

UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE NÚCLEO DE TECNOLOGIA PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

Heleno José da Silva Júnior

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS NO MUNICÍPIO DE CARUARU COM CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO E DE SISMO

Caruaru

HELENO JOSÉ DA SILVA JÚNIOR

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS NO MUNICÍPIO DE CARUARU COM CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO E DO SISMO

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental - PPGECAM do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Estruturas e Materiais

Orientador: Prof. Dr. Humberto Correia Lima Junior

Caruaru

Catalogação na fonte: Bibliotecária – Simone Xavier CRB/4 - 1242

S586a Silva Júnior, Heleno José da.

Avaliação da estabilidade global de edifícios altos no município de Caruaru com consideração da ação do vento e de sismo. / Heleno José da Silva Júnior. – 2017. 230f., il. ; 30 cm.

Orientador: Humberto Correia Lima Júnior

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Programa de Pós-Graduação em engenharia Civil e Ambiental, 2017.

Inclui Referências.

1. Estabilidade. 2. Sismos. 3. Ventos. 4. Sismologia. 5. Edifícios altos. I. Lima Júnior, Humberto Correia (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2017-054)



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

A comissão examinadora da Defesa de Dissertação de Mestrado

AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS NO MUNICÍPIO DE CARUARU COM CONSIDERAÇÃO DA AÇÃO DO VENTO E DO SISMO

defendida por

HELENO JOSÉ DA SILVA JÚNIOR

Considera o candidato APROVADO

Caruaru, 23 de fevereiro de 2017

Dr. HUMB	ERTO CORREIA LIMA JÚNIOR – PPGECAM/UFPI (orientador)
Dra. ANA (CECÍLIA VIEIRA DA NÓBREGA – PPGECAM/UFPI (examinadora interna)

(examinador externo)

Dedico este trabalho ao meu pai, meu sócio majoritário, que hoje me assiste ao lado de Deus.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente à Deus, pelo privilégio deste momento tão significativo e pelo amor e carinho sem limites.

Ao meu pai Heleno José da Silva, que doou sua vida e seu presente em prol do meu futuro, cujo amor e dedicação foram tão imensos.

A minha esposa, noiva e namorada Jéssica Micaelly cujo amor, doçura e honestidade tornam meu amor ainda maior. Obrigado por ser minha companheira em todos os momentos, por me amar apesar dos meus defeitos e por me dar algo pelo que lutar.

A minha mãe Marileide Belmiro que me mostrou como se comportar diante das adversidades da vida, com muita alegria e perseverança.

Ao meu irmão Pedro Paulo, a quem tenho infinito amor. Obrigado pela admiração e companheirismo.

Ao professor D.Sc. Humberto Correia Lima Júnior, por todas as orientações, correções e ensinamentos que foram de fundamental importância na busca deste objetivo. Obrigado também por ser um exemplo de ser humano, demonstrando ser um excelente pai e um grande amigo.

Ao professor D.Sc. José Moura Soares, por cada momento de companheirismo e amizade. Também pelas correções e ensinamentos.

Agradeço a todos os professores por me proporcionarem o conhecimento não apenas racional, mas a manifestação do caráter e afetividade da educação no processo de formação profissional, por tanto que se dedicaram a mim, não somente por terem me ensinado, mas por terem me feito aprender.

À Universidade Federal de Pernambuco Campus Agreste, pela oportunidade de fazer o curso.

A todos que direta ou indiretamente fizeram parte da minha formação, o meu muito obrigado.



RESUMO

O projeto de edifícios altos cada vez mais esbeltos é uma realidade na construção civil. Essas estruturas, com elevada relação entre a altura e a menor dimensão em planta, são mais sensíveis aos efeitos de 2ª ordem originados de cargas horizontais. A estabilidade global dessas edificações é afetada negativamente pelo aumento dos efeitos de 2ª ordem. Essa ideia norteou o presente trabalho, que buscou analisar a influência da consideração dos efeitos do vento e do sismo no cálculo da estabilidade global de um edifício alto construído no município de Caruaru-PE, variando seu número de pavimentos. Um dos objetivos específicos foi medir a variação da quantidade de armadura em pilares e vigas devido à consideração da ação sísmica. Os modelos estruturais foram construídos utilizando o software CYPECAD. A metodologia proposta incluiu um conjunto de parâmetros de estabilidade global amplamente difundidos na literatura sobre o tema. Os modelos, com 20, 25, 30 ou 35 pavimentos-tipo, foram dimensionados levando em conta os efeitos da não linearidade física e geométrica, considerando ou não a ação sísmica. Além da análise de segunda ordem, foi realizada uma análise dinâmica baseada em parâmetros contidos na ABNT NBR 6123:1988. Os resultados mostraram que tanto o aumento do número de pavimentos da edificação quanto a maior esbeltez apresentada na direção Y, condicionaram a estruturas mais deslocáveis e mais sujeitas aos efeitos de segunda ordem. A consideração da ação sísmica aumentou bastante os deslocamentos laterais, tornando sempre as estruturas mais rígidas na direção de menor esbeltez (direção X). A análise do parâmetro α e γ_z permitiu classificar todos os modelos como de nós móveis, não podendo ser desprezados os efeitos globais de segunda ordem. A análise dinâmica revelou a importância da consideração da parcela de carga flutuante do vento no cálculo das estruturas. A variação nos esforços, causada pelo efeito do sismo, gerou aumentos consideráveis na quantidade de armadura dos pilares e vigas. Assim, a análise da estabilidade global de estruturas sismo-resistentes mostrou-se um requisito essencial à segurança e ao conforto dos usuários de edifícios construídos em Caruaru-PE.

Palavras-chave: 2^a ordem. Estabilidade global. Sismo. Vento.

ABSTRACT

Projects involving tall and more slender buildings are a reality in the civil construction. Those structures with high ratio between height and smaller plant size are way more sensible to the second order effects originated from horizontal charges. The global stability of those buildings is negatively affected by the increase in second order effects. This idea guided the present work, that looked for analyze the influence of wind and seism effects in the global stability calculation of a tall building constructed in the city of Caruaru-PE varying its floor numbers. One of the specific objectives was to measure the variation of reinforcement amount in pillars and beams due to seismic activity consideration. The structural models were constructed using the CYPECAD software. The proposed methodology included a set of parameters of global stability widely diffused in the literature. The models, with 20, 25, 30 or 35 pavements-type, were dimensioned assuming the effects of physical and geometric non-linearity, considering or not the seismic activity. Besides the second order analysis, a dynamic analysis was performed, based in parameters contained in ABNT NBR 6123:1988. The results showed that both, the increase of building floor numbers and greater slenderness presented in Y direction conditioned more displaceable structures and more susceptible to second order effects. The seismic activity consideration quite increased the lateral dislocations, always making the structures more rigid in the direction of smaller slenderness (X direction). The α e γ_z parameter analysis allowed classify all models as mobile nodes, and the second order global effects cannot be neglected. Dynamic analysis revealed the importance of considering wind fluctuation charge portion in structure calculations. The efforts variation caused due to seism effects, generated considerable increases in the reinforcement amount of pillars and beams. Therefore, the global stability analysis of earthquake resistant structures showed up as an essential requirement for the safety and comfort to the users of constructed buildings in Caruaru-PE.

Key words: Second order. Global stability. Seism. Wind.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Distribuição das placas litosféricas rígidas na superfície da Terra	41
Figura 2 - Tipos de ondas sísmicas.	44
Figura 3 - Nomograma de magnitude sísmica.	47
Figura 4 - Sismograma registrado em um sismógrafo	49
Figura 5 - Técnica de triangulação de sismos.	50
Figura 6 - Escala de Richter.	52
Figura 7 - Correspondência entre escalas de Mercalli e Richter.	53
Figura 8 - Mapa Tectônico do Brasil.	54
Figura 9 - Estações sismográficas da RSBR.	55
Figura 10 - Estação sismográfica Caruaru.	56
Figura 11 - Zoneamento sísmico para o Brasil.	60
Figura 12 - Variação do espectro de resposta em função do período T	70
Figura 13 - Exemplo de problema de instabilidade por bifurcação do equilíbrio	77
Figura 14 - Exemplo do problema de segunda ordem.	78
Figura 15 - Tipos de efeitos de segunda ordem.	81
Figura 16 - Diagrama tensão-deformação do concreto.	87
Figura 17 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.	90
Figura 18 - Reações na barra vertical deformada.	90
Figura 19 - Iterações do processo P-Delta.	92
Figura 20 - Ideia básica do método P-delta aplicado a edifícios de múltiplos andares	93
Figura 21 - Cargas fictícias H' em edifícios de múltiplos andares.	94
Figura 22 - Deslocamentos dos pavimentos.	95
Figura 23 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos.	95
Figura 24 - Esquema de forças verticais (a) e horizontais fictícias (b).	96
Figura 25 - Parâmetros de cálculo do índice β.	98
Figura 26 - Coeficientes de rigidez efetiva.	100
Figura 27 - Grandezas usadas no cálculo de γz	102
Figura 28 - Direções preferenciais X e Y.	103
Figura 29 - Analogia entre um edifício alto e uma coluna engastada na base	105
Figura 30 - Analogia do pilar equivalente.	110
Figura 31 - Modelo de diafragma rígido.	117
Figura 32 - Sentidos da resposta dinâmica da estrutura quanto à ação do vento	123

Figura 33 - Ilustração da transferência da ação do vento em Edifícios Altos	4
Figura 34 - Isopleta de velocidade básica na unidade de m/s	7
Figura 35 - Fator topográfico S1	9
Figura 36 - Coeficiente de arrasto para edificações submetidas a ventos de alta turbulência	a.
	4
Figura 37 - Coeficiente de arrasto para edificações submetidas a ventos de baixa turbulência	1.
	4
Figura 38 - Forças estáticas aplicadas no piso	0
Figura 39 - Forças horizontais aplicadas	5
Figura 40 - Croqui do pavimento-tipo	9
Figura 41 - Fachadas da edificação.	0
Figura 42 - Modelo estrutural lançado no CYPECAD	
Figura 43 - Fotografia real da edificação	3
Figura 44 - Modelos dos edifícios com 20, 25, 30 e 35 pavimentos-tipo	7
Figura 45 - Dados gerais da obra	9
Figura 46 - Parâmetros de cálculo da ABNT NBR 6123:1988	0
Figura 47 - Parâmetros de cálculo da ABNT NBR 15421:2006	3
Figura 48 - Efeitos de segunda ordem no CYPECAD	7
Figura 49 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 2	0
pavimentos-tipo	9
Figura 50 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 2	5
pavimentos-tipo	0
Figura 51 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 3	0
pavimentos-tipo	0
Figura 52 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 3	5
pavimentos-tipo	1
Figura 53 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 2	0.
pavimentos-tipo	6
Figura 54 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 2	5
pavimentos-tipo	6
Figura 55 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 3	0
pavimentos-tipo	7
Figura 56 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 3	5
pavimentos-tipo	7

Figura 57 - Índice de esbeltez de corpo rígido (β)
Figura 58 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 20 pavimentos-tipo - Direção X 191
Figura 59 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 20 pavimentos-tipo - Direção Y 192
Figura 60 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 25 pavimentos-tipo - Direção X 192
Figura 61 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 25 pavimentos-tipo - Direção Y 193
Figura 62 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 30 pavimentos-tipo - Direção X 193
Figura 63 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 30 pavimentos-tipo - Direção Y 194
Figura 64 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 35 pavimentos-tipo - Direção X 194
Figura 65 - Deslocamentos laterais totais - Modelo com 35 pavimentos-tipo - Direção Y 195
Figura 66 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) - Direção X
Figura 67 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) - Direção Y
Figura 68 - Índice de esbeltez efetiva (λef) - Direção X
Figura 69 - Índice de esbeltez efetiva (λef) - Direção Y
Figura 70 - Frequência fundamental (f1)
Figura 71 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 20 pavimentos-tipo – Direção
X
Figura 72 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 25 pavimentos-tipo – Direção
X
Figura 73 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 30 pavimentos-tipo – Direção
X
Figura 74 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 35 pavimentos-tipo – Direção
X
Figura~75-Coeficiente~de~amplificação~dinâmica-Modelo~com~20~pavimentos-tipo-Direção~dinâmica-Direcção~dinâ
Y211
Figura~76 - Coeficiente~de~amplificação~dinâmica - Modelo~com~25~pavimentos-tipo - Direção~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Direçõo~dinâmica - Dire
Y212
Figura~77-Coeficiente~de~amplificação~dinâmica-Modelo~com~30~pavimentos-tipo-Direção~dinâmica-Direcção~dinâ
Y212
Figura~78-Coeficiente~de~amplificação~dinâmica-Modelo~com~35~pavimentos-tipo-Direção~dinâmica-Direcção~dinâ
Y
Figura 79 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 20 pavimentos-
tipo
Figura 80 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 25 pavimentos-
tipo

Figura 81 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 30 pavimentos-
tipo216
Figura 82 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 35 pavimentos-
tipo216

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Eventos sísmicos na cidade de Caruaru.	57
Tabela 2 - Zonas sísmicas	59
Tabela 3 - Coeficientes de projeto para os sistemas sismo-resistentes	64
Tabela 4 - Fatores de amplificação sísmica no solo.	69
Tabela 5 - Limites para deslocamentos relativos de pavimento	99
Tabela 6 - Coeficiente de limitação do período	108
Tabela 7 - Fator S2.	131
Tabela 8 - Valores mínimos do fator S ₃ .	132
Tabela 9 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo c	om 20
pavimentos-tipo.	174
Tabela 10 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo c	om 25
pavimentos-tipo.	176
Tabela 11 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo c	om 30
pavimentos-tipo.	176
Tabela 12 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo c	om 35
pavimentos-tipo.	177
Tabela 13 - Percentuais totais de variação da quantidade de armadura em pilares	178
Tabela 14 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo co	om 20
pavimentos-tipo.	182
Tabela 15 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo co	om 25
pavimentos-tipo.	183
Tabela 16 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo co	om 30
pavimentos-tipo.	183
Tabela 17 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo co	om 35
pavimentos-tipo.	184
Tabela 18 - Percentuais totais de variação da quantidade de armadura em vigas	185
Tabela 19 - Deslocamento máximo entre pavimentos	196
Tabela 20 - Coeficiente γz	198
Tabela 21 - Rigidez do pilar equivalente (EIeq).	199
Tabela 22 - Parâmetro de instabilidade (α)	200
Tabela 23 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) – Direção X	201
Tabela 24 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) – Direção Y	202

Tabela 25 - Coeficiente de amplificação dinâmica (Camp).	207
Tabela 26 - Aceleração para verificação do conforto humano (a).	214

LISTA DE QUADROS

Quadro 1 - Escala de Mercalli.	51
Quadro 2 – Legenda para interpretação das Figuras 58 a 65	190

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT Associação Brasileira de Normas Técnicas

ACM Adini - Clough - Melosh

BRASIS Rede Sismográfica Integrada do Brasil

CAA Centro Acadêmico do Agreste

CA - 50 Aço para Concreto Armado - tensão de escoamento de 500 MPa

CQC Complete Quadratic Combination

CS Modelos calculados com a ação sísmica atuando em conjunto com a carga lateral

do vento

DXF Drawing Exchange Format

ELS Estado Limite de Serviço

ELU Estado Limite Último

EUROCODE Comité Européen de Normalisation

FEMA Federal Emegency Management Agency

L Ondas Love

MCTI Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação

MEF Método dos Elementos Finitos

NBR Norma Brasileira

NLF Não Linearidade Física

NLG Não Linearidade Geométrica

P Ondas Primárias

PDF Portable Document Format

PE Pernambuco

R Ondas Rayleigh

RSBR Rede Sismográfica Brasileira

RSCN Rede Sismográfica do Centro e Norte do Brasil

RSIS Rede Sismográfica do Sul e do Sudeste do Brasil

RSISNE Rede Sismográfica do Nordeste do Brasil

S Ondas Secundárias

SALT Sistema de Análise de Estruturas

SI Sistema Internacional

SRSS Square Root of Sum of Squares

SS Modelos calculados sem a ação sísmica, considerando apenas a carga lateral do

vento

UFPE Universidade Federal de Pernambuco

UFRJ Universidade Federal do Rio de Janeiro

UFRN Universidade Federal do Rio Grande do Norte

UNB Universidade de Brasília.

USP Universidade de São Paulo

LISTA DE SÍMBOLOS

- a Aceleração para verificação do conforto humano.
- A Coeficiente de simultaneidade da sobrecarga ou parte quase-permanente.
- A_e Área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (área de sombra).
- a_i Deslocamento horizontal do pavimento i em relação à base, obtido utilizando o carregamento de vento no estado limite último.
- a_q Aceleração sísmica.
- a_{gS0} Aceleração espectral para o período de 0s, obtido a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) pelo fator de amplificação sísmica no solo (C_a) .
- a_{gS1} Aceleração espectral para o período de 1s, obtida a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) pelo fator de amplificação sísmica no solo (C_v) .
- A_p soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados, ou soma das áreas das seções transversais dos pilares da base (primeiro lance).
- b Parâmetro de correção da classe da edificação.
- C_a Coeficiente de arrasto conforme ABNT NBR 6123:1988.
- C_a e C_v Fatores de amplificação sísmica do solo.
- C_{amp} Coeficiente de amplificação dinâmica.
- C_d Coeficiente de amplificação dos deslocamentos.
- C_s Coeficiente de resposta sísmica.
- C_T Coeficiente de período da estrutura.
- C_{up} Coeficiente de limitação do período.
- C_{vx} Coeficiente de distribuição da força vertical sísmica entre as várias elevações.
- C_{xi} , C_{yi} Coeficiente sísmico em cada direção no piso i.
- d Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios.
- d_{pav} Deslocamento lateral entre pavimentos.
- d_{tot} Deslocamento lateral total do edifício.
- E Módulo de elasticidade.
- EA Rigidez axial.
- E_{ci} Módulo de deformação tangente inicial.

 E_{cs} – Módulo de elasticidade secante no concreto.

EI – Rigidez à flexão.

 EI_{eq} – Rigidez do pilar equivalente.

 $(EI)_{sec}$ – Rigidez secante.

 $E_{cs} I_c$ – Somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada, sendo o valor do módulo de elasticidade o secante (E_{cs}) e a inércia da seção bruta (I_c).

