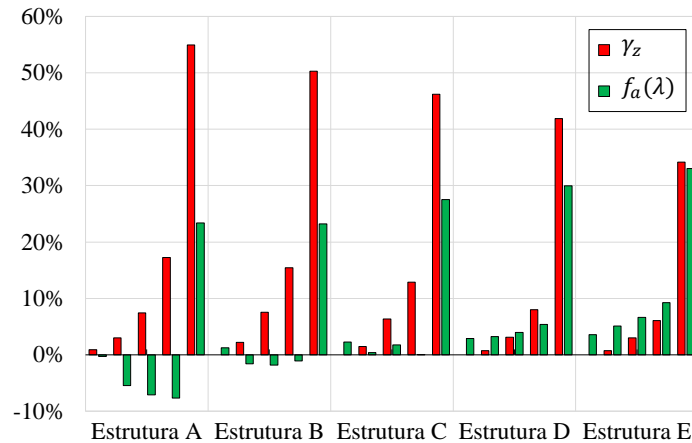


Fonte: Autor

Assim como no exemplo 1, verifica-se que aqui também há uma grande proximidade entre os resultados, até um certo nível, que neste caso novamente se aproxima de 1,50. A partir deste ponto, os valores de γ_z já possuem uma diferença acentuada em relação aos valores de $RM2M1$. Já o fator $f_a(\lambda)$ apresentou resultados mais próximos em relação à $RM2M1$ do que γ_z , até mesmo nos casos em que a estrutura está mais próxima do ponto de instabilidade.

É importante notar também como os resultados variam de maneira semelhante conforme diminui o valor do fator λ , apresentando um aspecto de curva, do mesmo modo como visto na barra do exemplo 1, evidenciando a predominância do comportamento não-linear geométrico das estruturas quanto maiores são os efeitos de segunda ordem.

Na figura 5.15, em que são indicadas as taxas de variação de γ_z e $f_a(\lambda)$ em relação a $RM2M1$, nota-se a pequena diferença nos 3 primeiros casos de cada estrutura, permanecendo abaixo de 1%. Nos dois últimos casos, as diferenças já se encontram maiores, chegando a atingir 55%. Contudo, nesses casos, a rigidez das estruturas extrapola absurdamente as situações usuais, o que torna essas diferenças irrelevantes para os propósitos deste trabalho.

Figura 5.15 - Exemplo 2: Taxas de variação de γ_z e $f_a(\lambda)$ em relação à RM2M1

Fonte: Autor

Além do mais, nos casos com rigidez mais próxima das situações reais, as diferenças entre $f_a(\lambda)$ e γ_z são pequenas, comprovando também neste exemplo a validade da equação para o cálculo do fator de amplificação em função do fator λ , proposta por MacGregor e Hage (1977, apud FONTE, 1992).

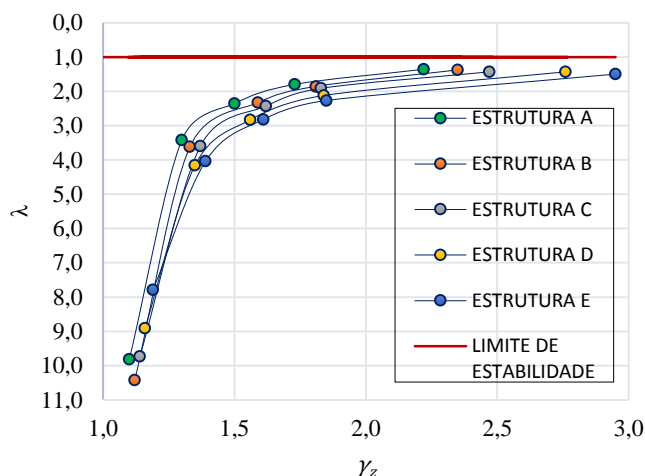
Portanto, assumindo esses dois fatores de amplificação como equivalentes, percebe-se novamente que é possível estimar o fator de carga crítica global das estruturas, de maneira aproximada, em função do coeficiente γ_z . Para isso, basta aplicar a equação (5.1) apresentada no exemplo anterior.

Contudo, ressalta-se que essa estimativa é válida somente nos casos em que os valores de γ_z não são demasiadamente elevados, ou seja, devem permanecer abaixo de certo limite, que neste exemplo observa-se ser de 1,50.

II. Fator de carga crítica global

A figura 5.16 mostra a evolução do fator de carga crítica em função do coeficiente γ_z para as cinco estruturas calculadas. A reta horizontal representa o limite de estabilidade (ponto em que o fator de carga crítica é igual a 1), ou seja, quando a carga atuante se torna equivalente à carga crítica.

Figura 5.16 - Exemplo 2: Variação do fator λ em relação à γ_z



Fonte: Autor

Este gráfico é útil para enfatizar como o fator de carga crítica global varia de forma não linear em relação a mudança da relação carga vertical por rigidez nas estruturas. Fato esse já comprovado no exemplo 1 e confirmado agora, para as estruturas com vários graus de liberdade. Percebe-se como inicialmente há uma diminuição brusca desse fator, que vai suavizando à medida em que os valores de γ_z tornam-se maiores. Chega-se bem próximo do limite de estabilidade para valores bastante elevados de γ_z , muito acima dos limites usualmente praticados na engenharia estrutural para admissão dos efeitos de segunda ordem globais (valores até 1,30).

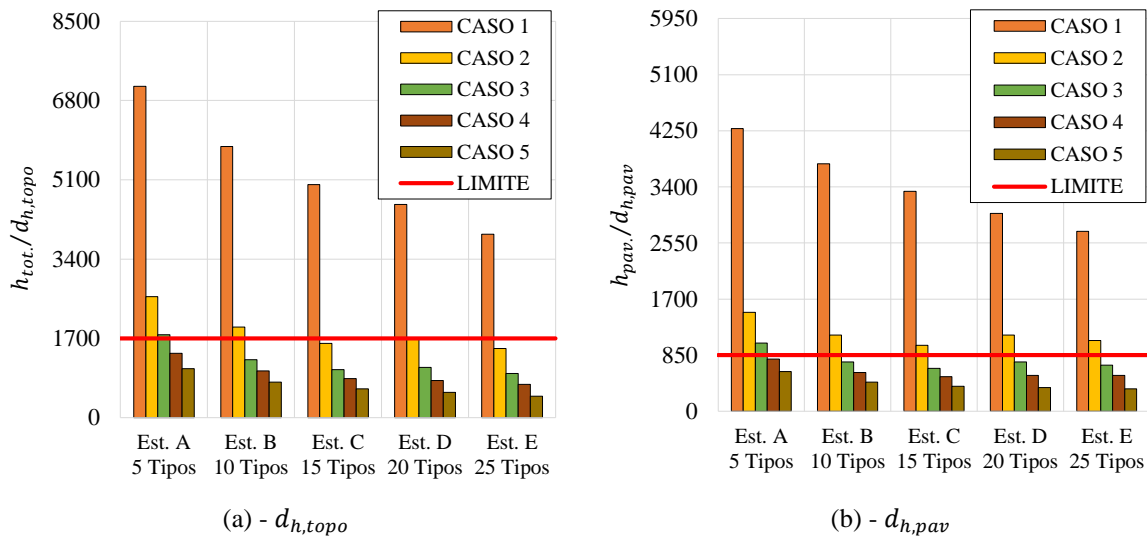
5.2.2.3. Análise dos parâmetros de controle no ELS

I. Deslocamentos horizontais

Como visto no exemplo 1, é inexecutável tentar encontrar uma equação que relacione os deslocamentos horizontais com os parâmetros de estabilidade nas estruturas. No entanto, é possível comparar os resultados dos deslocamentos horizontais com os valores limites e verificar as condições em que estes são extrapolados. A figura 5.17-(a) indica a relação entre a altura total e o correspondente deslocamento horizontal no topo de cada caso calculado, ao passo que a figura 5.17-(b) exibe a relação da altura entre pavimentos consecutivos (neste exemplo, 300 cm para todos os casos) com o respectivo deslocamento horizontal máximo, também entre pavimentos.

Nas duas figuras também são representados os limites para estas relações, que é igual a 1700 para a estrutura como um todo, e 850 entre pavimentos consecutivos. Deste modo, a verificação dos deslocamentos horizontais é atendida somente nas situações em que a coluna ultrapassar a linha horizontal. Quando esta não for atingida, significa que tais deslocamentos são superiores aos limites recomendados pela Norma Brasileira. Além disso, os resultados são agrupados por estrutura, em ordem crescente do 1° ao 5° caso.

Figura 5.17 – Exemplo 2: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$



Fonte: Autor

Os resultados mostram que os deslocamentos horizontais ultrapassaram os limites Normativos na maioria das estruturas. Tais limites foram atendidos somente nas estruturas do caso 1, e algumas estruturas dos casos 2 e 3. Nos demais casos a rigidez da estrutura não é suficiente para que esses limites sejam atendidos.

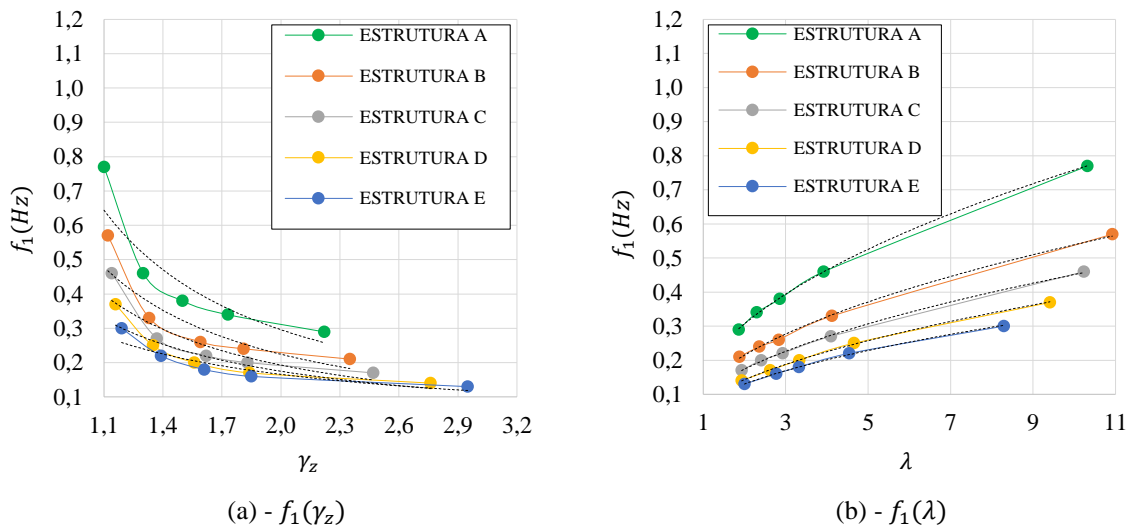
Fazendo uma correspondência com os valores encontrados para o coeficiente γ_z , observa-se que os deslocamentos horizontais tornam-se excessivos a partir de aproximadamente $\gamma_z = 1,35$. Portanto, acima desse valor, a rigidez da estrutura precisaria ser aumentada mesmo que esta atendesse à estabilidade global.

Porém, ressalta-se que não é possível afirmar de forma convicta que o deslocamento horizontal será sempre um parâmetro de maior restrição que a estabilidade global em quaisquer condições nas estruturas de concreto, pois como já foi comentado, ambos os problemas são independentes entre si.

II. Frequência fundamental

Os valores calculados para a frequência fundamental estão indicados nos gráficos da figura 5.18, em função de γ_z (figura 5.18-(a)), e em função de λ (figura 5.18-(b)). Também são mostradas as linhas de tendência (linha tracejada) correspondentes à variação dos resultados em cada estrutura, e na tabela 5.14 são mostradas as respectivas equações compatíveis.

Figura 5.18 – Exemplo 2: Resultados de f_1 . (a) – em função de γ_z e (b) – em função de λ



Fonte: Autor

Tabela 5.14 – Exemplo 2: Equações para a frequência fundamental em função de γ_z e λ

Estrutura	$f_1(\gamma_z)$	$f_1(\lambda)$
A	$f_1 = 0,73 \cdot \gamma_z^{-1,30}$	$f_1 = 0,25 \cdot \lambda^{0,49}$
B	$f_1 = 0,54 \cdot \gamma_z^{-1,27}$	$f_1 = 0,18 \cdot \lambda^{0,50}$
C	$f_1 = 0,45 \cdot \gamma_z^{-1,21}$	$f_1 = 0,14 \cdot \lambda^{0,52}$
D	$f_1 = 0,36 \cdot \gamma_z^{-1,04}$	$f_1 = 0,11 \cdot \lambda^{0,54}$
E	$f_1 = 0,30 \cdot \gamma_z^{-0,86}$	$f_1 = 0,11 \cdot \lambda^{0,51}$

Fonte: Autor

Através dos gráficos constata-se que as funções obtidas pelas relações entre a frequência fundamental e o fator de carga crítica global são mais próximas dos resultados encontrados do que as equações em função do γ_z .

Portanto, essa relação é mais adequada para se tentar deduzir uma equação aproximada que seja válida para o cálculo das frequências fundamentais em quaisquer estruturas de concreto. As etapas tomadas para a determinação dessa equação são enumeradas a seguir:

- I. Primeiramente, verifica-se que nessas funções de potência, os expoentes do fator λ , variam no intervalo de 0,49 a 0,54. Aproximando esse expoente de 0,5, pode-se escrever uma função geral, válida para todos os exemplos, da seguinte forma:

$$f_1 = k \cdot \sqrt{\lambda} \quad (5.9)$$

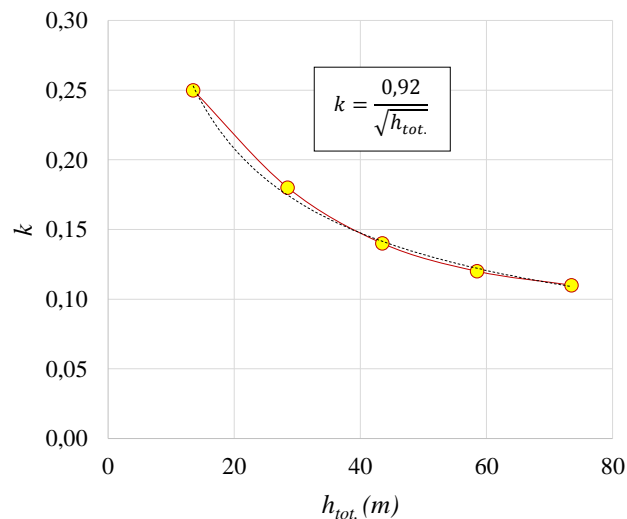
- II. Observa-se que o fator k é diferente para cada estrutura. Além da massa e da rigidez, outra característica que difere de uma estrutura para outra é a altura total. Portanto, supõe-se que k varia em função desta. Admitindo essa hipótese como verdadeira, é possível gerar a relação entre k e a altura total de cada estrutura, indicada na tabela 5.15 e plotada no gráfico da figura 5.19.

Tabela 5.15 – Exemplo 2: Relação entre o fator k e a altura total das estruturas

Estrutura	k	h_{tot} (m)
A	0,25	13,5
B	0,18	28,5
C	0,14	43,5
D	0,11	58,5
E	0,11	73,5

Fonte: Autor

Figura 5.19 - Exemplo 2: Relação entre o fator k e a altura total das estruturas



Fonte: Autor

- III. Da análise do gráfico com a linha de tendência estimada, resulta que a relação entre o fator k e a altura total pode ser aproximada pela seguinte equação:

$$k = \frac{0,92}{\sqrt{h_{tot.}}} \quad (5.10)$$

- IV. Substituindo a equação (5.10) na equação (5.9), chega-se em uma equação aproximada para a frequência fundamental, apresentada a seguir:

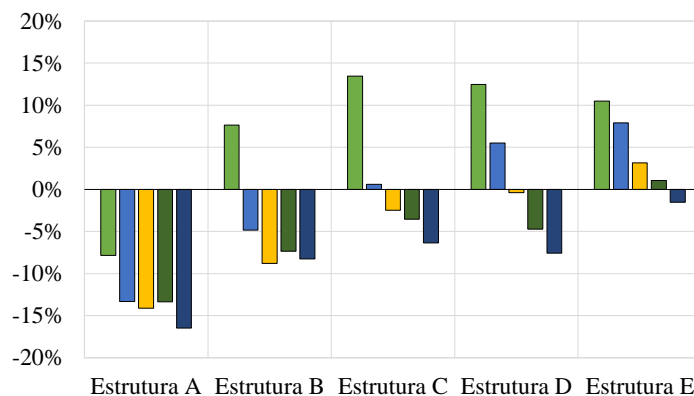
$$f_1 = 0,92 \cdot \sqrt{\frac{\lambda}{h_{tot.}}} \quad (5.11)$$

Associando esta última expressão com a equação (5.1) apresentada no exemplo 1, obtêm-se uma relação aproximada para o cálculo de f_1 em função de γ_z , indicada abaixo.

$$f_1 = 0,92 \cdot \sqrt{\frac{\gamma_z}{h_{tot.} \cdot (\gamma_z - 1)}} \quad (5.12)$$

Para verificar a validade dessa função, foi realizada uma análise comparativa entre os resultados obtidos simplificados e os calculados computacionalmente por análise modal. Essa comparação é apresentada na figura 5.20. Valores negativos indicam que os resultados simplificados são maiores e valores positivos indicam que os resultados modais são superiores.

Figura 5.20 - Exemplo 2: Comparação entre os resultados de frequência fundamental calculados pela equação aproximada em função de γ_z e pela análise modal



Fonte: Autor

Praticamente todas as diferenças ocorridas ficaram abaixo dos 15%, o que se pode considerar uma margem de erro satisfatória, uma vez que os valores de frequência são baixos. A maior discrepância foi de -16,47% no caso 5 da estrutura A correspondente ao valor de $f_1 = 0,29$ na análise modal, e $f_1 = 0,34$ no cálculo simplificado, ou seja, os valores são ainda bastante próximos mesmo com a diferença sendo pouco superior a 15%.

Vale lembrar que essas frequências foram calculadas para uma combinação de carregamentos em que se considerou 100% das cargas permanentes e somente 40% das cargas acidentais. Essa consideração está em conformidade com a NBR 6118 (2014) para o estado limite de vibrações excessivas. Todavia, caso a combinação seja alterada, as equações (5.11) e (5.12) precisariam sofrer ajustes visando considerar essa mudança.

Com relação ao limite de 1Hz recomendado pela NBR 6123 (1988), vê-se que em todos os casos as frequências fundamentais são inferiores, o que significa dizer que em todas as estruturas seria necessário considerar a influência da resposta flutuante induzida pelas variações da velocidade do vento.

Caso as frequências fundamentais sejam calculadas considerando o modelo contínuo especificado na NBR 6123 (1988), os resultados são constantes em cada estrutura, mesmo com a variação da rigidez dos pilares, pois a frequência é determinada a partir da equação (3.11) indicada no capítulo 3, que depende somente da altura total da edificação.

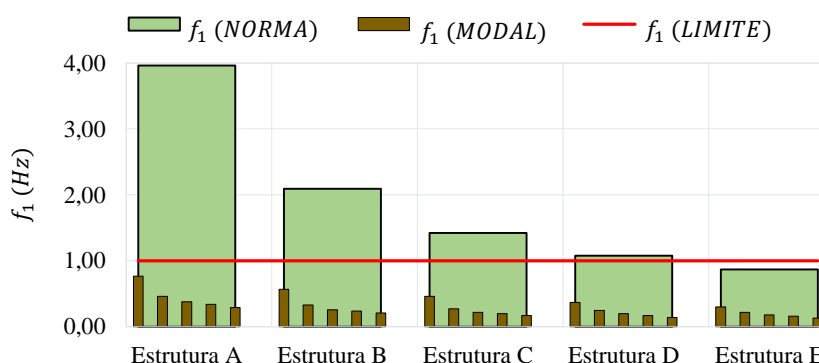
Na tabela 5.16 são indicados os resultados obtidos através desse modelo, e na figura 5.21 é mostrado um gráfico comparativo entre os valores obtidos na análise modal e os resultados simplificados calculados pelo modelo contínuo da Norma.

Tabela 5.16 – Exemplo 2: Resultados da frequência fundamental para o modelo contínuo

Estrutura	h_{tot} (m)	f_1 (Hz) – NBR 6123
A	13,5	3,96
B	28,5	2,09
C	43,5	1,42
D	58,5	1,08
E	73,5	0,87

Fonte: Autor

Figura 5.21 - Exemplo 2: Comparação entre os resultados de frequência fundamental obtidos pela NBR 6123 e pela análise modal



Fonte: Autor

O gráfico mostra que o cálculo simplificado considerando o modelo contínuo, conduz a resultados muito acima dos obtidos na análise modal, sobretudo nas estruturas com alturas menores e mais flexíveis. Segundo os resultados encontrados, somente na Estrutura E (25 Tipos) seria necessário avaliar a influência das ações dinâmicas do vento, seguindo este modelo. Isso indica que possivelmente essa formulação seja mais adequada para estruturas com altura elevada. Do contrário, os resultados são bem menos conservadores em relação aos calculados na análise modal, considerando as vibrações como livres e sem amortecimento. Lembrando que essas comparações se baseiam no limite normativo de 1Hz.

III. Aceleração para verificação do conforto humano

Foi demonstrado no exemplo 1 que a aceleração depende da frequência e do deslocamento horizontal da estrutura. Também foi comentado que o cálculo simplificado aplicado para a barra em questão era diferente do método utilizado para as edificações de concreto armado, pois nesse último caso, é necessário estimar os efeitos dinâmicos causados pelas rajadas de vento.

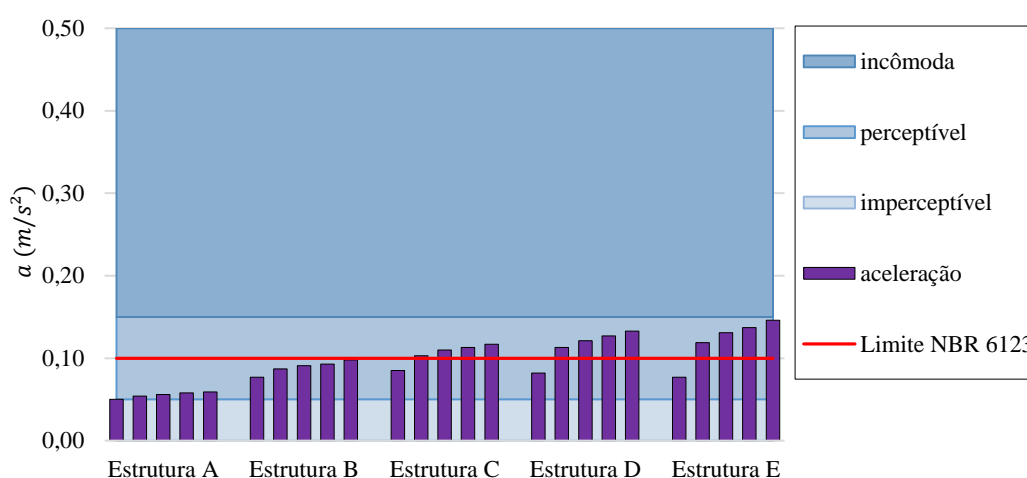
O método dinâmico proposto pela NBR 6123 (1988) e implantado no Sistema TQS para o cálculo das acelerações, leva em consideração os deslocamentos horizontais provocados somente pela parcela flutuante da ação do vento, além da combinação das respostas modais, que dependem dos diversos modos de vibração das estruturas.

Em virtude disso, torna-se inviável estabelecer alguma relação para a aceleração que dependa somente da frequência fundamental, ou ainda dos deslocamentos horizontais provocados pelos efeitos estáticos da ação do vento, já que existe a interferência de outros fatores no método de cálculo, que não fazem parte do escopo deste trabalho.

Portanto, trata-se aqui somente da relação entre as acelerações máximas e a percepção humana às vibrações, com base na recomendação da Norma Brasileira e na classificação proposta por Chang (1967, apud BORGES, 2009), que é a mesma empregada no TQS.

A figura 5.22 exprime os resultados encontrados para aceleração na direção do vento médio, bem como os níveis de percepção humana para a verificação do conforto humano e o limite de $0,1 \text{ m/s}^2$ que não deve ser ultrapassado, segundo a NBR 6123 (1988), para não causar desconforto aos ocupantes das edificações em geral.

Figura 5.22 - Exemplo 2: Verificação da percepção humana às vibrações



Fonte: Autor

Nota-se que todos os resultados ficaram na faixa das vibrações perceptíveis, mas que não são incômodas ao ser humano. Nas estruturas mais flexíveis, alguns valores chegaram próximo da transição de perceptível para incômoda ($a = 0,15 \text{ m/s}^2$), evidenciando que nesses casos, deve-se analisar com mais cautela este parâmetro, para que se possa tomar as devidas medidas quando necessário.

Em relação ao limite recomendado pela NBR 6123 (1988), verifica-se que algumas estruturas, as mais altas e mais flexíveis, já apresentariam desconforto aos usuários devido às vibrações e, portanto, precisariam passar por uma reavaliação, visando a redução de tais vibrações. Vale ressaltar que este critério normativo define o limite acima do qual as vibrações causam desconforto, porém não indica se estas são ou não perceptíveis quando os valores são inferiores a esse limite.

Finalmente, é importante destacar que não é aconselhável avaliar o grau de vibração de uma estrutura baseando-se em valores de γ_z , visto que as vibrações poderão ser perceptíveis mesmo para níveis de γ_z aceitáveis, como demonstrados nos exemplos analisados.

5.3. Exemplo 3

Este exemplo será realizado utilizando-se a mesma forma mostrada na figura 5.8 do exemplo anterior. No entanto, agora as dimensões dos pilares serão atribuídas de tal maneira que atendam aos esforços solicitantes no ELU. Da mesma forma, também serão criadas várias estruturas com diferentes alturas, para que se possa analisar as variações dos parâmetros globais de projeto. Essas estruturas, num total de seis, serão enumeradas de “A” a “F” com o número de pavimentos Tipo variando de 5 em 5. A tabela 5.17 apresenta as características principais atribuídas a cada uma dessas estruturas.

Tabela 5.17 – Exemplo 3: Características das estruturas analisadas

ESTRUTURA	Nº DE TIPOS	ALTURA TOTAL (m)	DIMENSÕES DOS PILARES (cm)	
			P1 a P4, P6 a P9	P5
A	5	13,5	20 / 20	30 / 30
B	10	28,5	30 / 30	40 / 40
C	15	43,5	35 / 35	45 / 45
D	20	58,5	40 / 40	50 / 50
E	25	73,5	50 / 50	60 / 60
F	30	88,5	60 / 60	60 / 60

Fonte: Autor

Os pilares foram dimensionados de maneira automática através do TQS. Por questões práticas, decidiu-se manter as seções constantes ao longo da altura dos edifícios. As cotas entre pavimentos Tipo e a profundidade das fundações são as mesmas utilizadas no Exemplo 2, apresentadas novamente na tabela 5.18 abaixo.

Tabela 5.18 – Exemplo 3: Distâncias entre pavimentos

COTA ENTRE PISOS	PROFUNDIDADE DAS FUNDAÇÕES
3,00 m	1,50 m

Fonte: Autor

A resistência e o módulo do concreto empregados também são os mesmos do exemplo anterior ($f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ e $E_{ci} = 31 \text{ GPa}$). Os carregamentos verticais aplicados são indicados na tabela 5.19. Admite-se que as edificações são para fins residenciais e todas as vigas da forma recebem cargas de parede. Os critérios adotados na análise para a consideração da ação do vento são apresentados na tabela 5.20.

Tabela 5.19 – Exemplo 3: Cargas Verticais aplicadas

AÇÕES PERMANENTES		AÇÕES ACIDENTAIS
<i>Peso das Paredes</i>	<i>Revestimento das Lajes</i>	<i>Sobrecarga</i>
5,40 kN/m	1,00 kN/m ²	1,50 kN/m ²

Fonte: Autor

Tabela 5.20 – Exemplo 3: Critérios para a definição dos carregamentos devido ao vento

CRITÉRIO		VALOR
<i>Velocidade básica do vento (V_0)</i>		30 m/s
<i>Fator topográfico do terreno (S_1)</i>		1,00
<i>Categoria de rugosidade (S_2)</i>		IV
<i>Fator estatístico (S_3)</i>		1,00
<i>Classe da edificação</i>	Estrutura A	A
	Estrutura B	B
	Estrutura C	B
	Estrutura D	C
	Estrutura E	C
	Estrutura F	C

Fonte: Autor

5.3.1. Resultados

Na tabela 5.21 são apresentados os resultados encontrados para os parâmetros que servem de controle da estabilidade no ELU. Já na tabela 5.22 são mostrados os resultados das verificações no ELS para os deslocamentos horizontais e vibrações excessivas.

Ressalta-se que estes resultados foram obtidos em função do dimensionamento dos pilares no ELU, com o intuito de averiguar em que condições estes superam ou não os limites Normativos. Portanto, de forma análoga ao exemplo 2, não haverá inicialmente qualquer preocupação se as estruturas atendem ou não tais limites.

I. Parâmetros de controle da estabilidade - ELU

Tabela 5.21 – Exemplo 3: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade

ESTRUTURA	γ_z		RM2M1		λ	
	TQS	SAP	TQS	SAP	SAP	$f_a(\lambda)$
A (5 Tipos)	1,12	1,11	1,12	1,12	8,88	1,13
B (10 Tipos)	1,13	1,12	1,13	1,13	9,16	1,12
C (15 Tipos)	1,19	1,17	1,19	1,18	6,94	1,17
D (20 Tipos)	1,25	1,23	1,26	1,23	5,62	1,22
E (25 Tipos)	1,29	1,26	1,30	1,27	5,10	1,24
F (30 Tipos)	1,36	1,32	1,38	1,33	4,46	1,29

Fonte: Autor

II. Parâmetros de controle dos deslocamentos e vibrações - ELS

Tabela 5.22 – Exemplo 3: Resultados dos parâmetros globais para o ELS

ESTRUTURA	$d_{h,topo}$ (cm)		$d_{h,pav}$ (cm)		f_1 (Hz)		a (m/s ²)	
	TQS	SAP	TQS	SAP	TQS	SAP	TQS	PERCEPÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES
A (5 Tipos)	0,21	0,21	0,08	0,08	0,72	0,72	0,051	Perceptível
B (10 Tipos)	0,55	0,54	0,09	0,09	0,54	0,54	0,078	Perceptível
C (15 Tipos)	1,32	1,26	0,14	0,13	0,38	0,39	0,093	Perceptível
D (20 Tipos)	2,35	2,25	0,18	0,17	0,30	0,30	0,105	Perceptível
E (25 Tipos)	3,51	3,33	0,20	0,19	0,25	0,26	0,107	Perceptível
F (30 Tipos)	5,16	4,88	0,25	0,23	0,21	0,22	0,109	Perceptível

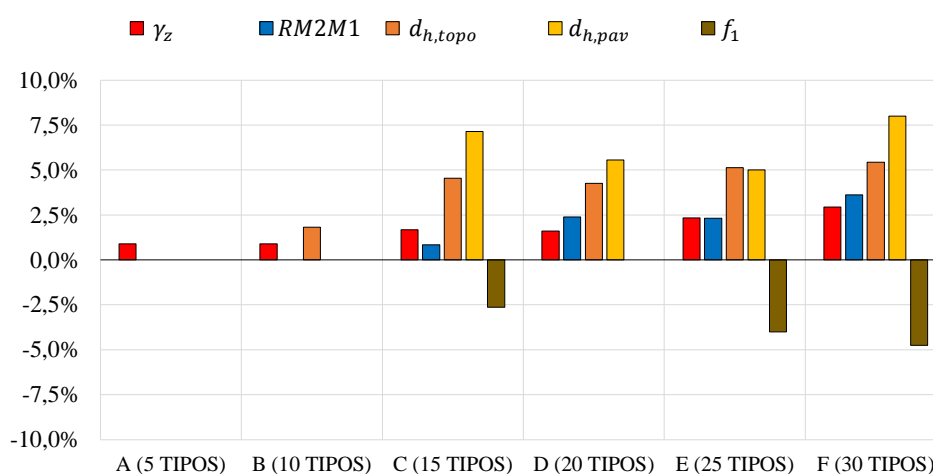
Fonte: Autor

5.3.2. Avaliação dos resultados

5.3.2.1. Comparação entre os resultados no TQS e no SAP2000

As variações entre os resultados obtidos no SAP2000 e no TQS, para os parâmetros que foram calculados nos dois Programas, são apresentadas na figura 5.23. Os valores positivos indicam que os resultados no SAP são inferiores aos do TQS, e os negativos indicam o contrário. Os casos em que a coluna não é desenhada acontecem quando os valores são iguais.