ES – Energia sísmica.

 F_a – Força de arrasto.

 f_{ck} – Resistência característica à compressão do concreto.

 ${\it F_d}$ – Valor de cálculo das ações para combinação última.

 $F_{\varepsilon k}$ – Ações indiretas permanentes, como a retração $F_{\varepsilon gk}$ e variáveis, como a temperatura $F_{\varepsilon qk}$.

 F_{gk} – Ações permanentes diretas.

 F_{qk} – ações variáveis diretas, das quais F_{q1k} é escolhida a principal.

 $F_{r,II}$ – Fator de rajada correspondente à categoria II.

 F_x – Força sísmica calculada com base no parâmetro w_x .

 F_v – Carga vertical característica no pilar.

 f_1 – Frequência fundamental.

g – Aceleração da gravidade.

 G_i – Cargas permanentes do piso i.

H – Altura total da edificação.

 H_B – Força horizontal sísmica total na base da estrutura.

 H_i – Força horizontal no pavimento i.

 H_{PAV} – Altura entre pavimentos sucessivos da edificação.

Ht – Força horizontal total na base da estrutura calculada pelo método dos acelerogramas.

 H_{tot} – Altura total da estrutura.

 h_x e h_i – Alturas entre a base e as elevações x ou i respectivamente;

 h_x – Distância entre duas elevações sucessivas (pisos de lajes).

 H_x – Força cortante sísmica atuante no pavimento considerado.

H' – Carga lateral fictícia utilizada no método P-delta.

 I – Fator de importância de utilização em função da natureza de ocupação (definido na tabela 4 da ABNT NBR 15421:2006).

 I_c – Momento de inércia da seção bruta de concreto.

[J] – Vetor que indica a direção da atuação do sismo.

- *K* − Coeficiente de rigidez efetiva global.
- K Matriz de rigidez.
- L Dimensão característica (L = 1800 m) utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica.
- l_e Comprimento equivalente.
- l_1 Vão de uma determinada viga contínua.
- $L_{x,y}$ Largura média, em planta, segundo as direções x e y.
- M Momento fletor.
- *M* Magnitude sísmica.
- M Matriz de massa.
- M_H Momento tombador.
- $M_{P\Delta}$ Momento tombador pelo efeito P-delta.
- M_1 Momento fletor de primeira ordem.
- M_2 Momento fletor de segunda ordem.
- $\Delta M_{tot,d}$ Soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes nas estruturas, na combinação considerada, com seus valores representativos, pelos deslocamentos de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos de uma análise de 1ª ordem.
- $M_{1,tot,d}$ Momento de tombamento, definido como a soma dos momentos de todas as forças horizontais com relação à base da estrutura, considerados com seus valores representativos.
- *N* − Esforço normal.
- N_d Carga vertical de cálculo.
- N_k Somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura.
- *p* Parâmetro meteorológico.
- p e b Expoentes que dependem da categoria de rugosidade do terreno (Tabela 20 da ABNT NBR 6123:1988).
- P_i Somatório de cargas verticais no pavimento i.
- P_x Força vertical de serviço atuando no pavimento x.
- q Pressão estática em N/m² para V_k em m/s.
- Q_i Cargas variáveis do piso i.
- R Coeficiente de modificação de resposta.
- $S_a(T)$ Espectro de resposta de projeto.
- S_d Coeficiente sísmico.
- S_x e S_y Forças estáticas sísmicas utilizadas no CYPECAD.

- S_1 Fator que leva em conta a topografia do terreno.
- S_2 Fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno.
- S_3 Fator que leva em conta o grau de segurança requerido e vida útil da edificação.
- T_a Período fundamental aproximado da estrutura.
- T_1 Período fundamental da estrutura.
- u_i Deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo j.
- V' Força cortante fictícia utilizada no método P-delta.
- w_x Peso do pavimento da edificação.
- W Peso total da estrutura (definido no item 8.7.2 da ABNT NBR 15421:2006, como o peso permanente, de equipamentos fixos e reservatórios de água e, em caso de áreas de armazenamento e estacionamento, 25% destas devem ser consideradas).
- V_o Velocidade básica do vento.
- V_{med} Velocidade média do vento.
- *Vp* Velocidade de projeto.
- x Esforço ou deslocamento resultante.
- $x_i x_i$ Esforços ou deslocamentos correspondentes aos modos a combinar.
- y_i Altura do pavimento i em relação a base da edificação.
- z Altura acima do terreno.
- z_r Altura de referência: $z_r = 10m$.
- α Parâmetro de instabilidade.
- $\alpha(T)$ Ordenada espectral.
- β Índice de esbeltez de corpo rígido.
- γ Parâmetro obtido na tabela 19 da ABNT NBR 6123:1988.
- γ_z Coeficiente de estabilidade global.
- $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ Coeficientes de majoração das ações.
- δ_x Deslocamento absoluto devido às forças sísmicas.
- δ_{xe} Deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas.
- Δ_x Deslocamentos relativos entre pavimentos.
- $\Delta_{x,y,z}$ Deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias associadas, obtidos de análises estáticas.
- ξ Coeficiente de amplificação dinâmico.
- θ Coeficiente que estima os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica.

- $\theta \hat{A}$ ngulo de inclinação utilizado na determinação do fator topográfico.
- θ_{max} Limite para o cálculo de θ .
- λ_{ef} Índice de esbeltez efetiva.
- μ Ductilidade da estrutura.
- σ_c Tensão à compressão no concreto.
- ϕ Vetores próprios do sistema ou modos de vibração condensado.
- $\psi_{0j},\,\psi_{0\varepsilon}$ Multiplicadores para formação do coeficiente de majoração $\gamma_2.$
- ω^2 Valores próprios do sistema.
- ω Frequências naturais próprias dos sistemas dinâmicos.
- ζ Razão de amortecimento, uniforme para todos os modos de vibração e de valor 0.05.
- Ω_0 Coeficiente de sobre resistência.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	28
1.1	Justificativa	30
1.2	Objetivos	31
1.2.1	Geral	31
1.2.2	Específicos	31
2	REFERENCIAL TEÓRICO	32
2.1	Revisão bibliográfica	32
2.1.1	No Brasil	32
2.1.2	No exterior	37
2.2	Sismologia	40
2.2.1	Teoria das placas tectônicas	41
2.2.2	Ondas sísmicas	43
2.2.2.1	Ondas volumétricas	44
2.2.2.2	Ondas superficiais	45
2.2.3	Parâmetros sísmicos	45
2.2.3.1	Magnitude sísmica	46
2.2.3.2	Intensidade sísmica	47
2.2.3.3	Profundidade	47
2.2.4	Medição sísmica	48
2.2.4.1	Equipamentos de medição	48
2.2.4.2	Sismograma	49
2.2.4.3	Escalas de medição sísmica	50
2.2.4.3.	1 Escala de Mercalli	51
2.2.4.3.	2 Escala de Richter	51
2.2.4.3.	3 Correspondência entre a escala de Richter e de Mercalli	52
2.2.5	Eventos sísmicos no Brasil	53
2.2.5.1	Rede sismográfica brasileira (RSBR)	54
2.2.5.2	Histórico no município de Caruaru	56
2.2.6	Norma brasileira de sismo - ABNT NBR 15421:2006	58
2.2.6.1	Considerações gerais	58
2.2.6.2	Zoneamento sísmico brasileiro	59
2.2.6.3	Definição das categorias para análise sísmica	61

2.2.6.4	Limites de deslocamentos da estrutura	61
2.2.6.5	Métodos para análise de estruturas resistentes a sismos conforme	ABNT NBR
15421:2	2006	62
2.2.6.6	Método da força estática equivalente – categoria A	62
2.2.6.7	Método da força estática equivalente – categorias B e C	63
2.2.6.7.	1 Força horizontal total	63
2.2.6.7.	2 Distribuição vertical das forças sísmicas	66
2.2.6.7.	3 Determinação dos deslocamentos	66
2.2.6.7.	4 Efeitos de segunda ordem	67
2.2.6.8	Método de resposta espectral	67
<i>2.2.6.8</i> .	1 Espectro de resposta da ABNT NBR15421:2006	68
2.2.6.9	Análise dinâmica no tempo com acelerações de terremotos aplicados nos	s apoios (time-
history	analysis)	70
2.2.7	Efeitos dos sismos nas edificações	70
2.3	Edifícios altos de concreto	73
2.3.1	Técnicas de análise de estruturas de edifícios altos	75
2.4	Estabilidade das estruturas	76
2.4.1	Classificação dos problemas de instabilidade de estruturas	76
2.4.2	Estabilidade global de edifícios altos de concreto	79
2.4.2.1	Métodos de análise da estabilidade global	83
2.4.2.2	Interação solo-estrutura	84
2.4.3	Análises realizadas	85
2.4.3.1	Análise Não Linear Física	86
2.4.3.2	Análise Não Linear Geométrica	89
2.4.3.3	Métodos para Consideração da Não Linearidade Geométrica	91
2.4.3.3.	1 Processo P-Delta	91
2.4.3.3.	2 Método Refinado	96
2.4.4	Parâmetros de comportamento estrutural global	97
2.4.4.1	Índice de esbeltez de corpo rígido (β)	97
2.4.4.2	Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios (d)	98
2.4.4.2.	1 Deslocamento lateral total do edifício (dtot)	98
2.4.4.2.	2 Deslocamento lateral entre pavimentos (dpav)	99
2.4.4.3	Coeficiente de rigidez efetiva global (K)	99
2.4.4.4	Coeficiente γz	100

2.4.4.5	Parâmetro de Instabilidade α	103
2.4.4.6	Índice de esbeltez efetiva (λef)	106
2.4.4.7	Frequência fundamental (f1)	107
2.4.4.8	Coeficiente de amplificação dinâmica (Camp)	108
2.4.4.9	Aceleração para verificação do conforto humano (a)	109
2.4.4.10	Rigidez do pilar equivalente (EIeq)	110
2.5	Concepção estrutural	111
2.5.1	Ações consideradas no dimensionamento	111
2.5.1.1	Ações permanentes	111
2.5.1.2	Ações variáveis	112
2.5.1.3	Ações excepcionais	113
2.5.2	Combinações de ações	113
2.5.2.1	Combinações últimas	114
2.5.2.2	Combinações de serviço	114
2.5.3	Modelagem dos elementos que compõem a estrutura	115
2.5.3.1	Lajes	116
2.5.3.2	Vigas e pilares	118
2.5.4	Pré-dimensionamento das peças de concreto	118
2.5.4.1	Pilares	118
2.5.4.2	Vigas	119
2.5.4.3	Lajes	120
2.5.5	Concepção estrutural	121
2.6	Ação do vento nas edificações	122
2.6.1	Determinação das forças estáticas devidas ao vento	125
2.6.1.1	Determinação da velocidade do vento	126
2.6.1.1.	1 Velocidade básica do vento Vo	127
2.6.1.1.	2 Fator topográfico S1	128
2.6.1.1	3 Fator S2	129
2.6.1.1.	4 Fator estatístico S ₃	132
2.6.1.2	Coeficiente de arrasto	133
2.6.1.3	Força de arrasto	135
2.6.2	Efeitos dinâmicos devidos a turbulência atmosférica	135
2.7	Software comercial CYPECAD	136

2.7.1	Análise computacional pelo CYPECAD	138
2.7.2	Análise do vento no sistema computacional CYPECAD	138
2.7.3	Análise do sismo no sistema computacional CYPECAD	139
2.7.4	Consideração dos efeitos de 2ª ordem (PΔ)	144
3	METODOLOGIA	148
3.1	Descrição da área de estudo	148
3.2	Descrição da estrutura	148
3.3	Combinações analisadas	153
3.3.1	Análises de segunda ordem	154
3.3.2	Edifício real com 20 pavimentos-tipo	155
3.3.3	Edifícios hipotéticos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo	156
3.4	Dimensionamento no CYPECAD	157
3.4.1	Dados gerais da obra	158
3.4.2	Parâmetros de cálculo da ação do vento segundo ABNT NBR 6123:1988	160
3.4.3	Parâmetros de cálculo da ação sísmica segundo ABNT NBR 15421:2006	161
3.4.4	Efeitos de 2ª ordem	166
3.4.5	Pré-dimensionamento das peças de concreto	167
3.4.6	Concepção estrutural	168
3.4.7	Carregamento da estrutura	169
3.4.8	Vinculação das peças de concreto	169
3.4.9	Dimensionamento da estrutura	170
3.5	Parâmetros analisados	171
3.5.1	Parâmetros informados diretamente no CYPECAD	171
3.5.2	Parâmetros calculados diretamente pelo Excel	171
3.5.3	Parâmetros calculados com o recurso do pilar equivalente	172
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO	174
4.1	Quantidade de armadura em pilares	174
4.2	Quantidade de armadura em vigas	181
4.3	Parâmetros de estabilidade global	188
4.3.1	Índice de esbeltez de corpo rígido (β)	188
4.3.2	Deslocamento lateral total do edifício (d _{tot})	190
4.3.3	Deslocamento lateral entre pavimentos (d _{pav})	196
4.3.4	Coeficiente yz	197
4.3.5	Rigidez do pilar equivalente (Eleq)	198

REFERÊNCIAS		224
5.1	Sugestões para trabalhos futuros	223
5	CONCLUSÕES	218
4.4	Análise qualitativa da edificação real com 20 pavimentos-tipo	217
4.3.11	Aceleração para verificação do conforto humano (a)	213
4.3.10	Coeficiente de amplificação dinâmica (Camp)	207
4.3.9	Frequência fundamental (f1)	205
4.3.8	Índice de esbeltez efetiva (λef)	203
4.3.7	Coeficiente de rigidez efetiva global (K)	201
4.3.6	Parâmetro de instabilidade α	200

1 INTRODUÇÃO

O efeito de verticalização das moradias, presente hoje em Caruaru, é recente, mas não exclusivo. Os grandes centros urbanos de todo o mundo têm apresentado nas três últimas décadas um expressivo aumento na construção de edifícios residenciais de múltiplos pavimentos. A construção de edifícios de múltiplos andares no Nordeste do Brasil teve início na cidade do Recife na década de 1940 do século passado (FONTE *et al.*, 2005).

Segundo Taranath (1998), não existe nenhum conceito que relacione a altura com o número de pavimentos ou proporções para classificar uma estrutura como alta. Afim de minimizar esta discussão, muitos autores não fazem uso do termo edifícios altos, preferindo usar o termo "edifícios de múltiplos andares" para classificar este tipo de estrutura.

Segundo Fonte *et al.* (2005), uma quantidade significativa de edifícios altos construídos nas grandes cidades brasileiras é classificada como de alta esbeltez. Esses edifícios têm colocado os projetistas em situações desafiadoras, para definição de sistemas estruturais que permitam compatibilizar os requisitos de arquitetura com as condições necessárias à estabilidade. Fonte *et al.* (2007) observou que muitas das hipóteses e recomendações normativas empregadas para edifícios correntes perdem a validade quando aplicadas a edifícios esbeltos. A relação elevada entre a altura e sua menor dimensão em planta termina por desencadear situações de instabilidade na edificação.

Os problemas de instabilidade das estruturas estão intimamente ligados a aspectos relacionados a imperfeições geométricas, rigidez, ações verticais e ações horizontais como o vento e o sismo. A combinação desses quatro fatores faz com que a estrutura modifique sua configuração geométrica inicial, apresentando um comportamento não linear no qual surgem deslocamentos horizontais que promovem uma modificação na posição de aplicação das ações de origem gravitacional. Dessa forma, ocorre o aparecimento de esforços e deslocamentos adicionais à estrutura. Os esforços e deslocamentos decorrentes da análise da estrutura ainda com sua configuração indeformada recebem a denominação de efeitos de 1ª ordem. Os efeitos adicionais decorrentes da configuração deformada da estrutura passam a ser classificados como efeitos de 2ª ordem.

Kimura (2007) afirma que a estabilidade global de uma estrutura é inversamente proporcional à sua sensibilidade perante os efeitos de 2ª ordem. Em outras palavras, quanto mais estável for a estrutura, menores serão os efeitos de segunda ordem. Ou ainda, quanto maiores forem os efeitos de segunda ordem, menos estável será a estrutura.

A verificação da estabilidade global é um requisito importante na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado. Objetiva garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda da capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações (LACERDA *et al.*, 2014). Para tal verificação existem alguns coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global.

O parâmetro α (alfa) e o coeficiente γ_z (gama z) estão previstos na norma brasileira ABNT NBR 6118:2014, auxiliando na decisão de considerar ou não os efeitos de 2^a ordem. Essa norma dispensa o dimensionamento da estrutura considerando as solicitações de 2^a ordem desde que estas sejam menores em intensidade que 10% das solicitações de 1^a ordem.

O cálculo ou mesmo a estimativa dos efeitos globais de 2^a ordem, que estarão presentes na estrutura, permite distinguir um edifício estável de um instável. Ocorre que, para verificar esta condição, seria necessário a realização de uma análise de 2^a ordem, independentemente de seus efeitos serem utilizados ou não para o dimensionamento da estrutura. Sendo a análise de 2^a ordem mais complexa que a de 1^a ordem, verifica-se uma conveniência em se analisar a estrutura a partir desses dois parâmetros práticos.

Além dos dois indicadores contemplados na ABNT NBR 6118:2014, propõe-se o uso de outros parâmetros de estabilidade global. Indicadores que contemplam desde análises elásticas lineares até análises não lineares, tanto a física quanto a geométrica, além de análises dinâmicas. São eles: deslocamentos globais e locais, coeficiente de rigidez efetiva, índice de esbeltez de corpo rígido, rigidez do pilar equivalente, índice de esbeltez efetiva, frequência fundamental, coeficientes de amplificação dinâmica e acelerações para verificação do conforto humano.

No presente trabalho busca-se desenvolver um projeto de um edifício alto de concreto armado localizado no município de Caruaru-PE, considerando as cargas de sismo e vento em seu dimensionamento. A metodologia proposta inclui a utilização dos parâmetros agora a pouco citados no procedimento de avaliação da estabilidade global da estrutura. Será avaliada também a variação percentual, devido ao sismo, das quantidades de armadura nos elementos estruturais como vigas e pilares. Tendo em vista a celeridade do trabalho e a melhor representatividade dos resultados, o edifício proposto foi dimensionado e analisado com número de pavimento variáveis, em lugar de se trabalhar com diversas amostras de edifícios diferentes.

1.1 Justificativa

No Brasil, o setor da construção civil alcançou seu mais alto índice de desenvolvimento apenas recentemente. Fatores advindos desse crescimento, como a alta competitividade do mercado imobiliário, fazem com que profissionais desse setor busquem soluções mais eficientes, que atendam aos critérios de segurança e durabilidade da estrutura projetada. Nesse contexto, a simulação computacional do comportamento das estruturas torna-se uma alternativa bastante viável (TEIXEIRA e SOUZA, 2003).

O CYPECAD, *software* utilizado neste trabalho, é um sistema completo para projeto estrutural em concreto armado, produto da evolução tecnológica que tornou possíveis análises estáticas e dinâmicas de estruturas espaciais muito sofisticadas, possibilitando a utilização de modelos refinados que melhor representam seu comportamento real. Seu uso se torna especialmente importante em regiões com presença de atividade sísmica, como o município de Caruaru-PE, onde o maior evento sísmico alcançou 4,7 graus na escala Richter.

O município de Caruaru-PE, um dos alvos dos recentes investimentos econômicos e em infraestrutura no estado de Pernambuco, experimenta o fenômeno de verticalização das cidades. O crescimento acelerado de sua economia é o principal motivo do aumento populacional experimentado pelo município. Naturalmente, o crescimento da população acarreta uma alta na demanda por moradias que, quando associada ao reduzido espaço físico das aglomerações urbanas, acarreta o fenômeno da verticalização das cidades. O principal produto deste fenômeno são edificações com maior número de pavimentos.

As estruturas, mesmo simples, estão sempre sujeitas, além das ações gravitacionais, às ações laterais decorrentes principalmente dos efeitos do vento. No caso de estruturas de grande altura ou que têm relação elevada entre sua altura e sua menor dimensão em planta, estes efeitos se tornam mais importantes e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade na edificação. Dessa maneira, buscar-se-á tornar relevante neste trabalho o efeito da ação do vento na estabilidade global da estrutura.

A ocorrência constante de sismos no município de Caruaru-PE, ainda que de baixa intensidade (eventos inferiores a 5 graus na escala Richter), justifica que seus efeitos sejam considerados no projeto de uma edificação local. Vale ressaltar que não se elimina a possibilidade de um sismo de maior magnitude atingir a cidade, levando as edificações de um regime elástico para um regime plástico de deformação, podendo inclusive ocorrer o colapso da estrutura.

Justifica-se, portanto, a presente pesquisa, pela importância que uma completa análise da estabilidade global tem para a segurança e a durabilidade da estrutura. Além disso, o projeto do edifício alto considerando a ação do vento junto ao efeito do sismo irá permitir uma análise da estrutura mais próxima do real, sendo possível avaliar quais os danos provenientes dos projetos desenvolvidos sem esta análise. É importante também salientar que o município de Caruaru-PE ainda carece de pesquisas no âmbito dos efeitos dos sismos nas edificações, fator este que também oferece motivo para o desenvolvimento deste trabalho.

1.2 Objetivos

1.2.1 Geral

Analisar, através de diversos parâmetros de estabilidade global, a influência da consideração dos efeitos do vento e do sismo no cálculo da estabilidade global de um edifício alto construído no município de Caruaru-PE, variando-se seu número de pavimentos.

1.2.2 Específicos

- a) Analisar dinamicamente a estrutura, considerando a ação do vento através de indicadores como a frequência fundamental de vibração, o coeficiente de amplificação dinâmica e as acelerações para verificação do conforto humano.
- b) Verificar a influência da carga sísmica nos quantitativos de armadura de pilares e vigas.
- c) Analisar os efeitos do sismo na edificação real executada em Caruaru-PE.
- d) Avaliar a representatividade dos resultados obtidos nesta pesquisa através da variação do número de andares da edificação.
- e) Adaptar os resultados fornecidos pelo CYPECAD a rotinas criadas no Excel e Ftool, possibilitando o cálculo da estabilidade global com o uso desses *softwares*.

2 REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Revisão bibliográfica

Nas últimas décadas foram desenvolvidas diversas pesquisas relacionadas ao tema proposto. Esses trabalhos visaram o aperfeiçoamento das técnicas e hipóteses de cálculo, desenvolvendo análises cada vez mais representativas da realidade. Abaixo encontram-se listadas aquelas de maior relevância para o desenvolvimento do presente trabalho. Além de organizá-las pelo critério temporal, optou-se por separá-las em dois grupos distintos, sendo o primeiro referente àquelas produzidas em território nacional e o segundo referente a todas as outras que não se encaixam nesse critério.

2.1.1 No Brasil

No Brasil, Barbosa, no ano de 1978, realizou um estudo sobre a determinação dos esforços em edifícios com paredes de seção aberta, contraventada por lintéis e sob a ação de cargas laterais, pela técnica do meio contínuo e pelo tratamento discreto. Através da técnica do meio contínuo, o comportamento da estrutura foi representado por um sistema de equações diferenciais. Através do método discreto a estrutura foi analisada pelo método dos deslocamentos, utilizando as técnicas matriciais juntamente com a teoria da flexo-torção. Os resultados permitiram concluir que há concordância entre os valores obtidos pelos processos contínuos e discretos.

Brunelli (1987), utilizando o método dos elementos finitos, analisa diversas estruturas de edifícios de andares múltiplos, sujeitas a ação do vento, considerando a rigidez à flexão das lajes. Para isso, o autor emprega o método dos elementos finitos através do processo dos deslocamentos. Na discretização da laje, para representar o efeito de membrana, emprega-se o elemento retangular ACM (ADINI-CLOUGH-MELOSH). Foi elaborado um programa de computador capaz de permitir a análise com a consideração da rigidez transversal das lajes. A análise dos resultados mostra uma considerável contribuição por parte da laje no enrijecimento das estruturas dos edifícios analisados.

Becker, no ano de 1989, acrescenta, baseando-se na teoria de Vlassov e Smirnoff (1962), os núcleos rígidos no estudo da interação tridimensional entre os diversos elementos estruturais. A experiência mostra que os núcleos estruturais, caixa para escadas ou elevadores, quando presentes nas estruturas de edifícios de andares múltiplos, são os grandes responsáveis pela

absorção dos esforços decorrentes da carga lateral do vento. Foi levada em consideração a rigidez do núcleo estrutural nas deformações por empenamento. O autor desenvolve ainda um programa para o IBM-4341 em linguagem FORTRAN.

Souto (1993) analisa os esforços em estruturas tridimensionais de edifícios altos, quando submetidos a carregamentos horizontais e verticais. A estrutura é idealizada como um conjunto de pilares, paredes e vigas, podendo ser dispostos de uma maneira assimétrica no plano da laje. A análise foi feita pelo método dos deslocamentos, tomando-se as lajes como diafragmas rígidos e os pilares e vigas como elementos de barra. Os resultados, obtidos pelo uso de um algoritmo de resolução por blocos, são comparados com exemplos de outros autores como Stamato (1986), Smith (1981) e Barbosa (1978). O autor conclui que, em geral, todos os elementos propostos apresentam bons resultados podendo ser usados como técnica alternativa ao método dos elementos finitos.

Iwamoto (2000) mostra, através de um modelo numérico, a importância da consideração da interação solo-estrutura na análise da estabilidade global de edifícios altos. Para isso, analisa uma estrutura tridimensional de um edifício de múltiplos andares considerando a rigidez transversal à flexão das lajes, a existência das excentricidades das vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento. A análise da interação do sistema solo-estrutura é feita através de ajustes das rigidezes das fundações pelo processo iterativo até que ocorresse certa convergência nos recalques ou nas reações. Os resultados mostram que a análise integrada da estrutura com o solo possibilita uma melhor estimativa dos recalques diferenciais e das reações nos apoios, bem como a redistribuição dos esforços nos elementos estruturais.

Fonte et al. (2005) apresentaram um levantamento das características de 236 edifícios de múltiplos andares, em concreto armado, projetados e construídos na cidade do Recife-PE, no período entre 1996 e 2003. Este levantamento apresenta a variação dos parâmetros: altura, dimensões em planta, número de pavimentos e índice de esbeltez de corpo rígido. Os parâmetros são comparados à valores já conhecidos de edifícios altos construídos em outros estados do Brasil e em outros países. Os resultados permitiram verificar que alguns dos edifícios mais modernos construídos na cidade do Recife estão incluídos entre os mais esbeltos do mundo.

Santos e Lima (2006) discutem a extensão dos impactos percebidos pela comunidade técnica com relação a aplicação de novos procedimentos de cálculo e do eventual aumento no custo das construções, trazidos pela até então nova norma de sismo brasileira (ABNT NBR 15421:2006). Isso é feito a partir de análises comparativas dos efeitos dos sismos com os

devidos ao vento em edifícios. São estudados edifícios em várias cidades do Brasil, com diferentes relações entre as solicitações de vento e sismo, com várias condições de solo e diversas relações entre a área exposta ao vento e a distribuição de massas por andar. Os diversos exemplos são analisados através de procedimento automático para análise sísmica disponível no sistema SALT-UFRJ. O resultado é uma estimativa dos possíveis impactos devidos ao efeito dos sismos.

Oliveira Neto (2007) apresenta resultados referentes aos deslocamentos laterais, ao parâmetro de instabilidade " γ_z " e ao consumo de materiais, analisando a perda de desempenho do sistema aporticado para dois tipos de edificações, projetadas para 15, 18, 20, 25, 30, 35, 40 e 45 pavimentos. Os resultados mostram que variando a taxa de aço nos pilares de 2% até 8%, os procedimentos de análise e de dimensionamento de uma estrutura podem ser modificados. Para os casos analisados, ficou constatado que o sistema estrutural aporticado deixa de ser recomendável quando o edifício ultrapassa dos 40 pavimentos. Aplica-se o método dos elementos finitos nas análises, utilizando-se *softwares* comerciais.

Goulart (2008) analisa a contribuição da rigidez à flexão das lajes para três edifícios. Dois destes edifícios possuíam sistema estrutural de lajes nervuradas com partes maciças circundando os pilares. Uma das estruturas apresenta núcleo rígido na região dos elevadores. O terceiro edifício apresenta estrutura convencional, com laje maciça e pórticos rígidos formados por vigas e pilares. São elaborados modelos estruturais tridimensionais através do programa SAP2000, baseados no método dos elementos finitos. O autor obteém esforços e deslocamentos de 1ª ordem, através dos quais foi calculado o parâmetro γ_z . Os resultados obtidos mostram a importância da contribuição da rigidez à flexão das lajes para os dois edifícios sem pórticos rígidos de vigas e pilares. São apresentados esforços de 2ª ordem, além de deslocamentos e valores de γ_z , mostrando grandes diferenças entre as análises com e sem a contribuição da laje para o contraventamento destes edifícios.

Borges (2009) apresenta uma metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado, baseada em indicadores que contemplam desde análises elásticas lineares até análises não lineares, tanto físicas quanto geométricas, até análises dinâmicas. A metodologia é aplicada a três estruturas reais impondo-lhes diferentes condições de apoio: apoios indeslocáveis, muito utilizada em escritórios de projeto, e apoios deslocáveis, para a qual se considera a interação solo-estrutura. Os resultados apresentados mostram que edifícios altos devem ser concebidos e analisados segundo critérios rigorosos que vão desde a concepção arquitetônica e o lançamento estrutural, passando pela análise da estabilidade global e da capacidade do material, até a verificação do conforto humano quanto às vibrações.

Borges *et al.* (2009) apresenta a análise do comportamento estrutural de um edifício de 42 pavimentos, que foi cuidadosamente estudado no intuito de apresentar um comportamento estrutural eficiente. São apresentados resultados de análises elásticas lineares e não lineares geométricas para ações de serviço, de análises não lineares geométricas e físicas para ações de cálculo, bem como de análises dinâmicas. Como resultado os autores concluem que, edifícios esbeltos merecem tratamento especial desde a fase de concepção arquitetônica, tendo seu comportamento verificado por métodos completos, incluindo análises estáticas e dinâmicas, lineares e não-lineares geométricas e físicas.

Dias (2009) analisa os efeitos causados pelas alvenarias de vedação no comportamento de edifícios de múltiplos pisos. A análise tridimensional é efetuada através de um edifício em duas situações distintas. A primeira é a estrutura em concreto armado apenas, enquanto a segunda é a estrutura em concreto armado com a presença dos painéis de alvenarias de vedação. Os painéis de alvenaria são representados através de elementos de barra com suas larguras equivalentes, calculadas com base no FEMA (Federal Emegency Management Agency) 356. Os elementos estruturais como pilares e vigas são modelados através de elementos de barras, e as lajes consideradas como diafragma rígido. No fim, o autor verifica que os painéis de alvenaria grande contribuição para o enrijecimento da apresentam estrutura, reduzindo consideravelmente os deslocamentos horizontais.

Espezua (2009) emprega um método simplificado de análise elástica baseado na técnica do meio contínuo para edifícios altos submetidos a terremotos e formados por painéis-paredes, pórticos e núcleos de seção aberta de parede delgada. A utilidade e a aproximação do método são analisadas mediante exemplos numéricos elaborados no programa SAP 2000. As lajes foram consideradas como rígidas em seu próprio plano. O principal objetivo da pesquisa é a realização de um estudo da resposta sísmica de um edifício para registros de terremotos já conhecidos. Segundo o autor, os resultados das modelagens realizadas em três exemplos de aplicação mostram boa proximidade entre o método utilizado e o método dos elementos finitos.

Araújo (2010) determina os valores nominais para a rigidez de vigas, pilares e paredes estruturais, necessários para a análise estrutural, tendo em vista a obtenção do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z . Ele demonstra a correlação direta que existe entre esses dois coeficientes, bem como a origem dos valores limites de α constantes na ABNT NBR 6118:2014. Por fim, são propostas novas expressões para esses valores limites, levando-se em conta o número de andares do edifício.

Moncayo (2011) avalia os efeitos de segunda ordem em edifícios por meio dos coeficientes γ_z e *FAVt*, este último desenvolvido pela TQS, e por meio do processo P-Delta. Este autor

mostra como o processo P-Delta funciona e como o sistema computacional CAD/TQS o considera. Analisa também os esforços de segunda ordem calculados a partir dos de primeira ordem multiplicados por $0.95\gamma_z$. Em relação à avaliação da estabilidade global, são comparados os resultados obtidos com os parâmetros γ_z , α , FAVt e RM2M1, este último gerado a partir do processo P-Delta. Os resultados formam subsídios para que os novos engenheiros tenham condições de atuar com base conceitual bem fundamentada, tanto na escolha do método quanto na análise dos resultados referentes à análise dos efeitos de segunda ordem.

Lins (2013) desenvolve processos analíticos e programas computacionais para avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado com base na garantia da estabilidade global. Em relação à avaliação da estabilidade global, são propostas duas expressões. A primeira relaciona-se à expressão do limite do parâmetro de estabilidade α aplicada aos pórticos planos em concreto pré-moldado. A segunda expressão tem o objetivo de determinar o deslocamento horizontal no topo de pórticos planos em concreto pré-moldado. No trabalho ainda é apresentado o Programa de Avaliação da Estabilidade Global e Pré-dimensionamento de Pórticos Planos em Concreto Pré-moldado, denominado PRE-MOLDIM. Esse programa é constituído por quatro módulos. A aplicação dos processos analíticos e programas computacionais nos exemplos, comprovam, de forma satisfatória, o desempenho de suas funções. Os valores obtidos pela expressão alternativa do limite do parâmetro de estabilidade α são compatíveis com o limite do coeficiente γ_z . Os pilares prédimensionados pelos processos analíticos conseguem garantir de forma satisfatória a estabilidade global dos pórticos planos em concreto pré-moldado.

Lacerda *et al.* (2014) apresenta um estudo sobre a estabilidade global de estruturas em concreto armado, onde, para a determinação dos efeitos globais de segunda ordem, é considerada a não linearidade física e a não linearidade geométrica. Este autor faz uso de dois parâmetros de estabilidade: o parâmetro α e o coeficiente γ_z. Em um exemplo apresentado, utiliza o *software* EBERICK V. 6, da empresa AltoQI, para realização das análises numéricas. Além disso, utiliza o método analítico de pórticos associados com o auxílio do *software* FTOOL Versão 2008 da PUC-Rio, realizando uma comparação entre os resultados numéricos e analíticos. É feita uma discussão sobre a influência dos efeitos de segunda ordem na estabilidade global de estruturas. Os resultados apresentados reforçam a importância da análise de estabilidade global de estruturas considerando os núcleos rígidos em edifícios de concreto armado.

2.1.2 No exterior

Beck e König (1966) idealizam o parâmetro α como uma grandeza capaz de avaliar a sensibilidade da estrutura em relação aos efeitos da não linearidade geométrica. O modelo proposto considera um pilar engastado na base, submetido a uma carga vertical distribuída ao longo de toda a sua altura, supondo-se para o mesmo um comportamento elástico-linear. Segundo essa teoria, valores de α superiores a 0,6 indicam a necessidade da consideração da não linearidade geométrica. Posteriormente, este conceito é estendido por Franco (1985) para o caso de edifícios altos, associando um edifício alto a uma coluna engastada na base com os pavimentos conferindo às cargas verticais o caráter de carregamento uniformemente distribuído.

Hage (1974) estuda os efeitos dos momentos produzidos pelo efeito P-delta em estruturas de concreto armado. Este autor propõe um modelo computacional para análise de segunda ordem das estruturas de concreto. Os resultados da análise computacional são comparados a diversas outras análises realizadas por diversos métodos de análise de segunda ordem. O método proposto mostrou-se possível de ser aplicado, apresentando também algumas limitações amplamente discutidas.

Armisen (1985) faz uma revisão das diversas tipologias de estrutura de edifícios altos usadas para resistir aos esforços de vento e sismo. Essas tipologias correspondem a uma estrutura aporticada, uma estrutura laminar, entre outras. É realizada uma análise da forma como cada uma dessas estruturas resisti aos esforços através de exemplos reais de edifícios construídos. A conclusão propõe a utilização de determinadas tipologias em função da altura da edificação, tendo em vista parâmetros como a presença do núcleo resistente, aspectos da fachada, entre outros.