Figura 5.23 - Exemplo 3: Comparação entre os resultados no TQS e SAP2000



Fonte: Autor

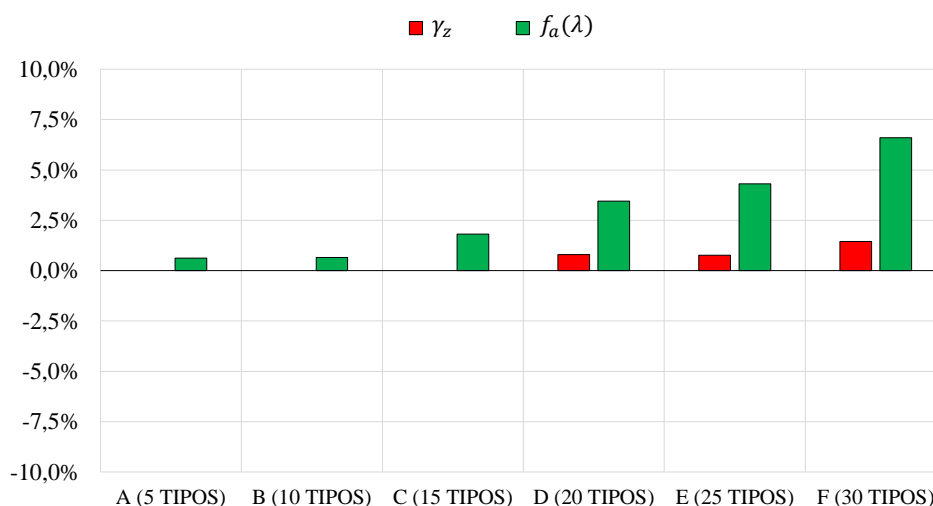
Todas as diferenças encontram-se abaixo de 10%, comprovando mais uma vez a boa calibração dos modelos criados nos dois Programas. Verifica-se também que, nesse exemplo, novamente os resultados no TQS são mais conservadores, com exceção de alguns casos para a frequência fundamental. Portanto, mantendo o padrão do exemplo anterior, serão utilizados, nas análises que seguem, somente os resultados do TQS para os estudos destes parâmetros.

5.3.2.2. Análise dos parâmetros de controle no ELU

Visando analisar a precisão dos fatores aproximados de amplificação dos efeitos de segunda ordem, foram representadas na figura 5.24, as taxas de variação dos coeficientes γ_z (obtido por análise linear) e $f_a(\lambda)$ (calculado através de λ) em relação ao parâmetro $RM2M1$ (extraído a partir da análise não-linear geométrica).

As taxas positivas indicam que os resultados de *RM2M1* são superiores, as taxas negativas indicam que os resultados dos fatores de amplificação são maiores, e obviamente, caso os valores sejam idênticos, não haverá representação de coluna no gráfico.

Figura 5.24 - Exemplo 3: Taxas de variação de γ_z e $f_a(\lambda)$ em relação à *RM2M1*



Fonte: Autor

Verifica-se que as diferenças são baixas para os dois parâmetros analisados, ficando inferior a 7,5%, e que além disso, todas as diferenças foram desfavoráveis à segurança. Todavia, nota-se que ambas as formulações, apesar de simplificadas, são bastante eficientes na avaliação dos efeitos de 2ª ordem, nas situações usuais.

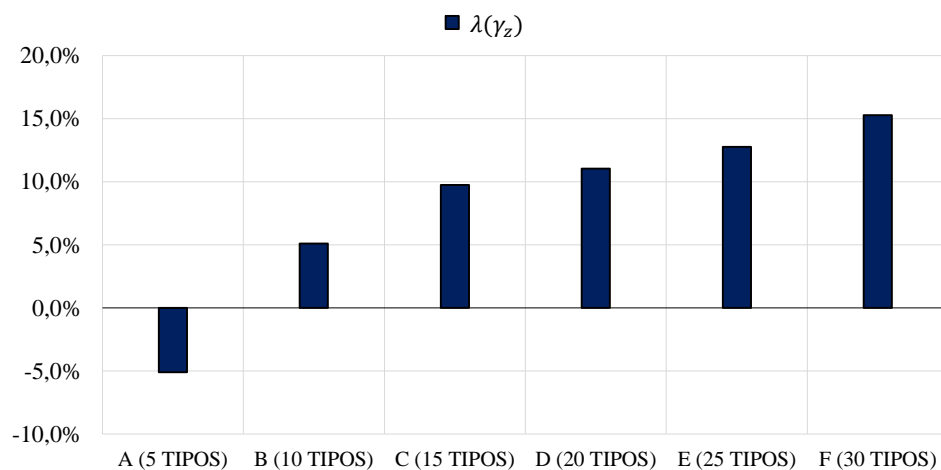
Nas estruturas com menor altura, os valores de γ_z são iguais aos de *RM2M1*, já para alturas maiores, as diferenças se tornam acentuadas. Isso mostra como a precisão deste coeficiente diminui conforme crescem os efeitos de segunda ordem. O fator $f_a(\lambda)$ comporta-se de maneira análoga, porém, neste exemplo, com um grau de imprecisão maior, o que não é grande problema, tendo em vista que as variações são baixas.

A tabela 5.23 exprime os resultados do fator λ obtidos através da análise de estabilidade elástica no SAP2000 e simplifiadamente em função do coeficiente γ_z . Na figura 5.25 são exibidas as taxas de variação de ambos os resultados.

Tabela 5.23 – Exemplo 3: resultados do cálculo de λ em função de γ_z

Estrutura	γ_z	λ (SAP)	λ (γ_z)
A	1,12	8,88	9,33
B	1,13	9,16	8,69
C	1,19	6,94	6,26
D	1,25	5,62	5,00
E	1,29	5,10	4,45
F	1,36	4,46	3,78

Fonte: Autor

Figura 5.25 - Exemplo 3: Taxas de variação do λ calculado pelo γ_z em relação à análise no SAP2000

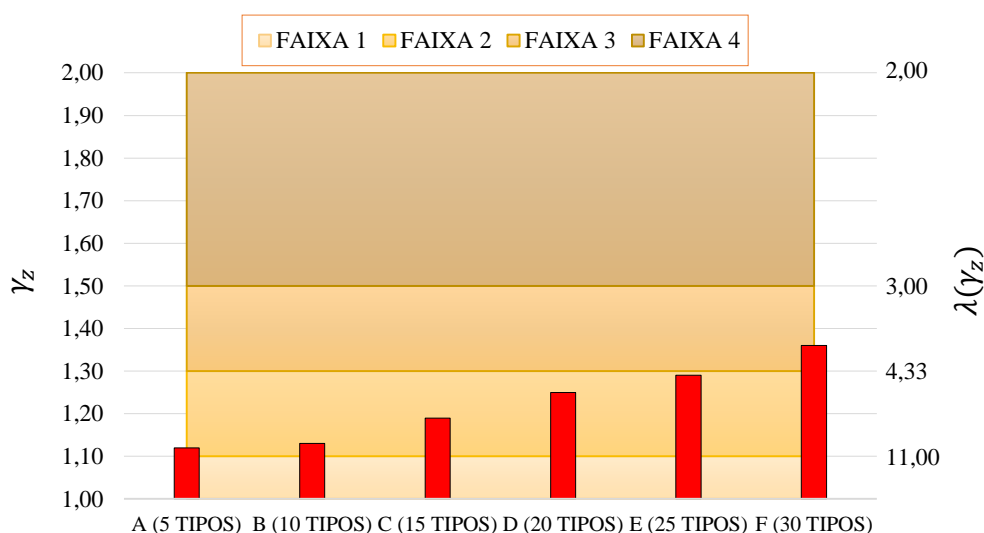
Fonte: Autor

Tal como se observa, as diferenças nos resultados vão aumentando conforme a estrutura se torna mais esbelta, chegando a aproximadamente 15% na Estrutura de 30 Tipos. Ressalta-se que esta comparação foi feita com os valores de γ_z obtidos no TQS, caso fossem empregados os valores calculados pelo SAP2000, as discrepâncias seriam menores.

Com exceção da Estrutura A todas as taxas são positivas, indicando que os resultados simplificados estão mais favoráveis à segurança pois os seus valores são menores que os obtidos na análise de instabilidade. Em resumo, a aplicação da equação (5.1) pode ser considerada satisfatória para se ter uma estimativa da situação das estruturas em relação à instabilidade a partir do coeficiente γ_z , nas direções principais do vento.

No tocante aos limites recomendados para a análise de estabilidade global, verifica-se que em todas as seis estruturas, os efeitos globais de segunda ordem não podem ser desprezados (nós móveis), pois os valores de γ_z encontram-se acima de 1,10 em todos os casos. Na figura 5.26, são representados os resultados de γ_z , e suas situações em relação a instabilidade global.

Figura 5.26 - Exemplo 3: Comparação dos resultados de γ_z com os limites recomendados



Fonte: Autor

Neste gráfico, a faixa 1 representa o intervalo em que as estruturas podem ser classificadas como de nós fixos. As demais faixas correspondem a estruturas de nós móveis, sendo que a faixa 2 delimita o intervalo em que é permitida a análise não-linear de 2ª ordem aproximada através do γ_z .

Na faixa 3 os efeitos globais de segunda ordem são elevados, porém a estrutura ainda se encontra razoavelmente distante da perda de estabilidade, até o limite de segurança $\lambda(\gamma_z) = 3,00$, sendo recomendável uma análise não-linear mais refinada nesses casos. E finalmente a faixa 4 indica o nível em que a estrutura extrapola o limite de segurança à flambagem, e por este motivo, o risco da perda de estabilidade global é elevado.

Admitindo as estruturas analisadas como próximas das situações reais, percebe-se que dificilmente os valores de γ_z ultrapassariam a faixa 3 do gráfico. O mais provável é que ficassem no máximo pela metade dessa faixa, pois acima disso, provavelmente as seções dos pilares e vigas precisariam ser aumentadas para que pudessem resistir aos esforços solicitantes, agregando mais rigidez à estrutura e, conseqüentemente, reduzindo o valor do γ_z . É importante frisar que nesse nível, é necessária a análise dos efeitos globais de segunda ordem pelo processo P-Delta.

Outro fator que chama a atenção é que nem mesmo na Estrutura A, de 5 Tipos, os efeitos globais de segunda ordem poderiam ser dispensados. Isso mostra a necessidade de se considerar tais efeitos, mesmo em edificações de baixa altura, já que estes podem ser significativos no dimensionamento.

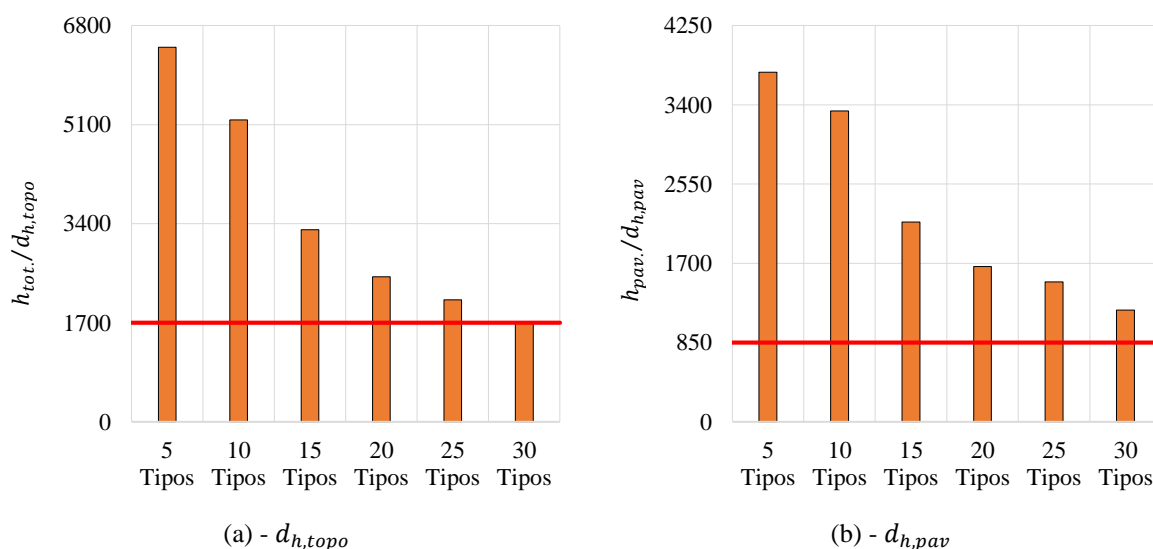
Uma alternativa válida seria o aumento da rigidez dos pilares para que a estrutura viesse a ser analisada como sendo de nós fixos, contudo deve-se ter a consciência dos impactos econômicos que essa decisão poderá causar. O recomendável mesmo é que, sempre que possível, seja realizada uma análise P-Delta da estrutura, pois nesta, os efeitos de segunda ordem são considerados independente de sua magnitude e da altura da estrutura, e com um grau de refinamento mais elevado, quando comparado ao cálculo através do γ_z .

5.3.2.3. Análise dos parâmetros de controle no ELS

I. Deslocamentos horizontais

A figura 5.27 apresenta os resultados para os deslocamentos horizontais no topo e entre pavimentos consecutivos. Também são especificados os limites sugeridos pela NBR 6118 (2014) para cada situação. Os resultados são adimensionalizados em função das alturas totais e entre pavimentos, conforme o caso. Dessa forma, valores acima do limite significam que os deslocamentos atendem a Norma e valores abaixo deste indicam deslocamentos excessivos.

Figura 5.27 – Exemplo 3: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$



Fonte: Autor

Segundo os resultados apresentados, todas as estruturas processadas atendem aos limites normativos tanto para o deslocamento horizontal no topo quanto entre pavimentos consecutivos. A estrutura de F (30 Tipos) foi a que mais se aproximou do limite, pelo fato de possuir maior esbelteza que as demais estruturas.

Observa-se também que conforme aumenta a altura total, as seções dos pilares, que também são aumentadas para atender as solicitações últimas, tornam-se insuficientes, a partir de certo ponto, para que os limites de deslocamento sejam respeitados.

Portanto, a partir de certa altura, as seções dos pilares passam a ser condicionadas pelo grau de deslocamento horizontal no topo e não mais pelas solicitações últimas. No caso deste exemplo, essa mudança de condição limitante ocorreria para uma altura total bastante elevada, já que mesmo com 30 Tipos, os deslocamentos permanecem abaixo do limite.

Contudo, ressalta-se que, neste exemplo o dimensionamento dos pilares foi realizado de forma bastante simplificada, com seções quadradas para todos os pilares, não sendo levado em conta possíveis reduções nas seções ao longo da altura. Logo, as condições observadas aqui não podem ser estendidas a quaisquer estruturas sem que seja feito um estudo mais abrangente.

II. Frequência fundamental

Além dos resultados obtidos na análise modal, as frequências fundamentais foram calculadas através da formulação simplificada em função do coeficiente γ_z , desenvolvida no exemplo 2 (equação (5.12)), e também pela expressão da NBR 6123 (1988) (equação (3.11)), considerando o modelo contínuo. Os valores obtidos para as seis estruturas analisadas são apresentados na tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Exemplo 3: Comparação entre os valores de frequência fundamental

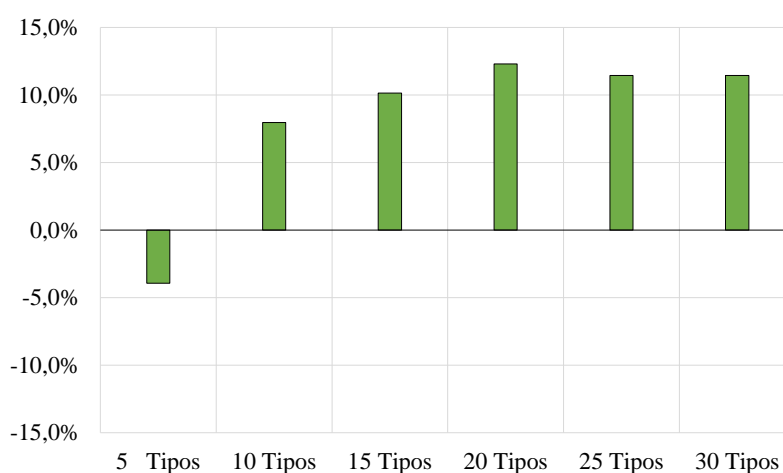
Estrutura	h_{tot} (m)	f_1 (Hz)		
		Modal	$f_1(\gamma_z)$	NBR 6123
A	13,5	0,72	0,75	3,96
B	28,5	0,54	0,50	2,09
C	43,5	0,38	0,34	1,42
D	58,5	0,30	0,26	1,08
E	73,5	0,25	0,22	0,87
F	88,5	0,21	0,19	0,73

Fonte: Autor

Neste exemplo, os resultados encontrados pela análise modal e pela equação simplificada em função do γ_z são próximos aos do exemplo 2 obviamente, por possuírem a mesma configuração geométrica. Já os valores obtidos com o modelo contínuo da NBR 6123 (1988) são os mesmos do exemplo anterior, exceto da estrutura F (30 Tipos) que não havia sido analisada anteriormente. Essa coincidência é justamente porque a equação (3.11) depende unicamente da altura total.

As variações ocorridas entre os resultados pelo cálculo aproximado em função do γ_z e os calculados na análise modal são representadas graficamente na figura 5.28. Os percentuais positivos indicam que os valores na análise modal são maiores, e os negativos apontam para valores superiores no cálculo pela equação (5.12). As diferenças em relação aos valores obtidos pela equação da NBR 6123 (1988) são tão elevadas que optou-se por não representá-las.

Figura 5.28 - Exemplo 3: Comparação entre os valores de frequência fundamental calculados pela equação em função de γ_z e pela análise modal



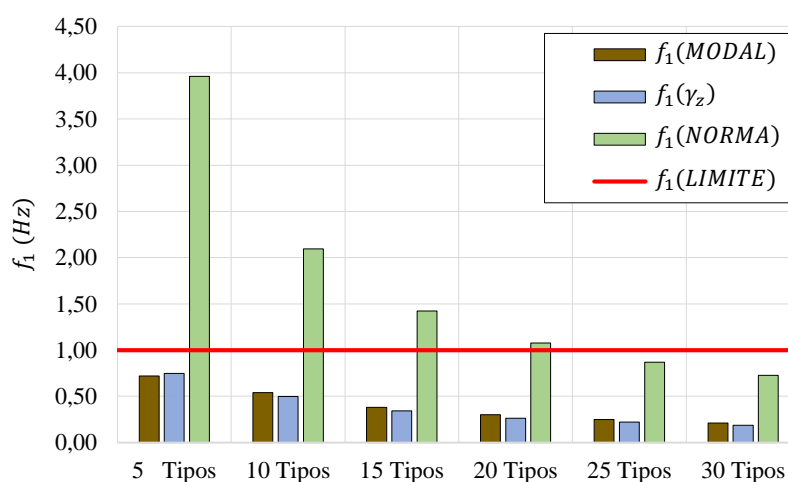
Fonte: Autor

O gráfico evidencia uma proximidade entre os resultados encontrados. A maior diferença ocorre na Estrutura D (20 Tipos) com taxa de aproximadamente 12,5%. Essa configuração está de acordo com o esperado, visto que a equação em função do γ_z foi elaborada no exemplo anterior, tendo como base a mesma estrutura utilizada neste exemplo. No capítulo 6, essa equação aproximada será aplicada em casos de estruturas reais para verificar sua precisão de forma mais adequada.

Destaca-se também o fato de que em quase todas as estruturas, os resultados pelo cálculo aproximado são menores em relação a análise modal. Somente a Estrutura A (5 Tipos) apresentou frequência maior pela equação aproximada, onde a diferença ficou abaixo dos 5% em relação ao resultado da análise modal.

Para avaliar a importância dos efeitos da resposta flutuante, recomendada pela NBR 6123 (1988), os resultados da frequência fundamental foram dispostos no gráfico da figura 5.29, juntamente com a representação do limite de 1 Hz, abaixo do qual as oscilações provocadas pelo vento precisam ser consideradas na análise estrutural.

Figura 5.29 - Exemplo 3: Comparação das frequências fundamentais com o limite da NBR 6123



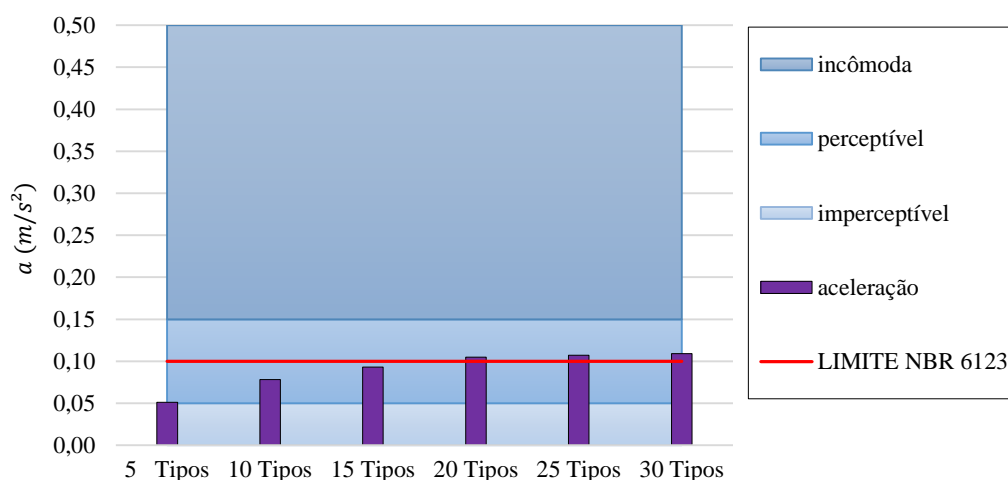
Fonte: Autor

Pelo gráfico é possível observar mais uma vez a diferença absurda entre os resultados no modelo contínuo as frequências obtidas na análise modal. Segundo o modelo indicado pela NBR 6123 (1988), somente as Estruturas E (25 Tipos) e F (30 Tipos) teriam a necessidade de passar por uma análise dinâmica para a verificar a influência das oscilações provocadas pela variação da velocidade do vento. Enquanto que pela análise modal, é visto que essa análise é obrigatória em todas as estruturas, inclusive a de 5 Tipos, que possui maior rigidez.

III. Aceleração para verificação do conforto humano

Com a finalidade de avaliar a sensibilidade humana às vibrações induzidas pela ação do vento, foi montado o diagrama da figura 5.30, onde estão representados os resultados encontrados no TQS em conjunto com os níveis de percepção humana e o limite máximo especificado pela NBR 6123 (1988), que é de $0,1 m/s^2$.

Observa-se que todas as Estruturas se mantiveram na faixa das vibrações perceptíveis. Contudo, é sempre importante alertar que estas vibrações não são incômodas aos ocupantes. As acelerações vão crescendo conforme a rigidez diminui, por isso é importante a verificação desse parâmetro para níveis elevados de γ_z ou de deslocamentos horizontais, ou ainda valores baixos de frequência, pois as vibrações podem tornar-se incômodas nestas situações.

Figura 5.30 - Exemplo 3: Verificação da percepção humana às vibrações

Fonte: Autor

Para as estruturas mais baixas, aparentemente, os níveis de vibração não são tão perceptíveis, inclusive são considerados satisfatórios segundo o critério definido pela NBR 6123 (1988). Nessas estruturas, é possível que a rigidez dos elementos estruturais, resultante do dimensionamento no ELU, seja suficiente para garantir um nível de vibração que não cause desconforto aos ocupantes.

Por fim, ressalta-se que os problemas de vibração podem ocorrer mesmo para valores de γ_z na faixa considerada usual ($1,0 < \gamma_z \leq 1,3$), como pode ser observado, na estrutura D (20 Tipos), onde as vibrações são excessivas mesmo com o valor de γ_z sendo igual a 1,25.

Adverte-se que os resultados encontrados aqui foram calculados por um processo que considera a parcela flutuante do vento de modo simplificado. Caso se deseje uma resposta mais refinada do comportamento estrutural, é recomendável o emprego do Método do Vento Sintético, opção essa também existente no Programa TQS.

6. ANÁLISE DE EDIFÍCIOS REAIS EM CONCRETO ARMADO

Neste capítulo serão analisadas três estruturas de edifícios reais em concreto armado, situados na cidade Belém-Pa. Tais edificações serão designadas neste trabalho por: “Edifício 1”, “Edifício 2” e “Edifício 3”.

Antes de apresentar os resultados obtidos nas análises, será feita uma rápida apresentação das estruturas, e ao final desta dissertação, serão mostradas descrições mais detalhadas de cada uma delas nos apêndices.

A metodologia e os critérios adotados nos modelos estruturais e nas análises, tais como vinculações, rigidez dos elementos, definição dos carregamentos e das combinações de ações, entre outros, seguem as mesmas diretrizes já descritas no capítulo 4.

6.1. Edifício 1

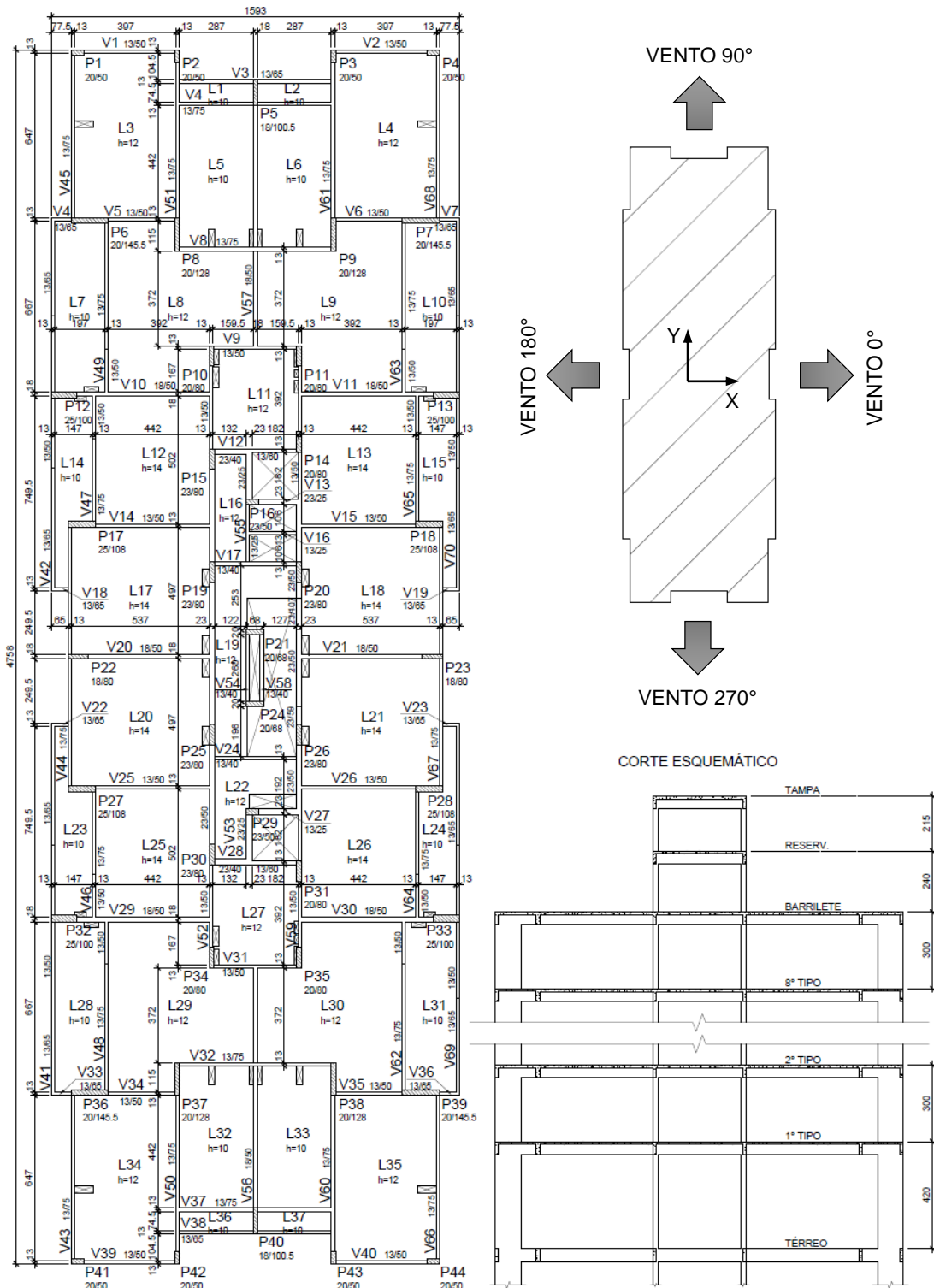
6.1.1. Descrição da estrutura

Neste primeiro exemplo, será utilizado um edifício de arquitetura bastante simples, composto por apenas 12 pavimentos e construído para fins residenciais. Possui uma altura total de 32,75 m, sendo composto por: térreo, oito pavimentos tipo, cobertura, reservatório e tampa do reservatório. A resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada é de 25 MPa, resultando em um módulo de elasticidade de 28 GPa, considerando como agregado graúdo o granito.

As vigas e os pilares possuem seção retangular, com dimensões indicadas na planta de forma apresentada na figura 6.1. As lajes são do tipo maciça, com espessuras também indicadas nesta planta. Vale ressaltar que estas seções foram previamente fornecidas com o projeto estrutural do edifício. Nesse sentido, parte-se do princípio de que as mesmas estão corretamente dimensionadas de acordo com as solicitações impostas tanto no ELU como no ELS.

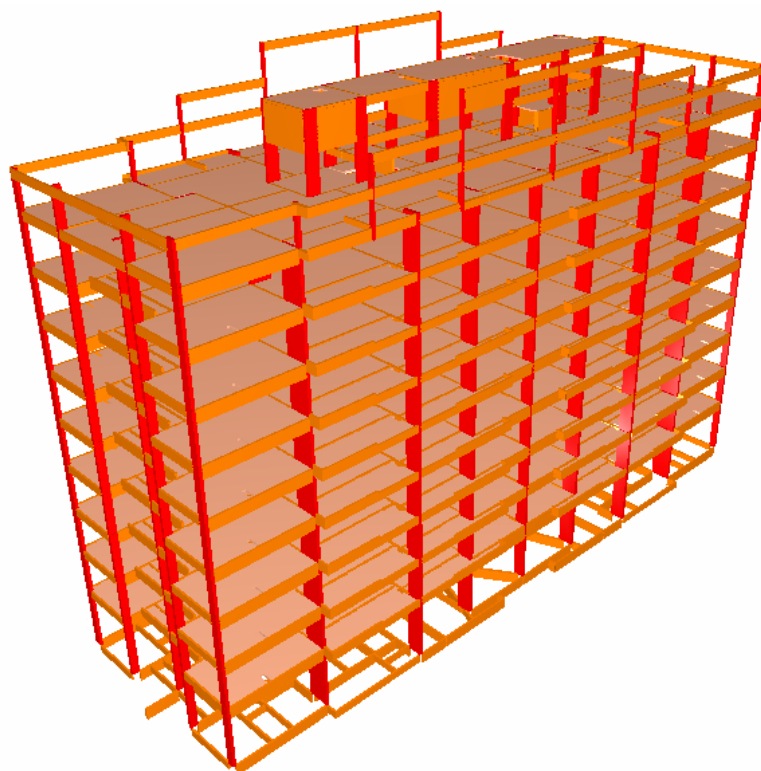
Ainda na figura 6.1, são mostrados o corte esquemático dos pavimentos, com as cotas entre níveis, e os sentidos de incidência do vento. Logo em seguida, nas figuras 6.2 e 6.3 são apresentadas as vistas em perspectiva dos edifícios no TQS e no SAP2000, respectivamente.

Figura 6.1 – Edifício 1: Forma do 1º ao 7º Tipo e corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro



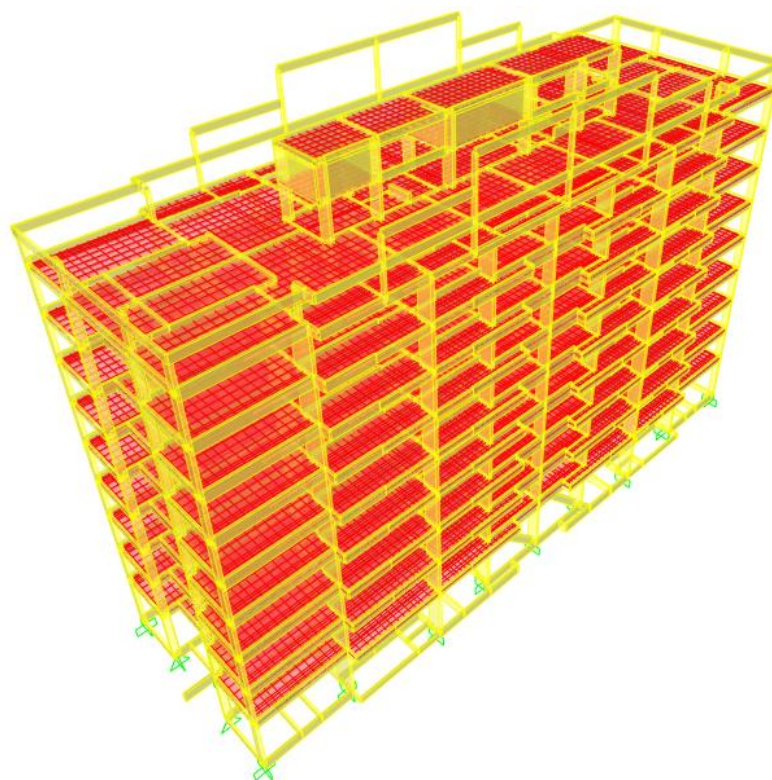
Fonte: Autor

Figura 6.2 – Edifício 1: Vista em perspectiva no TQS



Fonte: Autor

Figura 6.3 – Edifício 1: Vista em perspectiva no SAP2000



Fonte: Autor

Os carregamentos horizontais e verticais foram definidos com base nos critérios estabelecidos pelas Normas NBR 6123 (1988) e NBR 6120 (1980), respectivamente, e estão especificados no Apêndice A deste trabalho. Recorda-se aqui que os carregamentos devido ao peso próprio da estrutura são calculados automaticamente pelos *Softwares* de análise, em função das propriedades dos materiais previamente definidas.

6.1.2. Resultados

I. Parâmetros de controle da estabilidade – ELU

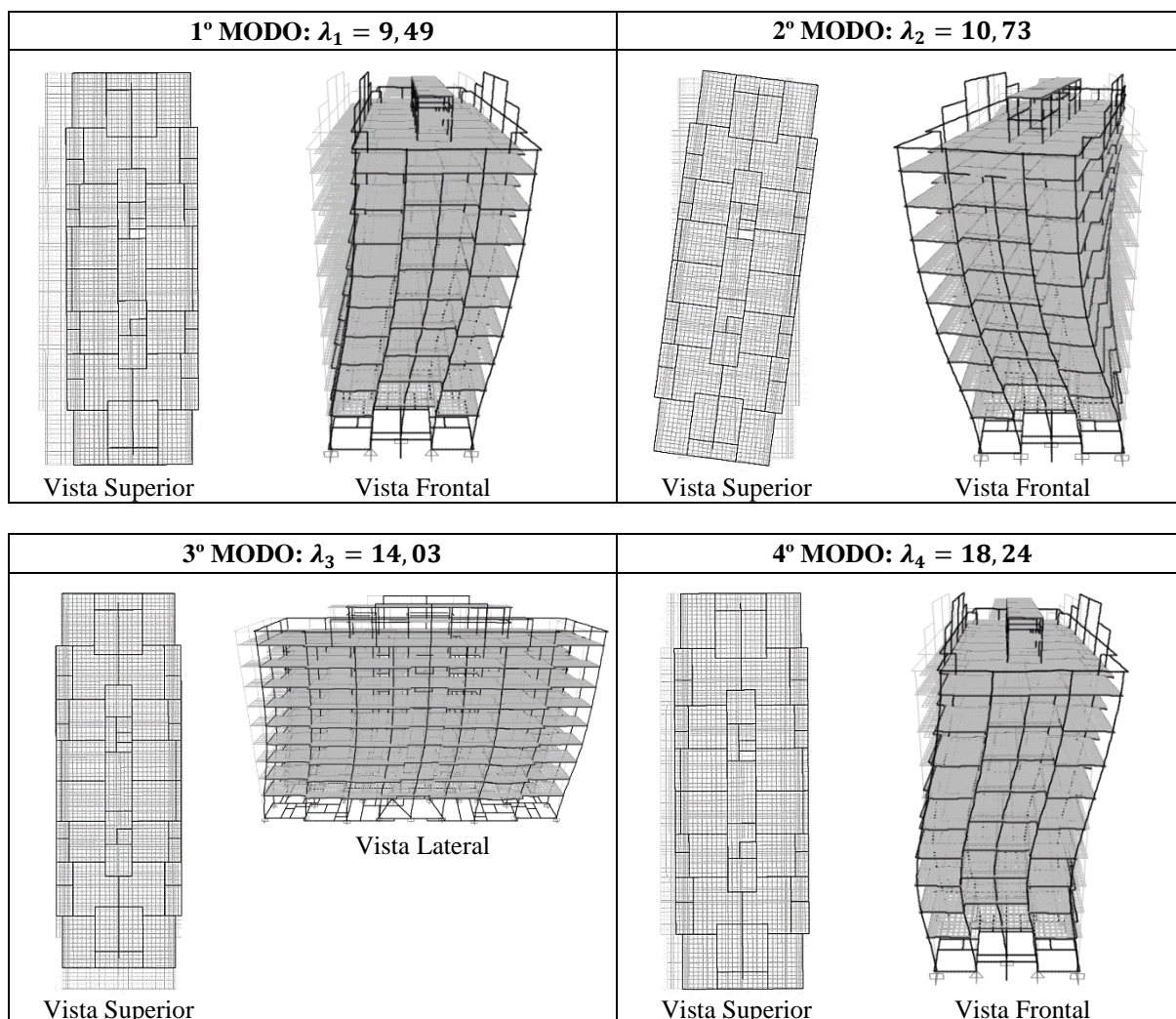
São indicados na tabela 6.1, os resultados calculados para os parâmetros de estabilidade global. Os valores de γ_z e *RM2M1* referem-se às quatro direções principais de incidência do vento, já os valores de λ são relativos aos quatro primeiros modos de instabilidade da estrutura. Ressalta-se que a ordem de apresentação das direções de vento na tabela não tem relação alguma com a sequência dos modos de instabilidade indicados. Por exemplo, o ângulo 0° corresponde a direção X, contudo isso não significa que esta será a direção do primeiro modo de instabilidade da estrutura.

Tabela 6.1 – Edifício 1: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade

DIREÇÃO DO VENTO	γ_z		<i>RM2M1</i>		MODOS DE INSTABILIDADE	λ
	TQS	SAP	TQS	SAP		
0°	1,11	1,13	1,12	1,14	1° MODO	9,49
90°	1,07	1,08	1,07	1,14	2° MODO	10,73
180°	1,11	1,13	1,11	1,14	3° MODO	14,03
270°	1,07	1,08	1,06	1,04	4° MODO	18,24

Fonte: Autor

Na figura 6.4 são apresentados os modos de instabilidade global associados a cada fator de carga de crítica encontrados pela análise no SAP2000. Como se pode observar, o primeiro modo apresentou uma configuração deformada equivalente às direções 0° e 180°, que é de translação em X. Já o segundo modo demonstrou uma torção em torno da direção Z. O terceiro modo indica translação na direção Y e, por fim, no quarto modo a estrutura sofre flexão em torno da direção Y.

Figura 6.4 – Edifício 1: Modos de instabilidade obtidos no SAP2000 (sem escala)

Fonte: Autor

II. Parâmetros de controle dos deslocamentos e vibrações - ELS

Os resultados dos parâmetros globais voltados para análise dos deslocamentos horizontais e vibrações livres são apresentados na tabela 6.2, enquanto que as acelerações máximas, juntamente com os níveis de percepção humana às vibrações, estão representadas na tabela 6.3.

Na sequência, são mostradas nas figuras 6.5 e 6.6, as configurações deformadas dos quatro primeiros modos de vibração, obtidas no TQS e no SAP2000, respectivamente. Observa-se que estes modos são idênticos nos dois Programas e que também possuem a mesma configuração deformada dos módulos de instabilidade apresentados.

Tabela 6.2 – Edifício 1: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000

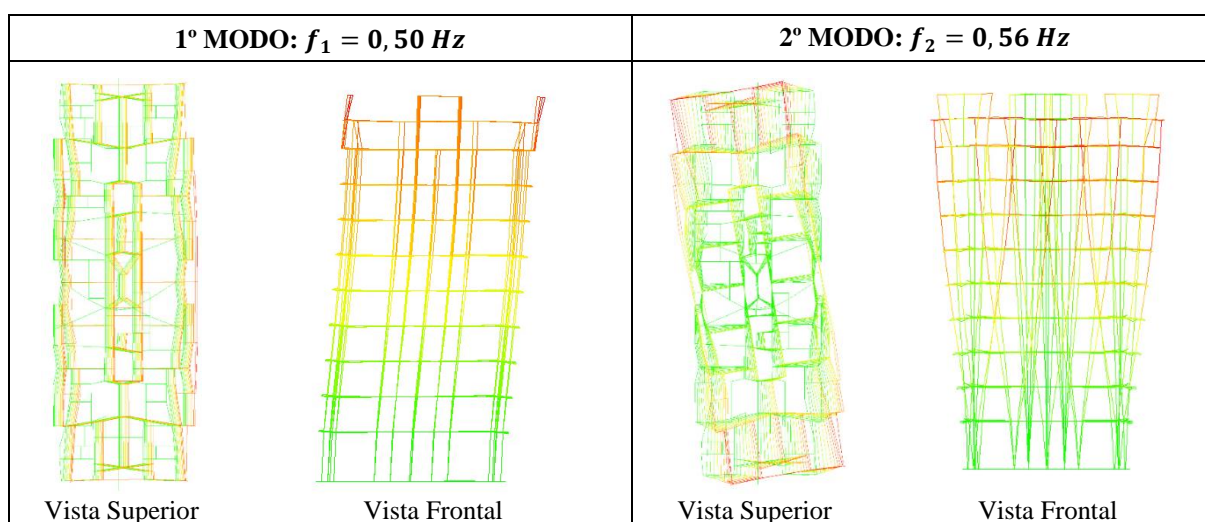
DIREÇÃO DO VENTO	$d_{h,topo}$ (cm)		$d_{h,pav}$ (cm)		MODOS DE VIBRAÇÃO	f (Hz)	
	TQS	SAP	TQS	SAP		TQS	SAP
0°	0,74	0,44	0,17	0,06	1° MODO	0,50	0,50
90°	0,07	0,06	0,01	0,01	2° MODO	0,56	0,54
180°	0,74	0,44	0,17	0,06	3° MODO	0,68	0,64
270°	0,07	0,06	0,01	0,01	4° MODO	1,18	1,64

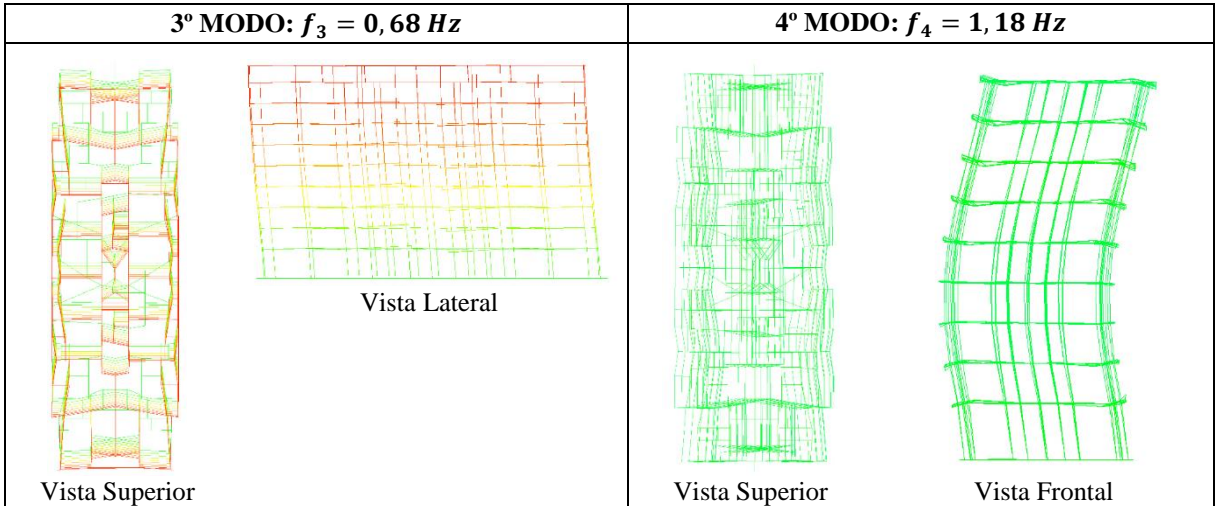
Fonte: Autor

Tabela 6.3 – Edifício 1: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS

DIREÇÃO DO VENTO	ACELERAÇÕES EM X (m/s^2)	ACELERAÇÕES EM Y (m/s^2)	PERCEPÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES
0°	0,082	0,001	PERCEPTÍVEL
90°	0,002	0,014	IMPERCEPTÍVEL
180°	0,082	0,001	PERCEPTÍVEL
270°	0,002	0,014	IMPERCEPTÍVEL

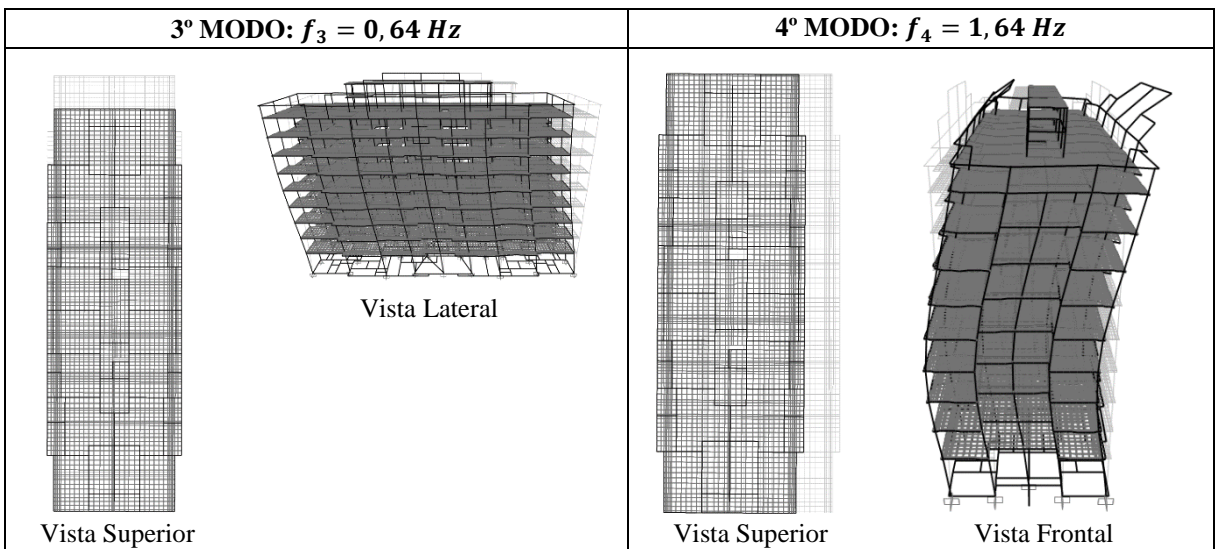
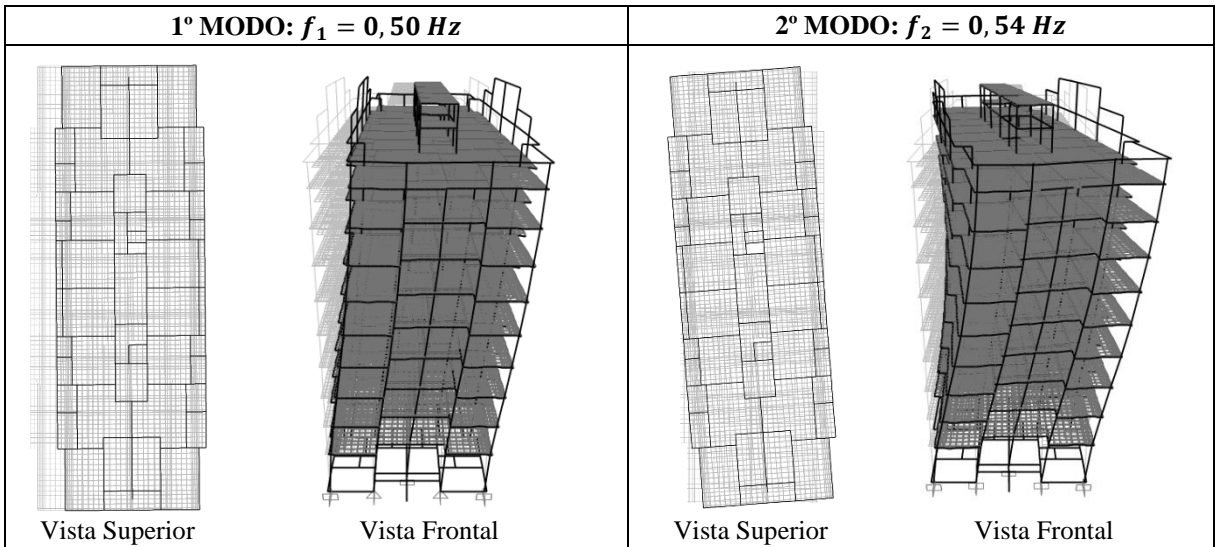
Fonte: Autor

Figura 6.5 – Edifício 1: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)



Fonte: Autor

Figura 6.6 – Edifício 1: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala)



Fonte: Autor

6.2. Edifício 2

6.2.1. Descrição da estrutura

Este segundo edifício possui arquitetura simples também, porém é bem mais alto que o edifício anterior, sendo sua altura total igual a 110,38 m. Além disso sua área em planta é bem menor e suas dimensões X e Y são bastante próximas, como se pode observar na forma ilustrada na figura 6.7. É composto por dois subsolos, térreo, pilotis, mezanino, trinta pavimentos tipo, forro, caixa d'água e tampa da caixa. As cotas entre estes pavimentos são indicadas no corte esquemático da figura 6.8.

A resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada no cálculo estrutural é igual a 30 MPa, sendo o módulo de elasticidade de 31 GPa, de acordo com o recomendado pela NBR 6118 (2014), para granito como agregado graúdo.

Figura 6.7 – Edifício 2: Forma do 2º ao 24º Tipo (sem escala) – cotas em centímetro

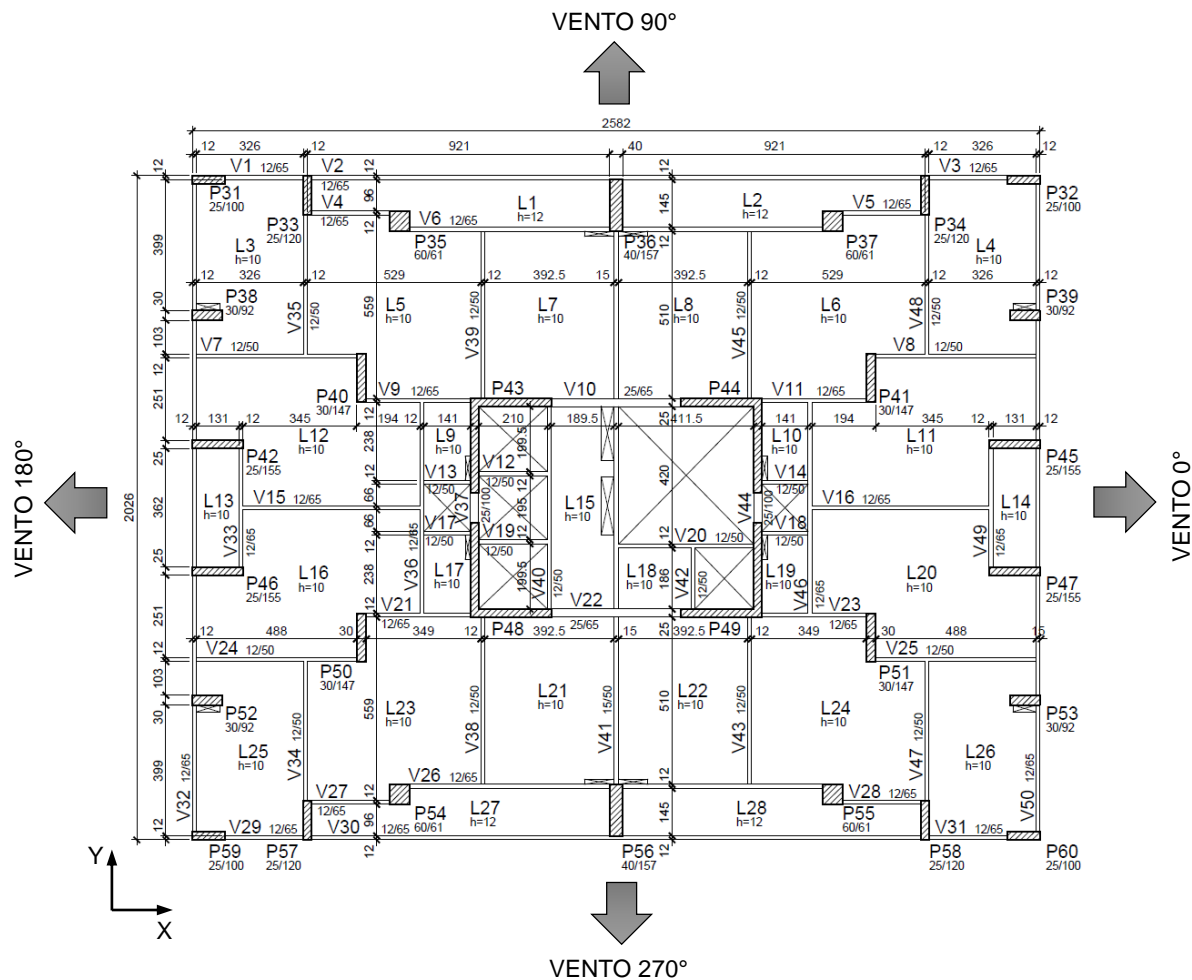
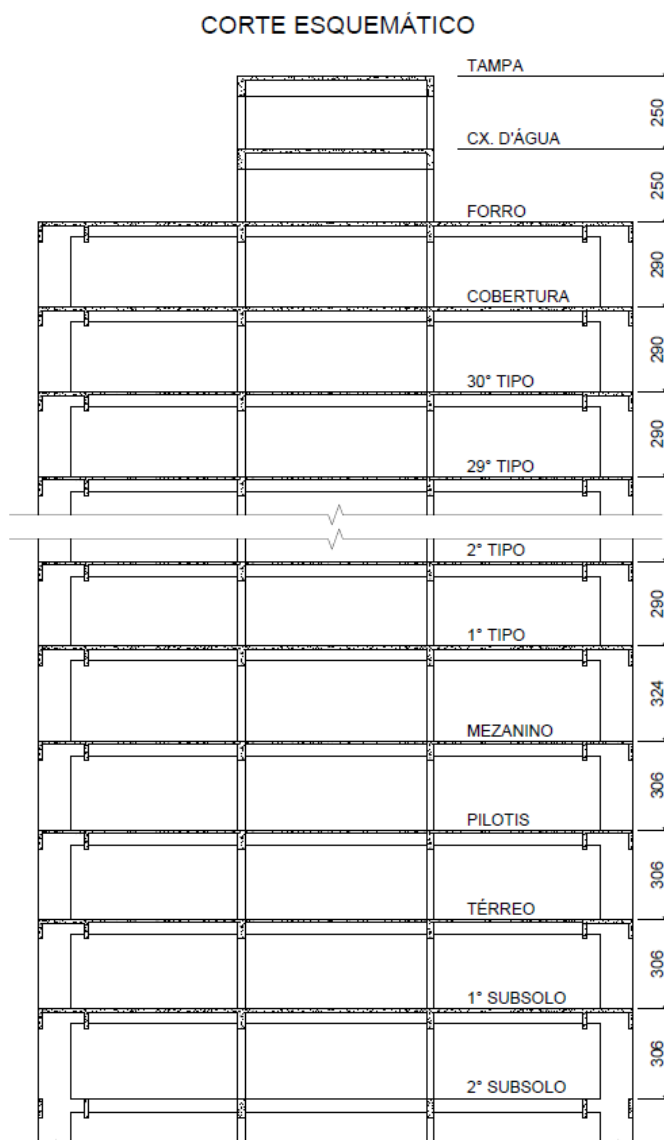


Figura 6.8 – Edifício 2: Corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro

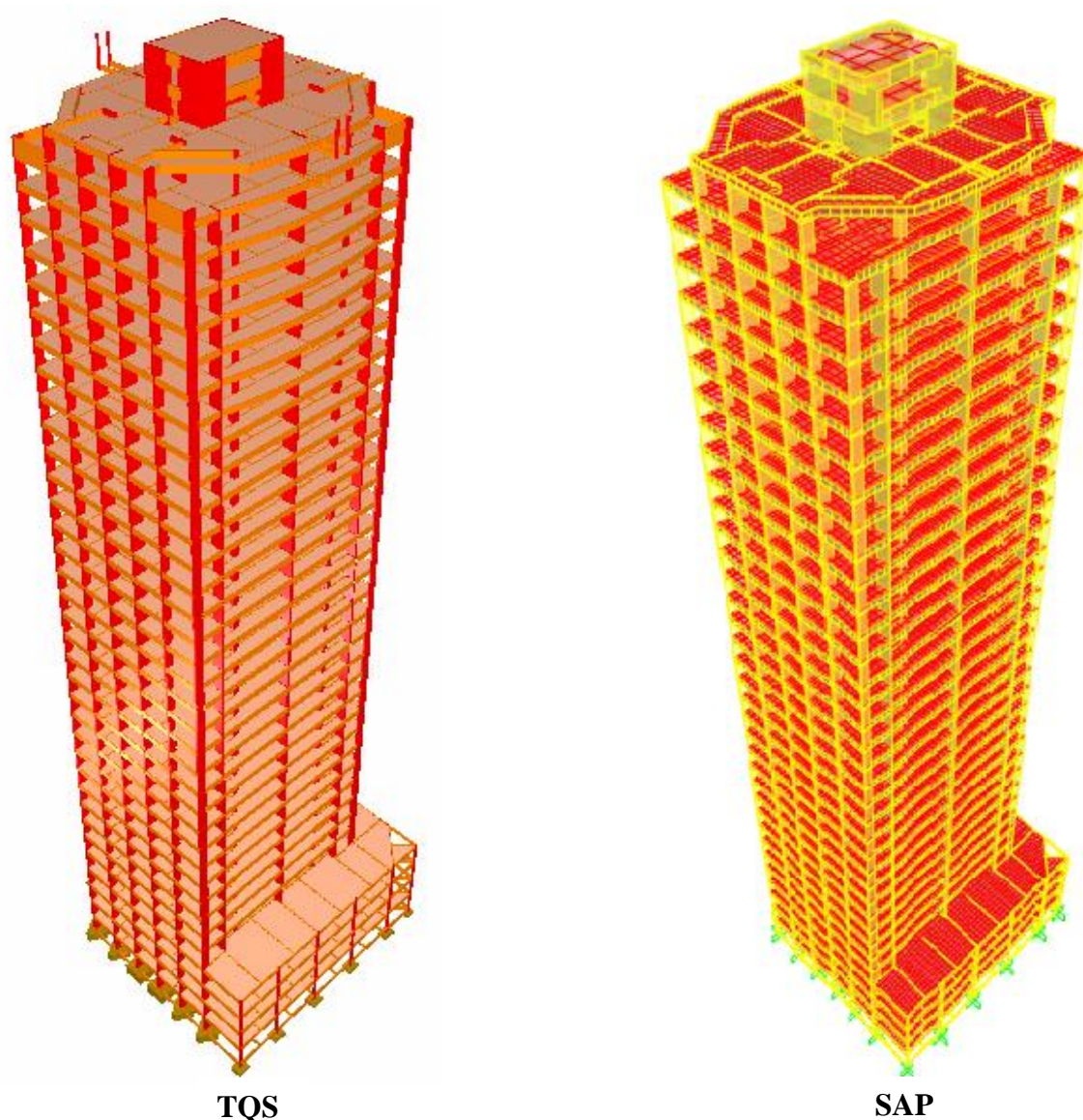


Fonte: Autor

Quanto aos elementos estruturais, observa-se que a maioria dos pilares possuem seção retangular, com exceção dos pilares P43, P44, P48 e P49 que têm seção “L”, formando um núcleo rígido central na estrutura. As vigas também possuem seção transversal retangular e as lajes são do tipo maciça, tendo a maioria espessura de 10 *cm*. Ressalta-se mais uma vez que estas seções são as mesmas do projeto estrutural original, que foram corretamente dimensionadas para atender tanto às solicitações últimas quanto as de serviço.

No apêndice B são apresentadas as formas com as dimensões dos elementos e cotas de todos os pavimentos. A fim de que se possa ter uma visão global do edifício em questão, na figura 6.9, são representadas as visualizações em 3D da estrutura no TQS e no SAP2000 respectivamente.

Figura 6.9 – Edifício 2: Vista em perspectiva no TQS



Fonte: Autor

Os carregamentos horizontais e verticais foram definidos com base nos critérios estabelecidos pelas Normas NBR 6123 (1988) e NBR 6120 (1980), respectivamente, e estão também especificados no Apêndice B, apresentado no final deste trabalho.

6.2.2. Resultados

I. Parâmetros de controle da estabilidade – ELU

São indicados na tabela 6.4, os resultados obtidos para os parâmetros de estabilidade global. Os valores de γ_z e $RM2M1$ referem-se às quatro direções principais de incidência do vento, enquanto que os valores de λ se referem aos quatro primeiros modos de flambagem da estrutura. Ressalta-se novamente que a ordem de apresentação das direções de vento na tabela não tem relação alguma com a seqüência dos modos de instabilidade indicados.

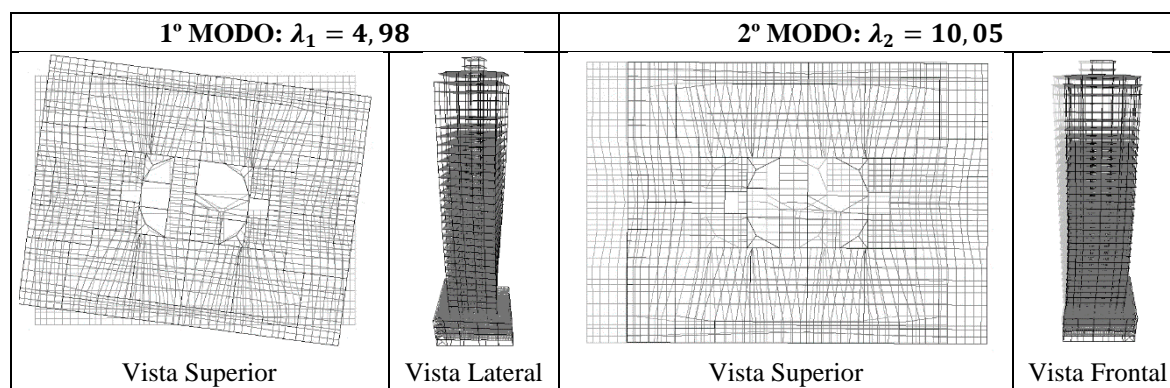
Tabela 6.4 – Edifício 2: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade

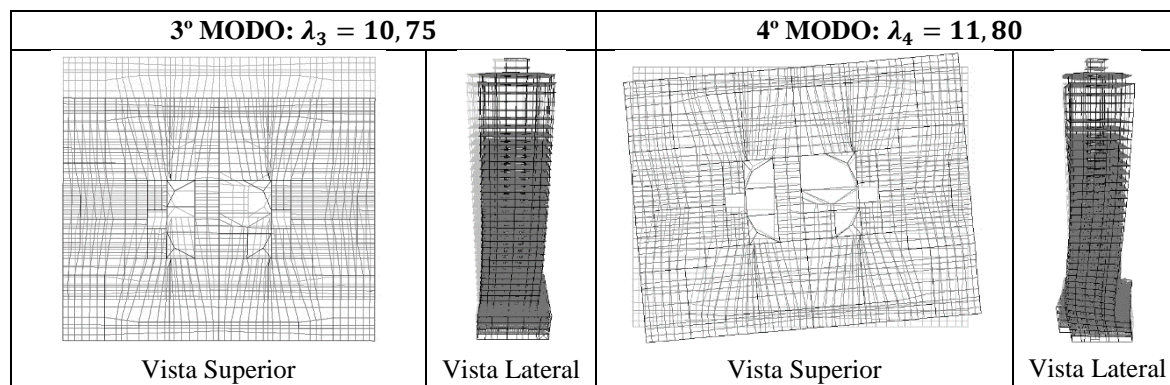
DIREÇÃO DO VENTO	γ_z		$RM2M1$		MODOS DE INSTABILIDADE	λ
	TQS	SAP	TQS	SAP		
0°	1,14	1,12	1,16	1,13	1° MODO	4,98
90°	1,13	1,12	1,13	1,14	2° MODO	10,05
180°	1,14	1,12	1,13	1,12	3° MODO	10,75
270°	1,13	1,12	1,13	1,16	4° MODO	11,80

Fonte: Autor

Na figura 6.10, apresentam-se os modos de instabilidade associados aos fatores de carga crítica obtidos. No primeiro modo, diferentemente do que se esperava, ocorre instabilidade torsional. Somente nos modos de flambagem seguintes é que há translação nas direções X e Y, respectivamente. O quarto modo demonstra uma outra configuração de torção.

Figura 6.10 – Edifício 2: Modos de instabilidade obtidos no SAP2000 (sem escala)





Fonte: Autor

II. Parâmetros de controle dos deslocamentos e vibrações - ELS

Os resultados dos parâmetros globais voltados para análise dos deslocamentos horizontais e vibrações livres são apresentados na tabela 6.5. As acelerações máximas e os níveis de percepção humana às vibrações, estão representados na tabela 6.6.

Nas figuras 6.11 e 6.12, são indicadas as configurações deformadas dos quatro primeiros modos de vibração, obtidas no TQS e no SAP2000, respectivamente. Observa-se que para este edifício, houve divergências entre os modos de vibração nos dois Programas e também entre estes e os modos de flambagem apresentados anteriormente.