Na década de 1990, a maioria das pesquisas concluídas sobre edifícios altos eram apresentadas sobre a forma de artigos em jornais de pesquisa e em cadernos técnicos. Esse fato motivou os autores Smith e Coull, no ano de 1991, a agrupar alguns itens sobre o assunto e disseminá-los para os profissionais de engenharia estrutural. Para isto, são apresentados os resultados de 25 anos de pesquisa dos dois autores, revelando os métodos de análise apropriados para atender às novas formas estruturais. A maior parte do trabalho concentra-se em abordagens fundamentais para a análise do comportamento de diferentes formas de estruturas de edifícios altos, incluindo pórticos, paredes de cisalhamento, estruturas tubulares, estruturas com núcleo rígido, e sistemas de travamento com treliças passantes (*outriggers*).

Fischinger et al. (1992) desenvolve um método relativamente simples para a análise sísmica

não linear de edifícios. O método N2 é estendido para incluir o cálculo da demanda sísmica expressa em termos de energia hiperestática dissipada. Com base nos resultados desse método prolongado, o comportamento estrutural pôde ser estimado. Um edifício de sete andares é utilizado como um exemplo de teste. Alguns resultados parciais obtidos usando o método N2 estendido são comparados com os resultados obtidos pela análise dinâmica não linear de um modelo matemático tipo MDOF. A comparação com resultados de outros autores indica razoável precisão.

Taranath (1998) escreve um livro sobre estruturas de edifícios altos de aço e materiais compósitos. Os dois primeiros capítulos (capítulos 1 e 2) discorrem sobre estruturas resistindo a cargas laterais. Os próximos dois capítulos, 3 e 4, relatam sistemas de cargas gravitacionais do aço e materiais compósitos. Os próximos cinco capítulos (capítulos 5 a 9) discorrem sobre a evolução de conceitos complexos tais como a determinação da resposta do edifício à carga de vento, o comportamento cíclico inelástico de edifícios durante terremotos, a reabilitação sísmica e as técnicas de análise preliminar. O capítulo final (Capítulo 10) lida com a fase não automatizada do projeto desses edifícios.

Mendis *et al.* (2007) fornece um esboço de projetos avançados considerando a carga de vento, no contexto do *Australian* Código de vento, e ilustra os benefícios excepcionais sobre o uso das abordagens simplificadas. Este autor enfatiza os potenciais benefícios dos testes em túnel de vento, no intuito de avaliar os efeitos da carga de vento em edifícios altos.

Pomba (2007) avalia o comportamento sísmico de edificios de pequeno porte com a tipologia de laje de concreto e paredes de alvenaria ou de estruturas de concreto e lajes de vigotas pré-fabricadas e pré-tensionadas. Este autor defini uma metodologia para a reabilitação e avaliação da segurança da tipologia dos edificios em questão, de acordo com o regulamento de estruturas de edificios em zonas sísmicas, Eurocódigo 8, apresentando possíveis técnicas de reforço. Estuda ainda a eficácia da implementação de solução de reforço estrutural num edificio, verificando o critério de segurança de acordo com o Eurocódigo 8. Por fim, o autor efetua um estudo comparativo das diferentes soluções desenvolvidas em termos do comportamento sísmico e dos custos diretos e funcionais inerentes a cada solução de reforço. De maneira geral, conclui-se que a vulnerabilidade sísmica da tipologia de edificio abordada, estrutura mista de alvenaria e concreto, é relativamente elevada.

Rizk (2010) busca resumir a experiência obtida no desenvolvimento de projetos estruturais de edifícios altos adquirida pela equipe de desenho estrutural do Departamento de Engenharia de Estruturas em Dar Al-Handasah nos últimos 12 anos anteriores ao ano de 2010. Os projetos de edifícios altos desenhados pelo departamento são descritos comparando seus aspectos

estáticos e dinâmicos com alguns dos edifícios mais altos do mundo. É estabelecida uma relação entre o volume necessário de concreto armado e a altura de cada torre, sendo também proposto um método para estimar o custo total aproximado de construção. A carga lateral dos sistemas resistentes, a vibração sob cargas de vento, o conforto humano e o encurtamento de elementos verticais a longo prazo, são discutidos junto a outros assuntos. As lições aprendidas e recomendações para futuros projetos são dadas no decorrer do texto.

Bertalot (2011), estuda o efeito de liquefação de solos granulares na ocorrência de terremotos. O autor busca relacionar os efeitos durante e após a liquefação com danos estruturais causados as estruturas sobrejacentes. O trabalho descreve um importante campo de observações experimentais sobre o comportamento dos edifícios com fundações superficiais em solo liquefeito. O efeito da liquefação é relacionado a grandes perdas econômicas observadas durante terremotos ocorridos no Chile e na Nova Zelândia.

Pereira (2011) analisa alguns dos problemas associados aos edifícios altos na fase de projeto. Além de compilar um conjunto de informações e conhecimentos científicos sobre a área abordada, descreve algumas soluções de sistemas estruturais possíveis de idealizar para edifícios altos. Tendo por base um projeto de estruturas de um edifício com 25 pisos, localizado em Luanda, capital de Angola, analisa de forma estática e dinâmica o seu comportamento quando solicitado fundamentalmente pelas ações do vento e dos sismos. Os resultados obtidos permitem avaliar o bom comportamento da estrutura no que diz respeito ao cumprimento dos estados limites últimos e de serviço. A conclusão é de que o sistema estrutural adotado no modelo em estudo se encontra bem dimensionado relativamente ao colapso e à limitação de danos.

Cazarín *et al.* (2014) busca proporcionar elementos qualitativos e quantitativos, que permitam discutir a possibilidade de construir edifícios altos em alvenaria, confinados em áreas sísmicas como a Cidade do México. Para este efeito, um edifício-hotel de 10 andares é concebido. São realizadas uma série de análises estáticas não lineares para estabelecer propriedades estruturais globais do edifício, bem como uma análise dinâmica não linear para definir o seu desempenho sísmico. A partir dos resultados apresentados concluiu-se que é possível construir edifícios elevados de alvenaria em áreas sísmicas. São identificadas algumas das ações a serem tomadas a curto prazo para fazer isso possível.

Galaz e Gilmore (2014) apresentam uma metodologia para o dimensionamento preliminar de um sistema sismo-resistente composto por quadros de aço. A metodologia se aplica ao caso de edifícios altos. O dimensionamento preliminar dos membros estruturais, diagonais e colunas, conta com quatro diferentes versões de um sistema de contraventamento para um edifício de 24

andares. A partir da avaliação das características dinâmicas das diferentes versões do sistema de contraventamento, conclui-se que o uso da metodologia proposta produz um adequado dimensionamento, em termos de rigidez lateral, durante o projeto preliminar de edifícios altos de aço.

Martínez et al. (2015) verifica os danos em larga escala ocorridos em edifícios de concreto durante um terremoto ocorrido na região de Lorca, na Espanha, no ano de 2011. A medição dos danos é realizada pelo método FAST, que consiste em um procedimento simplificado para estimar em grande escala a vulnerabilidade dos edifícios de concreto. O autor considera a contribuição estrutural das paredes divisórias em termos de resistência e rigidez. Os resultados obtidos permitem concluir que essa contribuição, dispensada pelas normas de sismo em seu país, é de extrema relevância na diminuição dos danos e colapsos estruturais dos edifícios da região afetada pelo sismo.

2.2 Sismologia

A Sismologia é o ramo da Geofísica que estuda os terremotos (ou sismos), suas causas, efeitos, etc. A Sismologia também estuda a relação entre a propagação das ondas provenientes das vibrações emitidas pelo terremoto e a estrutura da Terra.

Um sismo é basicamente a ocorrência de uma fratura a uma certa profundidade, que origina ondas elásticas que se propagam por toda a Terra. Os movimentos de massas magmáticas relacionados com os fenômenos de vulcanismo, os desabamentos em grutas e cavernas, bem como o desprendimento de massas rochosas nas encostas das montanhas são, além dos movimentos tectônicos, as mais expressivas causas naturais dos sismos.

Um outro conceito busca explicar esse evento como um fenômeno de vibração abrupta da superfície da Terra resultante do deslocamento subterrâneo de blocos rochosos, da atividade vulcânica ou do movimento de gases no interior da Terra, ocorrendo próximos à junção das placas tectônicas ou, por vezes, em falhas geológicas do local (LIMA *et al.*, 2008).

As palavras sismo e terremoto são sinônimas, sendo que normalmente reserva-se o uso da palavra "terremoto" para a classificação de grandes sismos, e para os pequenos costuma-se usar o termo "abalo sísmico" ou "tremor de terra".

2.2.1 Teoria das placas tectônicas

Nosso planeta, desde sua formação, vem passando por mudanças em sua geomorfologia. A teoria tectônica de placas globaliza o estudo e a compreensão das chamadas geociências, desde a paleontologia, estudo de fósseis, até a sismologia, estudo dos sismos. A partir dessa teoria foi possível demonstrar que a superfície terrestre era, na verdade, formada por uma camada mais superficial feita de rochas rígidas, a litosfera, que está fragmentada em placas de variadas dimensões.

Segundo Sial e McReath (1984), a imagem da Terra estática, composta de crosta, manto e núcleo, foi modificada radicalmente com o advento da teoria da tectônica de placas. Nessa teoria, a parte externa da Terra divide-se num certo número de segmentos litosféricos, compreendendo a crosta (Oceânica ou Continental) e o Manto Superior, até o limite superior da astenosfera, ou zona de baixa velocidade. Essas placas, com uma espessura de 100 km aproximadamente, movimentam-se lateralmente ao deslizarem sobre a astenosfera. Na Figura 1 é demonstrada a distribuição das placas litosféricas rígidas na superfície da Terra.

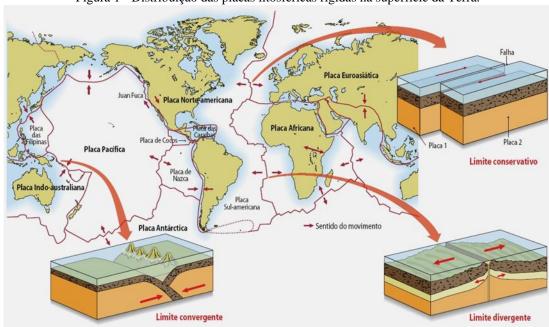


Figura 1 - Distribuição das placas litosféricas rígidas na superfície da Terra.

Fonte: Teixeira et al. (2008).

Segundo Scawthorn e Chen (2003), o deslocamento das placas, da ordem de centímetros por ano, é condicionado pelo fluxo do material aquecido do manto, em virtude de correntes de convecção tridimensionais, através de suas componentes horizontais. Alternativamente, existe a ideia de que o principal mecanismo que movimenta as placas é a força da gravidade, forçando

suas partes mais frias (e relativamente mais densas) para o interior do manto quente. Dessa maneira, pode-se assumir que o deslocamento das placas é ditado fundamentalmente pelo fluxo do calor interno e pela gravidade.

As placas possuem dimensões variáveis e as maiores têm área superior a 10 milhões de km². Em termos de constituição, podem ser mistas (contendo crosta continental e oceânica), como as placas Sul-Americana, Africana e Norte-Americana, ou de um único tipo, seja de natureza continental ou oceânica.

Nas regiões de encontro entre essas placas, é onde os sismos ocorrem com maior frequência e com maior magnitude. Três tipos básicos de limites de placas podem ser observados na Figura 1, sendo individualizados conforme as características de seus movimentos. São eles:

- a) Limites divergentes: as placas se afastam mutuamente e uma nova litosfera (oceânica) é formada, aumentando lateralmente sua dimensão;
- b) Limites convergentes: as placas colidem entre si, ocorrendo processos de encurtamento crustal e reciclagem (a dimensão das placas diminui, tanto por dobramento e formação de montanhas como por retorno ao manto);
- c) Limites conservativos: as placas interagem por deslizamento lateral horizontal, sem haver construção da litosfera;

Há também alguns casos em que as fronteiras de placas não se enquadram bem em nenhum dos três tipos mostrados, sendo comumente designadas por fronteiras complexas. É o que se verifica na região Mediterrânico-Alpina correspondente à fronteira entre as placas Euroasiática e Africana.

Conforme já mencionado, nas bordas das placas é onde se concentram o vulcanismo e os terremotos com maior intensidade. Sendo assim, os focos de terremoto delineiam as bordas das placas rígidas, servindo de parâmetro de estudo de seu movimento. As regiões intraplacas, no entanto, apresentam tipicamente baixa sismicidade.

Há de se ressaltar que as partes internas das placas não são totalmente assísmicas. Citando como exemplo o Brasil que se encontra em posição central na placa Sul-Americana e é frequentemente atingido por sismos de pequena magnitude. A ocorrência de terremotos no território brasileiro está ligada aos desgastes na placa tectônica sobre a qual este se encontra. São pequenas falhas geológicas, causadoras de abalos sísmicos, que proporcionam terremotos de pequena e média magnitude; alguns deles considerados imperceptíveis na superfície terrestre.

Essas regiões intraplacas possuem falhas geológicas tanto devido ao desgaste natural das placas, quanto aos reflexos de outros sismos de grande magnitude ocorridos em regiões

próximas. Esses sismos mais intensos geram certa atividade sísmica, os chamados "sismos intraplacas", nessas regiões consideradas passivas. Isso ocorre porque as falhas geológicas, por se constituírem como zonas frágeis, servem como válvula de escape de tensões acumuladas na crosta terrestre, decorrentes do contato entre as placas tectônicas rígidas. Esses eventos sísmicos são responsáveis por mais de 1% de toda energia sísmica liberada no mundo, podendo ser bastante danosos.

2.2.2 Ondas sísmicas

Uma onda sísmica é uma onda que se propaga através da Terra, geralmente como consequência de um sismo. Estas ondas são estudadas pelos sismólogos e medidas por sismógrafos, sismômetros ou geofones.

As ondas sísmicas podem ser classificadas em dois tipos principais: ondas volumétricas e ondas superficiais. Para melhor conceituar esses tipos de ondas, faz-se necessário a introdução de alguns conceitos inerentes ao estudo dos sismos:

- Foco ou Hipocentro: ponto a partir do qual emanam as ondas sísmicas;
- Epicentro: projeção do hipocentro na superfície da terra;
- Distância Focal: distância entre o epicentro e o hipocentro.

Primeiramente, há de se descrever aquelas ondas originadas no hipocentro que se propagam no interior da terra, designadas como ondas interiores, volumétricas ou profundas. Elas são divididas em dois subtipos: ondas primárias, longitudinais, de compressão ou simplesmente ondas "P", e ondas transversais, de cisalhamento ou simplesmente ondas "S".

O segundo tipo além das ondas volumétricas, refere-se as ondas geradas após a chegada das ondas interiores à superfície terrestre, sendo conhecidas como ondas superficiais, sendo subdivididas em ondas "Love" ou ondas "L" e ondas de "Rayleigh" ou ondas "R".

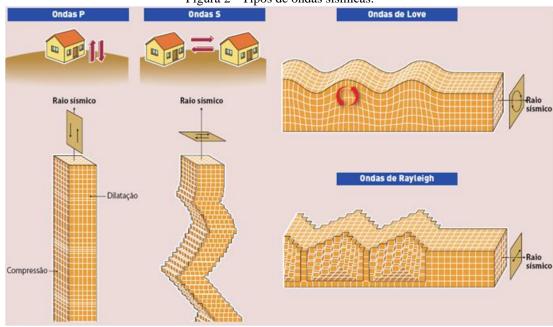


Figura 2 - Tipos de ondas sísmicas.

Fonte: http://geografiaetal.com.br/.

2.2.2.1 Ondas volumétricas

Tipo de onda que se propaga num espaço tridimensional a partir de uma fonte pontual, onde sua amplitude decresce com o inverso da distância à fonte.

Ondas P são ondas compressivas, desse modo, correspondem a um movimento vibratório onde as partículas oscilam de frente para trás, de maneira similar ao movimento de uma mola. A direção do deslocamento das partículas é paralela a direção da propagação da onda (Figura 2). São as ondas que mais rapidamente atingem a superfície do solo e, por este motivo, recebem o nome de ondas primárias. Podem se propagar por todos os estados da matéria (sólido, líquido e gasoso), havendo, no entanto, uma variação na velocidade de propagação da onda quando esta passa de um meio para outro.

Na ocorrência de ondas P, verifica-se alternadamente uma compressão seguida de um alongamento com amplitudes e períodos baixos, impondo aos corpos sólidos elásticos alterações de volume (contudo não há alterações na forma). No ar, essas ondas de pressão tomam a forma de ondas sonoras e propagam-se à velocidade do som. A velocidade de propagação deste tipo de onda varia com o meio em que se propaga, sendo típicos valores de 330 m/s no ar, 1450 m/s na água e 5000 m/s no granito.

Já as ondas S são tidas como ondas de corte, devido ao fato de que as partículas que transmitem a onda oscilam perpendicularmente a sua direção de propagação (Figura 2). A passagem da onda transversal faz com que os planos verticais do meio se movam para cima e

para baixo. A velocidade de propagação deste tipo de onda é menor que a velocidade das ondas P sendo, por este motivo, denominadas como ondas secundárias. Além disso, as ondas S só se propagam em meios sólidos, uma vez que os fluidos (gases e líquidos) não suportam forças de cisalhamento.

Essas ondas são mais lentas que as P, com velocidades de propagação entre 2000 e 5000 m/s. A sua velocidade de propagação é cerca de 60% daquela das ondas P, para um dado material. A amplitude destas ondas é várias vezes maior que a das ondas P.

2.2.2.2 Ondas superficiais

A chegada das ondas volumétricas à superfície é um fator primordial para o surgimento das ondas superficiais. São estas ondas que geralmente provocam danos sísmicos de maior intensidade. Basicamente estas ondas são geradas por uma perturbação exercida em uma superfície livre e que por ela se propaga.

As chamadas ondas Love (L) geram um movimento processado apenas no plano horizontal, em um ângulo reto, perpendicular à direção de propagação da onda (Figura 2). São ondas de torção.

As ondas Rayleigh, ou simplesmente ondas R, são na verdade ondas formadas em um plano vertical, podendo ser visualizada como uma combinação de vibrações do tipo P e S. O movimento das partículas não está restrito apenas à superfície livre do meio, como ocorre com as ondas do mar, ou seja, as partículas mais abaixo da superfície também sofrem influência pela passagem da onda, porém com uma amplitude do movimento decrescendo exponencialmente com o aumento da profundidade (Figura 2).