Tabela 6.5 – Edifício 2: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000

DIREÇÃO DO VENTO	$d_{h,topo}$ (cm)		$d_{h,pav}$ (cm)		MODOS DE VIBRAÇÃO	f (Hz)	
	TQS	SAP	TQS	SAP		TQS	SAP
0°	1,41	1,74	0,04	0,07	1º MODO	0,23	0,22
90°	2,33	2,17	0,07	0,08	2º MODO	0,25	0,22
180°	1,41	1,74	0,04	0,07	3º MODO	0,28	0,27
270°	2,33	2,17	0,07	0,08	4º MODO	0,63	0,69

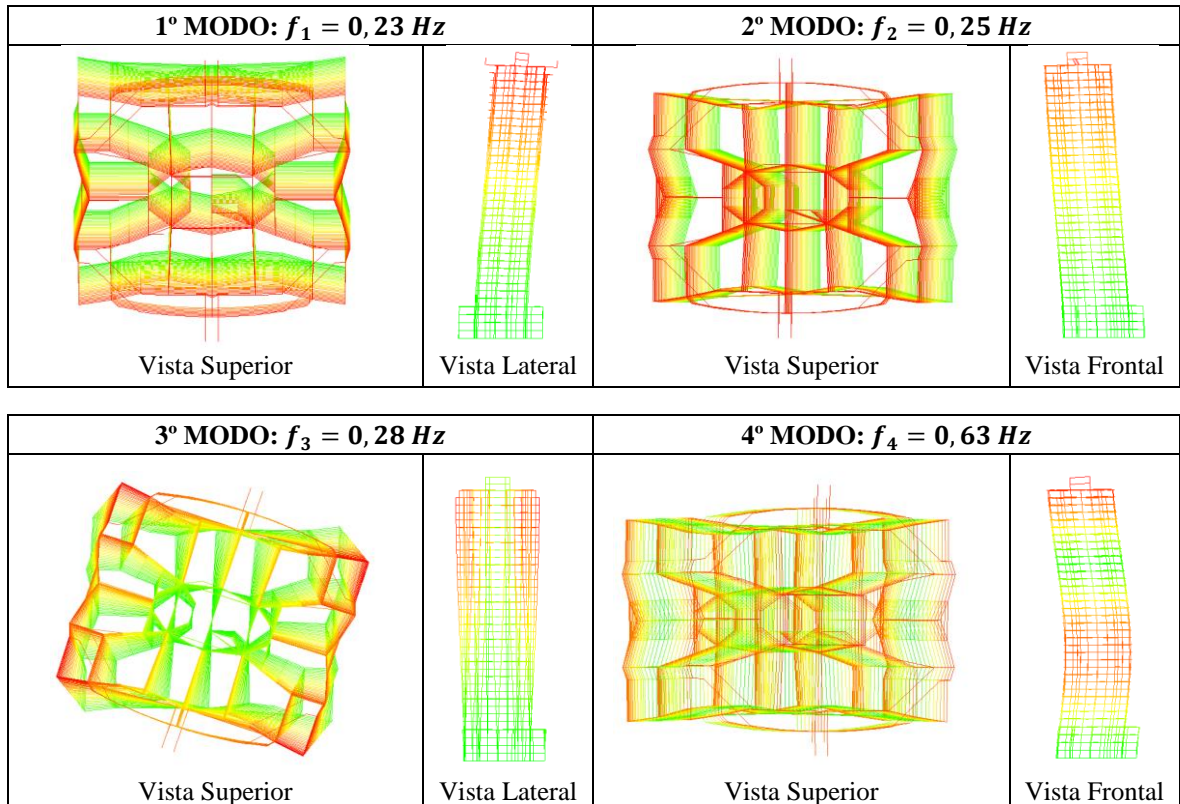
Fonte: Autor

Tabela 6.6 – Edifício 2: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS

ÂNGULO DE INCIDÊNCIA DE VENTO	ACELERAÇÕES EM X (m/s^2)	ACELERAÇÕES EM Y (m/s^2)	PERCEPÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES
0°	0,043	0,000	IMPERCEPTÍVEL
90°	0,000	0,052	PERCEPTÍVEL
180°	0,043	0,000	IMPERCEPTÍVEL
270°	0,000	0,052	PERCEPTÍVEL

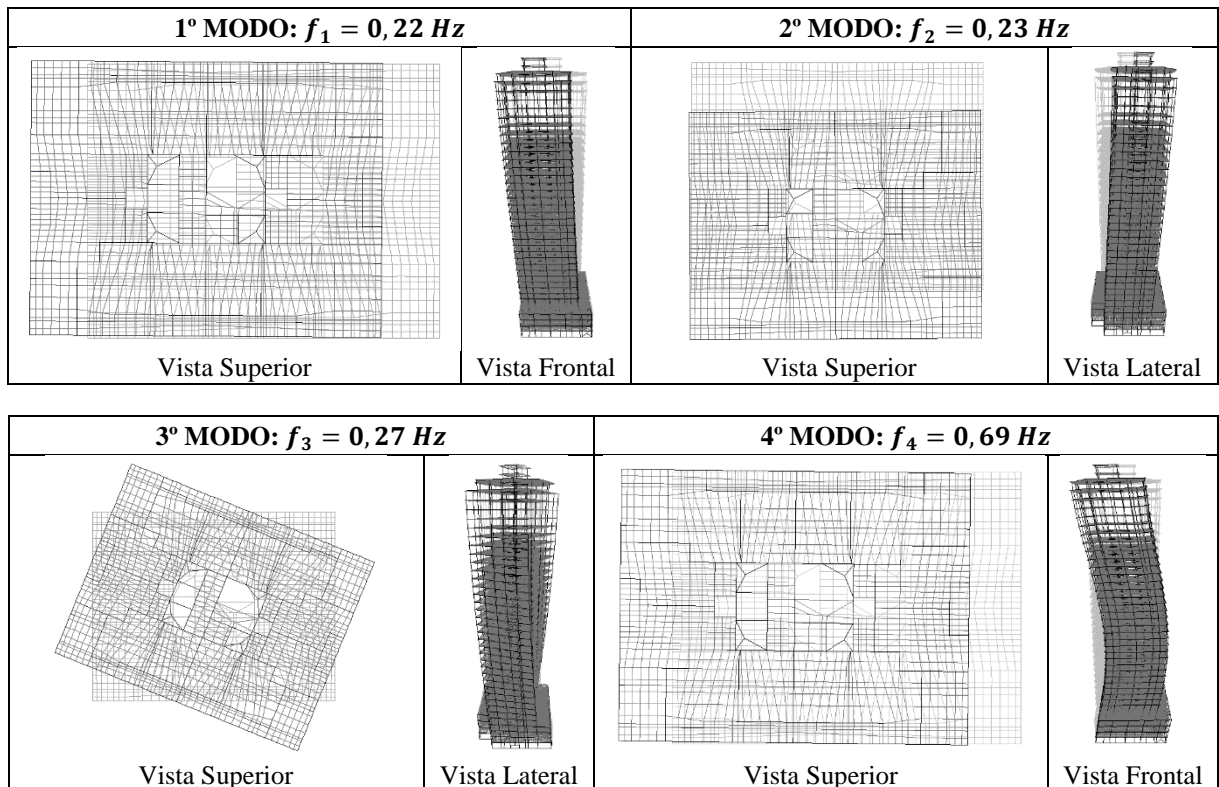
Fonte: Autor

Figura 6.11 – Edifício 2: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)



Fonte: Autor

Figura 6.12 – Edifício 2: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala)



Fonte: Autor

6.3. Edifício 3

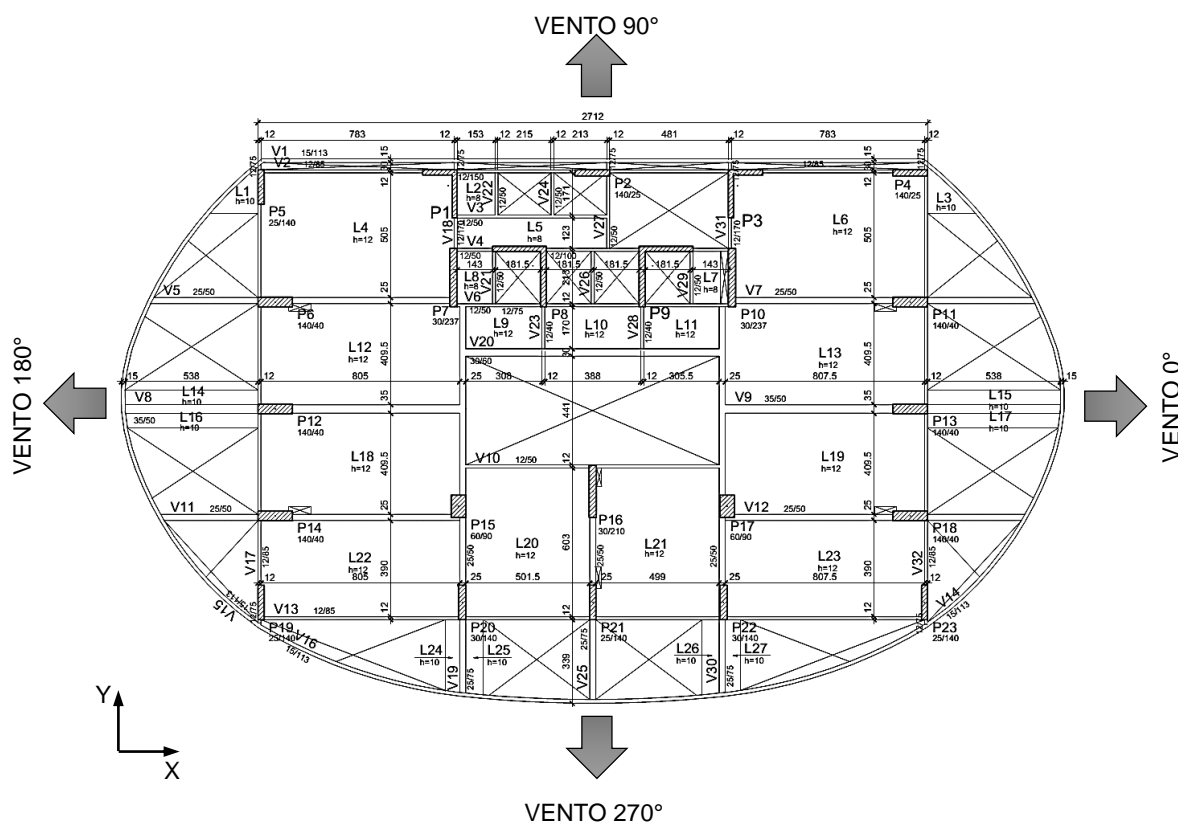
6.3.1. Descrição da estrutura

A arquitetura desse terceiro edifício é um pouco mais complexa, possuindo grandes balanços e geometria assimétrica em torno dos eixos principais X e Y. Também possui altura elevada, igual a 108,22 m no total. É composto por três níveis de garagem, térreo, sobreloja, vinte e oito pavimentos tipo, dois níveis de cobertura, barrilete e tampa do reservatório.

A título de ilustração, é indicada na figura 6.13 a forma do 2º ao 6º Tipo. As cotas entre estes pavimentos são indicadas no corte esquemático da figura 6.14. Algumas vigas do edifício foram dimensionadas com recurso de protensão, no entanto, os efeitos oriundos desse sistema serão desprezados nas análises globais.

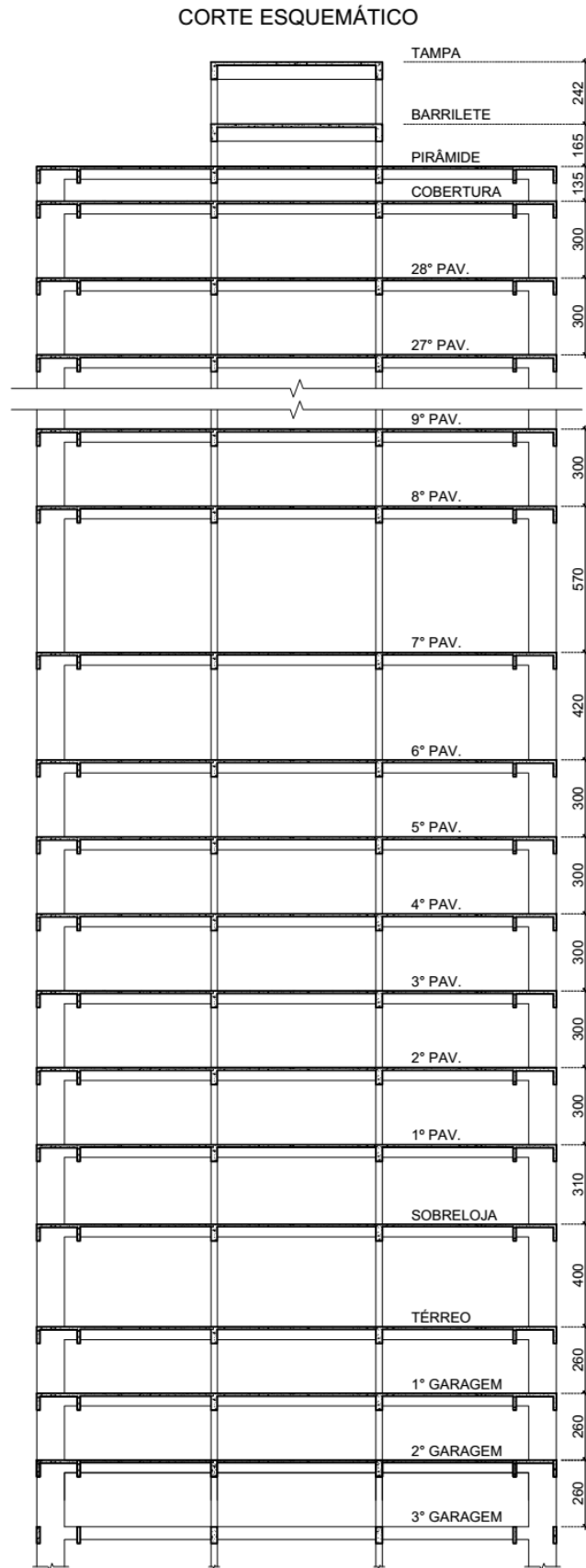
A resistência característica do concreto (f_{ck}) adotada no cálculo estrutural é igual a 40 MPa, sendo o módulo de elasticidade de 35 GPa, de acordo com o recomendado pela NBR 6118 (2014), para granito como agregado graúdo.

Figura 6.13 – Edifício 3: Forma do 2º ao 6º Tipo (sem escala) – cotas em centímetro



Fonte: Autor

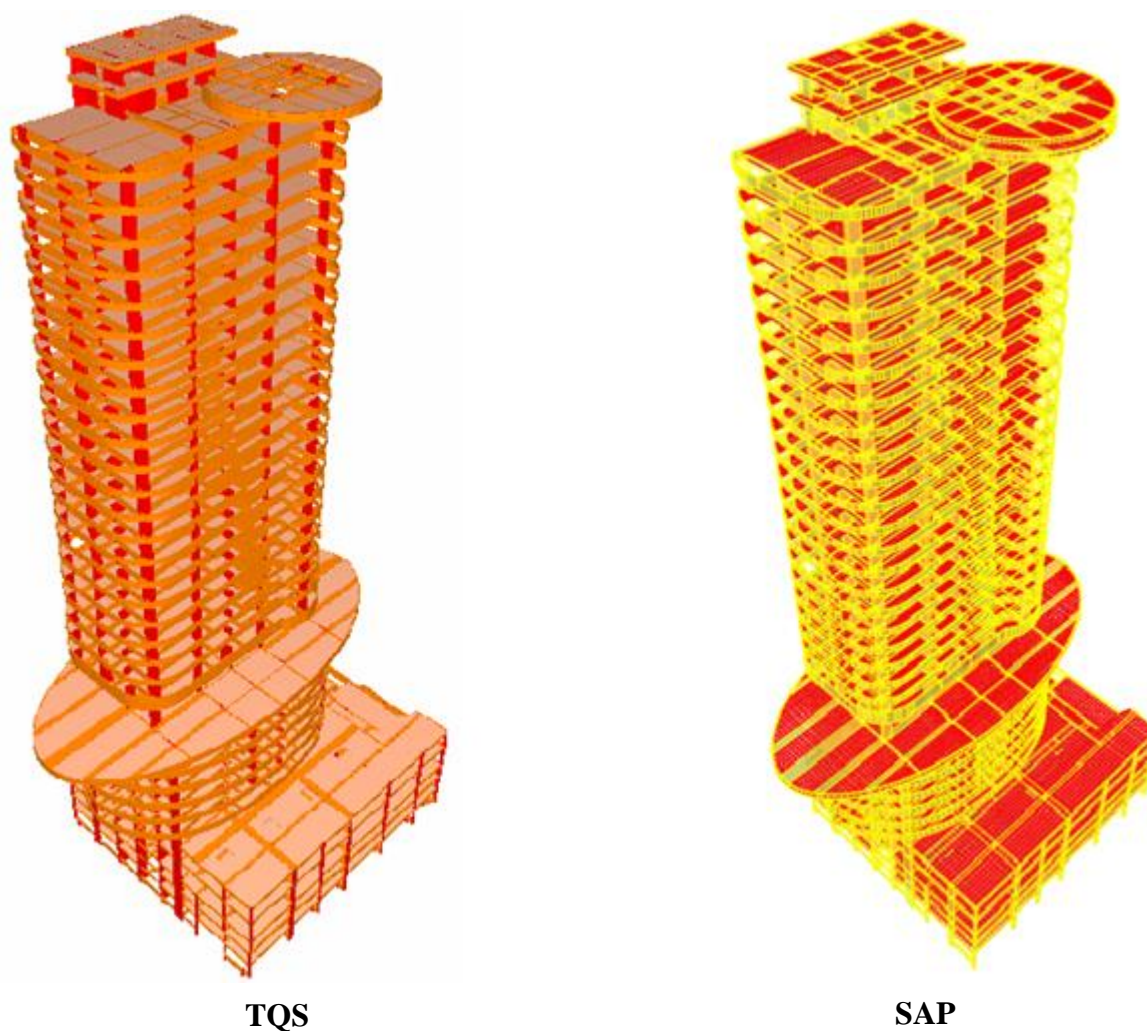
Figura 6.14 – Edifício 3: Corte esquemático (sem escala) – cotas em centímetro



Fonte: Autor

Através da forma ilustrada verifica-se que a maioria dos pilares possuem seção retangular, exceto o P1, o P3, o P8 e o P9 que têm seção “L”. As vigas também possuem seção transversal retangular e as lajes são do tipo maciça, com espessura de 12 *cm* na sua maioria. Ressalta-se mais uma vez que estas seções são as mesmas dimensionadas no projeto estrutural original. As formas dos outros pavimentos são apresentadas no apêndice C. Na figura 6.15 são representadas as visualizações em 3D da sua estrutura no TQS e no SAP2000, respectivamente.

Figura 6.15 – Edifício 3: Vistas em perspectiva no TQS e SAP2000



Fonte: Autor

6.3.2. Resultados

I. Parâmetros de controle da estabilidade – ELU

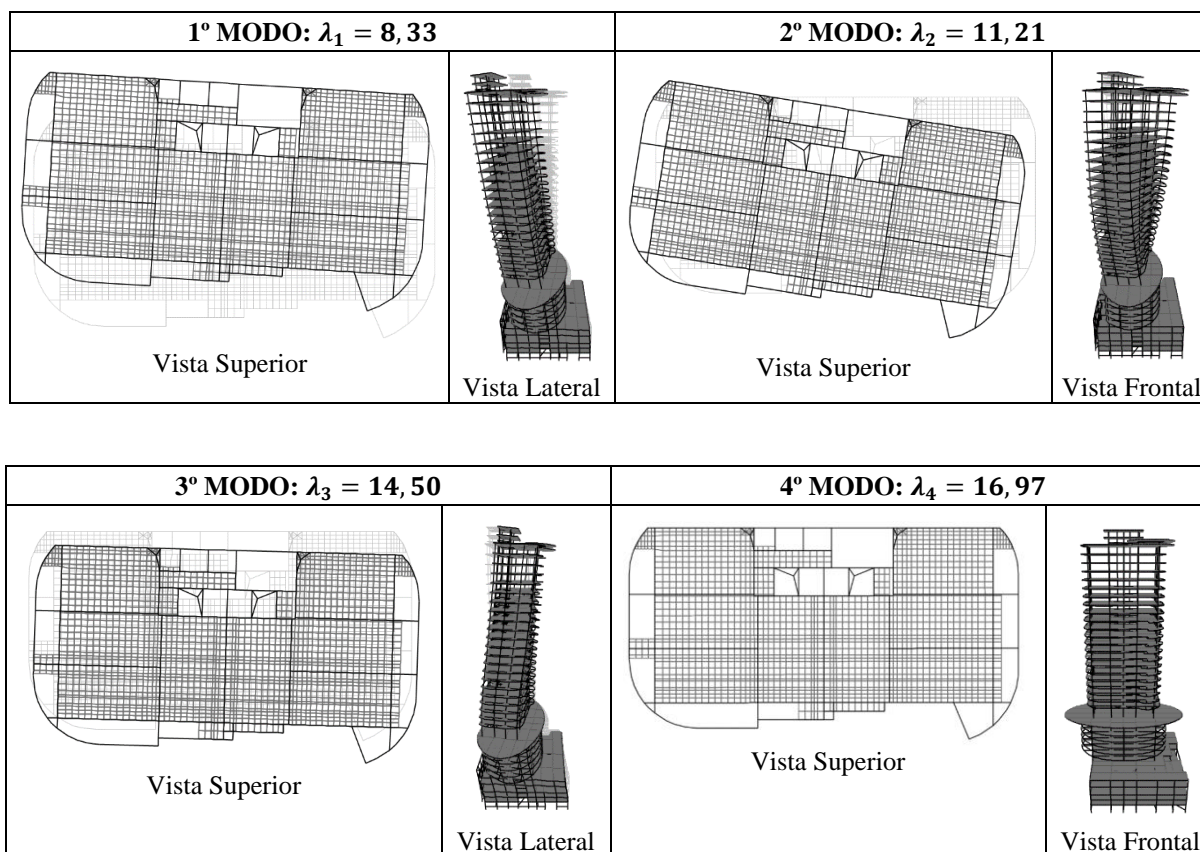
São indicados na tabela 6.7 os valores para os parâmetros γ_z e $RM2M1$ encontrados nos Sistemas TQS e SAP2000, assim como os resultados do fator λ para os quatro primeiros modos de flambagem, cujas configurações deformadas são ilustradas na figura 6.16.

Tabela 6.7 – Edifício 3: Resultados dos parâmetros globais para ELU de instabilidade

DIREÇÃO DO VENTO	γ_z		$RM2M1$		MODOS DE INSTABILIDADE	λ
	TQS	SAP	TQS	SAP		
0°	1,11	1,08	1,15	1,07	1° MODO	8,33
90°	1,15	1,17	1,16	1,13	2° MODO	11,21
180°	1,11	1,08	1,08	1,10	3° MODO	14,50
270°	1,15	1,17	1,13	1,14	4° MODO	16,97

Fonte: Autor

Figura 6.16 – Edifício 3: Modos de flambagem obtidos no SAP2000 (sem escala)



Fonte: Autor

O primeiro modo apresenta um movimento de translação na direção Y acompanhado de uma pequena torção. Nos dois modos subsequentes a instabilidade torsional se torna mais acentuada. No quarto modo a configuração deformada do edifício já é praticamente imperceptível.

II. Parâmetros de controle dos deslocamentos e vibrações - ELS

Os resultados dos deslocamentos horizontais em cada direção do vento, e das frequências naturais para os quatro primeiros modos de vibração livre, são apresentados na tabela 6.8. As acelerações máximas e os respectivos níveis de percepção humana às vibrações, estão representados na tabela 6.9.

Nas figuras 6.17 e 6.18, são indicadas as configurações deformadas dos quatro primeiros modos de vibração, obtidas no TQS e no SAP2000 respectivamente. Verifica-se que, com exceção do primeiro (no TQS de translação e no SAP de torção), os demais modos são compatíveis em ambos os Sistemas. Comparando estes modos com os de flambagem, percebe-se que existem diferenças na configuração deformada, comprovando novamente que não são todos os casos em que os modos de flambagem e de vibração são equivalentes.

Tabela 6.8 – Edifício 3: Deslocamentos horizontais e frequências naturais no TQS e SAP2000

DIREÇÃO DO VENTO	$d_{h,topo}$ (cm)		$d_{h,pav}$ (cm)		MODOS DE VIBRAÇÃO	f (Hz)	
	TQS	SAP	TQS	SAP		TQS	SAP
0°	1,23	1,04	0,09	0,07	1° MODO	0,23	0,24
90°	2,65	2,49	0,18	0,15	2° MODO	0,28	0,33
180°	1,23	1,04	0,09	0,07	3° MODO	0,37	0,46
270°	2,65	2,49	0,18	0,15	4° MODO	0,75	0,75

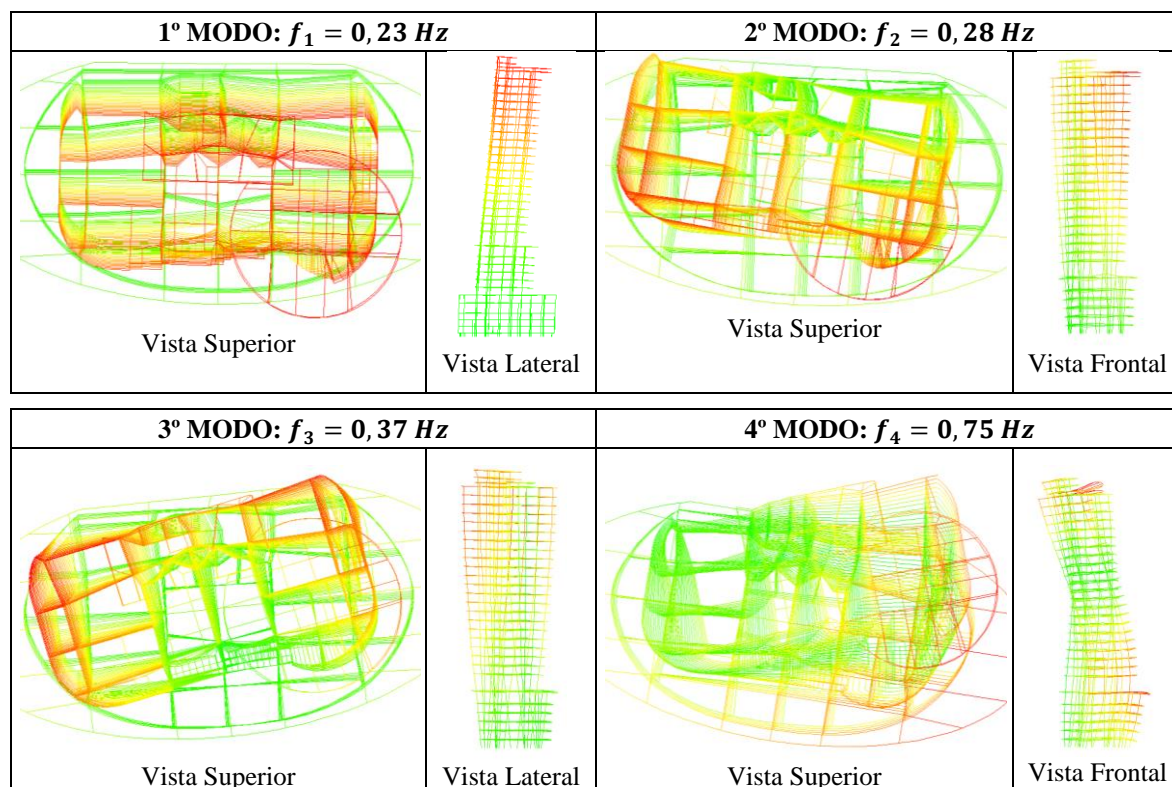
Fonte: Autor

Tabela 6.9 – Edifício 3: Acelerações e classificação da percepção humana no TQS

ÂNGULO DE INCIDÊNCIA DE VENTO	ACELERAÇÕES EM X (m/s^2)	ACELERAÇÕES EM Y (m/s^2)	PERCEPÇÃO HUMANA ÀS VIBRAÇÕES
0°	0,040	0,014	IMPERCEPTÍVEL
90°	0,001	0,063	PERCEPTÍVEL
180°	0,040	0,014	IMPERCEPTÍVEL
270°	0,001	0,063	PERCEPTÍVEL

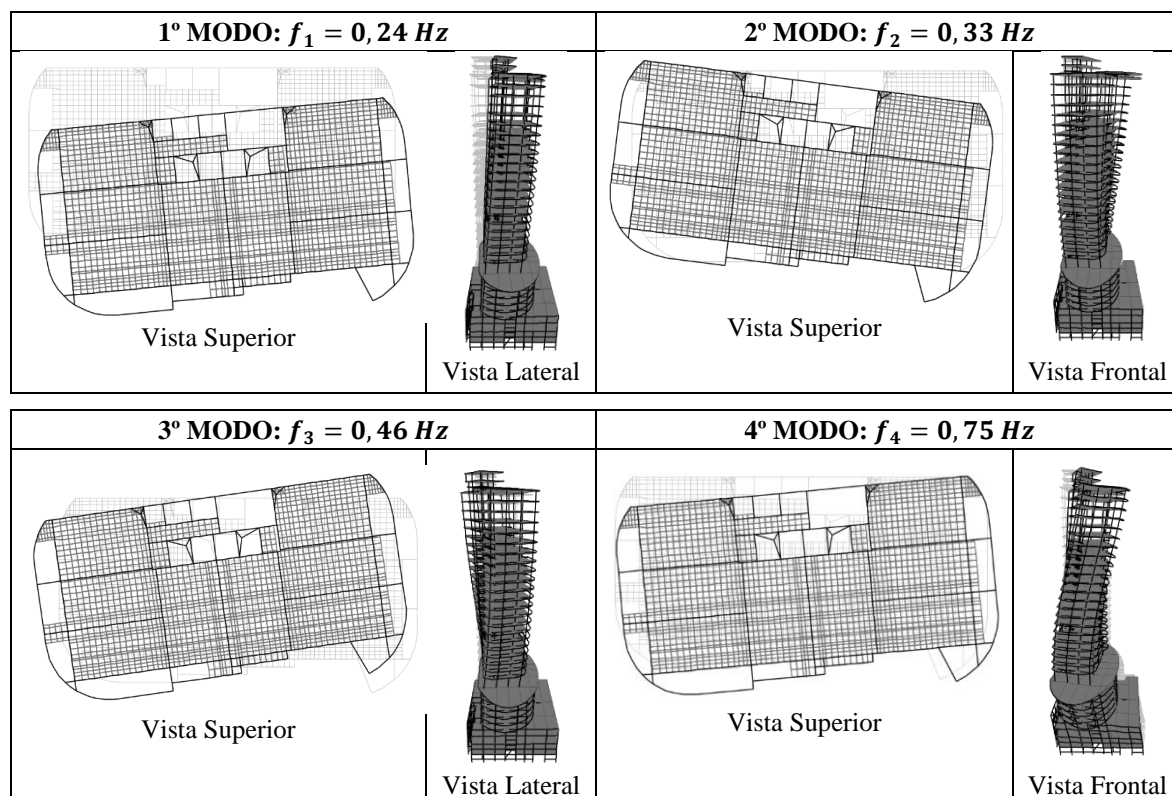
Fonte: Autor

Figura 6.17 – Edifício 3: Modos de vibração obtidos no TQS (sem escala)



Fonte: Autor

Figura 6.18 – Edifício 3: Modos de vibração obtidos no SAP2000 (sem escala)



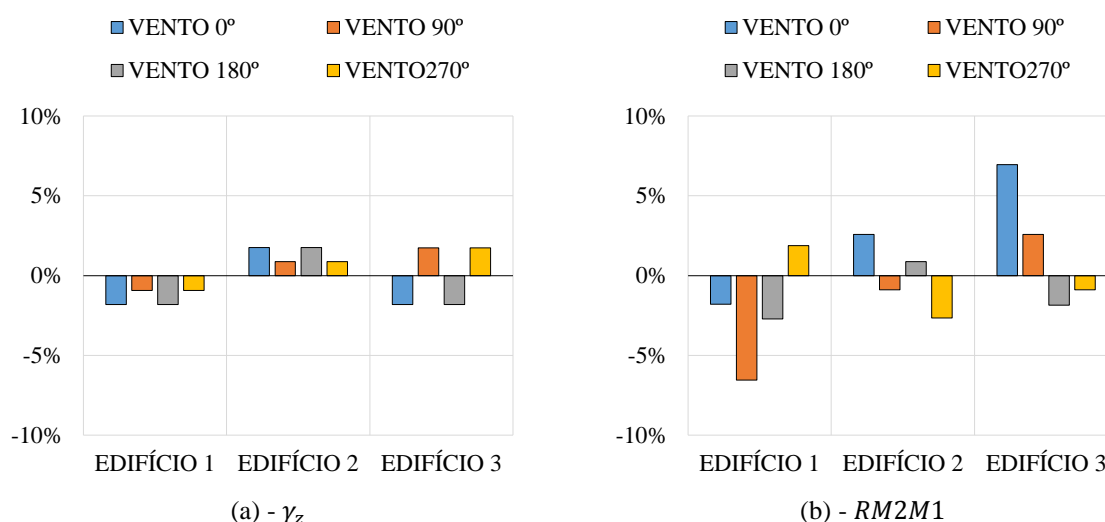
Fonte: Autor

6.4. Avaliação dos resultados

6.4.1. Comparação entre os resultados no TQS e no SAP2000

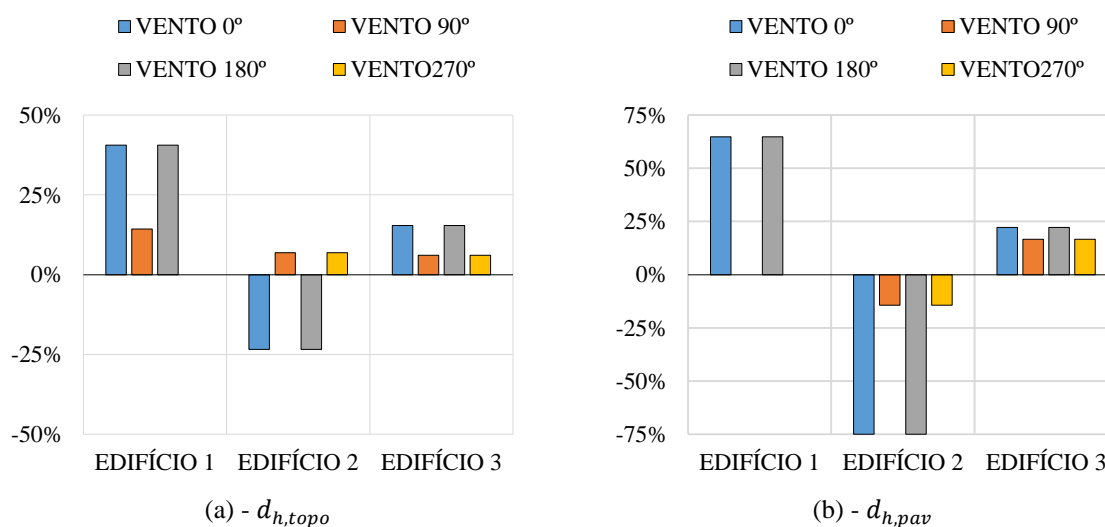
Nas figuras seguintes são mostrados os gráficos que mostram a comparação entre os resultados obtidos no TQS e SAP2000, obviamente, para os parâmetros que foram calculados nos dois Sistemas. As taxas positivas indicam que os valores no TQS são maiores, e as negativas apontam para valores superiores no SAP2000.

Figura 6.19 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - γ_z e (b) - $RM2M1$

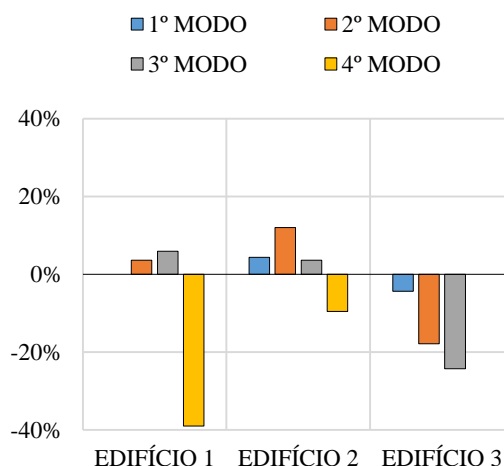


Fonte: Autor

Figura 6.20 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados no TQS e SAP. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$



Fonte: Autor

Figura 6.21 – Edifícios reais: Taxas percentuais entre os resultados de frequência fundamental no TQS e SAP

Fonte: Autor

Verifica-se mais uma vez que as diferenças ocorridas para o parâmetro γ_z são bastante pequenas, permanecendo abaixo dos 5% em todos os edifícios. Já para o coeficiente $RM2M1$ as diferenças foram um pouco mais acentuadas em algumas direções, no entanto se mantiveram em uma margem de erro aceitável, abaixo dos 10%.

Para os deslocamentos horizontais, as discrepâncias encontram-se bem maiores, grande parte ultrapassando os 10%. Contudo, isso não indica necessariamente um erro de calibração dos modelos. Ocorre que como os valores encontrados são de baixa magnitude, pequenas variações em termos absolutos podem representar grandes variações percentuais. Por exemplo, no edifício1 para o vento 0° , em que o deslocamento horizontal apresentou uma diferença próximo de 50%, os resultados obtidos são de $0,74\text{ cm}$ no TQS e $0,44\text{ cm}$ no SAP2000, ou seja, a diferença foi de apenas 3 mm .

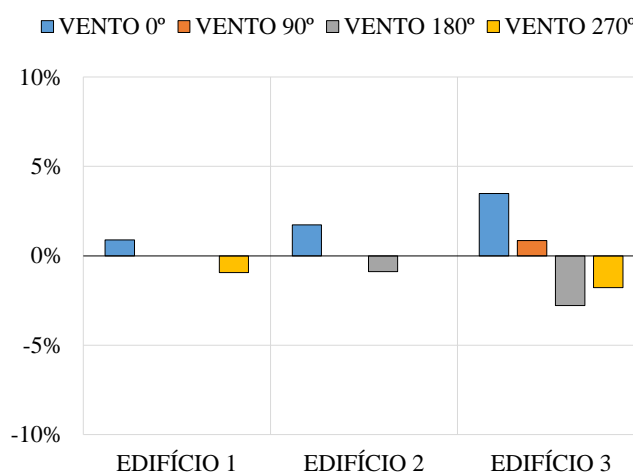
Com relação as frequências naturais, as divergências foram baixas. Algumas ultrapassaram a faixa dos 10%, mas no geral, são consideradas satisfatórias pelo mesmo motivo comentado para os deslocamentos horizontais.

Diante das análises feitas, constata-se que os modelos gerados nos dois programas estão corretamente ajustados, conduzindo a resultados com bastante exatidão, visto que as diferenças aferidas permanecem em uma margem de erro aceitável. Por isso, mais uma vez, serão considerados somente os resultados obtidos no TQS para esses parâmetros, de forma a manter as análises dentro dos mesmos critérios dos exemplos passados.

6.4.2. Análise dos parâmetros de controle no ELU

Na figura 6.22, comparam-se os valores de γ_z com os de $RM2M1$, para cada direção do vento. Porcentagens positivas indicam que o valor de $RM2M1$ é superior e as negativas indicam que os valores de γ_z são maiores.

Figura 6.22 – Edifícios reais: Taxas de variação de γ_z em relação à $RM2M1$



Fonte: Autor

Observa-se, pelos resultados, que as diferenças encontradas são pequenas em todas as direções, e para todos os edifícios. Novamente, como já havia sido comprovado nas estruturas idealizadas, isso mostra que nos casos em que as estruturas possuem grande rigidez, os resultados obtidos com o γ_z são bastante satisfatórios.

Para comparar os valores do $RM2M1$ com os fatores de amplificação $f_a(\lambda)$ obtidos através do fator de carga crítica nos edifícios, é necessário compatibilizar as direções do vento consideradas, com os modos de instabilidade das estruturas.

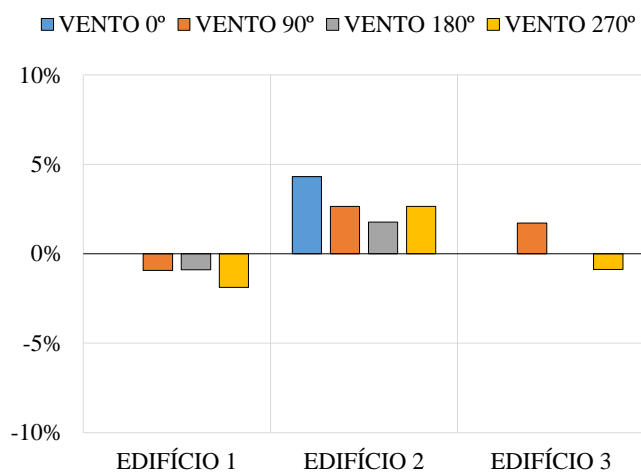
No Edifício 1 as translações nas direções X e Y ocorrem no primeiro e terceiro modo respectivamente. No edifício 2, as translações nas direções principais equivalem ao segundo e terceiro modos. E por fim, no edifício 3, ocorre translação apenas no primeiro modo, acompanhada de uma pequena torção, que será desprezada para o cálculo do fator de amplificação.

Com base nessas análises, apresentam-se na tabela 6.10 os resultados para os fatores de amplificação $f_a(\lambda)$ nas direções principais do vento e na figura 6.23 é mostrado o gráfico com as variações percentuais em relação ao coeficiente $RM2M1$.

Tabela 6.10 – Edifícios reais: Resultados para o fator de amplificação $f_a(\lambda)$

EDIFÍCIO	DIREÇÃO DO VENTO	RM2M1	Modo de Instabilidade	λ	$f_a(\lambda)$
1	0°	1,12	1°	9,49	1,12
	180°	1,11			
	90°	1,07	3°	14,03	1,08
	270°	1,06			
2	0°	1,16	2°	10,05	1,11
	180°	1,13			
	90°	1,13	3°	10,75	1,10
	270°	1,13			
3	90°	1,16	1°	8,33	1,14
	270°	1,13			

Fonte: Autor

Figura 6.23 – Edifícios reais: Taxas de variação de $f_a(\lambda)$ em relação à RM2M1

Fonte: Autor

Verifica-se que assim como o coeficiente γ_z , os resultados do $f_a(\lambda)$ nas direções principais são bastante satisfatórios, comprovando também nas estruturas reais, a validade da equação (3.6) para o cálculo do fator de amplificação em função do fator de carga crítica. Além disso, fica clara a relação existente entre o coeficiente γ_z e o grau de estabilidade global da estrutura, pois quanto maior o valor deste parâmetro mais próximo o edifício está da instabilidade global na direção avaliada.

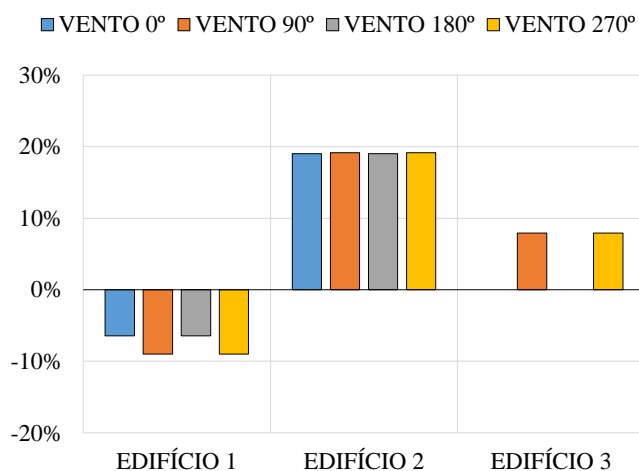
Estimando os valores do fator de carga crítica nas direções do vento, em função do coeficiente γ_z pela equação (5.1), chegam-se aos valores representados na tabela 6.11. Na figura 6.24 são indicadas as diferenças em relação aos resultados do SAP2000. As taxas positivas indicam que os resultados no SAP são maiores e as taxas negativas apontam o contrário.

Tabela 6.11 – Edifícios reais: Resultados do cálculo de λ em função de γ_z

EDIFÍCIO	DIREÇÃO DO VENTO	γ_z	Modo de Instabilidade	$\lambda(SAP)$	$\lambda(\gamma_z)$
1	0° e 180°	1,11	1°	9,49	10,10
	90° e 270°	1,07	3°	14,03	15,29
2	0° e 180°	1,14	2°	10,05	8,14
	90° e 270°	1,13	3°	10,75	8,69
3	90° e 270°	1,15	1°	8,33	7,67

Fonte: Autor

Figura 6.24 – Edifícios reais: Taxas de variação do λ calculado pelo γ_z em relação ao calculado no SAP2000



Fonte: Autor

Como se observa no gráfico, as maiores diferenças se deram no edifício 2, ficando perto dos 20%. Contudo, essas diferenças são favoráveis à segurança já que os resultados pelo cálculo simplificado são inferiores aos calculados no SAP2000. No edifício 1, os resultados são próximos, porém maiores no cálculo em função do γ_z . No Edifício 3, apesar de só ter sido possível o cálculo de $f_a(\lambda)$ para uma direção, e esta não ser uma situação somente de translação, os resultados são considerados razoáveis, visto que as diferenças ficaram abaixo de 10%.

Assim, de maneira geral, acredita-se que a equação (5.1) oferece uma boa estimativa a respeito do fator de carga crítica (em função do γ_z) para as direções principais do vento. Entretanto, é preciso ressaltar que por mais que se consiga estimar os valores do fator de carga crítica nessas direções, não significa que se terá o conhecimento das condições mais críticas de instabilidade global da estrutura, pois como já foi visto, não é sempre que os modos críticos coincidem com as direções principais de incidência do vento.

Diferentemente dos exemplos simplificados, em todos os edifícios reais estudados neste trabalho, as translações em X e Y não corresponderam sequencialmente aos dois primeiros modos de instabilidade global da estrutura.

No edifício 1, o primeiro modo é de translação em X, com $\gamma_z = 1,11$ e $\lambda = 9,49$, porém o segundo modo é de torção, com $\lambda = 10,73$, e somente no terceiro modo é que ocorre translação em Y, com $\gamma_z = 1,07$ e $\lambda = 14,03$ (figura 6.4). Isso mostra claramente que caso essa estrutura estivesse mais próxima do ponto de instabilidade, a torção ocorrida no segundo modo seria mais preocupante que a instabilidade na direção Y.

No Edifício 2, essa situação é mais visível ainda, uma vez que no primeiro modo o prédio sofre torção, e somente os dois modos subsequentes é que correspondem a perda de estabilidade por translação nas direções X e Y (figura 6.10). Em outras palavras, enquanto a preocupação está em garantir a estabilidade na direção X, cujo $\gamma_z = 1,14$ e $\lambda = 10,05$, e na direção Y, onde $\gamma_z = 1,13$ e $\lambda = 10,75$, a condição mais crítica acaba sendo torsional com $\lambda = 4,98$.

A situação do Edifício 3 também não é diferente, já que este sofre uma translação no eixo Y no primeiro modo, com $\gamma_z = 1,18$, porém associada a uma ligeira torção em torno do eixo Z, correspondendo a $\lambda = 8,33$ (figura 6.16). Em nenhum dos outros três modos calculados, obteve-se exatamente translação na direção X, somente movimentos de torção. Contudo, a rigidez da estrutura nas direções X e Y é tão elevada que acaba distanciando esta, indiretamente, das condições mais críticas de instabilidade.

Verifica-se também que há a possibilidade de que essas situações críticas não sejam tão preocupantes nas estruturas, nos casos em que os valores de γ_z são pequenos, pois como foi observado no Edifício 2, a rigidez elevada da sua estrutura nas direções principais de vento, afasta esta indiretamente, da sua condição mais crítica de instabilidade, que é torsional.

Porém, não há como definir um limite de γ_z para o qual as estruturas atendem a estabilidade global quando o modo mais crítico é torsional. Esse problema só pode ser percebido quando a análise é realizada através da definição do fator de carga crítica e dos modos de flambagem correspondentes.

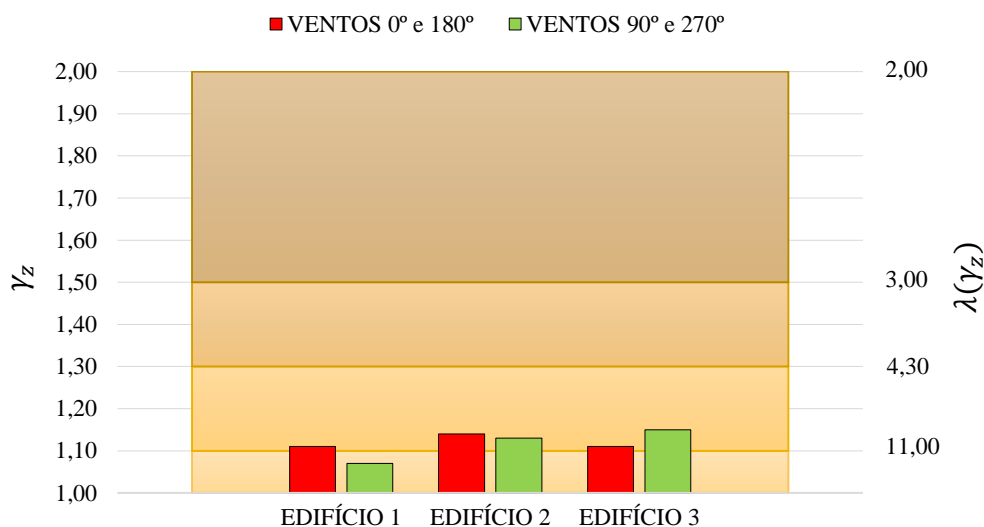
De forma a deixar essa situação do Edifício 2, com relação à estabilidade global, mais evidente, foi realizada uma análise nesse prédio, visando avaliar o seu fator de carga crítica para uma situação em que o γ_z fosse propositalmente igual a 1,30 na direção de vento mais desfavorável.

Essa condição foi atingida diminuindo-se a rigidez global da estrutura, através da redução do módulo de elasticidade do concreto para 13 *GPa*, sendo encontrado um fator $\lambda = 2,47$ para o modo mais crítico de instabilidade, que continuou sendo torsional. Portanto, esse fator de carga crítica é inferior ao limite considerado admissível neste trabalho, cujo valor é o mesmo recomendado pela antiga NBR 6118 (1980), que é igual a 3,00 (três). Nestas condições, a segurança quanto a estabilidade global não estaria atendida, apesar do valor mais desfavorável de γ_z ser equivalente a 1,30.

Tal situação, mesmo sendo hipotética, demonstra que a verificação da estabilidade global considerando como referência somente o coeficiente γ_z , poderá não ser satisfatória nos casos em que o modo crítico de instabilidade é torsional.

Com relação ao limite estabelecido pela Norma Brasileira para a classificação das estruturas quanto a mobilidade dos nós, verifica-se que, com exceção do Edifício 1, nas direções 90° e 270°, todos os casos apresentam a obrigatoriedade da consideração dos efeitos globais de segunda ordem na análise estrutural. A figura 6.25 apresenta a situação dos valores de γ_z em relação à alguns limites importantes na análise da estabilidade global.

Como se observa, em todos os edifícios os efeitos de segunda ordem são baixos quando comparados aos de primeira ordem, com valores de γ_z não chegando a sequer 1,20 em nenhum dos casos. Esse comportamento pode ser resultante da influência do dimensionamento dos elementos estruturais no ELU, uma vez que estes precisam possuir seções suficientes que garantam a resistência aos esforços solicitantes, tendendo a aumentar o grau de rigidez global da estrutura desses edifícios.

Figura 6.25 – Edifícios reais: Comparação dos resultados de γ_z com os limites recomendados

Fonte: Autor

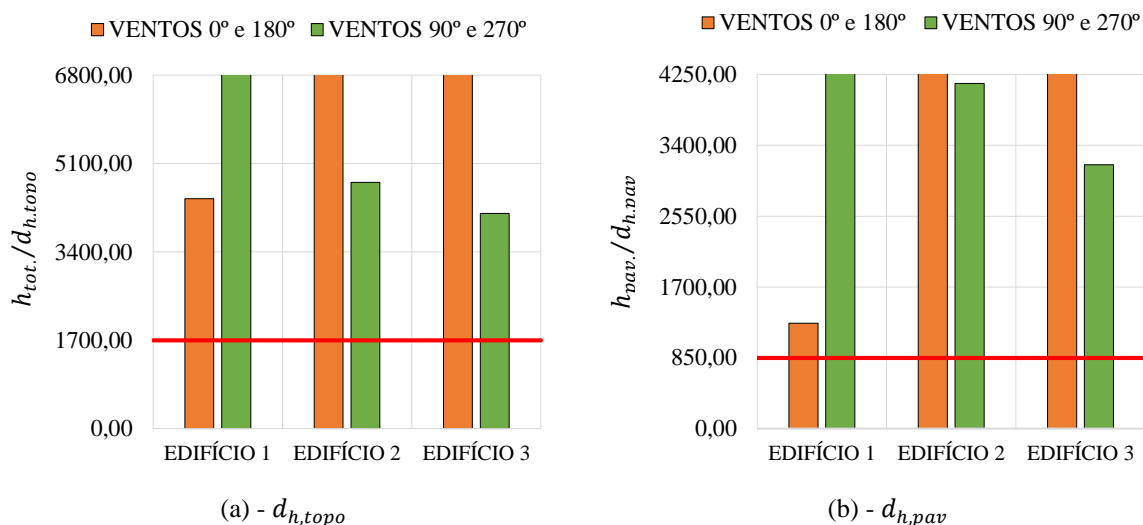
6.4.3. Análise dos parâmetros de controle no ELS

I. Deslocamentos horizontais

Para a análise dos deslocamentos no topo e entre pavimentos consecutivos dos edifícios, foram montados os gráficos indicados na figura 6.26. Assim como nos exemplos apresentados no capítulo anterior, os resultados são adimensionalizados em função das respectivas alturas. Os limites são marcados pela reta horizontal, no valor de 1700 para os deslocamentos no topo, e 850 para deslocamentos entre pavimentos consecutivos. Deste modo, as estruturas atendem ao limite normativo quando os resultados são superiores a esses valores, caso contrário os deslocamentos estão excessivos.

Os gráficos mostram que em todos os três edifícios, os deslocamentos horizontais, tanto no topo como entre pavimentos consecutivos, atendem aos limites normativos e com uma folga considerável em quase todas as direções, exceto no Edifício 1 para os ventos 0° e 180°, onde o deslocamento entre pavimentos ficou próximo ao limite. Esses resultados são naturais, tendo em vista que os prédios possuem rigidez elevada.

Figura 6.26 – Edifícios reais: Comparação entre deslocamentos horizontais. (a) - $d_{h,topo}$ e (b) - $d_{h,pav}$



Fonte: Autor

Os Edifícios 1 e 3 apresentaram deslocamentos no topo condizentes com os resultados de γ_z , ou seja, os dois parâmetros possuem o seu maior valor na mesma direção, no caso do Edifício 1, nos sentidos 0° e 180° e no Edifício 3, nos sentidos 90° e 270°.

Agora, no Edifício 2, ocorre uma leve divergência entre estes parâmetros. O deslocamento máximo acaba ocorrendo nos sentidos 90° e 270°, enquanto que o maior valor de γ_z (1,14), resulta nos ângulos 0° e 180°. Essa divergência aconteceu pelo fato da rigidez nas duas direções deste edifício estarem muito próximas, sendo a diferença existente entre estas, provavelmente menor do que a ocorrida entre os carregamentos horizontais devido ao vento.

Esse comportamento novamente deixa evidente a importância da análise dos deslocamentos horizontais nas estruturas, pois como se nota, caso esse edifício ultrapassasse o limite recomendado, isso aconteceria na direção Y, contrariando o que se esperava a partir dos resultados de γ_z encontrados, que demonstram que a direção X é a situação mais desfavorável.

II. Frequência fundamental

Antes de adentrar nos comentários a respeito das frequências fundamentais, será estabelecida uma relação adequada dos modos de vibração fundamental com a direção do vento correspondente, e o consequente valor do γ_z , com a finalidade de estimar as frequências fundamentais através da equação (5.12) desenvolvida no capítulo anterior deste trabalho.

No Edifício 1, o modo de vibração fundamental condiz com a direção X da estrutura, cujo γ_z é igual a 1,11. Já no Edifício 2, o primeiro modo ocorre na direção Y, onde o γ_z vale 1,13. Também para o Edifício 3, a direção Y é compatível com o primeiro modo de vibração, sendo o γ_z igual a 1,15 neste caso.

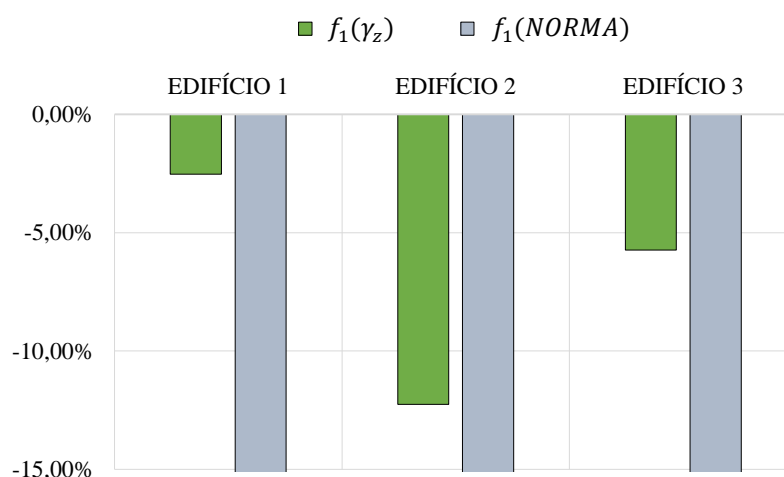
De posse dos valores de γ_z correspondentes ao modo de vibração fundamental de cada estrutura, é possível aplicar a equação (5.12) e verificar as margens de erro dos valores de frequência fundamental em relação aos resultados da análise modal. Essas frequências estão indicadas na tabela 6.12, onde também são apresentadas as frequências fundamentais obtidas considerando o modelo contínuo da NBR 6123 (1988). Na sequência são mostradas as diferenças percentuais entre os resultados, através do gráfico da figura 6.27.

Tabela 6.12 – Edifícios reais: Resultados para frequência fundamental

EDIFÍCIO	DIREÇÃO DO VENTO	h_{tot} (m)	γ_z	f_1 (Hz)		
				MODAL	$f_1(\gamma_z)$	NBR 6123
1	0° e 180°	32,75	1,11	0,50	0,51	1,85
2	9° e 270°	110,38	1,13	0,23	0,26	0,59
3	90° e 270°	109,72	1,15	0,23	0,24	0,59

Fonte: Autor

Figura 6.27 – Edifícios reais: Diferenças percentuais entre os resultados de frequência fundamental



Fonte: Autor

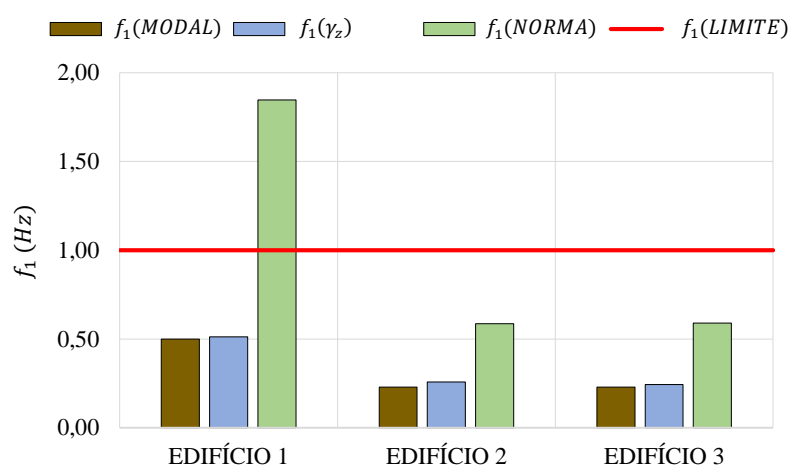
O gráfico deixa mais uma vez evidente as grandes diferenças encontradas entre os resultados calculados pelo processo simplificado da NBR 6123 (1988) e pela análise modal. Essas diferenças superaram 100% nos três edifícios, demonstrando que esse método da Norma

Brasileira não oferece resultados tão satisfatórios quando se deseja obter frequências fundamentais condizentes com a análise modal de vibrações livres.

Já a equação aproximada desenvolvida em função do γ_z , apresentou resultados bem próximos dos da análise modal. A maior diferença ocorreu no Edifício 2, sendo 0,26 Hz no cálculo simplificado, contra 0,23 Hz da análise computacional, o que representa uma margem de erro de aproximadamente 12%.

Quanto à avaliação da importância da resposta flutuante devido aos efeitos dinâmicos do vento, ilustra-se na figura 6.28 a situação dos Edifícios analisados em relação ao limite recomendado pela NBR 6123 (1988), para os três processos de cálculo utilizados.

Figura 6.28 – Edifícios reais: Comparação das frequências fundamentais com o limite da NBR 6123



Fonte: Autor

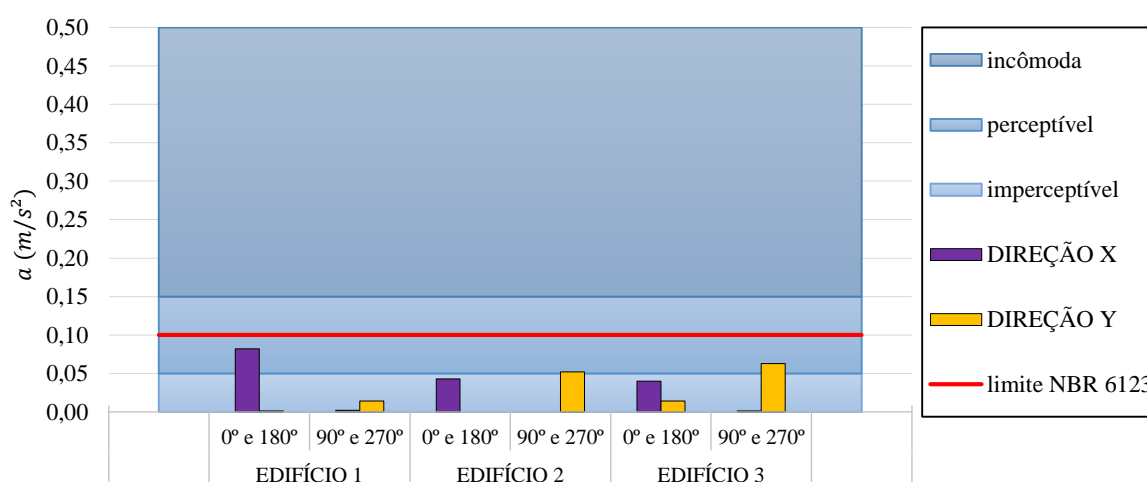
Segundo os resultados da análise modal, em todos os edifícios, a influência da resposta flutuante provocada pelas rajadas de vento, deve ser considerada. Esse quadro mostra que pela análise de vibrações livres e sem amortecimento, dificilmente serão encontrados valores de frequência fundamental acima de 1 Hz, dado que até mesmo no Edifício 1, que possui rigidez elevada, além de não ser tão alto, a frequência manteve-se abaixo desse limite.

Quando se considera o modelo simplificado proposto pela NBR 6123 (1988), a configuração muda um pouco. As frequências fundamentais tendem a resultar em valores mais altos e, com isso, já é possível encontrar valores acima de 1 Hz. Ainda assim, nos prédios analisados, somente o edifício 1 atingiu esse limite, os demais ficaram abaixo deste, demonstrando que mesmo a rigidez dessas estruturas sendo elevada, e atendendo à estabilidade global e aos deslocamentos horizontais, os efeitos dinâmicos devido ao vento não podem ser desprezados nesses Edifícios.

III. Aceleração para verificação do conforto humano

Os resultados para as acelerações, e suas situações em relação ao nível de conforto humano dos ocupantes quanto às vibrações, são ilustrados graficamente na figura 6.29. Da mesma forma que nos exemplos anteriores, o gráfico indica os níveis de percepção humana através de faixas que vão de “imperceptível” até “incômoda”. Optou-se por não indicar os demais níveis (muito incômoda e intolerável), para que a escala dos resultados não ficasse muito reduzida. Também é indicado no gráfico o limite imposto pela NBR 6123 (1988) para a amplitude de aceleração máxima, através da linha horizontal no nível de $a = 0,1 m/s^2$.

Figura 6.29 – Edifícios reais: Verificação da percepção humana às vibrações



Fonte: Autor

De acordo com o gráfico, nota-se que em todos os Edifícios, não há com o que se preocupar quando tomado como referência o limite recomendado pela NBR 6123 (1988), pois segundo este critério, as vibrações não causam desconforto aos ocupantes para aceleração menor que o limite de $0,1 m/s^2$.

Seguindo a classificação em níveis de percepção humana, ocorrem situações em que as vibrações são perceptíveis, normalmente nas direções de menor rigidez, onde o valor do γ_z e dos deslocamentos horizontais são maiores. Contudo, é sempre bom lembrar que apesar de poderem ser perceptíveis, estas vibrações não são incômodas de acordo com tal classificação.

O Edifício 1 apresenta vibrações perceptíveis na direção X, para os sentidos de vento 0° e 180°, nas demais direções as vibrações são imperceptíveis, visto que as acelerações são quase nulas. Portanto, na direção X, apesar do γ_z e os deslocamentos serem baixos, com a análise dinâmica vê-se que a rigidez não é suficiente para impedir que as vibrações provocadas pelo vento não sejam percebidas pelos ocupantes da edificação.

No Edifício 2, as vibrações quase ficam no nível imperceptível em todas as direções. Entretanto na direção Y, para os sentidos de vento 90° e 270°, a aceleração ficou levemente acima do limite entre os níveis. Na direção X, para os sentidos 0° e 180°, o resultado ficou bem próximo da transição de níveis, evidenciando novamente, um grau de rigidez bastante semelhante em ambas as direções nesse Edifício.

Por último, as acelerações no Edifício 3, mostram que somente na direção Y, para os sentidos 90° e 270°, as vibrações são perceptíveis, o que é normal tendo em vista que é a direção menos rígida dessa estrutura. Apesar disso, na direção X (direção mais rígida), a aceleração ficou próxima da zona de vibrações perceptíveis.

7. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho, foram estudados os principais parâmetros de projeto que servem como referência nas análises globais das estruturas de concreto armado, sob os mais variados aspectos, como estabilidade global, deslocamentos e vibrações. Para isso, procedeu-se as análises de algumas estruturas idealizadas e outras de casos reais de edifícios. A partir dos resultados obtidos, foi possível estabelecer algumas comparações, e desenvolver algumas equações aproximadas. Com base nesta pesquisa e em outros trabalhos consultados, chegaram-se a algumas conclusões importantes a respeito dos assuntos tratados. Estas conclusões serão resumidas neste capítulo. Em seguida, são apresentadas algumas sugestões para o desenvolvimento de novas pesquisas, que possam dar continuidade ao tema tratado.

7.1. Conclusões

I. Parâmetros de estabilidade global

Através da comparação do γ_z com o $RM2M1$ obtido pelo processo P-Delta, comprovou-se que este primeiro oferece resultados bastante precisos como um coeficiente médio de avaliação da magnitude dos efeitos globais de segunda ordem. Com os exemplos analisados neste trabalho, verificou-se que para valores até aproximadamente 1,50, as diferenças são insignificantes.

Também verificou-se das análises, que as diferenças encontradas entre os coeficientes $f_a(\lambda)$ e γ_z são desprezíveis até o limite de 1,50. Isso tornou possível considerar estes coeficientes como equivalentes até esse valor, e montar a equação (5.1) para o cálculo aproximado do fator de carga crítica global λ em função do coeficiente γ_z , transcrita a seguir:

$$\lambda = \frac{\gamma_z}{\gamma_z - 1}, \text{ para } 1,0 \leq \gamma_z \leq 1,5$$

Tal equação possibilita conhecer, de forma aproximada, o limite de estabilidade das estruturas associado às direções do vento para as quais estas são analisadas (direções X e Y). Os resultados encontrados a partir dessa equação, demonstraram-se bastante satisfatórios quando comparados com os obtidos na análise de instabilidade elástica realizada no SAP2000, sendo mais favoráveis à segurança, de maneira geral.

Dessa forma, admitindo ser aceitável o fator de segurança à flambagem igual a 3 (três), recomendado pela antiga NBR 6118 (1980), verificou-se que o valor de γ_z correspondente ao limite de estabilidade global das estruturas pode ser considerado igual a 1,50.

Entretanto, constatou-se que o emprego do coeficiente γ_z como um parâmetro de avaliação da estabilidade global poderá não ser satisfatório em determinados casos, onde a condição mais crítica de instabilidade não corresponde a um movimento de translação nas direções X ou Y, mas sim de torção.

Essa situação ficou bem evidente nos exemplos dos edifícios reais analisados, sobretudo no Edifício 2, onde a condição mais crítica corresponde a uma instabilidade torsional, com $\lambda = 4,98$. Além disso, verificou-se, através de uma situação hipotética para esse mesmo edifício, que com $\gamma_z = 1,30$ a situação crítica (também de torção) ocorre para $\lambda = 2,47$, inferior ao limite de segurança à flambagem considerado neste trabalho.

II. Deslocamentos horizontais

Com o exemplo 1, mesmo sendo um caso de estrutura em sua forma mais simples, com somente um grau de liberdade, foi demonstrado não ser possível estabelecer relação entre deslocamento horizontal e os parâmetros de estabilidade global, visto que o primeiro depende dos esforços horizontais, enquanto que o segundo depende das cargas verticais.

No exemplo 2, o deslocamento horizontal demonstrou ser um parâmetro de maior restrição nas estruturas do que o problema de estabilidade global. Já no exemplo 3, foi visto que, quando os pilares atendem às solicitações últimas, os deslocamentos horizontais tornam-se excessivos somente a partir de uma determinada altura total da estrutura, que nos casos estudados mostrou-se ser bem elevada. No entanto, lembra-se que essas observações não podem ser estendidas a quaisquer tipos de estruturas, pois os casos analisados são de estruturas com características bastante simplificadas.

Nas análises dos edifícios reais, verificou-se ser possível ocorrerem casos onde a direção do vento a qual o deslocamento horizontal é máximo não é a mesma em que o γ_z é mais desfavorável. Novamente, esse comportamento é devido ao fato do deslocamento depender diretamente do esforço horizontal do vento enquanto que o γ_z tem relação com as cargas verticais.

III. Frequência Fundamental

A partir dos resultados encontrados para as estruturas idealizadas do exemplo 2, foi possível desenvolver uma equação empírica que relaciona a frequência fundamental com o coeficiente γ_z . Esta equação é indicada a seguir:

$$f_1 = 0,92 \cdot \sqrt{\frac{\gamma_z}{h_{tot.} \cdot (\gamma_z - 1)}}$$

Em todos os exemplos analisados, os resultados encontrados através dessa expressão foram bastante satisfatórios, quando comparados aos obtidos pela análise modal. As diferenças percentuais entre estes métodos permaneceram dentro de uma margem de erro aceitável.

Comparando os resultados da análise modal com os obtidos pela equação simplificada indicada na NBR 6123 (1988), verificou-se a existência de grandes diferenças entre os valores encontrados. Um dos fatores que podem ter ocasionado essas diferenças é que, na análise modal de vibrações livres realizada neste trabalho, não foram levados em conta certos efeitos como o amortecimento e a influência das alvenarias de vedação. Além disso, o cálculo através da equação presente na NBR 6123 (1988), depende unicamente da altura total da edificação, quando se sabe que a frequência varia em função da massa e da rigidez da estrutura.

Quanto a avaliação da importância da resposta flutuante, constatou-se através da comparação dos resultados da análise modal com o valor de referência de 1 Hz recomendado pela NBR 6123 (1988), que a maioria das estruturas possuem frequência fundamental abaixo deste limite, inclusive aquelas com valor de γ_z baixo e, portanto, uma análise dinâmica seria necessária, pois a consideração somente dos efeitos estáticos da ação do vento não é mais suficiente nessas condições.

Isso mostra que a avaliação da rigidez somente através do γ_z não é suficiente para que as estruturas satisfaçam aos problemas relacionados com os efeitos dinâmicos devido ao vento. É necessário que a frequência fundamental da estrutura também seja avaliada, de forma a garantir se tais efeitos podem realmente ser desprezados nas estruturas.

IV. Aceleração para verificação do conforto humano

Quanto aos resultados da aceleração máxima para a avaliação do conforto humano, constatou-se que, segundo a classificação em níveis de percepção humana, proposta por Chang (1967, apud BORGES, 2009), em todas as estruturas analisadas ocorreram vibrações perceptíveis em pelo menos uma das direções principais do vento.

Com relação ao limite de $0,1 \text{ m/s}^2$ recomendado pela NBR 6123 (1988), que indica somente se as vibrações causam ou não desconforto aos usuários, verificou-se que em certos casos, é possível haver vibrações excessivas, mesmo para valores de γ_z abaixo de 1,30, demonstrando a inexistência de relação entre este parâmetro e os problemas de vibração.

De uma forma geral, o comportamento das estruturas analisadas evidencia que, também para a avaliação das vibrações, não é recomendável tomar como referência o coeficiente γ_z , visto que, como demonstrado, as estruturas poderão apresentar problemas de vibração excessiva mesmo para valores baixos deste parâmetro.

7.2. Sugestões para novas pesquisas

Realizar um estudo que vise avaliar as equações aproximadas, desenvolvidas neste trabalho, para o cálculo do fator de carga crítica global e da frequência fundamental, em um número maior de estruturas de concreto, e com características diferenciadas das estudadas nesta dissertação.

É importante também pesquisar as condições em que a situação mais crítica de instabilidade da estrutura é de torção. Analisar as características geométricas que acarretam este efeito, assim como as recomendações a serem seguidas objetivando a segurança da estrutura.

Um outro estudo interessante seria realizar uma análise comparativa visando avaliar a partir de que condições, o dimensionamento dos elementos estruturais no ELU passaria a não oferecer rigidez suficiente para que a estrutura atenda aos diversos parâmetros globais analisados. Estudo esse que foi feito de forma bastante simples no exemplo 3 deste trabalho.

REFERÊNCIAS

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto e execução de obras de concreto armado**. NBR 6118. Rio de Janeiro. 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Concreto - Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão**. NBR 8522. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento**. NBR 6118. Rio de Janeiro. 2014.

BORGES, A. C. L. **Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura**. Tese de doutorado - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE, p. 205. 2009.

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

BURGOS, R. B. **Avaliação de cargas críticas e comportamento pós-crítico inicial de pórticos planos**. Dissertação de mestrado - Departamento de Engenharia Civil. Pontifícia Universidade Católica - PUC-RJ. Rio de Janeiro, RJ, p. 120. 2005.

CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação de mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, p. 112. 1995.

CLOUGH, R. W.; PENZIEN, J. **Dynamics of structures**. 3ª. ed. Berkeley (USA): Computers & Structures Inc, 2003.

CSI. **Analysis Reference Manual for SAP2000®, Version 16**. Computers & Structures, Inc. Berkeley, California. 2013.

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

FONTE, A. O. C. **Análise não linear geométrica de edifícios altos**. Tese de doutorado - Programa de Pós-graduação de Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, p. 223. 1992.

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

FRANCO, M. **Instabilidade local e global dos edifícios altos de concreto armado**. International Symposium 1995 da International Association for Shell and Spatial Structures. Milão. 1995.

FRANCO, M.; MEDEIROS, S. R. P. **Método do "Vento Sintético": Novas considerações**. Revista Concreto & Construções, IBRACON, v. 76, p. 78-91, Outubro-Dezembro 2014. ISSN 1809-7197.

FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. **Avaliação prática dos efeitos de 2ª ordem em edifícios altos**. Rio Colloquium on the CEB-FIP Model Code 90. COPPE/ UFRJ, Rio de Janeiro, RJ. 1991.

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

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. 7ª. ed. São Paulo: Person Education do Brasil, 2010.

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

LAZANHA, E. C. **Análise dinâmica elasto-plástica de estruturas metálicas sob excitação aleatória de vento**. Dissertação de Mestrado - Departamento de engenharia de estruturas e fundações. Escola politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo. 2003.

MENDONÇA, C. M. A. **Dimensionamento de torres espiadas de grande altura**. Dissertação de mestrado - Faculdade de Engenharia da Uiversidade do Porto. Uiversidade do Porto. Porto, Portugal. 2012.

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

NÓBREGA, P. G. B. D. **Análise dinâmica de estruturas de concreto: Estudo experimental e numérico das condições de contorno de estruturas pré-moldadas**. Tese de Doutorado - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, p. 285. 2004.

OBATA, S. H. **Vento sintético e a simulação de Monte Carlo – uma forma de considerar a característica aleatória e instável do carregamento dos ventos em estruturas**. Exacta, São Paulo, v. 7, n.1, p. 77-85, Janeiro/Março 2009.

OLIVEIRA, D. M. D. **Parâmetros de instabilidade global das estruturas de concreto armado segundo a nova NBR 6118**. Dissertação de mestrado - Curso de Pós-Graduação da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais. Belo Horizonte, MG, p. 153. 2002.

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

PINTO, R. S.; CÔRREA, M. R. S.; RAMALHO, M. A. **Utilização do parâmetro γz para estimar os esforços de segunda ordem em edifícios de concreto armado**. Revista IBRACON de Estruturas, v. 1, n. 2, p. 145-165, 2005. ISSN 1809-1121.

RAO, S. S. **Vibrações mecânicas**. São Paulo, SP: Pearson Prentice Hall, 2008.

REIS, A.; CAMOTIM, D. **Estabilidade Estrutural**. Lisboa: McGraw-Hill, 2001.

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

STOLOVAS, S. **Dinâmica aplicada em estruturas de concreto**. TQS Informática Ltda. São Paulo, p. 283. 2008.

TQS INFORMÁTICA. **Manual do usuário: Análise Estrutural**. TQS INFORMÁTICA. São Paulo. 2015.

VASCONCELOS, A. C. **Origem dos Parâmetros de estabilidade α e γz** . Revista Engenharia, Escola Politécnica. São Paulo. 1997.

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

VASCONCELOS, A. C. **Justificativas do Cap. 15 da NB-1/2006 com base no comportamento social das estruturas**. ABECE, São Paulo, 2006. Disponível em: <<http://www.abece.com.br/enece2006/texto%20Prof.%20Vasconcelos.pdf>>. Acesso em: 23 Novembro 2015.

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

APÊNDICES

APÊNDICE A – EDIFÍCIO 1

A.1. Descrição do Edifício

Este edifício é composto por 12 pavimentos, sendo 1 térreo, 8 pavimentos tipo, 1 pavimento de cobertura e 2 níveis para o ático. A altura total do edifício é de 32,75 m. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais detalhes de cada pavimento e as propriedades mecânicas adotadas para o concreto.

Tabela A.1 - Edifício 1: detalhes dos pavimentos

<i>Pavimentos</i>	<i>Piso a Piso (m)</i>	<i>Cota (m)</i>	<i>Área (m²)</i>
TAMPA	2,15	32,75	91,46
RESERVATORIO	2,40	30,60	63,05
COBERTURA	3,00	28,20	737,35
8TIPO	3,00	25,20	697,88
2A8TIPO (6X)	3,00	7,20	697,88
1TIPO	4,20	4,20	698,89
TERREO	0,00	0,00	88,25
TOTAL	-	-	6564,1

Fonte: Autor

Tabela A.2 - Edifício 1: propriedades do concreto

<i>Concreto – C25</i>		
<i>f_{ck}</i>	<i>Módulo Tangente (E_{ci})</i>	<i>Módulo Secante (E_{cs})</i>
25 MPa	28 GPa	24 GPa

Fonte: Autor

A.2. Ações

As cargas verticais médias de cada pavimento são mostradas na Tabela A.3. A carga média de um pavimento é a razão entre o somatório das cargas verticais características pela área estimada do pavimento. Nas cargas indicadas, não está incluído o peso próprio dos pilares.

Tabela A.3 - Edifício 1: cargas verticais médias de cada pavimento

<i>Pavimento</i>	<i>Peso Próprio (kN/m²)</i>	<i>Permanente (kN/m²)</i>	<i>Acidental (kN/m²)</i>
TAMPA	4,10	3,60	0,80
RESERVATORIO	10,0	18,30	0,90
BARRILETE	4,20	3,20	1,00
8TIPO	4,00	4,80	1,50
2ºao 7º TIPO	3,90	4,80	1,50
1TIPO	4,00	4,80	1,50
TERREO	16,10	44,8	0,60

Fonte: Autor

Na Tabela A.4, são apresentados os critérios de cálculo utilizados para definição das ações do vento incidentes sobre a estrutura. Já na Tabela A.5, indicam-se os valores dos coeficientes de arrasto, área de projeção do edifício e pressão para cada direção do vento.

Tabela A.4 - Edifício 1: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento

<i>Critério</i>	<i>Valor</i>
<i>Velocidade básica do vento (V_0)</i>	30 m/s
<i>Fator topográfico do terreno (S_1)</i>	1,00
<i>Categoria de rugosidade (S_2)</i>	IV
<i>Fator estatístico (S_3)</i>	1,00
<i>Classe da edificação</i>	C

Fonte: Autor

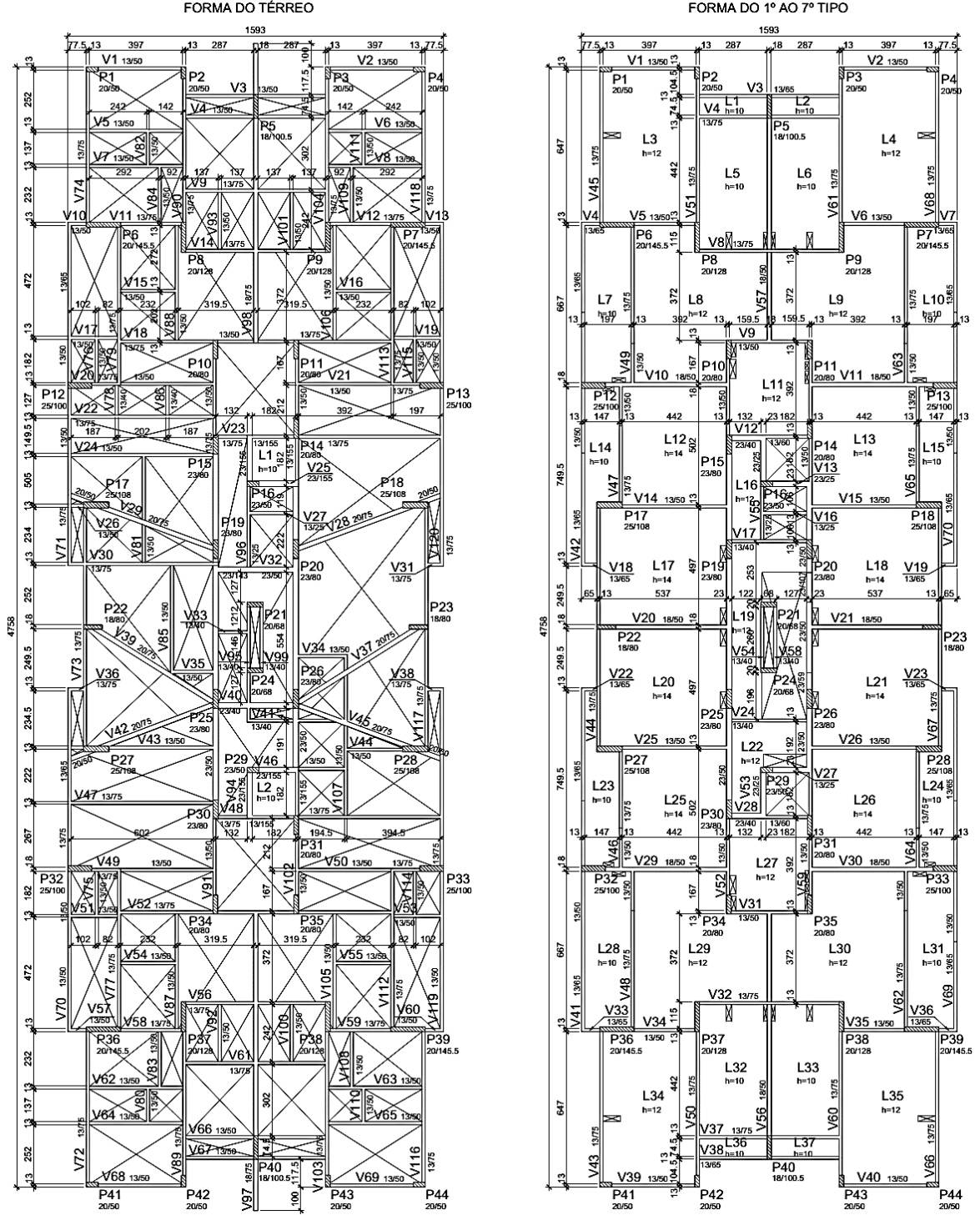
Tabela A.5 - Edifício 1: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada

<i>Ângulo (°)</i>	<i>Coef. arrasto</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Pressão (tf/m²)</i>
90	0,78	523,5	0,030
270	0,78	523,5	0,030
0	1,24	1513,5	0,048
180	1,24	1513,5	0,048

Fonte: Autor

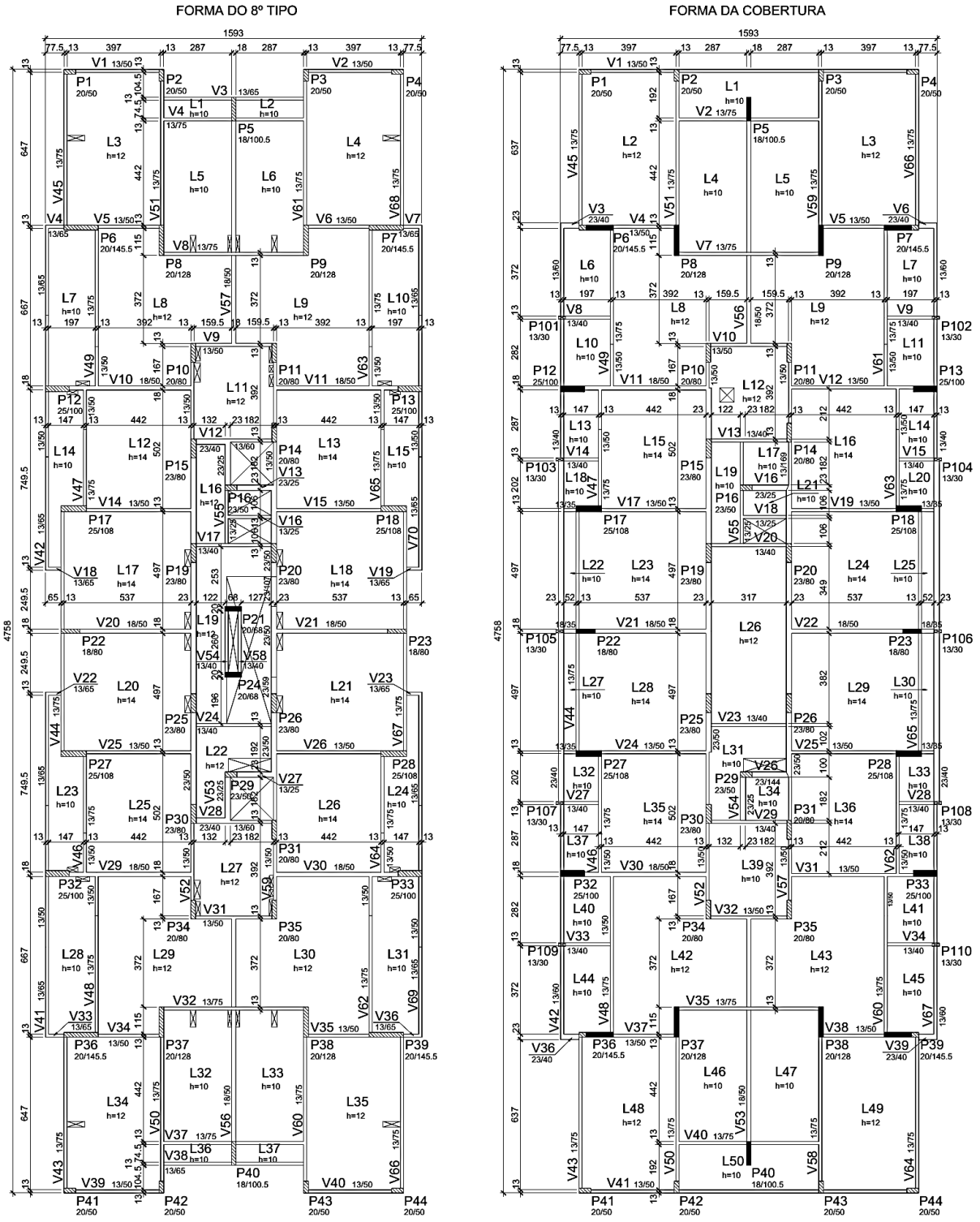
A.3. DESENHOS DAS FORMAS

Figura A.1 – Edifício 1: Formas do Térreo e 1º ao 7º Tipo (sem escala)



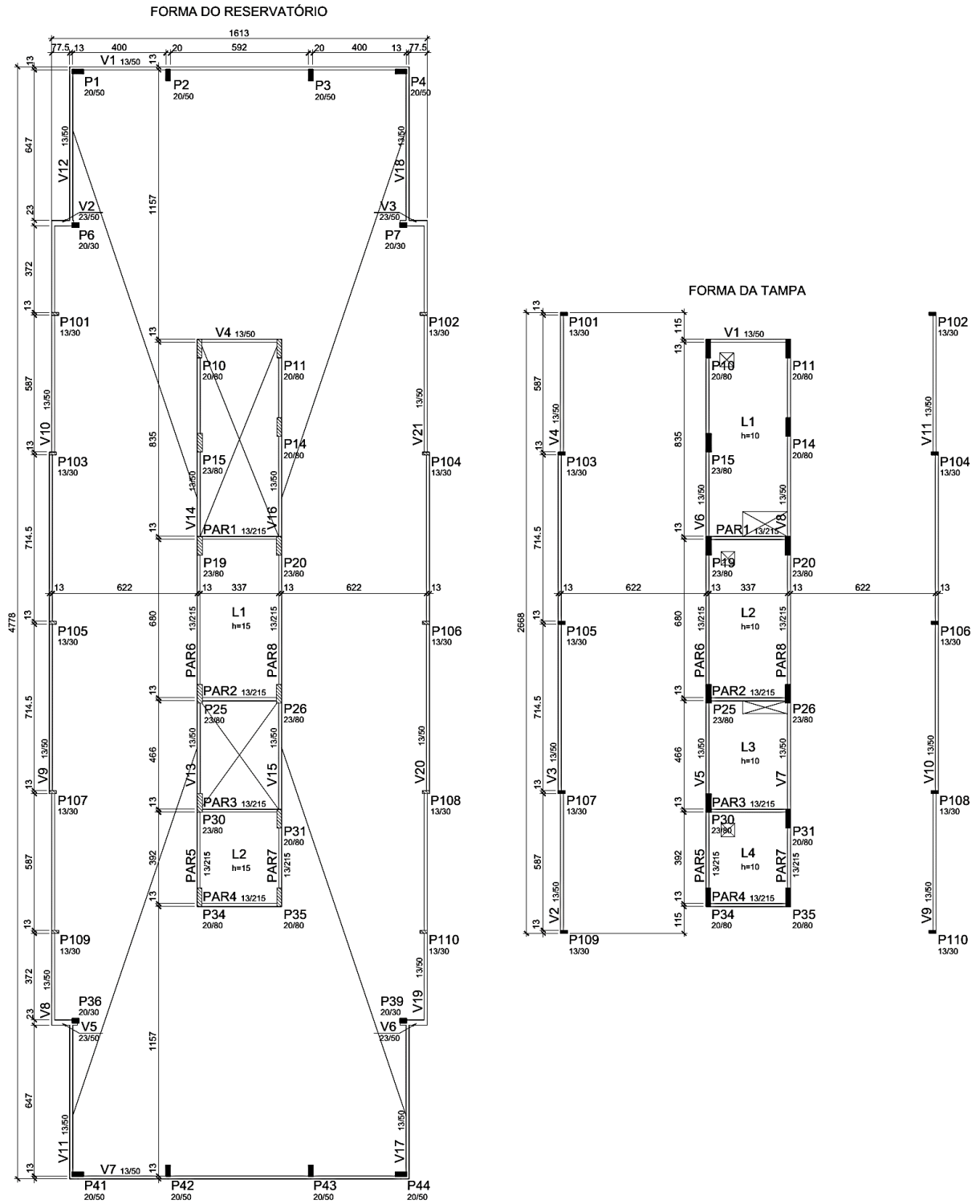
Fonte: Autor

Figura A.2 – Edifício 1: Formas do 8º Tipo e Cobertura (sem escala)



Fonte: Autor

Figura A.3 – Edifício 1: Formas do Reservatório e Tampa (sem escala)



Fonte: Autor

APÊNDICE B – EDIFÍCIO 2

B.1. Descrição do Edifício

Este edifício é composto por 39 pavimentos, sendo 2 subsolos, 1 térreo, 1 pilotis, 1 mezanino, 30 pavimentos tipo, 1 pavimento de cobertura, 1 forro e 2 níveis para o ático. A altura total do edifício é de 110,38 m. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais detalhes de cada pavimento e as propriedades mecânicas adotadas para o concreto.

Tabela B.1 - Edifício 2: detalhes dos pavimentos

<i>Pavimentos</i>	<i>Piso a Piso (m)</i>	<i>Cota (m)</i>	<i>Área (m²)</i>
<i>TAMPA</i>	2,50	105,08	59,32
<i>CX. D'ÁGUA</i>	2,50	102,58	59,32
<i>FORRO</i>	2,90	100,08	452,34
<i>COBERTURA</i>	2,90	97,18	525,59
<i>26° AO 30° TIPO (5X)</i>	2,90	82,68	525,16
<i>25° TIPO</i>	2,90	79,78	525,16
<i>2° AO 24° TIPO (23X)</i>	2,90	13,08	500,30
<i>1° TIPO</i>	3,24	10,18	500,30
<i>MEZANINO</i>	3,06	6,94	933,02
<i>PILOTIS</i>	3,06	3,88	933,24
<i>TÉRREO</i>	3,06	0,82	933,24
<i>1° SUBSOLO</i>	3,06	-2,24	937,45
<i>2° SUBSOLO</i>	0,00	-5,30	59,38
<i>TOTAL</i>	-	-	20051,0

Fonte: Autor

Tabela B.2 - Edifício 2: propriedades do concreto

<i>Concreto – C30</i>		
<i>f_{ck}</i>	<i>Módulo Tangente (E_{ci})</i>	<i>Módulo Secante (E_{cs})</i>
30 MPa	31 GPa	27 GPa

Fonte: Autor

B.2. Ações

As cargas verticais médias de cada pavimento são mostradas na Tabela B.3. A carga média de um pavimento é a razão entre o somatório das cargas verticais características pela área estimada do pavimento. Nas cargas indicadas, não está incluído o peso próprio dos pilares.

Tabela B.3 - Edifício 2: cargas verticais médias de cada pavimento

<i>Pavimento</i>	<i>Peso Próprio (kN/m²)</i>	<i>Permanente (kN/m²)</i>	<i>Acidental (kN/m²)</i>
<i>TAMPA</i>	0,35	0,18	0,09
<i>CX. D'ÁGUA</i>	0,56	2,28	0,00
<i>FORRO</i>	0,37	0,28	0,09
<i>COBERTURA</i>	0,36	0,49	0,14
<i>26° AO 30° TIPO (5X)</i>	0,34	0,47	0,14
<i>25° TIPO</i>	0,34	0,47	0,14
<i>2° AO 24° TIPO (23X)</i>	0,34	0,47	0,14
<i>1° TIPO</i>	0,34	0,47	0,14
<i>MEZANINO</i>	0,34	0,34	0,16
<i>PILOTIS</i>	0,34	0,20	0,28
<i>TÉRREO</i>	0,34	0,20	0,28
<i>1° SUBSOLO</i>	0,34	0,20	0,28
<i>2° SUBSOLO</i>	1,34	1,27	0,00

Fonte: Autor

Na Tabela B.4, são apresentados os critérios de cálculo utilizados para definição das ações do vento incidentes sobre a estrutura. Já na Tabela B.5, indicam-se os valores dos coeficientes de arrasto, área de projeção do edifício e pressão para cada direção do vento.