2.2.3 Parâmetros sísmicos

Os parâmetros de magnitude e de intensidade sísmicas são bastante relevantes na determinação do impacto causado pelo evento sísmico. Apesar desse uso em comum, esses dois parâmetros têm conceitos bastante distintos. De maneira resumida, pode-se afirmar que a magnitude é uma grandeza quantitativa que está relacionada com a energia liberada durante o sismo, não apresentando variação com a distância ao epicentro. Já a intensidade é uma grandeza qualitativa que está relacionada com o modo no qual a vibração do solo é sentida e com os danos produzidos pelo sismo, sendo o seu valor variável de acordo com a localização.

2.2.3.1 Magnitude sísmica

A magnitude sísmica indica a quantidade de energia liberada por um evento sísmico. Quanto maior a energia intrínseca liberada por um sismo, maior é a amplitude de vibração das partículas do solo. Essa amplitude varia também com a distância da chamada zona focal, tida como a distância entre o epicentro e a estação de medição sísmica.

As medidas de magnitude são obtidas por meio da análise de sismogramas em medições precisas da amplitude das ondas sísmicas. Para sismos que liberem quantidades de energias aproximadas, a profundidade do hipocentro vai condicionar fortemente a leitura do sismograma.

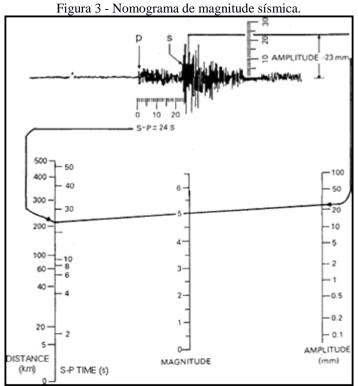
A escala de magnitudes foi desenvolvida por Richter, em 1935. Foi ele quem primeiro percebeu que as ondas sísmicas radiadas poderiam fornecer uma boa estimativa da energia liberada no evento, ou seja, da magnitude.

A magnitude é expressa numa escala logarítmica. Charles F. Richter e Beno Gutenberg estabeleceram também a seguinte relação (Equação 1) entre a magnitude (M) e a energia sísmica (ES):

$$\log 10ES = 11.8 + 1.5M \tag{1}$$

Porém, a energia ES (em *ergs*) não corresponde à energia total intrínseca do sismo, mas apenas a parcela emitida pelo sismo na forma de ondas sísmicas, ou seja, uma fração da energia total transferida durante o processo sísmico.

As escalas do diagrama da Figura 3 formam um nomograma, ou ábaco, que permite estimar a magnitude de um sismo em função da amplitude e da distância focal.



Fonte: http://geografiaetal.com.br/.

2.2.3.2 Intensidade sísmica

Diferentemente da magnitude sísmica que exibe um valor único, a intensidade sísmica tem seus efeitos atrelados a fatores como, por exemplo, a distância à zona epicentral, a qualidade das construções e as características geológicas do local, entre outros.

Ocorrido um evento sísmico intenso o suficiente para que danos possam ser registrados, o procedimento padrão prevê a aplicação de um questionário às populações afetadas afim de registrar informações para determinar a sua intensidade. As intensidades são classificadas em numeração romana de acordo com a escala proposta por Giuseppi Mercalli que será explicitada posteriormente em item específico.

As intensidades medidas serão representadas sob a forma de mapas onde são desenhadas isolinhas de intensidade, chamadas "isossistas", em um procedimento similar a confecção de mapas topográficos com linhas de nível.

2.2.3.3 Profundidade

Segundo DIAS (2016), os sismos podem ser classificados segundo sua profundidade como segue:

- Sismos pouco profundos, com profundidade focal inferior a 70 km. Essa classe tem maior representatividade no sistema de cristas oceânicas, onde os focos têm profundidades inferiores à 10-15 km, sendo responsáveis por cerca de 85% da energia anual liberada por sismos;
- Sismos intermediários, com profundidade focal entre 70 e 300 km, sendo responsáveis por cerca de 12% da energia sísmica global anual;
- Sismos profundos, com hipocentros localizados a profundidades superiores a 300 km, que libertam anualmente apenas cerca de 3% da energia sísmica global. Eles ocorrem apenas no arco circum-Pacífico e na zona mediterrânica transasiática acompanhando o processo de subducção.

2.2.4 Medição sísmica

O sismógrafo é um aparelho que permite converter os movimentos de vibração do solo em um registro possível de visualização. Mesmo sismos de pequena magnitude podem ser registrados por este aparelho que consiste num sensor que detecta e amplifica os movimentos do solo, produzindo um registro visível do movimento, chamado sismograma.

Os sismógrafos são desenhados para reagir ao movimento do solo numa dada direção. Dependendo do desenho, eles podem responder a movimentos verticais ou horizontais. A maioria das concepções foca em variações da aplicação de pêndulos simples (DIAS, 2016). Os sismógrafos modernos convertem o sinal elétrico num sinal digital, o qual é registado em suporte magnético.

2.2.4.1 Equipamentos de medição

Como já mencionado, os movimentos do solo, provocados pelas ondas sísmicas, podem ser registrados em aparelhos denominados sismógrafos, dando origem ao sismograma. Os sismógrafos registam o movimento de uma base indeformável, solidária com o solo, relativamente ao movimento de uma massa de grande inércia que constitui um pêndulo. Este movimento depende da vibração do solo e da vibração do próprio pêndulo.

Uma estação sismográfica deve ter três sismógrafos diferentes: um sensível às vibrações norte-sul, outro às leste-oeste, e um terceiro às vibrações verticais. Com os dados registrados por estes equipamentos é possível determinar a distância e direção do epicentro, bem como a magnitude e o tipo de falha que originou o sismo. Atualmente utilizam-se redes sismográficas

que ligam várias estações, o que permite determinar com maior precisão a localização do epicentro e do hipocentro, bem como produzir melhores estimativas de outros parâmetros (DIAS, 2016).

Figura 4 - Sismograma registrado em um sismógrafo.

Fonte: NESDE (2016).

2.2.4.2 Sismograma

O sismograma nada mais é do que uma representação visual dos movimentos do solo, produzido pela conversão do sinal do sismógrafo em um registro temporal do evento sísmico.

O sismograma de um evento sísmico representa os inúmeros sinais de ondas sísmicas que viajaram por distintos percursos entre a fonte e o receptor. Esse fato costuma tornar sua interpretação bastante complexa, exigindo certa experiência do profissional responsável. Cada conjunto de ondas que é registrado no sismograma é designado pelo termo "fase". Na Figura 4 é apresentado um exemplo de um evento sísmico expresso em um sismograma.

As fases detectadas nos sismogramas dependem do tipo de sensor utilizado e da orientação destes quanto a direção de chegada das ondas sísmicas (DIAS, 2016). Quanto a orientação distingue-se os sismômetros de componente vertical e os de componente horizontal. Por exemplo, um sismômetro de componente vertical pode detectar ondas tipo P, S verticais e R, mas não as ondas S horizontais e L; enquanto que um sismômetro de componente horizontal pode detectar as fases P, S horizontais, R e L.

Devido à velocidade, as ondas P são as primeiras a serem registradas no sismograma. Assim, a primeira fase de um sismograma corresponde à chegada deste tipo de onda. A próxima fase está relacionada com as ondas S, que normalmente têm uma amplitude superior às ondas

P. Posteriormente são demarcadas as perturbações associadas com as ondas superficiais, ondas com comprimento de onda muito superior as anteriores, caracterizadas por apresentar amplitudes mais elevadas que as ondas volumétricas. Entre as ondas superficiais, as ondas tipo Love (L) deslocam-se com praticamente a mesma velocidade das ondas S e por isso chegam mais rapidamente que as ondas de Rayleigh (R).

Pode-se determinar a localização exata de um sismo através do registro visual ou do sismograma de três estações sismográficas, tomadas em planta, que registraram o mesmo evento sísmico. A técnica de triangulação de sismos, como é usualmente conhecida, prevê a confecção de arcos de circunferências centrados nessas estações, tomando-se o raio como a distância epicentral. A distância epicentral é a distância entre uma estação sísmica e o epicentro do sismo. A interseção dos arcos circulares traçados indica o local do epicentro do sismo esquematizado na Figura 5. A técnica apresenta alguma imprecisão derivada de fatores como a profundidade em que o sismo possa ocorrer, erros observacionais, entre outros.

O epicentro se localiza na intersecção dos círculos

C

Fonte: NESDE (2016).

Figura 5 - Técnica de triangulação de sismos.

2.2.4.3 Escalas de medição sísmica

Cada evento sísmico tem uma magnitude única que corresponde a maior amplitude de onda registrada no sismograma. No entanto, há de se mencionar que eventos de mesma magnitude não necessariamente virão a produzir efeitos semelhantes. Os danos variam também com a distância da zona epicentral, a qualidade das construções, as características geológicas do local, entre outros fatores. Após a ocorrência de um evento sísmico, os danos registrados são medidos e os dados coletados são utilizados para determinar a intensidade sentida em cada local.

2.2.4.3.1 Escala de Mercalli

A escala de Mercalli foi proposta por Giuseppe Mercalli no final do século XIX, sendo posteriormente modificada e adaptada. Dividida em graus de I a XII em numeração romana, essa escala relaciona seus graus, de uma forma diretamente proporcional, à intensidade do sismo.

Esta escala baseia-se na avaliação dos efeitos e danos nas estruturas. Tem apenas importância qualitativa, servindo para uma avaliação apenas subjetiva, uma vez que só leva em conta a observação humana. Como exemplo, imagina-se o seu uso em uma situação na qual um sismo de mesma energia ocorre num deserto, onde os danos são nulos, e também numa cidade onde existem muitas construções e os danos vão ser maiores. Nessa situação, essa escala apontaria intensidades diferentes para um sismo de mesma energia ou magnitude. A escala de Mercalli está apresentada no Quadro 1:

Quadro 1 - Escala de Mercalli.

Quius 1 Esculu de l'Iteration						
Grau	Designação					
I	Imperceptível					
II	Muito Fraco					
III	Fraco					
IV	Moderado					
V	Forte					
VI	Bastante forte					
VII	Muito Forte					
VIII	Ruinoso					
IX	Desastroso					
X	Destruidor					
XI	Catastrófico					
XII	Danos quase totais					

Fonte: Do autor (2016).

2.2.4.3.2 Escala de Richter

A escala Richter, também conhecida como escala de magnitude local, é uma escala logarítmica arbitrária, de base 10, utilizada para quantificar a magnitude de um sismo. A escala foi construída calculando o logaritmo da amplitude horizontal combinada (amplitude sísmica) do maior deslocamento a partir do zero, num tipo particular de sismógrafo de torção, o

sismógrafo de Wood-Anderson. O nome da escala é uma homenagem ao seu criador, o sismólogo norte-americano Charles Francis Richter.

A escala de Richter é uma escala aberta, ou seja, não tem um fim. Por exemplo, a escala de Richter, até o momento, tem um máximo de magnitude igual a 10. Na Figura 6 é apresentada essa escala:

Figura 6 - Escala de Richter. Entre 6,1 e 6,9 De 3,5 a 5,4 Maior que 8,0 Muitas vezes não é Pode causar danos Muito forte, causa sentido, mas pode graves em regiões destruição total no causar pequenos danos com muitas pessoas local atingido (2) (3) (5) 7 4 6) 8 De 7,0 a 7,9 De 5,5 a 6,0 Menor que 3,5 Ocasiona peque-Tremor de grandes Geralmente não é sentido, nos danos em proporções, danos graves mas pode ser registrado construções

Fonte: http://geografiaetal.com.br/.

2.2.4.3.3 Correspondência entre a escala de Richter e de Mercalli

Na Figura 7 esses dois tipos de escala são relacionados, trazendo informações sobre os possíveis efeitos dos sismos de diversas magnitudes.

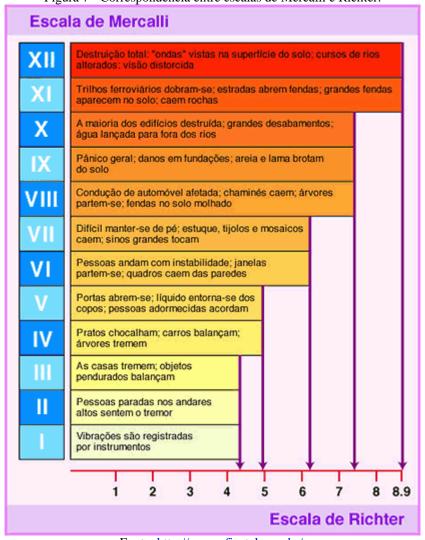


Figura 7 - Correspondência entre escalas de Mercalli e Richter.

Fonte: http://geografiaetal.com.br/.

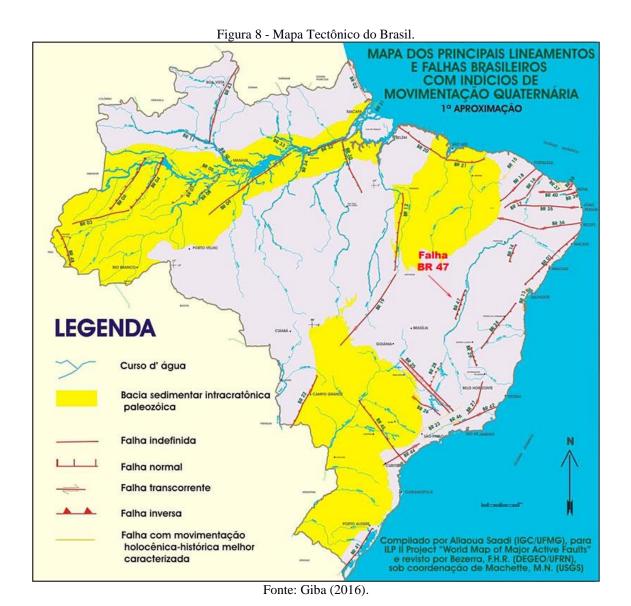
2.2.5 Eventos sísmicos no Brasil

Segundo Santos, Lima e Arai (2012), a América do Sul possui regiões com diferentes graus de sismicidade. A fronteira ocidental do continente, região próxima a Cordilheira dos Andes, é uma das regiões mais sismicamente ativas do mundo; que corresponde à confluência das placas da América do Sul e de Nazca. A atividade sísmica diminui na direção sudeste da América, no sentido do centro de uma região intraplaca estável onde se encontra o território brasileiro.

Sendo assim, o Brasil está situado em uma região considerada passiva, longe de qualquer grande falha, no interior da placa Sul-Americana. O seu território não se apresenta sujeito a grandes terremotos, não estando, no entanto, livre da atuação sísmica. Existem, em todo seu interior, falhas geológicas capazes de produzir sismos, cuja magnitude já se mostrou capaz de induzir grandes danos na área atingida. Como exemplo têm-se o município de João Câmara, no

estado do Rio Grande do Norte, que foi atingido por uma série de terremotos na década de 1980. O mais grave deles ocorreu no dia 30 de novembro de 1986, quando a cidade tremeu com um abalo sísmico de 5,1 graus na escala Richter, provocando a destruição de 4 mil imóveis segundo dados da Defesa Civil local.

Há registros de terremotos no Brasil desde o início do século XX. Esses registros foram utilizados na confecção do "Mapa Tectônico do Brasil", documento que apresenta a existência de 48 falhas geológicas associadas à ocorrência sísmica no país (Figura 8).



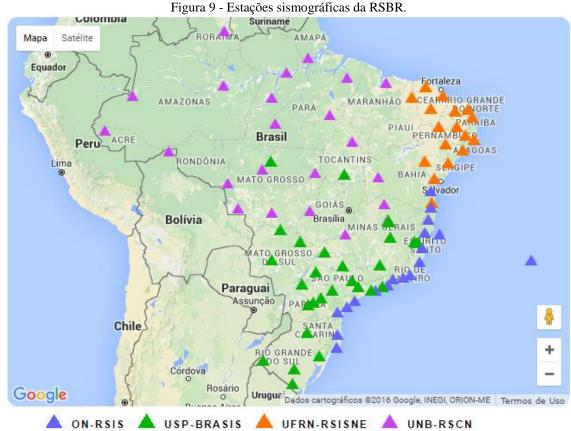
2.2.5.1 Rede sismográfica brasileira (RSBR)

O estudo da sismicidade no Brasil, com base científica, começou na década de 1970. Desde esta década, dados de eventos sísmicos ocorridos começaram a ser coletados a partir de uma

importante rede sismológica que foi implantada e que, no momento encontra-se em operação contínua (SANTOS e LIMA, 2006).

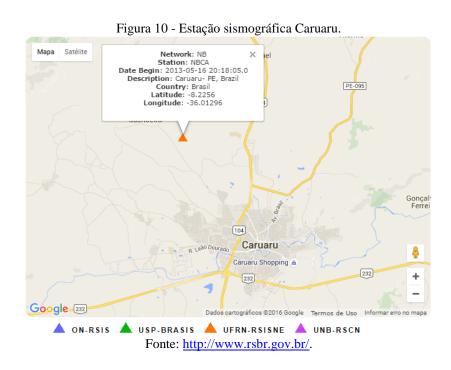
A Rede Sismográfica Brasileira (RSBR) conta com a instalação, a operação e a transmissão de dados em tempo real de cerca de 80 estações sismográficas distribuídas por todo o território nacional. O objetivo da RSBR é monitorar a sismicidade do território nacional e gerar informações que deem suporte à investigação da estrutura interna da Terra através da implantação e manutenção de estações sismográficas permanentes.

A Rede Sismográfica Brasileira é constituída pela Rede Sismográfica do Sul e do Sudeste do Brasil - RSIS, sob a coordenação do MCTI – Ministério da Ciência, Tecnologia e Inovação; pela Rede Sismográfica do Nordeste do Brasil – RSISNE, sob a coordenação da Universidade Federal do Rio Grande do Norte; pela Rede Sismográfica Integrada do Brasil – BRASIS, sob a coordenação do Instituto de Astronomia, Geofísica e Ciências Atmosféricas da Universidade de São Paulo; e pela Rede Sismográfica do Centro e Norte do Brasil – RSCN, sob coordenação da Universidade de Brasília. Na Figura 9 é apresentada a localização e a distribuição das estações sismográficas atualmente em operação.