Tabela B.4 - Edifício 2: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento

<i>Critério</i>	<i>Valor</i>
<i>Velocidade básica do vento (V_0)</i>	30 m/s
<i>Fator topográfico do terreno (S_1)</i>	1,00
<i>Categoria de rugosidade (S_2)</i>	IV
<i>Fator estatístico (S_3)</i>	1,00
<i>Classe da edificação</i>	C

Fonte: Autor

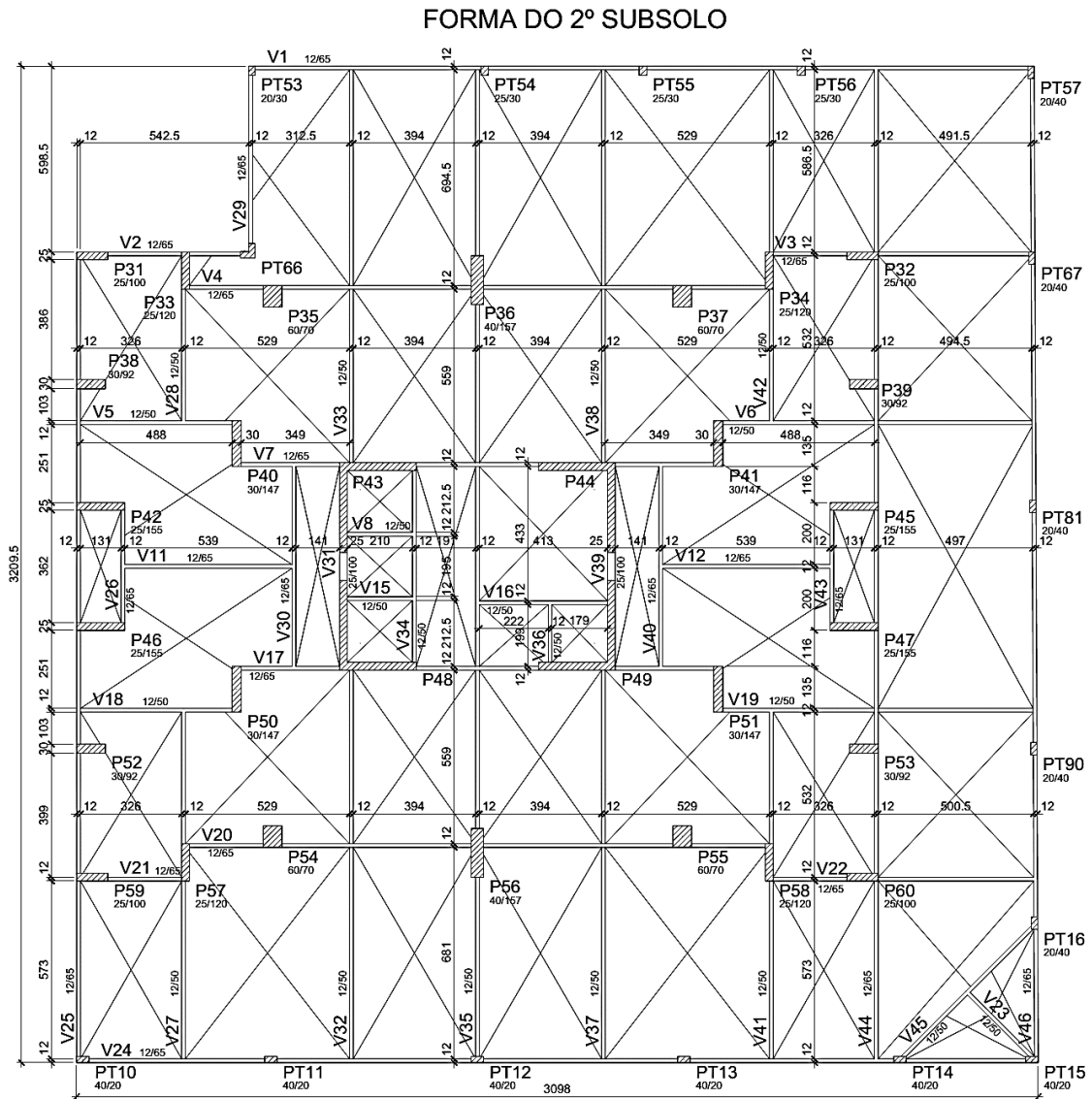
Tabela B.5 - Edifício 2: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada

Ângulo (°)	Coef. arrasto	Área (m ²)	Pressão (tf/m ²)
90	1,41	2638,9	0,074
270	1,41	2638,9	0,074
0	1,32	2180,1	0,069
180	1,32	2180,1	0,069

Fonte: Autor

B.3. DESENHOS DAS FORMAS

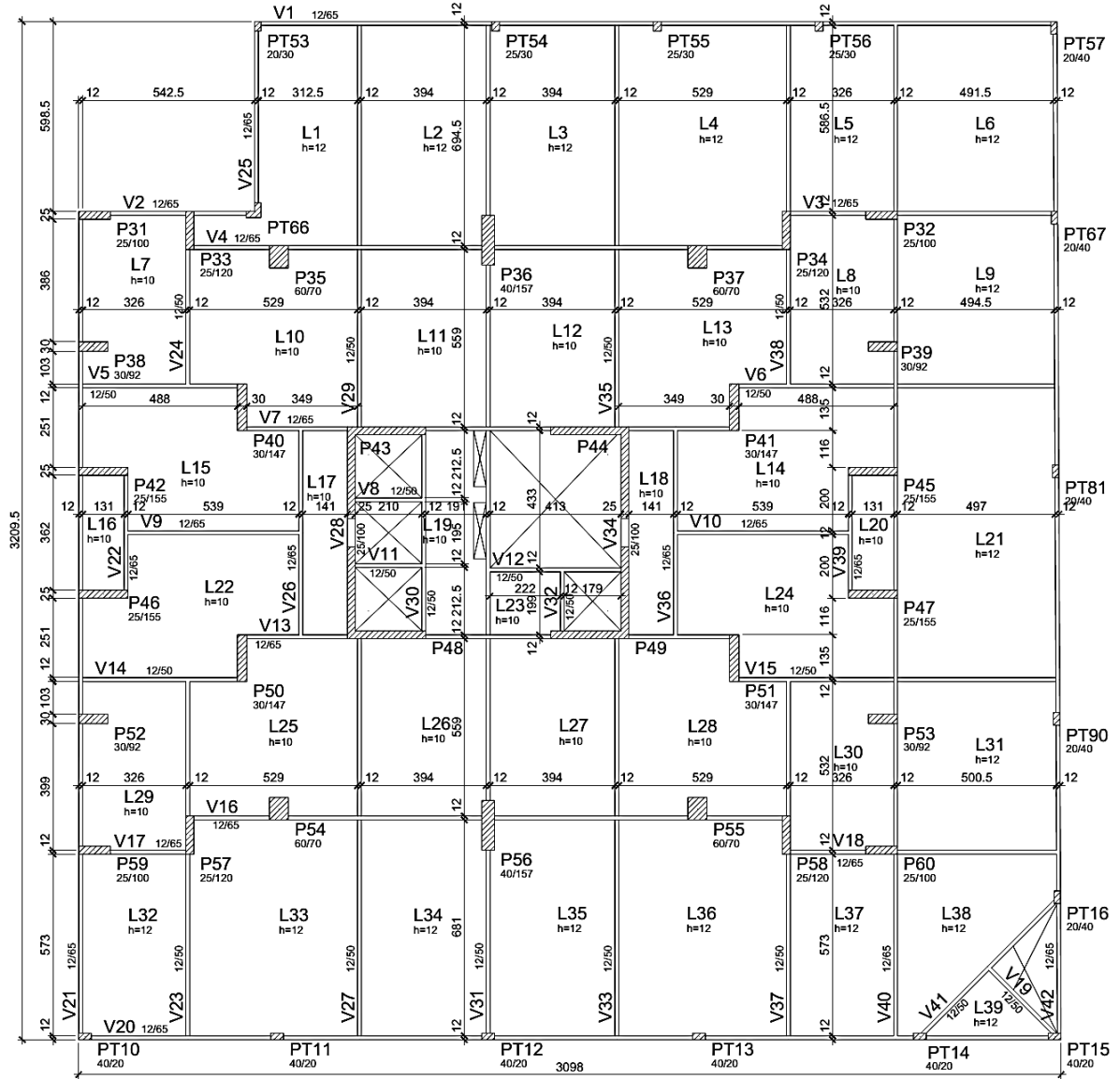
Figura B.1 – Edifício 2: Forma do 2º Subsolo (sem escala)



Fonte: Autor

Figura B.2 – Edifício 2: Forma do 1º Subsolo, Térreo e Pilotis (sem escala)

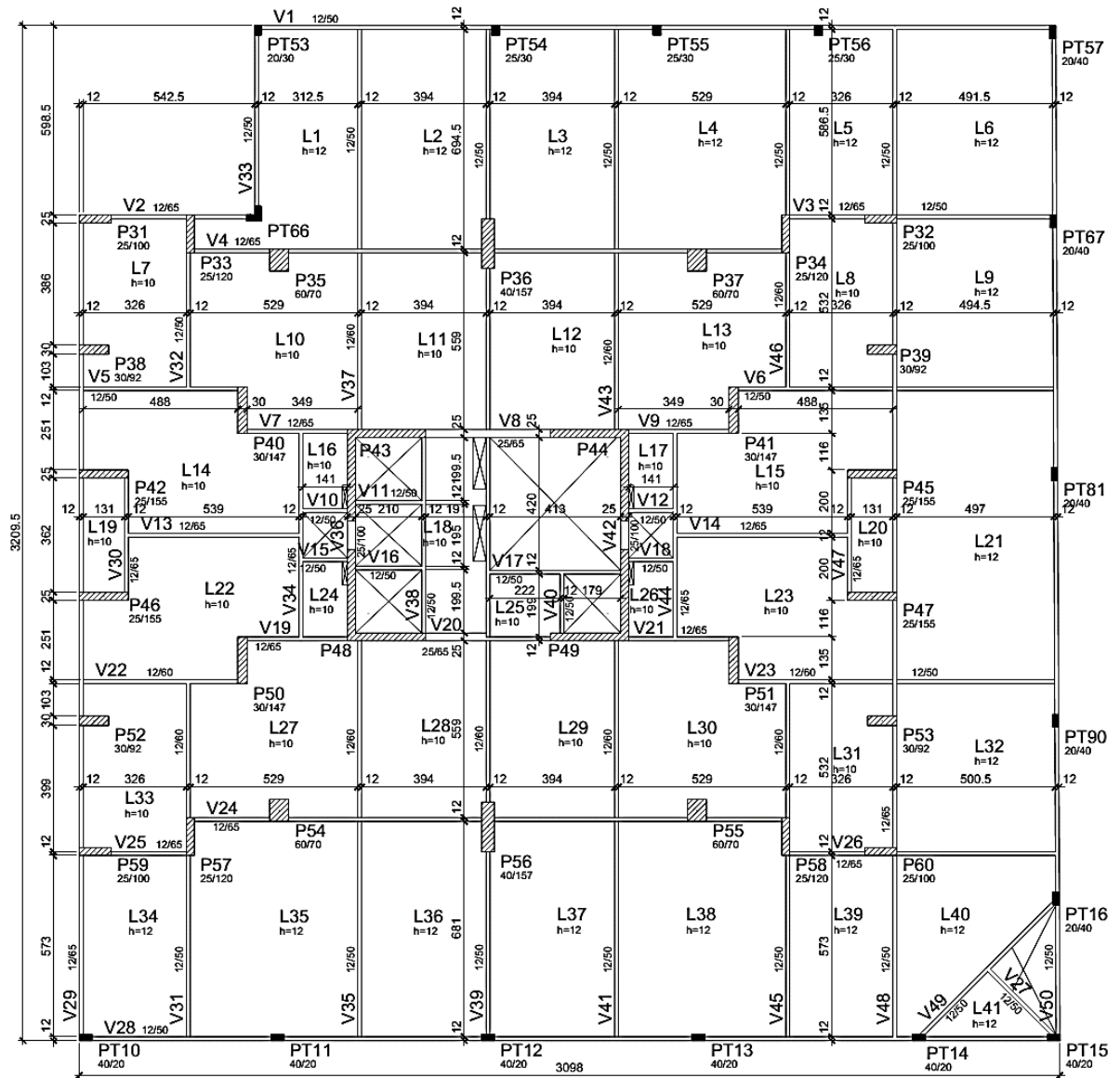
FORMA DO 1º SUBSOLO, TÉRREO E PILOTIS (3x)



Fonte: Autor

Figura B.3 – Edifício 2: Forma do Mezanino (sem escala)

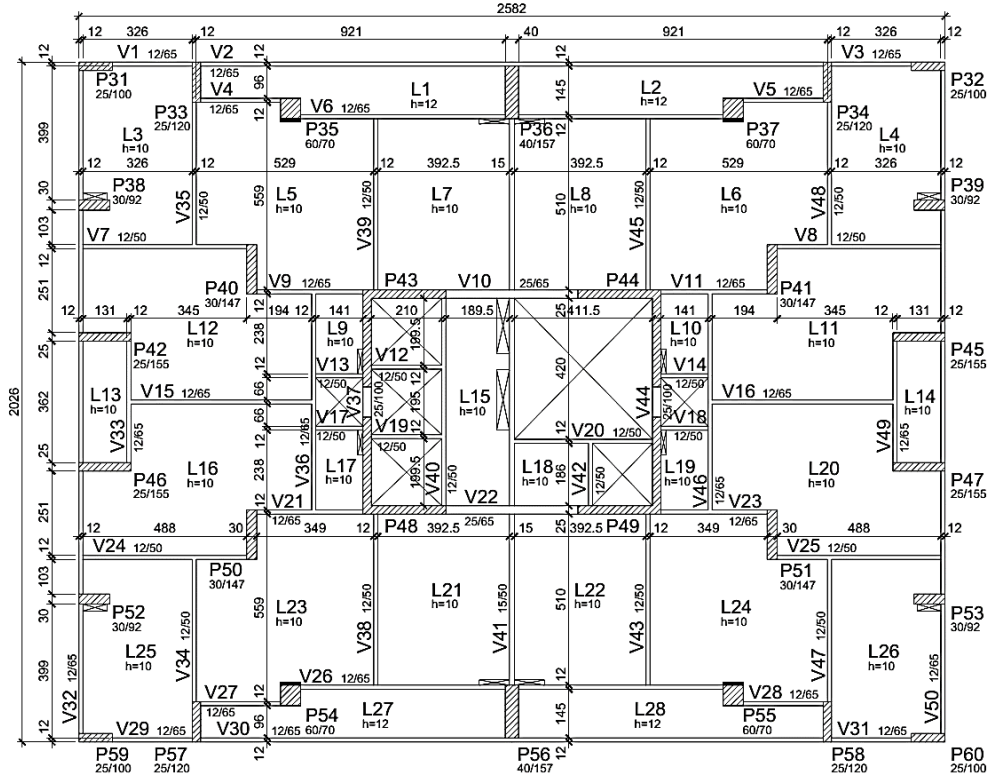
FORMA DO MEZANINO



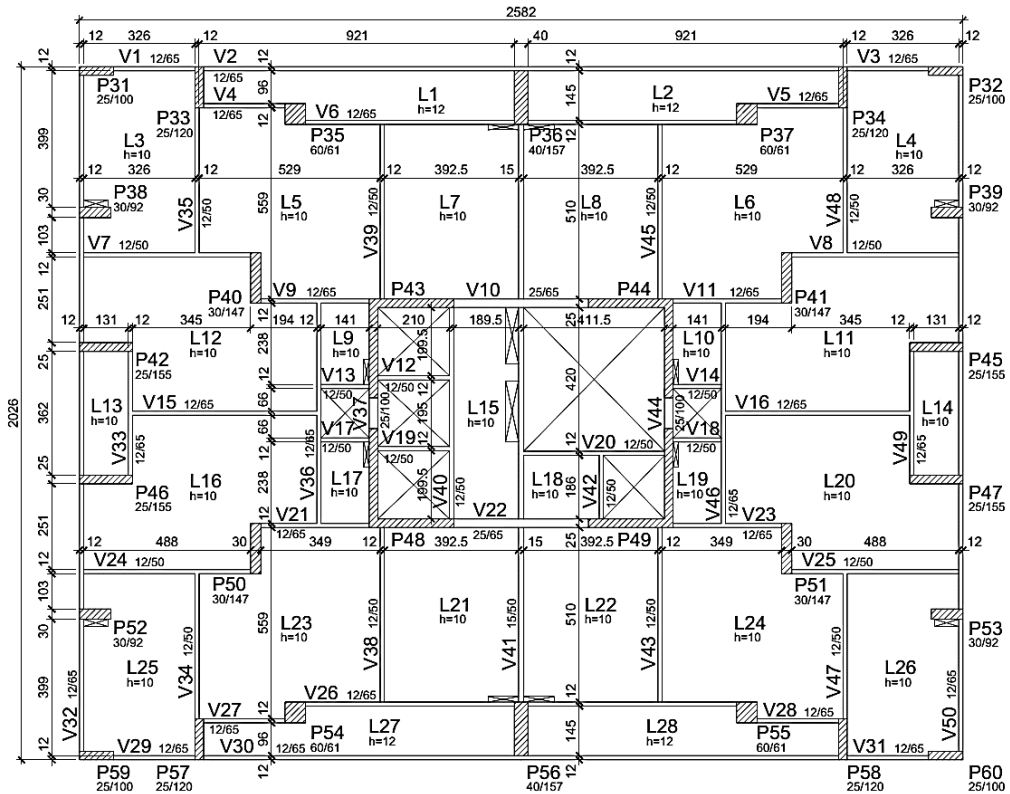
Fonte: Autor

Figura B.4 – Edifício 2: Formas do 1º Tipo e 2º ao 24º Tipos (sem escala)

FORMA DO 1º TIPO



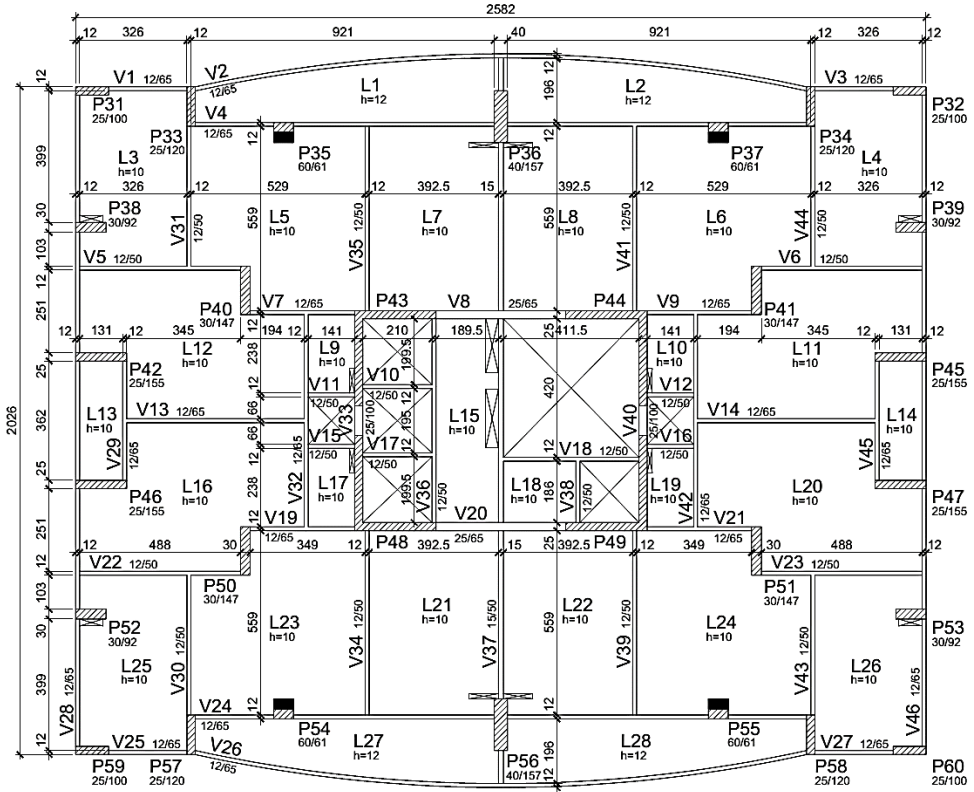
FORMA DO 2º AO 24º TIPO



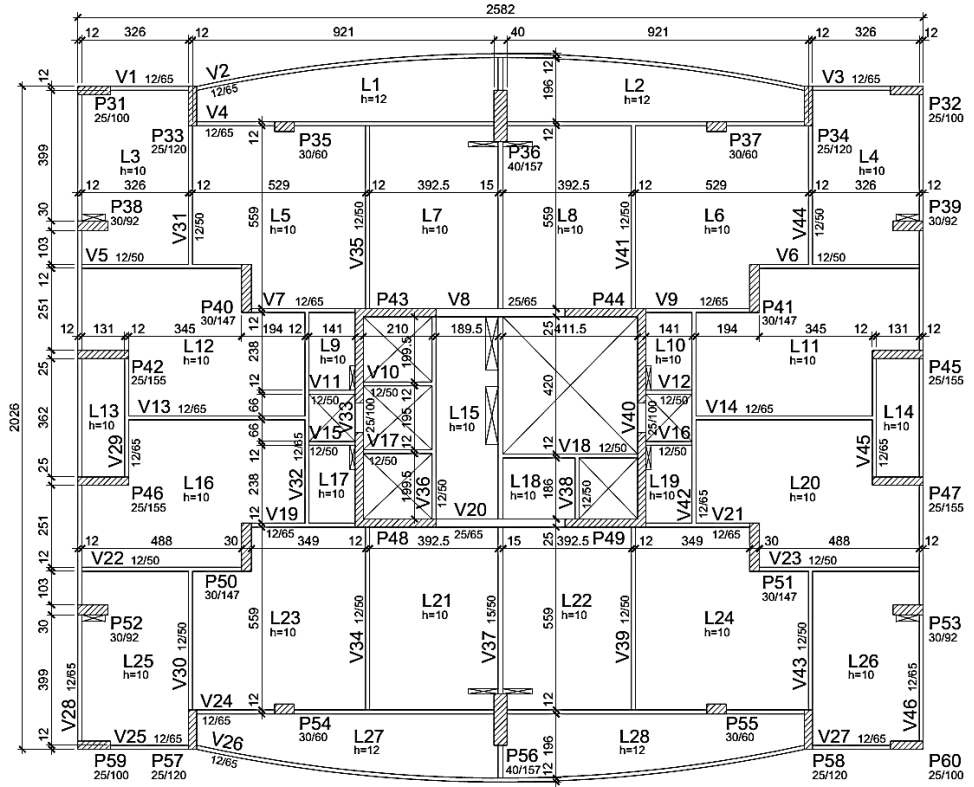
Fonte: Autor

Figura B.5 – Edifício 2: Formas do 25º Tipo e 26º ao 30º Tipos (sem escala)

FORMA DO 25º TIPO



FORMA DO 26º AO 30º TIPO



Fonte: Autor

Figura B.6 – Edifício 2: Formas da Cobertura e do Forro (sem escala)

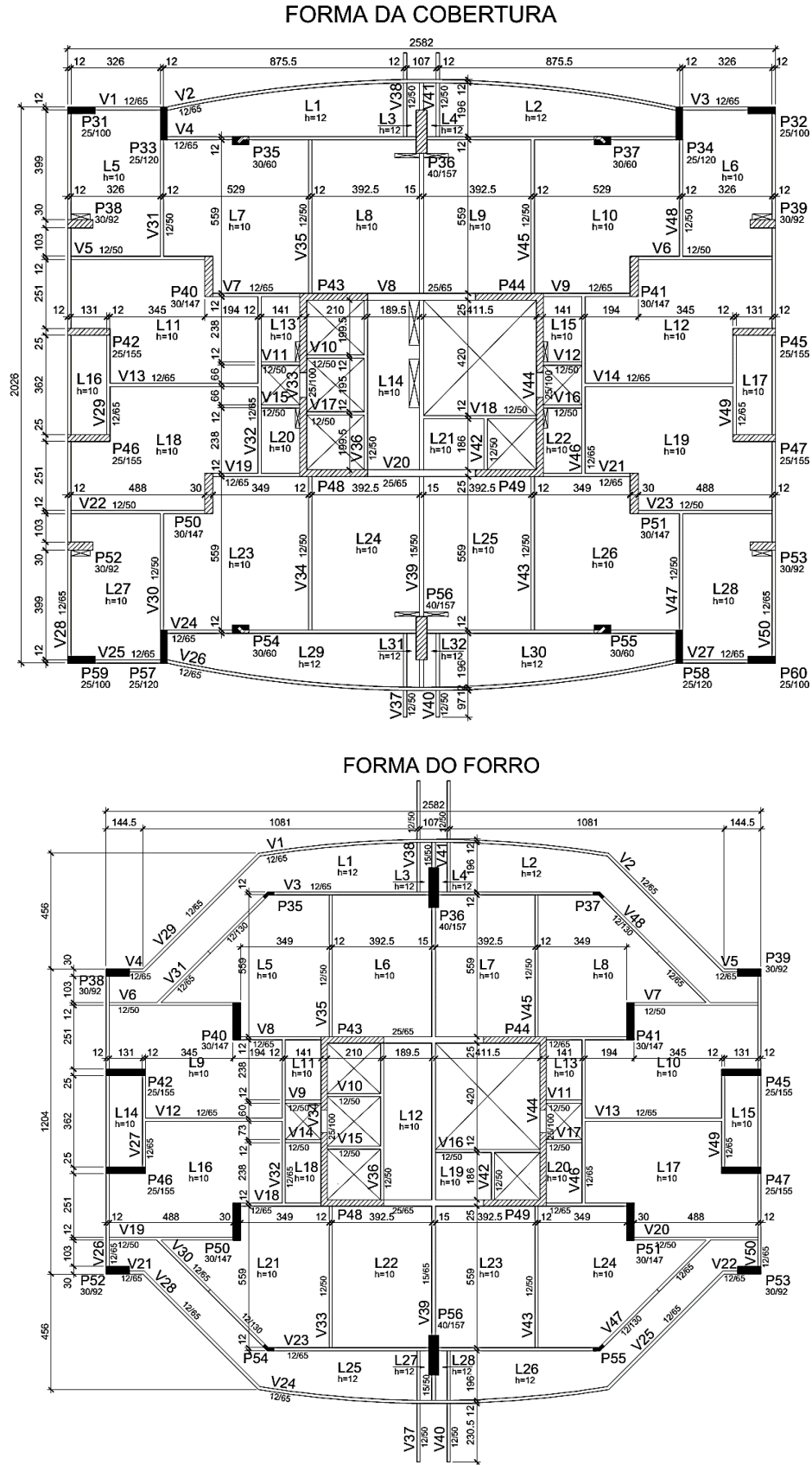
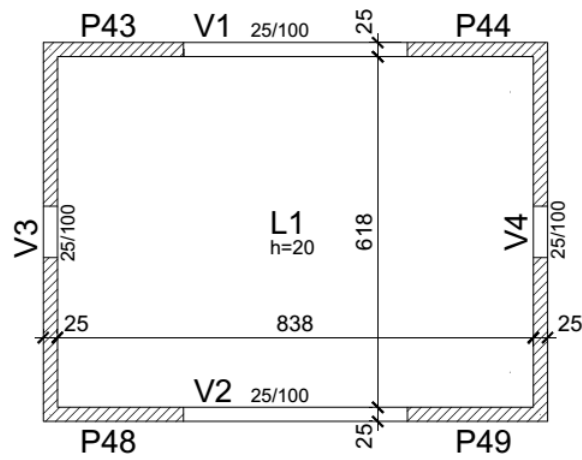
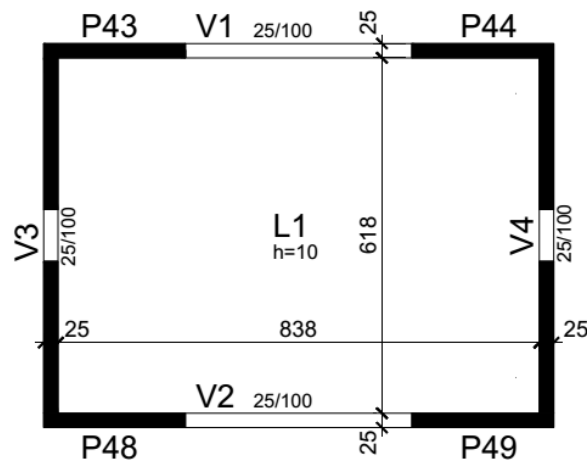


Figura B.7 – Edifício 2: Formas da Cx. d'água e Tampa (sem escala)

FORMA DA CX. D'ÁGUA



FORMA DA TAMPA



Fonte: Autor

APÊNDICE C – EDIFÍCIO 3

C.1. Descrição do Edifício

Este edifício é composto por 37 pavimentos, sendo 3 níveis de garagem, 1 térreo, 1 sobreloja, 28 pavimentos tipo, 2 pavimentos de cobertura e 2 níveis para o ático. A altura total do edifício é de 109,72 m. Nas tabelas seguintes são apresentados os principais detalhes de cada pavimento e as propriedades mecânicas adotadas para o concreto.

Tabela C.1 - Edifício 3: detalhes dos pavimentos

<i>Pavimentos</i>	<i>Piso a Piso (m)</i>	<i>Cota (m)</i>	<i>Área (m²)</i>
<i>TAMPA</i>	2,42	104,88	97,61
<i>BARRILETE</i>	1,65	102,46	92,39
<i>PIRAMIDE</i>	1,35	100,81	144,27
<i>COBERTURA</i>	3,00	99,46	470,99
<i>28PAVIMENTO</i>	3,00	96,46	380,82
<i>27PAVIMENTO</i>	3,00	93,46	380,20
<i>26PAVIMENTO</i>	3,00	90,46	380,82
<i>25PAVIMENTO</i>	3,00	87,46	380,82
<i>24PAVIMENTO</i>	3,00	84,46	381,94
<i>23PAVIMENTO</i>	3,00	81,46	382,12
<i>22PAVIMENTO</i>	3,00	78,46	382,39
<i>21PAVIMENTO</i>	3,00	75,46	382,53
<i>20PAVIMENTO</i>	3,00	72,46	382,06
<i>19PAVIMENTO</i>	3,00	69,46	382,50
<i>18PAVIMENTO</i>	3,00	66,46	382,12
<i>17PAVIMENTO</i>	3,00	63,46	382,20
<i>16PAVIMENTO</i>	3,00	60,46	380,82
<i>15PAVIMENTO</i>	3,00	57,46	381,03
<i>14PAVIMENTO</i>	3,00	54,46	380,47
<i>13PAVIMENTO</i>	3,00	51,46	290,03
<i>12PAVIMENTO</i>	3,00	48,46	380,78
<i>11PAVIMENTO</i>	3,00	45,46	380,80
<i>10PAVIMENTO</i>	3,00	42,46	380,09
<i>9PAVIMENTO</i>	3,00	39,46	380,05
<i>8PAVIMENTO</i>	5,70	36,46	377,47

7PAVIMENTO	4,20	30,76	994,28
2AO6PAVIMENTO (5X)	3,00	14,56	473,30
1PAVIMENTO	3,10	11,56	1112,98
SOBRELOJA	4,00	8,46	1274,32
TÉRREO	2,60	4,46	1421,60
1NIVELGARAGEM	2,60	1,86	1401,21
2NIVELGARAGEM	2,60	-0,74	1398,15
3NIVELGARAGEM	1,50	-3,34	143,96
TOTAL	-	-	18830,3

Fonte: Autor

Tabela C.2 - Edifício 3: propriedades do concreto

Concreto – C40		
f_{ck}	Módulo Tangente (E_{ci})	Módulo Secante (E_{cs})
40 MPa	35 GPa	32 GPa

Fonte: Autor

C.2. Ações

As cargas verticais médias de cada pavimento são mostradas na Tabela C.3. A carga média de um pavimento é a razão entre o somatório das cargas verticais características pela área estimada do pavimento. Nas cargas indicadas, não está incluído o peso próprio dos pilares.

Tabela C.3 - Edifício 3: cargas verticais médias de cada pavimento

Pavimento	Peso Próprio (tf/m²)	Permanente (tf/m²)	Acidental (tf/m²)
TAMPA	0,32	0,20	0,09
BARRILETE	0,67	1,20	0,07
PIRAMIDE	0,45	0,15	0,17
COBERTURA	0,58	0,35	0,18
25 ao 28PAVIMENTO	0,43	0,44	0,17
22 ao 24PAVIMENTO	0,44	0,43	0,17
21PAVIMENTO	0,45	0,43	0,17
14 ao 20PAVIMENTO	0,45	0,44	0,17
13PAVIMENTO	0,50	0,42	0,16
12PAVIMENTO	0,45	0,33	0,17
11PAVIMENTO	0,45	0,47	0,17

10PAVIMENTO	0,45	0,46	0,17
9PAVIMENTO	0,45	0,45	0,17
8PAVIMENTO	0,50	0,44	0,17
7PAVIMENTO	0,71	0,30	0,46
2A06PAVIMENTO	0,50	0,44	0,16
1PAVIMENTO	0,50	0,47	0,19
SOBRELOJA	0,44	0,19	0,24
TÉRREO	0,41	0,22	0,26
1NIVELGARAGEM	0,41	0,10	0,26
2NIVELGARAGEM	0,42	0,10	0,26
3NIVELGARAGEM	6,89	2,43	2,53

Fonte: Autor

Na Tabela C.4, são apresentados os critérios de cálculo utilizados para definição das ações de vento incidentes sobre a estrutura. Já na Tabela C.5, indicam-se os valores dos coeficientes de arrasto, área de projeção do edifício e pressão para cada direção do vento.

Tabela C.4 - Edifício 3: critérios adotados para o cálculo das cargas de vento

<i>Critério</i>	<i>Valor</i>
<i>Velocidade básica do vento (V_0)</i>	30 m/s
<i>Fator topográfico do terreno (S_1)</i>	1,00
<i>Categoria de rugosidade (S_2)</i>	IV
<i>Fator estatístico (S_3)</i>	1,00
<i>Classe da edificação</i>	C

Fonte: Autor

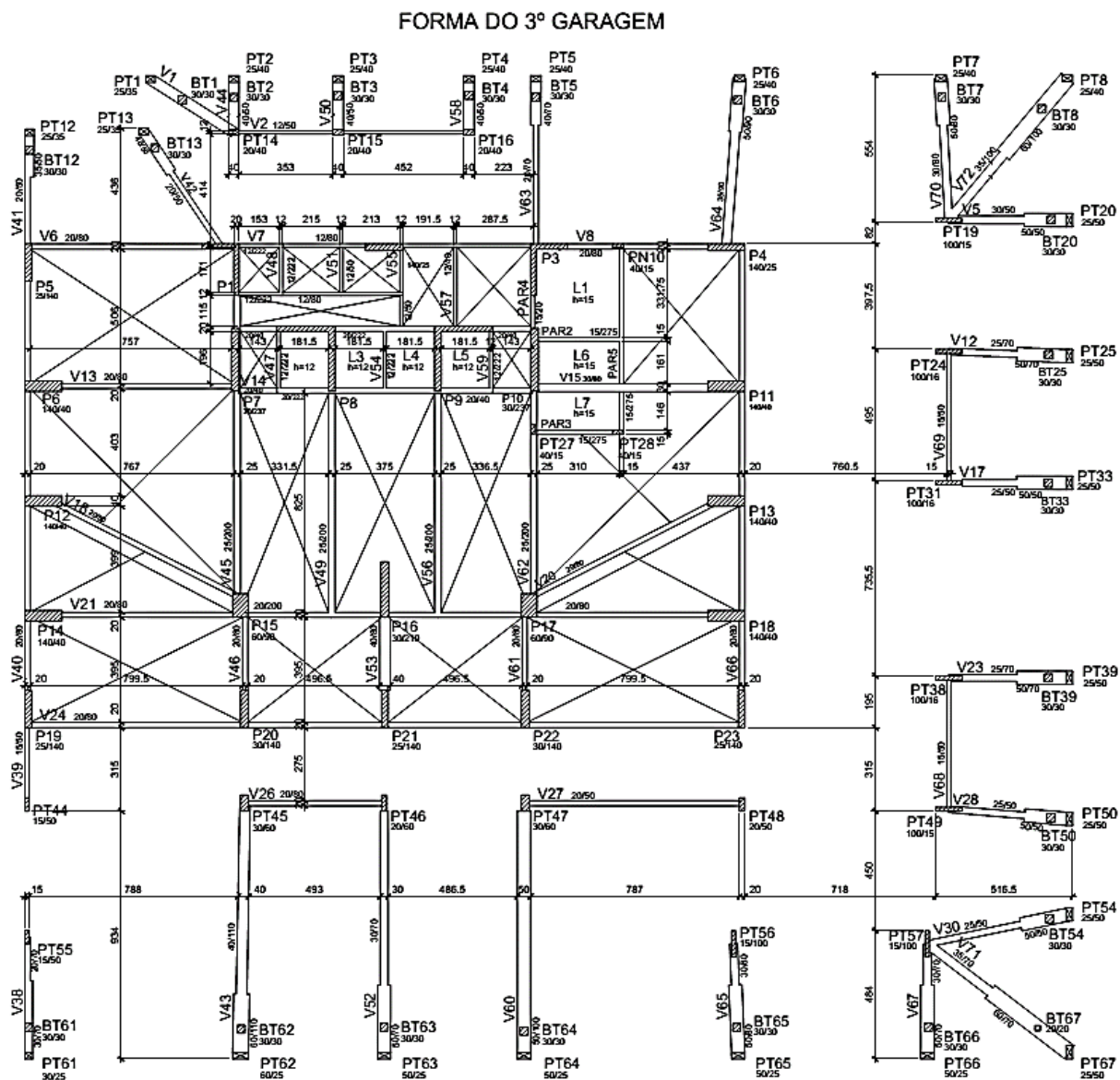
Tabela C.5 - Edifício 3: coeficiente de arrasto, área de projeção do edifício e pressão calculada

<i>Ângulo (°)</i>	<i>Coef. arrasto</i>	<i>Área (m²)</i>	<i>Pressão (tf/m²)</i>
90	1,08	3415,4	0,056
270	1,08	3415,4	0,056
0	1,15	2032,8	0,057
180	1,15	2032,8	0,057

Fonte: Autor

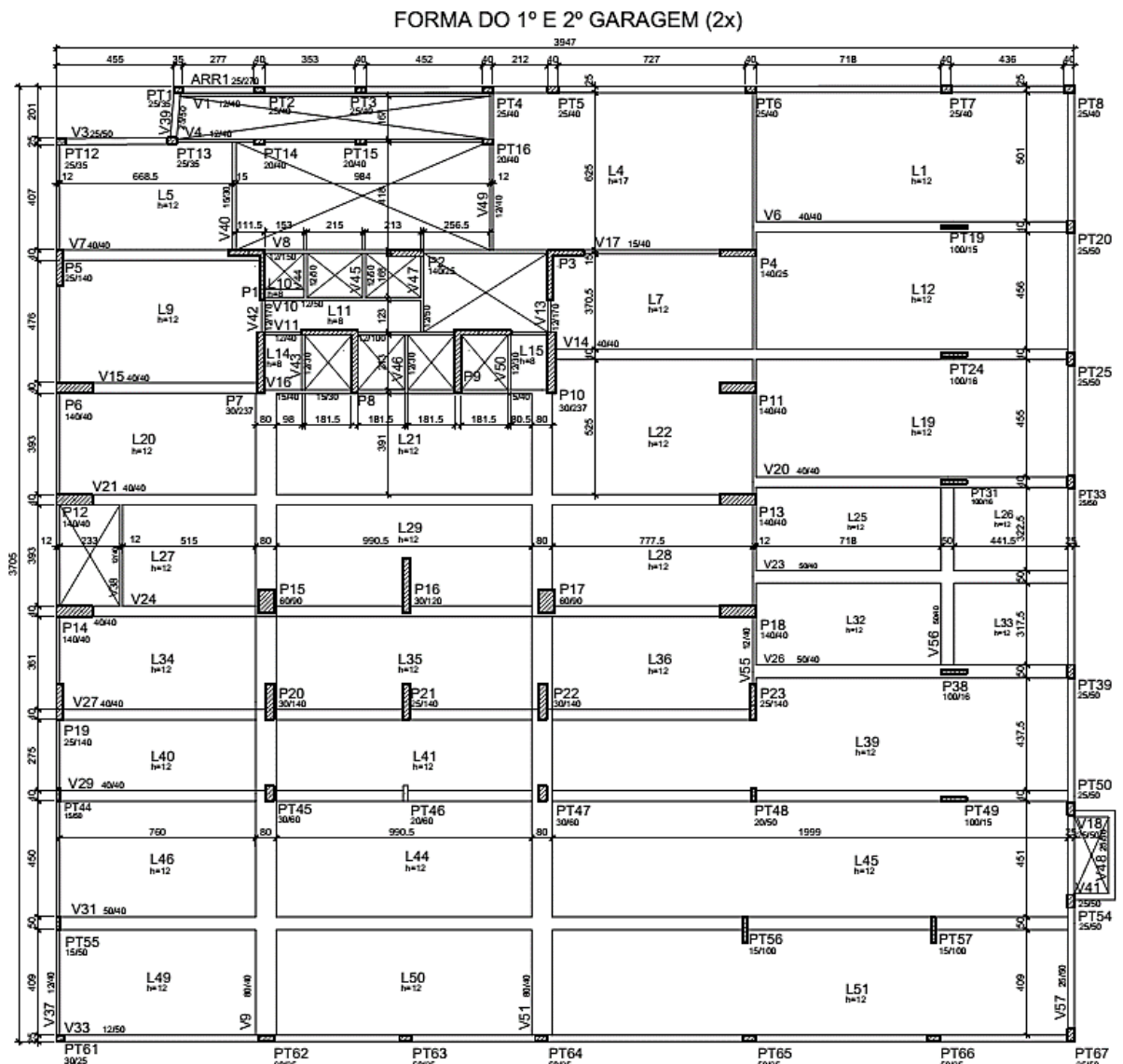
C.3. DESENHOS DAS FORMAS

Figura C.1 – Edifício 3: Forma do 3º Garagem (sem escala)



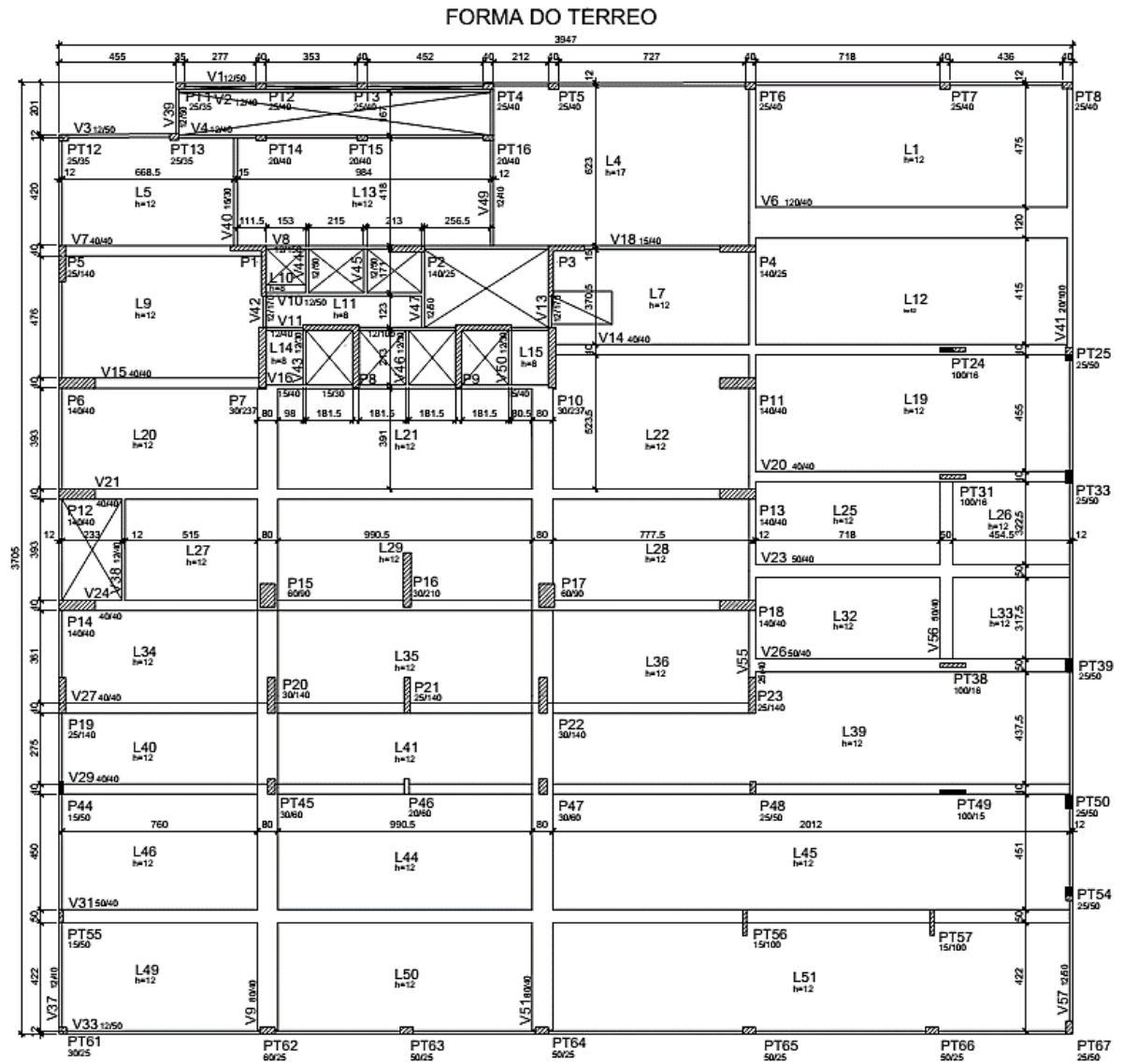
Fonte: Autor

Figura C.2 – Edifício 3: Forma do 1º e 2º Garagem (sem escala)



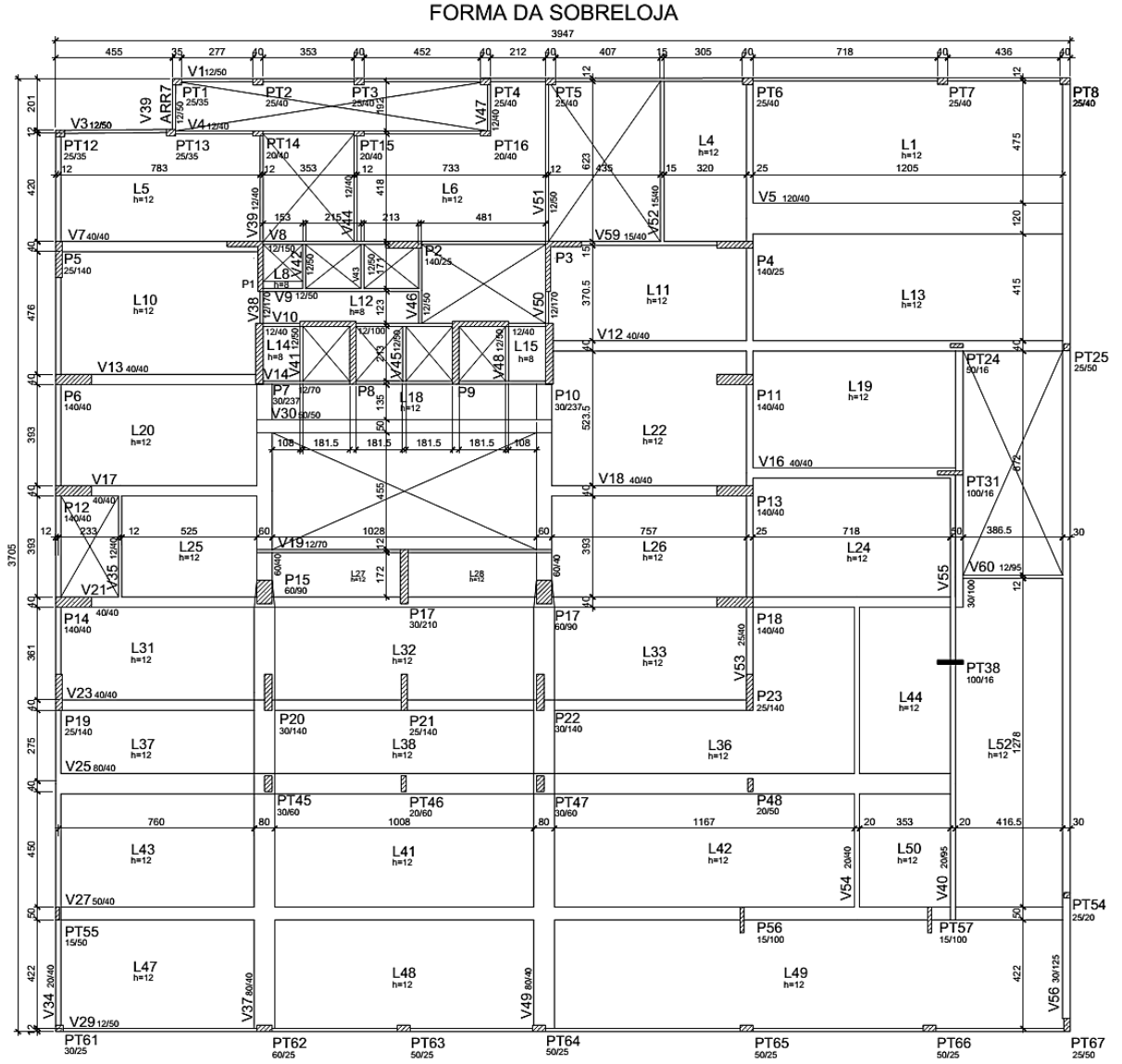
Fonte: Autor

Figura C.3 – Edifício 3: Forma do Térreo (sem escala)



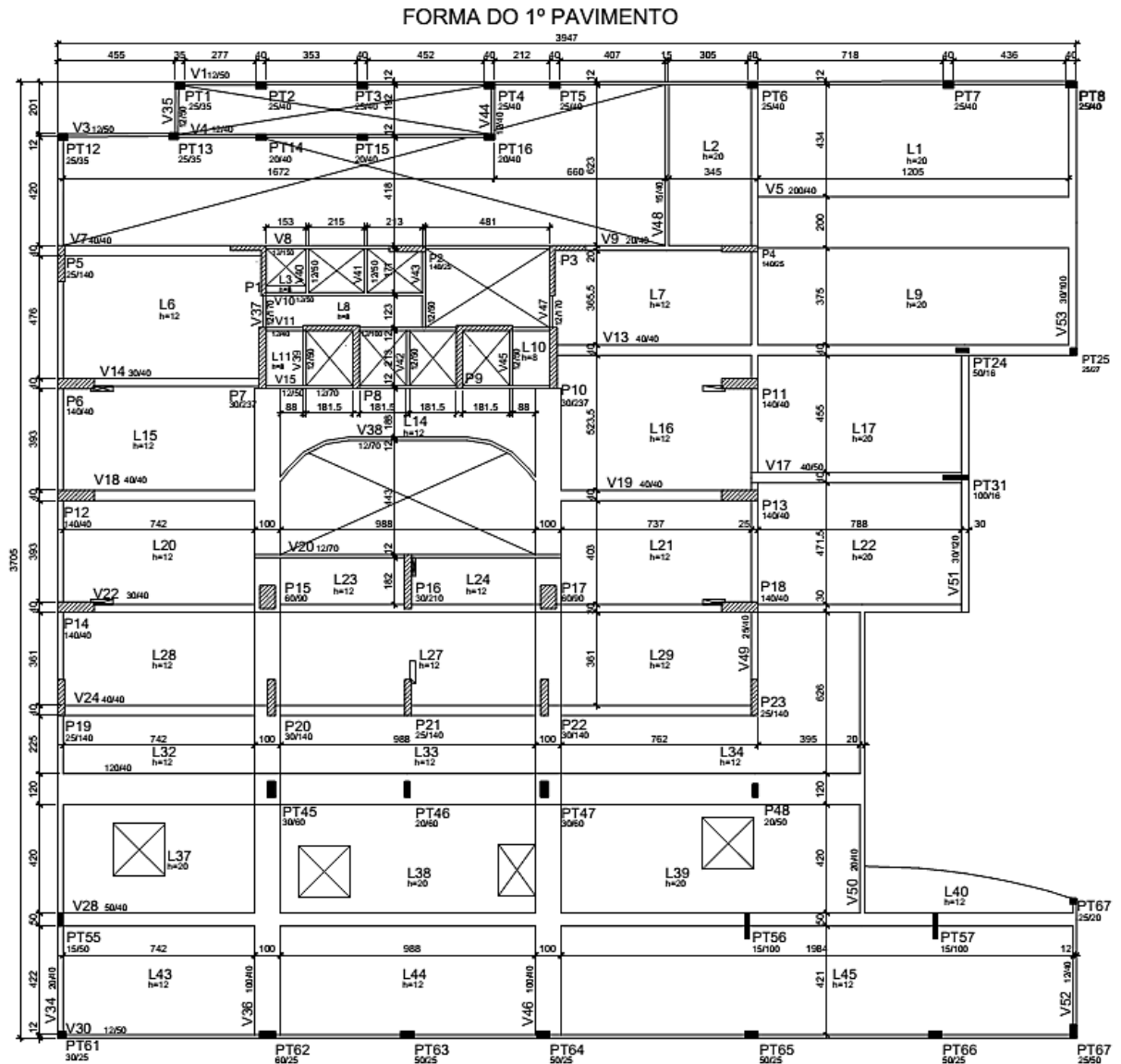
Fonte: Autor

Figura C.4 – Edifício 3: Forma da Sobreloja (sem escala)



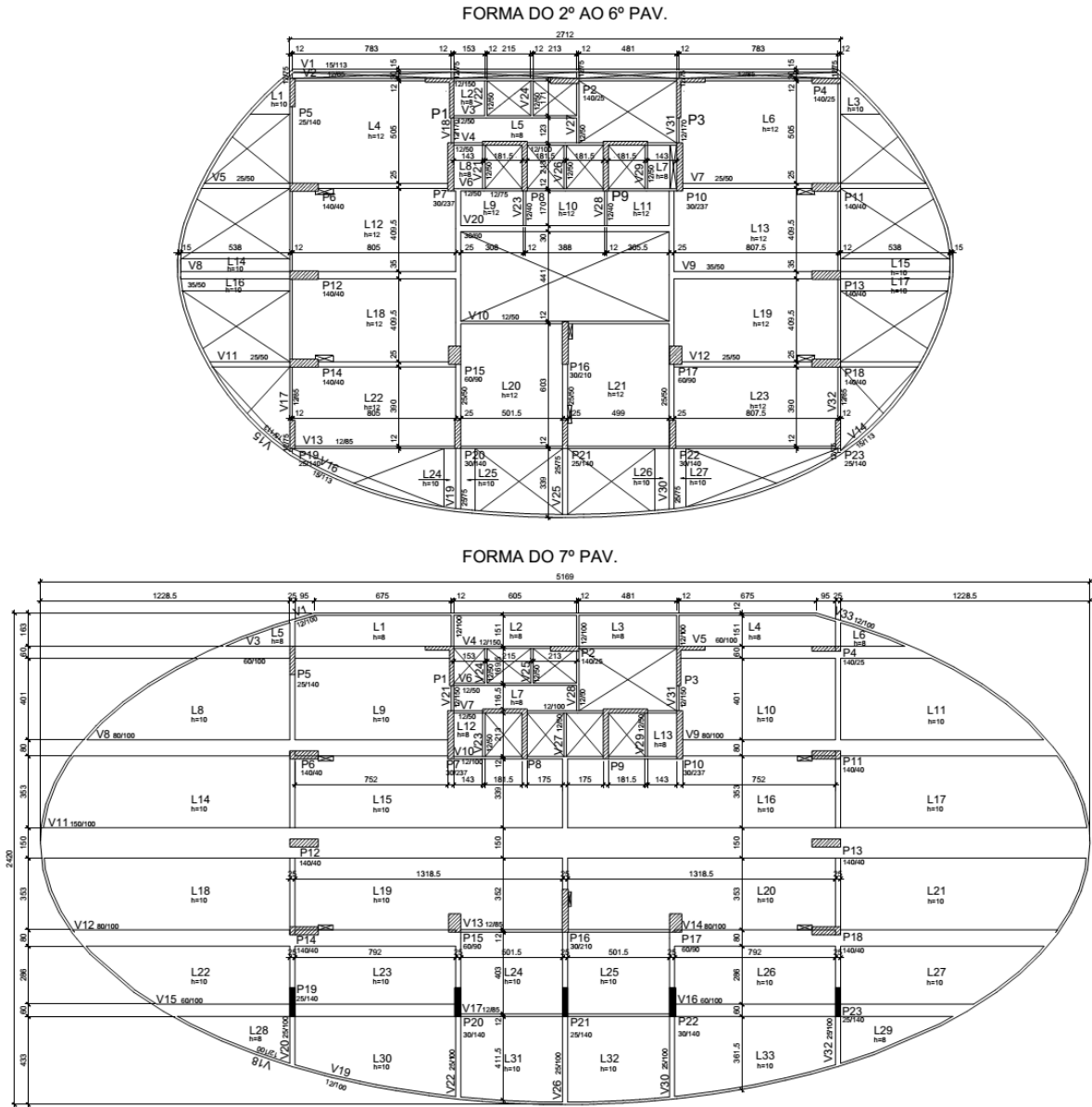
Fonte: Autor

Figura C.5 – Edifício 3: Forma do 1º Pavimento (sem escala)



Fonte: Autor

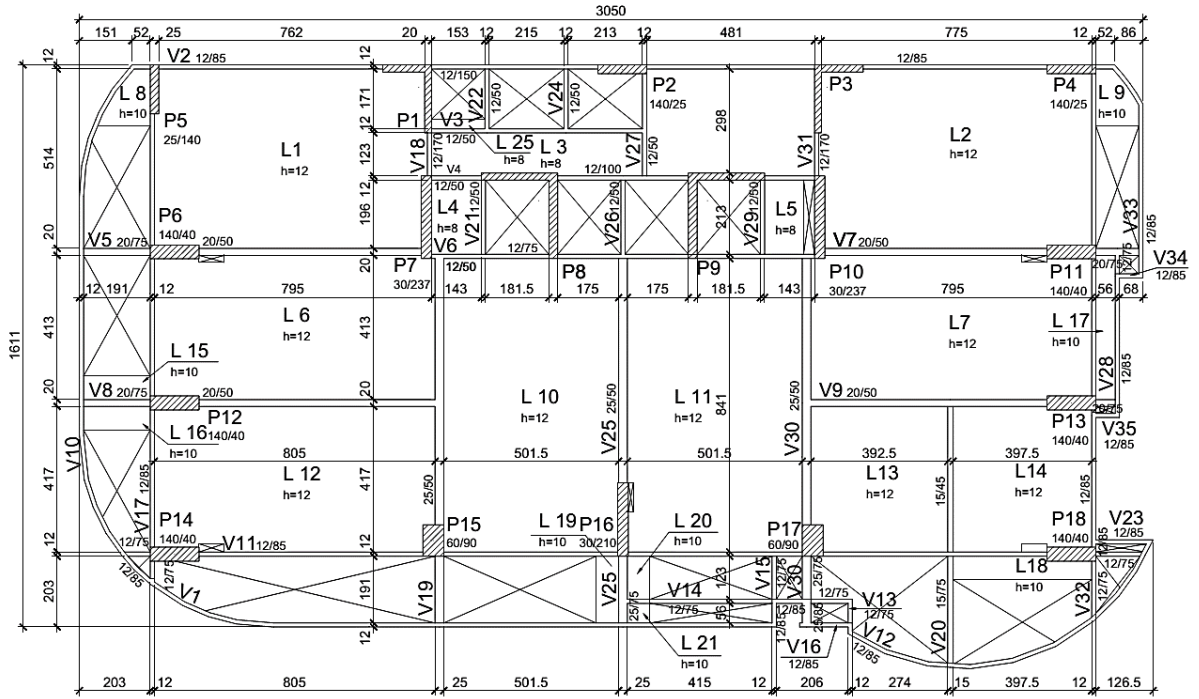
Figura C.6 – Edifício 3: Formas do 2º ao 6º e do 7º Pavimentos (sem escala)



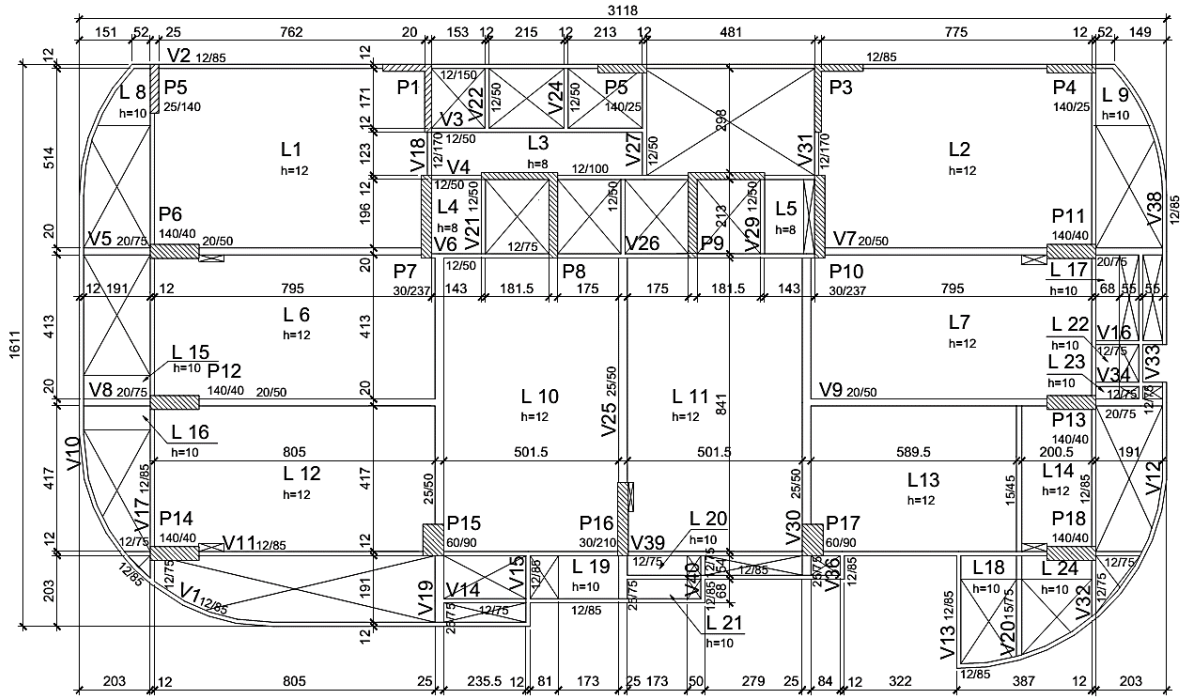
Fonte: Autor

Figura C.7 – Edifício 3: Formas do 8º ao 19º e do 20º ao 28º Pavimentos (sem escala)

FORMA DO 8º AO 19º PAV.



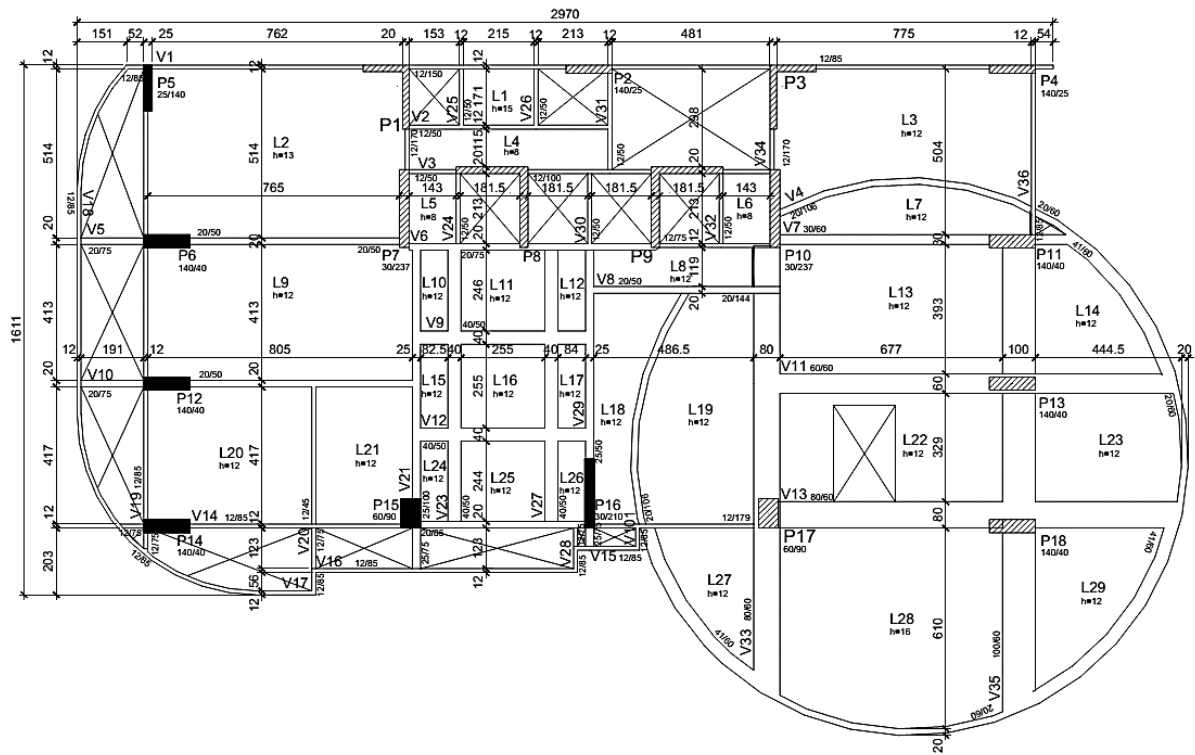
FORMA DO 20º AO 28º PAV.



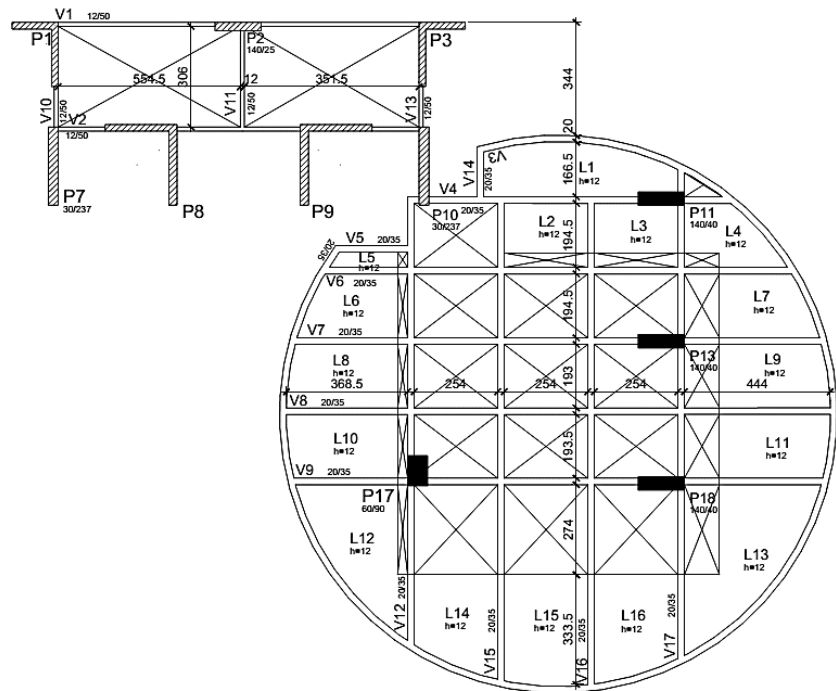
Fonte: Autor

Figura C.8 – Edifício 3: Formas da Cobertura 01 e Cobertura 02 – Pirâmide (sem escala)

FORMA DA COBERTURA 01

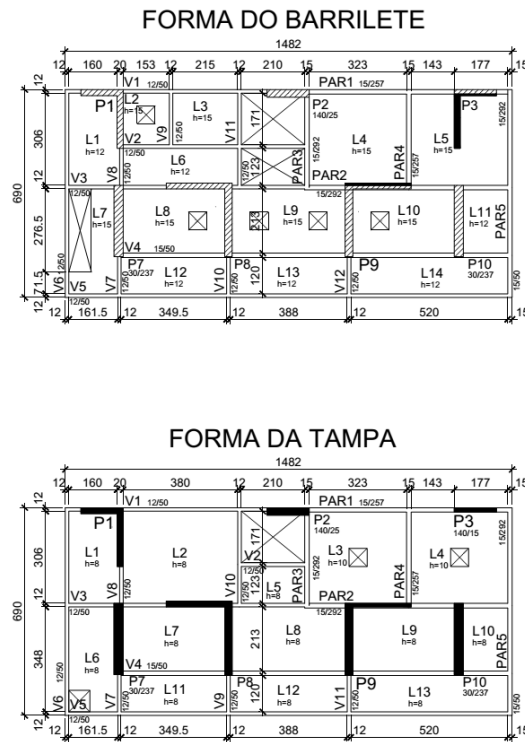


FORMA DA COBERTURA 02 (PIRÂMIDE)



Fonte: Autor

Figura C.9 – Edifício 3: Formas do Barrilete e da Tampa do Reservatório (sem escala)



Fonte: Autor