Fonte: http://www.rsbr.gov.br/.

Situado na região Nordeste, o município de Caruaru tem seus eventos sísmicos monitorados pela Rede Sismográfica do Nordeste do Brasil – RSISNE, sob a coordenação da Universidade Federal do Rio Grande do Norte – UFRN. O município conta com uma estação identificada com seu nome e instalada no seu território (Figura 10).



A RSBR mantém um sítio eletrônico (http://www.rsbr.gov.br/) onde é possível obter dados dos eventos sísmicos ocorridos no Brasil desde o ano de 1560 até os dias atuais.

2.2.5.2 Histórico no município de Caruaru

Historicamente, a região Nordeste é onde se registra a maior atividade sísmica no Brasil. As principais áreas sísmicas dessa região são o Recôncavo da Bahia, o Lineamento Pernambuco (denominada zona de cisalhamento Pernambuco-Leste), a borda da Bacia Potiguar e o noroeste do Ceará, sendo, essas três últimas, localizadas na Província Borborema (FERREIRA *et al.*, 2009).

Caruaru está situado sobre uma falha que percorre todo território pernambucano, a zona de cisalhamento Pernambuco-Leste, fato este, que pode ser a causa da atividade sísmica na cidade. Essa falha começa na capital Recife e entra pelo sertão, até o município de Arcoverde, numa extensão de 254 quilômetros. A "Capital do Forró", como é conhecida a cidade de

Caruaru, está no meio do caminho desta falha. Existem registros de sismos no município desde a década de 1920.

A Tabela 1 foi confeccionada extraindo do *site* (http://www.rsbr.gov.br/) os dados de eventos sísmicos ocorridos na cidade de Caruaru-PE. Tendo em vista a escassez, no banco de dados da RSBR, de informações atualizadas no período dos cinco últimos anos, realizou-se uma pesquisa complementar em outras fontes.

Tabela 1 - Eventos sísmicos na cidade de Caruaru.

Ano	Magnitude - Escala <i>Richter</i>	Ano	Magnitude - Escala <i>Richter</i>	Ano	Magnitude - Escala <i>Richter</i>
1924	3,0	14/11/1996	2,3	01/09/2002	2,40
19/01/1964	3,5	17/11/1999	3,0	21/01/2003	2,40
16/06/1964	3,5	01/05/2002	2,7	23/01/2003	2,10
21/01/1967	3,8	30/06/2002	3,8	17/06/2003	2,40
01/06/1983	2,5	14/07/2002	2,0	08/12/2003	2,40
16/12/1983	3,5	17/07/2002	2,5	03/02/2004	2,50
27/05/1984	2,1	27/07/2002	2,5	20/05/2006	4,00
23/10/1984	2,7	29/07/2002	2,9	22/03/2007	3,90
08/11/1984	3,8	06/08/2002	2,3	26/03/2007	3,40
24/03/1986	2,4	07/08/2002	2,5	25/11/2009	2,10
06/09/1991	2,0	08/08/2002	2,2	16/03/2011	2,00
13/09/1991	2,1	09/08/2002	2,2	17/03/2011	1,90
21/09/1991	2,5	10/08/2002	2,3	18/03/2012	2,10
05/02/1993	2,2	11/08/2002	2,4	29/03/2012	3,10
05/10/1993	2,1	15/08/2002	2,5	30/05/2012	2,50
06/10/1993	2,5	16/08/2002	2,8	03/02/2015	2,50
10/10/1993	3,3	23/08/2002	2,9	27/07/2015	3,30
10/09/1996	2,8	31/08/2002	2,3	23/02/2016	4,70

Fonte: Do autor (2016).

Os dados contidos na Tabela 1 revelam que os tremores no município de Caruaru atingiram recentemente um valor de 4,7 pontos na escala *Richter*. Os dados finais a partir da data de 29 de março de 2012 encontram-se destacados tendo em vista a sua origem diferenciada quanto aos demais. Esses dados não foram obtidos da RSBR e sim de registros contidos em jornais de grande circulação. Quanto a verificação da veracidade desses dados, o procedimento adotado pelo autor buscou comparar cada informação em mais de uma fonte, diminuindo fortemente o risco de essas serem falsas.

2.2.6 Norma brasileira de sismo - ABNT NBR 15421:2006

Os países sul-americanos situados na borda ocidental da América do Sul possuem normas sísmicas de projeto já há algumas décadas, sendo, no entanto, a norma sísmica brasileira somente muito recentemente publicada (SANTOS, LIMA e ARAI, 2012). A elaboração deste documento se alinhou à necessidade de que nossas normas estruturais continuem a evoluir no sentido de um maior reconhecimento internacional, vindo também responder a uma realidade tecnológica inconteste, que é a de que os efeitos sísmicos nas estruturas não podem ser desconsiderados no Brasil (SANTOS e LIMA, 2006).

A proposta da ABNT NBR 15421:2006 considerou que a maior parte do território brasileiro se encontra em uma região de baixa sismicidade, estando a parte restante em uma zona com potencial sísmico dito considerável. A formulação desta proposta de norma se baseou no tratamento estatístico e probabilístico dos dados sismológicos disponíveis na época.

2.2.6.1 Considerações gerais

Os valores característicos definidos na ABNT NBR 15421:2006 para ações sísmicas correspondem a um período de retorno (T_M) de 475 anos. Observa-se que em um período de 475 anos, um determinado evento sísmico tem 0,21% ($1/T_M$) de probabilidade de ser excedido em qualquer ano. O texto da norma também afirma que os valores a serem definidos como característicos nominais para as ações sísmicas, são aqueles que têm 10% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante um período de 50 anos.

Todas as estruturas devem ser projetadas e construídas para resistir aos efeitos das ações sísmicas conforme os requisitos estabelecidos na norma brasileira ABNT NBR 15421:2006. No projeto das estruturas deverão ser considerados os estados limites últimos conforme definido na ABNT NBR 8681:2003. Deverão também ser verificados estados limites de serviço caracterizados por deslocamentos excessivos, principalmente como parâmetro de limitação dos danos causados pelos sismos às edificações.

As cargas sísmicas, definidas por norma, consideram a capacidade de dissipação de energia no regime inelástico das estruturas, o que conduz aos requisitos específicos definidos para o projeto, o detalhamento e a construção. De acordo com o item 4.2.1.3 da ABNT NBR 8681:2003, as ações sísmicas serão consideradas como ações excepcionais. A ABNT NBR 8681:2003, estabelece também os coeficientes de ponderação a considerar para efeito das combinações últimas excepcionais de carga.

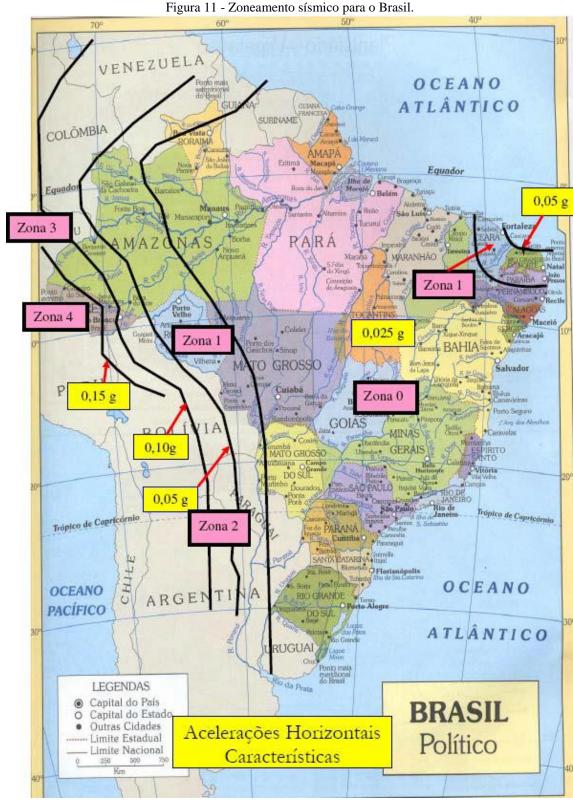
2.2.6.2 Zoneamento sísmico brasileiro

O item 6.1 da norma de sismo informa que para efeito das definições das ações sísmicas a serem consideradas no projeto, deve ser considerado o zoneamento sísmico proposto na Figura 11. Cinco zonas sísmicas são definidas nesta figura, considerando a variação de a_g , aceleração sísmica horizontal característica normalizada para terrenos da classe "B" (Rocha) nas faixas estabelecidas na Tabela 2.

Tabela 2 - Zonas sísmicas.

Zona sísmica	Valores de ag
Zona 0	ag = 0.025g
Zona 1	$0.025g \le ag \le 0.05g$
Zona 2	$0.05g \le ag \le 0.10g$
Zona 3	$0.10 \le ag \le 0.15g$
Zona 4	ag = 0.15g

Fonte: ABNT NBR 15421:2006.



Fonte: Santos e Lima (2006).

2.2.6.3 Definição das categorias para análise sísmica

Conforme ABNT NBR 15421:2006, estruturas projetadas nas zonas sísmicas 0 e 1, enquadram-se na categoria sísmica A, na zona sísmica 2 classificam-se como de categoria sísmica B, e nas zonas sísmicas 3 e 4 como de categoria sísmica C.

Para as estruturas de categoria sísmica A, na zona sísmica 0, nenhuma verificação quanto à resistência sísmica é exigida. Para as estruturas na zona sísmica 1, uma verificação simplificada é admitida. Nesse caso, o sismo é considerado pela aplicação simultânea a todos os pisos, em cada uma das direções ortogonais, de cargas horizontais iguais a 1% dos pesos permanentes nos pisos, incluindo cargas operacionais fixas e reservatórios de água. Em caso de áreas de armazenamento e estacionamento, 25% destas devem ser consideradas.

Estruturas projetadas na categoria sísmica A, na zona sísmica 1 devem atender também aos requisitos prescritos nos itens 8.1, 8.1.1 e 8.9 da ABNT NBR 15421:2006. No conteúdo destes itens está posto que as distribuições das rigidezes da estrutura devem, preferencialmente, evitar descontinuidades bruscas e assimetrias, bem como o uso de diafragmas horizontais de elevada capacidade de dissipação de energia. Além disso, existem cuidados a serem tomados no dimensionamento, mantendo a ligação de todas as partes da estrutura (inclui-se, nesse caso, as paredes) com o sistema sismo-resistente.

Para as estruturas de categoria sísmica B ou C, é permitida a análise sísmica por um processo aproximado, o das forças horizontais equivalentes, ou por um processo mais rigoroso, como a análise modal espectral ou a análise por históricos de aceleração no tempo.

Para as categorias B e C, devem ser seguidos, além dos requisitos sísmicos exigidos para a zona sísmica 1, os demais itens da seção 8 da ABNT NBR 15421:2006. Existem prescrições à respeito dos tipos de sistemas sismo-resistentes possíveis de serem considerados na norma (sistemas compostos por pilares paredes, pórticos ou tipo pêndulo invertido, utilizados isoladamente ou em combinações variadas conforme descrito na Tabela 6 da ABNT NBR 15421:2006, podendo variar também de acordo com o tipo de detalhamento dos elementos; usual, intermediário ou especial), sobre os limites de irregularidades verticais e dos diafragmas horizontais; e sobre os critérios para modelagem da estrutura.

2.2.6.4 Limites de deslocamentos da estrutura

Os deslocamentos limites relativos aos pavimentos, estabelecidos pela ABNT NBR 15421:2006, aplicam-se às categorias sísmicas B ou C. Eles estão postos na tabela 9 da referida

norma e dependem do tipo de ocupação da edificação. Os tipos de edificações encontram-se divididos em três categorias na tabela 4 da mesma norma. Os deslocamentos limites relativos aos pavimentos estão colocados nas Equações 2, 3 e 4:

Categoria
$$I \rightarrow 0.020 \cdot h_x$$
 (2)

Categoria II
$$\rightarrow 0.015 \cdot h_x$$
 (3)

Categoria
$$I \rightarrow 0.010 \cdot h_x$$
 (4)

nas quais, h_x é a distância entre duas elevações (pisos de lajes).

Em estruturas divididas em partes, por exemplo, naquelas separadas por juntas de construção, também devem ser garantidas distâncias maiores do que os deslocamentos máximos para não haver contato entre as partes isoladas.

2.2.6.5 Métodos para análise de estruturas resistentes a sismos conforme ABNT NBR 15421:2006

A seguir, serão apresentados os métodos prescritos na ABNT NBR 15421:2006 para o dimensionamento de estruturas resistentes a sismos, divididos de acordo com a forma de análise (estática ou dinâmica) e com a categoria sísmica onde está sendo projetada a edificação.

2.2.6.6 Método da força estática equivalente – categoria A

Conforme já mencionado, para projetos de edifícios localizadas na zona sísmica 0, a ABNT NBR 15421:2006 não exige nenhum requisito de resistência sísmica.

Também já foi dito que, as estruturas localizadas na zona 1, conforme a norma, devem resistir a cargas horizontais aplicadas simultaneamente a todos os pisos. De maneira independente, em cada uma das duas direções ortogonais, o valor dessa carga deve ser igual ao posto na Equação 5:

$$F_{x} = 0.01 \cdot w_{x} \tag{5}$$

na qual, w_x é o peso do pavimento.

2.2.6.7 Método da força estática equivalente – categorias B e C

Este método consiste em determinar uma força horizontal na base da estrutura, que será posteriormente distribuída em cada piso da edificação (definidos como elevação) para obtenção das forças sísmicas horizontais e de torção. Considerando então a rigidez da estrutura e as forças sísmicas aplicadas (consideradas estáticas), obtêm-se os deslocamentos relativos e absolutos, além dos efeitos de segunda ordem para consideração no projeto.

Dentre as vantagens do método da força estática equivalente, cita-se a facilidade para aplicação em projetos e o baixo custo computacional. Esse método, no entanto, deve ser utilizado com cautela, uma vez que é baseado apenas na resposta do primeiro modo de vibração da estrutura, podendo não fornecer bons resultados no caso em que os modos mais altos forem excitados.

2.2.6.7.1 Força horizontal total

A força horizontal total na base da estrutura é determinada pela Equação 6:

$$H_B = C_S \cdot W \tag{6}$$

na qual, W é o peso total da estrutura (definido no item 8.7.2 da ABNT NBR 15421:2006, como o peso permanente, de equipamentos fixos e reservatórios de água e, em caso de áreas de armazenamento e estacionamento, 25% do peso destas deve ser considerado); C_s é o coeficiente de resposta sísmica, sendo no mínimo $C_s = 0.01$, dado pela Equação 7:

$$C_S = 2.5 \left(\frac{a_{gS0}}{a}\right) / \left(\frac{R}{I}\right) < \left(\frac{a_{gS1}}{a}\right) / \left[T\left(\frac{R}{I}\right)\right] \tag{7}$$

na qual, I é o fator de importância de utilização em função da natureza de ocupação (varia de 1 a 1,5 e está definido na tabela 4 da ABNT NBR 15421:2006); a_{gS0} é a aceleração espectral para o período de 0s, obtido a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) pelo fator de amplificação sísmica no solo C_a (fator consultado na tabela 3 da ABNT NBR 15421:2006 em função do tipo de solo); a_{gS1} é a aceleração espectral para o período de 1s, obtida a partir do produto da aceleração sísmica (a_g) pelo fator de amplificação sísmica no solo C_v (fator consultado na tabela 3 da ABNT NBR 15421:2006 em função do tipo de solo); R é o coeficiente de

modificação de resposta (definido na Tabela 6 da ABNT NBR 15 421:2006 e que depende do sistema sismo-resistente utilizado); T é o período fundamental da estrutura (obtido conforme item 9.2 da ABNT NBR 15421:2006, onde permite-se sua obtenção por um processo de análise modal ou por um período fundamental aproximado T_a , que no caso de estruturas de concreto resistidas por pórticos é: $T_a = 0.0466 \cdot h_n^{0.9}$, em que h_n é a altura da edificação em metros).

Na Tabela 3, estão listados os tipos de sistema sismo-resistentes para estruturas de concreto armado disponíveis na norma de sismo.

Tabela 3 - Coeficientes de projeto para os sistemas sismo-resistentes.

(continua)

1			(continua)
Sistema básico sismo-resistente	Coeficiente de modificação de resposta R	Coeficiente de sobre resistência Ω_0	Coeficiente de amplificação de deslocamentos C _d
Pilar parede de concreto com detalhamento especial	5	2,5	5
Pilar parede de concreto com detalhamento usual	4	2,5	4
Pórtico de concreto com detalhamento especial	8	3	5,5
Pórtico de concreto com detalhamento intermediário	5	4	4,5
Pórtico de concreto com detalhamento usual	3	3	2,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com det. Especial	7	2,5	5,5

Tabela 3 - Coeficientes de projeto para os sistemas sismo-resistentes.

			(conclusão)
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento especial e pilares-parede de concreto com det. Usual	6	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento especial	6,5	2,5	5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento intermediário e pilares-parede de concreto com detalhamento usual	5,5	2,5	4,5
Sistema dual, composto de pórticos com detalhamento usual e pilares-parede de concreto com det. Usual	4,5	2,5	4
Estrutura do tipo pêndulo invertido e sistemas de colunas em balanço	2,5	2	2,5

Fonte: ABNT NBR 15421:2006.

A partir do sistema utilizado obtém-se na Tabela 3 os coeficientes Ω_0 , R e C_d . O coeficiente de modificação de resposta R é utilizado para determinação das forças de projeto nos elementos estruturais. Assim, todas as respostas modais obtidas em termos de forças, momentos e reações de apoio devem ser multiplicadas pelo fator I/R (I é o fator que considera a categoria de utilização da estrutura e varia de 1,0 a 1,5 estando definido na tabela 4 da ABNT NBR 15421:2006).

O coeficiente de sobre resistência Ω_0 corrige os resultados obtidos a partir do coeficiente R nos elementos que devem continuar tendo comportamento elástico-linear durante o sismo — caso, por exemplo, de elementos predominantemente comprimidos. Por meio desse parâmetro obtém-se as forças reduzidas.

Por fim, o coeficiente de amplificação dos deslocamentos C_d corrige os deslocamentos obtidos com as forças reduzidas devido ao coeficiente R. Assim, todas as respostas obtidas em termos de deslocamentos devem ser corrigidas, sendo multiplicadas pelo fator C_d/R .

2.2.6.7.2 Distribuição vertical das forças sísmicas

Determinada a força horizontal a ser aplicada na base da estrutura, pode-se distribuí-la verticalmente na estrutura em cada pavimento (Fx), de acordo com a expressão definida no item 9.3 da norma (Equação 8).

$$Fx = C_{vx} \cdot H \tag{8}$$

na qual, C_{vx} é definido pela Equação 9:

$$C_{vx} = \frac{w_x \cdot h_x^k}{\sum_{i=1}^n w_i \cdot h_i^k} \tag{9}$$

na qual, w_x e w_i são as parcelas de peso efetivo total que correspondem as parcelas x ou i respectivamente; h_x e h_i são as alturas entre a base e as elevações x ou i respectivamente; C_{vx} é o coeficiente de distribuição vertical entre as várias elevações, que depende do peso da elevação considerada (w_x) , da altura relativa à base e do período fundamental da estrutura (T). Esse parâmetro é usado para determinação do coeficiente k pelos critérios abaixo:

- Para estruturas com período inferior a 0.5 s, k = 1;
- Para estruturas com período entre 0.5 s e 2.5 s, k = (T + 1.5)/2;
- Para estruturas com período superior a 2,5 s, k = 2;

A distribuição das forças horizontais pelos elementos verticais sismo-resistentes, deve considerar as rigidezes relativas destes elementos e os diafragmas horizontais. A partir disso, deve-se também avaliar os efeitos torcionais na estrutura, conforme prescrito no item 9.4.2 da ABNT NBR 15421:2006.

2.2.6.7.3 Determinação dos deslocamentos

Tendo definidos a geometria e o material da estrutura, obtendo-se assim a sua rigidez e os carregamentos horizontais aplicados, pode-se avaliar seus deslocamentos relativos e absolutos. Para esta avaliação deve-se considerar a redução de rigidez devido à fissuração dos elementos de concreto, no caso de estruturas de concreto armado.

Os deslocamentos absolutos, avaliados em seus centros de massa, devem ser determinados pela Equação 10:

$$\delta_{x} = C_{d} \cdot \delta_{xe} / I \tag{10}$$

na qual, C_d é o coeficiente de amplificação dos deslocamentos (definido na Tabela 6 da ABNT NBR 15421:2006); δ_{xe} é o deslocamento determinado em uma análise estática utilizando as forças sísmicas (Fx definido anteriormente); I é o fator de importância de utilização dado na tabela 4 da norma.

2.2.6.7.4 Efeitos de segunda ordem

Os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica (esforços e deslocamentos) são avaliados pela Equação 11:

$$\theta = \frac{P_{\mathcal{X}} \cdot \Delta_{\mathcal{X}}}{H_{\mathcal{X}} \cdot C_d \cdot h_{\mathcal{S}\mathcal{X}}} \tag{11}$$

na qual, P_x é a força vertical de serviço atuando no pavimento x, obtida com fatores de ponderação de cargas tomados iguais a 1; Δ_x são deslocamentos relativos entre pavimentos; H_x é a força cortante sísmica atuante no pavimento considerado; C_d é o coeficiente de amplificação dos deslocamentos (definido na Tabela 6 da NBR 15421), que depende do sistema sismoresistente utilizado; h_{sx} é a distância entre as duas elevações consideradas.

O valor de θ não pode exceder θ_{max} , definido como na Equação 12:

$$\theta_{max} = \frac{0.5}{C_d} \le 0.25 \tag{12}$$

Sendo que para $\theta < 0,1$, pode-se dispensar os efeitos de segunda ordem devido à ação sísmica. Para $0,1 < \theta < \theta_{max}$, os esforços e deslocamentos devem ser multiplicados por $1/(1-\theta)$.

2.2.6.8 Método de resposta espectral

Uma das formas de caracterizar os efeitos do sismo em estruturas é utilizar o método de espectro de resposta. Com o gráfico do espectro de resposta é possível obter a resposta máxima da estrutura em função de seus períodos naturais ou frequências naturais de vibração.

Neste método, determina-se o número de modos a ser considerado nas análises com espectros de resposta (suficiente para capturar ao menos 90% da massa total da edificação), obtendo-se as respostas máximas de cada modo (deslocamentos relativos e absolutos, esforços e reações). Todas as respostas obtidas são multiplicadas pelo fator "I/R" para forças, momentos e reações e pelo fator " C_d/R " para os deslocamentos.

Para cada frequência natural da estrutura (neste caso para cada modo de vibração) obtémse a resposta máxima (deslocamentos máximos, esforços máximos e reações máximas), a partir de um espectro de resposta calculado segundo item 6.3 da norma (que já foi concebido considerando uma condição de excitação).

As respostas máximas da estrutura são obtidas, de maneira aproximada, a partir de uma combinação da resposta de cada modo, usando-se ou o método da raiz quadrada da soma dos quadrados - RQSQ - (SRSS: Square Root of Sum of Squares) das respostas obtidas em cada modo de vibração ou uma combinação mais precisa (CQC: Complete Quadratic Combination - combinação quadrática completa).

Obtida a força horizontal total na base pelo método de resposta espectral (H_t) , deve-se verificá-la comparando-a com a obtida pelo processo das forças horizontais equivalentes (H) e caso $H_t < 0.85H$, deve-se majorar as forças obtidas pelo processo espectral em 0.85H / H_t .

As forças sísmicas horizontais (Fx) devem ser aplicadas a cada elevação de maneira similar ao processo das forças horizontais equivalentes, avaliando-se também o efeito torcional.

2.2.6.8.1 Espectro de resposta da ABNT NBR 15421:2006

A normalização brasileira define também um espectro de resposta de projeto (considerando que a estrutura tem comportamento elástico e a aceleração é apenas horizontal), para estruturas com fator de amortecimento de 5%. Esse espectro depende basicamente da aceleração sísmica horizontal (a_g) e da classe do terreno.

Os fatores de amplificação sísmica C_a e C_v dependem da classe do terreno e da aceleração sísmica horizontal característica. A obtenção desses coeficientes é feita a partir da tabela 3 da NBR 15421, reproduzida neste trabalho na Tabela 4.

TD 1 1 4	T .	1		1' C'	~	,	•		1
Tabela 4 -	Hatores	ne.	amı	nlitica	റമവ	CICT	ทากล	n_{Ω}	SOLO
I abcia +	1 atores	uc	am	JIIIICa	çuo	3131	mea	110	SOIO.

Classe do terreno —	(Ca	Cv		
	$a_g \leq 0,10g$	$a_{g} = 0.15g$	$a_g \le 0.10g$	$a_g = 0.15g$	
A	0,8	0,8	0,8	0,8	
В	1,0	1,0	1,0	1,0	
С	1,2	1,2	1,7	1,7	
D	1,6	1,5	2,4	2,2	
E	2,5	2,1	3,5	3,4	

Fonte: ABNT NBR 15421:2006.

Para valores de $0.10g \le a_g \le 0.15g$ os valores de C_a e C_v podem ser obtidos por interpolação linear.

O tipo de terreno depende da resistência do solo e classifica-se como rocha, solo rígido, solo mole, etc, ou diretamente em função do número médio de golpes no ensaio SPT, conforme tabela 2 da ABNT NBR 15421:2006.

A partir desses coeficientes é possível obter as acelerações espectrais a_{gS0} e a_{gS1} , para períodos de 0 s e 1 s respectivamente. (Equações 13 e 14).

$$a_{gS0} = C_a \cdot a_g \tag{13}$$

$$a_{gS1} = C_v \cdot a_g \tag{14}$$

O espectro de resposta de projeto, $S_a(T)$, é apresentado graficamente na Figura 12 e definido numericamente em três faixas de períodos, em segundos, pelas Equações 15, 16 e 17.

$$S_a(T) = a_{gS0} \left(18,75 \cdot T \cdot \left(\frac{C_a}{C_v} \right) + 1,0 \right) \to 0 \le T \le \left(\frac{C_v}{C_a} \right) \cdot 0,08$$
 (15)

$$S_a(T) = 2.5 \cdot a_{gS0} \to \left(\frac{c_v}{c_a}\right) \cdot 0.08 \le T \le \left(\frac{c_v}{c_a}\right) \cdot 0.4 \tag{16}$$

$$S_a(T) = a_{gS1}/T \to T \ge \left(\frac{c_v}{c_a}\right) \cdot 0.4 \tag{17}$$

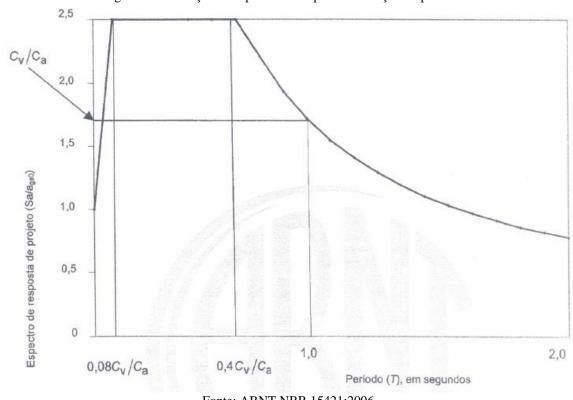


Figura 12 - Variação do espectro de resposta em função do período T.

Fonte: ABNT NBR 15421:2006.

2.2.6.9 Análise dinâmica no tempo com acelerações de terremotos aplicados nos apoios (timehistory analysis)

Este método consiste em efetuar uma análise dinâmica aplicando-se um conjunto de acelerogramas (histórico de acelerações no tempo) nos apoios da base da estrutura. Esses acelerogramas podem ser registros de eventos reais ou criados artificialmente.

Com a aplicação dos acelerogramas obtêm-se forças, momentos e reações para cada análise realizada. Esses resultados deverão posteriormente ser multiplicados pelo fator "I / R".

Conforme a ABNT NBR 15421:2006, deve-se também comparar o resultado obtido para a força horizontal total na base da estrutura por este método, Ht (usando-se acelerogramas), com o obtido a partir do método das forças estáticas equivalentes, H. Caso Ht < H, deve-se multiplicar todas as forças estáticas da direção considerada por *H / Ht*.

2.2.7 Efeitos dos sismos nas edificações

A ação sísmica está associada a movimentos tectônicos da crosta terrestre que originam deformações e enrugamentos da camada superficial que envolve o globo terrestre. Esse efeito natural provoca a liberação de grande quantidade de energia, originando vibrações que se propagam sob a forma de ondas de diversos tipos, através da crosta terrestre (PEREIRA, 2011). São exemplos as já comentadas ondas volumétricas tipo P ou S, além das ondas superficiais ou secundárias, tipos L e R, responsáveis pelos maiores danos sísmicos às edificações.

Relativamente ao comportamento de um edifício durante um sismo, pode-se afirmar que se trata de um problema de vibração, ou seja, os movimentos sísmicos do solo não danificam o edifício por impacto ou por pressão aplicada externamente, como o vento, mas sim por forças de inércia geradas internamente, originadas da vibração da massa do edifício (PEREIRA, 2011).

Galaz e Gilmore, no ano de 2014, concluíram que os danos estruturais e não estruturais em um edifício, decorrentes de um evento sísmico, são consequência direta de um nível excessivo de deformação lateral. Segundo Fischinger *et al.* (1992), tem sido largamente reconhecido que o dano estrutural devido aos terremotos, não depende apenas dos deslocamentos máximos atingidos pela edificação, mas também do dano cumulativo resultante dos numerosos ciclos originados do movimento vibratório.

Um terremoto é um fenômeno transiente que começa quando a estrutura está em equilíbrio estático e sem energia cinética (STOLOVAS, 2015). No decorrer do evento sísmico, o concreto pode ser submetido a uma tensão que ultrapasse o seu limite elástico de deformação, entrando em um regime plástico no qual ocorre uma deformação permanente que pode levar a sua ruptura. Essa ruptura ocorre de maneira frágil, onde toda energia que havia sido acumulada durante a deformação elástica será liberada instantaneamente. Tendo em vista uma melhor adequação a essa realidade, alguns países como a Espanha têm procedimentos embutidos em suas normas que simulam o comportamento de edifícios sob ação de sismo através de um modelo no qual rótulas plásticas são postas nas extremidades de vigas (MARTÍNEZ *et al.*, 2015).

Armisen (1985), menciona que a resposta do edifício aos movimentos gerados a partir da ação sísmica, depende de sua massa e rigidez, da aceleração do solo, da natureza da fundação e das caraterísticas dinâmicas da estrutura. Por esse motivo que as ações sísmicas apresentam um maior grau de complexidade que as ações devidas ao vento. Os movimentos de uma ação sísmica estão caracterizados como deslocamentos, velocidades e acelerações com diferentes direções, magnitude, duração e sequência.

No que diz respeito às características da forma da construção (características dinâmicas), Pereira (2011) recomenda certas configurações que garantam a existência de trajetórias claras e diretas de transmissão das forças sísmicas. Esse autor afirma que a forma ideal para o edifício seria a compacta, livre das reentrâncias ou partes salientes geradoras de esforços extras. Além

disso, ele menciona também que as formas assimétricas produzem oscilações diferenciais e torção, sendo interessante separá-las em outras formas mais simples, isoladas e com juntas adequadas. Quanto às formas alongadas horizontalmente, é dito que seriam inadequadas por conduzirem a oscilações diferenciais nas extremidades. Por último, o autor indica a disposição dos elementos de contraventamento em locais periféricos da estrutura, tendo em vista o aumento da rigidez à torção. Esses elementos devem ser contínuos até a fundação, não sendo reduzidos ou interrompidos.

A frequência, que corresponde ao inverso do período, representa a grandeza física que indica o número de ocorrências de um ciclo em determinado intervalo de tempo. Quanto mais rígida for a estrutura, maior será a sua frequência. À medida que se aumenta o número de andares, os edificios tendem a ficar mais flexíveis com maiores períodos de vibração, ou menores frequências de vibração, o que significa, pelo espetro de resposta, ter um melhor desempenho frente a ação sísmica, sendo, no entanto mais deformáveis, podendo produzir danos a elementos não estruturais e falta de conforto aos usuários. Portanto, a ductilidade dos elementos estruturais toma significativa importância frente a essas ações (ARMISEN, 1985).

Music *et al.* (2012) afirmam que o dano final gerado por um terremoto depende fundamentalmente da ameaça sísmica e da vulnerabilidade das estruturas. Portanto, é esperado que estruturas vulneráveis apresentem danos quando construídas em zonas de alta sismicidade.

Os efeitos mais danosos dos sismos sobre as construções ocorrem quando a energia liberada pela ação sísmica, atua em suas fundações, fazendo coincidir as frequências de vibração naturais da estrutura com aquelas nas quais trabalham as ondas sísmicas, conduzindo assim a fenômenos de ressonância (POMBA, 2007). Assim, para a análise estrutural de edifícios, as vibrações horizontais são mais importantes que as vibrações verticais. Essas últimas têm especial importância em zonas próximas ao epicentro.

As fundações têm um papel muito preponderante na segurança contra as ações sísmicas, uma vez que é a partir delas que se faz a ligação da superestrutura com o solo. Sem um bom funcionamento das fundações durante a ocorrência de um sismo será extremamente difícil que a superestrutura se comporte bem. Desta forma, afim de garantir um melhor comportamento, as fundações de pilares e paredes deverão ser ligadas entre si, garantindo um funcionamento em conjunto e evitando assentamentos diferenciais (PEREIRA, 2011).

As consequências de um sismo variam também em função de alguns fatores como a intensidade da ação sísmica, que varia em função da energia liberada, a distância ao epicentro, o tipo de ocupação do território, a vulnerabilidade das construções e as características do solo.

O solo de fundação é um fator muito importante no momento de se estimar a resposta das

estruturas frente um evento sísmico. De acordo com sua rigidez, resistência ao corte e grau de compactação, os solos podem ser considerados adequados ou não para suportar as estruturas. Devido a sua característica de não aumentar a amplitude das ondas sísmicas, os solos tipo rocha são os mais adequados para a fundação da estrutura. Qualquer outro tipo de solo em função de sua espessura, densidade e rigidez, produzirá um efeito local de amplificação de ondas que resultará em um maior deslocamento do solo, comparado com o solo tipo rocha (MUSIC *et al.*, 2012). Bertalot (2011) afirma em seu estudo que durante a ocorrência de terremotos, solos granulares saturados e soltos podem sofrer um forte aumento das pressões nos seus poros e, consequentemente, a perda de sua resistência, momento no qual a estrutura do solo é compactada, fenômeno conhecido como liquefação. Durante e após a ocorrência da liquefação, os fluidos nos poros do solo são redistribuídos, causando o assentamento das estruturas sobrejacentes, surgimento de fissuras, rotações de corpo rígido, entre outros (PEREIRA, 2011).

2.3 Edifícios altos de concreto

A problemática da escassez do espaço físico destinado às construções torna-se cada vez mais frequente no cenário dos grandes centros urbanos. As construções ficam condicionadas as reduzidas dimensões dos terrenos que sofrem grande valorização econômica. As pequenas taxas de ocupação das áreas destinadas à construção passam a ser compensadas pelos crescentes índices de aproveitamento, contribuindo dessa forma para o fenômeno de verticalização das edificações.

Teixeira *et al.* (2008) conclui que em algumas cidades de alta densidade demográfica, como em alguns países da Ásia, o avanço da verticalização pode ser uma das únicas soluções viáveis para o problema de moradia. Concordando com essa ideia, Dias (2009) conclui que, no acelerado crescimento dos grandes centros urbanos, os edifícios de andares múltiplos vêm se tornando uma das soluções mais viáveis para edifícios comerciais e residenciais, sob o ponto de vista de incorporação, permitindo maximizar a utilização dos terrenos disponíveis.

Do ponto de vista estrutural, não se pode identificar um edifício como sendo alto apenas pelo número de pavimentos. Segundo Taranath (1998), não existe nenhum conceito que relacione a altura com o número de pavimentos ou proporções para classificar uma estrutura como alta. Sendo assim, a classificação de um edifício alto se dá no instante que, em função da sua altura, as ações horizontais como o vento e o sismo não podem ser desprezadas na análise estrutural e consequentemente no projeto. Afim de minimizar esta discussão, muitos autores

não fazem uso do termo edifícios altos, preferindo usar o termo "edifícios de múltiplos andares" para classificar este tipo de estrutura.

É fato que os efeitos das ações horizontais variam e aumentam de acordo com o crescimento da altura das edificações, chegando ao limite no qual as estruturas tendem a apresentar deslocamentos que confrontam diretamente com sua estabilidade global. Sendo assim, os edifícios altos, que em grande parte são considerados como estruturas esbeltas, necessitam de um sistema estrutural onde a rigidez e a estabilidade sejam consideradas como os principais fatores durante a concepção da estrutura.

O fenômeno de verticalização das edificações torna necessário o aprimoramento dos sistemas estruturais e das técnicas de análise de estruturas, buscando proporcionar mais economia, rapidez e segurança. O aumento do número de edifícios altos e esbeltos é, portanto, acompanhado pelo desenvolvimento técnico e científico, através de teorias e procedimentos que buscam promover a previsão do comportamento estático das estruturas e de seus elementos componentes.

Desse modo, a demanda pela construção de edifícios altos tem sido importante para o progresso da engenharia estrutural, na medida em que instiga o aprimoramento de modelagens para o comportamento físico dos materiais existentes e o surgimento de novos materiais, além de modelos de análise mais completos e robustos (BERNARDI, CAMPOS FILHO e PACHECO, 2010). Rizk (2010) cita a construção de edifícios altos de concreto, tais como as torres Petronas (452m), Jin Mao (421m) e Burj Dubai (mais de 800m), como resultado do desenvolvimento das tecnologias ligadas ao concreto estrutural no século XX, englobando não apenas o material em si, mas também os sistemas estruturais e as técnicas de análise e construção.

Mehta e Monteiro (2008) corroboram tal afirmação atribuindo a otimização da utilização do concreto armado com finalidade estrutural à evolução de todos os ramos que tangem sua temática como a caracterização e evolução das propriedades de seus materiais componentes e as melhorias dos procedimentos de avaliação do desempenho mecânico.

Com o aumento do desempenho mecânico do concreto, as seções dos elementos estruturais passaram a sofrer reduções, resultando no aumento da esbeltez das estruturas. Dias (2009) atrela esse ganho de desempenho à melhoria na qualidade dos cimentos, fato que segundo o autor, acarretou concretos com resistências maiores e com um menor consumo de cimento.

Por todo o exposto, fica consolidada a conclusão de Armisen (1985), quando afirma que as exigências devido aos esforços solicitantes são maiores quando o edifício cresce em altura, sendo mais difícil adequar sua estrutura às suas necessidades funcionais. Os problemas de

instabilidade das estruturas passam então a apresentar relevância, levando em conta a condição de estado limite último, que, quando atingida, pode vir a provocar danos a estrutura, variando de severas patologias ao seu colapso.

2.3.1 Técnicas de análise de estruturas de edifícios altos

A análise de estruturas de edifícios altos pode ser feita utilizando-se o processo contínuo (técnica do meio contínuo) ou processos discretos, como por exemplo o método dos elementos finitos.

Souto (1993) afirma que a técnica do meio contínuo consiste em substituir as vigas, pilares, paredes e lajes por elementos com propriedades equivalentes, distribuídas uniformemente ao longo da altura do edifício. Nesta técnica, a estrutura do edifício é substituída por um meio contínuo com rigidez equivalente, uniformemente distribuída ao longo de toda altura do edifício (ESPEZUA, 2009).

O comportamento deste modelo estrutural é interpretado por uma equação diferencial ou por um sistema de equações diferenciais, que, quando resolvidas por integração direta ou por um processo numérico, fornecem os deslocamentos e esforços em toda a estrutura (BARBOSA, 1978). Esse tipo de tratamento tem se mostrado vantajoso quando as rigidezes dos elementos são constantes da base ao topo, permitindo assim definir os elementos do edifício com um número relativamente pequeno de parâmetros (SOUTO, 1993).

A análise de estruturas pela técnica do meio contínuo é indicada em etapas preliminares do projeto de estruturas de edifícios de grande altura, sujeitas a carregamento horizontal (ESPEZUA, 2009). As lajes são consideradas como diafragmas rígidos com rigidez infinita em seu plano, mas sem nenhuma rigidez transversal. Segundo Barbosa (1978), com esse comportamento, as lajes garantem um movimento de corpo rígido na horizontal de todos os elementos verticais, transmitindo apenas esforços horizontais a esses elementos sem restringir seus empenamentos. Demais explicações sobre o comportamento de diafragma rígido podem ser encontradas no item 2.5.3.1 deste trabalho.

Uma das dificuldades na resolução de estruturas pela técnica do meio contínuo é a definição de um modelo arquitetônico que seja o mais uniforme possível, pois, para cada variação da arquitetura será preciso definir uma nova equação diferencial.

Os processos discretos, tais como a técnica matricial com o processo dos deslocamentos, não apresentam as limitações da técnica do meio contínuo, podendo-se modelar, por exemplo, núcleos com variações bruscas de geometria e de carregamento. Consistem em subdividir a

estrutura em elementos mais simples interligados entre si através dos nós. A matriz de rigidez local de cada elemento tem que ser conhecida, sendo possível montar a matriz de rigidez global da estrutura. Obtém-se então um sistema de equações lineares de grande porte, cuja solução fornece os deslocamentos e esforços ao longo de toda a altura do edifício (BARBOSA, 1978).

Com esse procedimento, os processos discretos possibilitam o cálculo de estruturas com variadas disposições arquitetônicas e de carregamentos, tornando mais simples o desenvolvimento de algoritmos para implementar programas de computador. Uma desvantagem dos processos discretos seria o elevado número de parâmetros de entrada de dados, fato contornado pelo avanço da computação gráfica. Atualmente já foram desenvolvidas técnicas de geração de malhas que minimizam a possibilidade de erros de entrada de dados e agilizam o processo de discretização de uma estrutura.

Neste trabalho, conforme já dito, será utilizado o *software* comercial CYPECAD. Esse programa computacional realiza o cálculo da estrutura por métodos matriciais de rigidez. Dessa maneira está configurado o uso dos processos discretos nas análises aqui desenvolvidas.

2.4 Estabilidade das estruturas

Os temas relacionados à estabilidade de estruturas contemplam conceitos e teorias de cunho essencial para a plena compreensão dos itens subsequentes. São eles: a classificação dos problemas de instabilidade de estruturas, considerações sobre a estabilidade global de estruturas de concreto e os parâmetros para a avaliação da estabilidade global de estruturas de concreto.

2.4.1 Classificação dos problemas de instabilidade de estruturas

Neste item, serão relacionadas as problemáticas referentes à instabilidade de estruturas, ocasionadas por solicitações de compressão, que podem estar dispostas de forma centrada ou excêntrica. A avaliação e classificação da instabilidade estrutural também será realizada levando em consideração o comportamento do material.

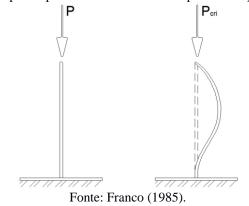
Segundo Franco (1985), a instabilidade das estruturas pode ocorrer de três formas distintas, relacionadas diretamente aos tipos de equilíbrio existentes. A instabilidade das estruturas pode ocorrer devido aos problemas de bifurcação do equilíbrio, problemas de segunda ordem e problemas de ponto limite.

A bifurcação do equilíbrio ocorre quando um elemento esbelto, submetido a solicitações do tipo compressão centrada, passa a poder assumir, para um determinado nível de solicitação, duas configurações de equilíbrio, sendo uma estável e outra instável.

Com o intuito de exemplificar a problemática da instabilidade com bifurcação do equilíbrio, é idealizada uma barra reta, esbelta, sem imperfeições geométricas e constituída por um material elástico-linear. Como condição de contorno, a barra apresenta uma das extremidades livre e a outra engastada.

Quando a barra em questão é submetida a uma crescente força axial, passa a existir um instante em que a barra poderá assumir duas possíveis configurações de equilíbrio, sendo uma primeira instável e uma segunda estável, como pode ser observado na Figura 13. A intensidade da força que provoca essa bifurcação do equilíbrio é denominada força crítica. A barra, em sua configuração reta, se mantém em equilíbrio estável até a força axial, a ela aplicada, atingir a força crítica.

Figura 13 - Exemplo de problema de instabilidade por bifurcação do equilíbrio.



A configuração reta da barra, após ser atingida a força crítica, passa a representar um equilíbrio instável, pois qualquer perturbação tende a afastá-la de sua forma reta indeformável. Portanto, passa a existir uma nova configuração de equilíbrio estável, porém assumindo uma forma curva.

Quando o material constituinte da barra apresentar um comportamento não linear, o equilíbrio da mesma sofre alterações em relação ao caso anterior. Para a força inferior a crítica, a barra apresenta duas configurações de equilíbrio, uma estável com a barra reta e outra instável com a barra curva. Quando a carga crítica é atingida ou superada, passa a existir apenas uma configuração de equilíbrio instável, estando à barra em sua forma reta.

O segundo problema de instabilidade das estruturas é denominado "problema de segunda ordem" e ocorre quando um elemento esbelto, submetido à solicitação de compressão excêntrica, passa a adquirir uma forma fletida, equilibrada e estável.

A ilustração do problema de segunda ordem é realizada tomando como base o mesmo exemplo apresentado para explicação do problema de instabilidade com bifurcação de equilíbrio. Porém, a força aplicada deixa de estar centrada no topo da barra, passando a apresentar uma excentricidade inicial. A exemplificação do problema de instabilidade como efeito de segunda ordem pode ser observada através da Figura 14.

Quando a barra do exemplo é constituída de material elástico-linear, para cada aumento da força excêntrica, a barra passa a assumir uma nova configuração curva equilibrada. A força por sua vez tende a atingir de forma assintótica o mesmo valor crítico apresentado no problema de bifurcação do equilíbrio, como pode ser observado na Figura 14.

Figura 14 - Exemplo do problema de segunda ordem.

Fonte: Franco (1985).

O problema de segunda ordem aparece também nos casos em que a barra apresenta pouca esbeltez e é constituída por material não linear.

Neste trabalho, a análise dos efeitos de segunda ordem será de extrema importância no processo de avaliação da estabilidade global da edificação. Será feita uma analogia entre a barra do exemplo de Franco (1985) e um edifício alto de concreto como aquele que é objeto do presente trabalho. A carga vertical P pode ser relacionada às ações gravitacionais atuantes na estrutura, a exemplo do peso próprio. A excentricidade fica por conta, entre outros fatores, dos deslocamentos horizontais gerados por ações como o vento e o sismo.

O terceiro problema de instabilidade é denominado de "ponto limite" e pode ser interpretado como um caso particular do problema de instabilidade com efeito de segunda ordem. Portanto, o problema de instabilidade com ponto limite ocorre quando um elemento esbelto, constituído por um material não linear, submetido à solicitação de compressão

excêntrica, passa a adquirir, em um determinado nível de solicitação, uma forma fletida instável.

2.4.2 Estabilidade global de edifícios altos de concreto

O processo de projeto convencional é normalmente baseado na análise estrutural local de elementos individuais (colunas, vigas, lajes, paredes, etc). Essa atitude é natural, uma vez que o sistema estrutural é constituído por elementos individuais. No entanto, investigações teóricas de pequena e grande escala nos sistemas estruturais têm indicado que as estruturas complexas não podem ser consideradas simplesmente como um conjunto de elementos individuais (ZALKA, 2000). A resposta da estrutura é muitas vezes mais do que a soma das respostas dos elementos individuais. Isso ocorre porque a integridade estrutural garante que os elementos trabalhem juntos em um sistema corretamente projetado, fazendo com que a estrutura desenvolva alguma resposta global através da interação complexa de seus elementos.

Sendo assim, cada vez mais as estruturas são observadas globalmente como unidades estruturais inteiras em vez de um grupo de elementos isolados. A mudança de ênfase pode ser vista na abordagem dada ao projeto estrutural. A investigação do comportamento global, também descrito como o comportamento de "todo o edifício", tem sido possível graças aos avanços teóricos sobre o tema, inclusive na tecnologia dos computadores durante a última década.

A avaliação da estabilidade global de edifícios altos visa garantir a segurança da estrutura mediante a perda de sua capacidade resistente causada pelo aumento das deformações em decorrência das ações, se constituindo em uma das mais importantes etapas da concepção estrutural (LACERDA *et al.*, 2014).

Goulart (2008) lista diversos aspectos intervenientes a serem considerados na análise da estabilidade global:

- As combinações de ações de cálculo;
- o valor do módulo de elasticidade;
- a estrutura de contraventamento adotada, com a definição dos elementos estruturais que a compõem;
- a consideração da não linearidade física do concreto armado, mediante redução das inércias brutas dos diferentes elementos estruturais;

 as características do modelo representativo da estrutura, de modo a contemplar suas características físicas e geométricas.

A estabilidade global da estrutura é um quesito a ser verificado nas etapas iniciais de elaboração do projeto de qualquer tipo de edificação. A medida que a edificação passa a apresentar a dimensão vertical preponderante sobre as demais dimensões em planta, os problemas de instabilidade passam a ser mais representativos. Segundo Oliveira e Oliveira Neto (2009), estes edifícios com grande relação entre a altura e a largura, poderão ter desempenho inadequado quando ultrapassam os trinta pavimentos, entre outros motivos, pelo fato de suas estruturas serem projetadas aporticadas como simples extensão da experiência com projetos de edifícios de menor número de andares.

Além da relação com a esbeltez da estrutura, os problemas de instabilidade estão intimamente ligados a aspectos relacionados a sua rigidez, à existência de imperfeições geométricas, bem como às configurações de ações verticais e horizontais. A combinação desses fatores faz com que a estrutura modifique sua configuração geométrica inicial, apresentando, mesmo que deformada, uma nova configuração de equilíbrio estável. A deformação da estrutura acompanha o aparecimento dos deslocamentos horizontais, aspecto esse que pode ser representativo na etapa de análise estrutural, sendo determinante para a definição dos esforços finais da estrutura.

Dias (2009) relaciona exemplos de patologias estruturais decorrentes dos deslocamentos laterais provocados pela ação do vento em edifícios altos. São eles: mau funcionamento das esquadrias de fachada; trincas nas vidraças; problemas nos elevadores; fissuras nas alvenarias; danos nos elementos de revestimento de fachadas, como cerâmicas, porcelanatos e pedras ornamentais; desconforto humano devido às vibrações causadas pelo vento; entre outros.

Os deslocamentos horizontais da estrutura, inicialmente ocasionados pela atuação das ações horizontais, imperfeições geométricas ou combinação de ambas, promovem uma modificação na posição de aplicação das ações de origem gravitacional. Dessa forma, ocorre o aparecimento de novos esforços e deslocamentos adicionais à estrutura. Os esforços e deslocamentos decorrentes da análise da estrutura ainda com sua configuração indeformada recebem a denominação de efeitos de primeira ordem. Os efeitos adicionais decorrentes da configuração deformada da estrutura passam a ser classificados como efeitos de segunda ordem.

A ABNT NBR 6118:2014 classifica o efeito de segunda ordem conforme o local de influência, relacionando basicamente três tipos: global, local e localizado. Eles podem ser ilustrados com base no modelo estrutural genérico apresentado na Figura 15. Quando os nós de uma estrutura sofrem deslocamentos horizontais devido aos efeitos causados pela aplicação de

ações verticais e horizontais, o efeito de segunda ordem é classificado como global. A não retilineidade entre os dois pontos extremos de um elemento estrutural, solicitado à compressão ou flexão composta, faz com que surjam efeitos de segunda ordem que afetam, em princípio, apenas o próprio elemento, sendo intitulados de efeitos de segunda ordem locais. Por último, o efeito de segunda ordem localizado ocorre em regiões específicas de elementos estruturais, submetidos à compressão ou flexão composta. Esse efeito ocorre com mais regularidade em pilares-paredes, elementos que apresentam regiões em que a não retilineidade entre pontos ocorre de forma mais intensificada. O efeito de 2ª ordem localizado, além de aumentar, nessa região, a flexão longitudinal, aumenta também a flexão transversal, havendo a necessidade de aumentar a armadura transversal nessas regiões (ABNT NBR 6118:2014).

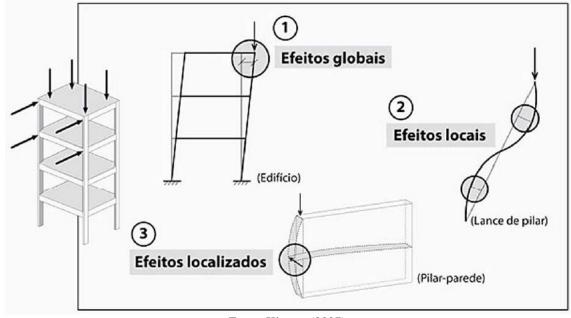


Figura 15 - Tipos de efeitos de segunda ordem.

Fonte: Kimura (2007).

A análise de segunda ordem incorpora em sua formulação equações de equilíbrio que levam em consideração a posição deformada da estrutura. Portanto, mesmo sendo realizada por programas computacionais, esse tipo de análise normalmente demanda mais tempo para ser realizada em comparação com a análise de primeira ordem.

Como já afirmado, toda estrutura quando submetida a ações verticais e horizontais está sujeita a deslocamentos laterais e por consequência a esforços de segunda ordem, que variam de intensidade em função da rigidez da estrutura e serão determinantes na avaliação de sua estabilidade global. Portanto, os fatores que mais influenciam na estabilidade global de edifícios são os carregamentos solicitantes e a rigidez.

Feitosa e Alves (2015) mencionam que, para um mesmo carregamento horizontal, o aumento do valor do carregamento vertical proporciona um aumento no valor dos esforços de 2ª ordem. Quanto a influência da rigidez, inferem os autores que, intuitivamente, a estrutura mais rígida é mais estável, fato que seria corroborado nas formulações dos parâmetros de instabilidade.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, em seu item 15.2, os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados sempre que não representarem acréscimo superior a 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura. Ou seja, tais efeitos podem ser desprezados se não representarem acréscimo superior a 10% em relação aos efeitos de primeira ordem (efeitos que surgem quando o equilíbrio da estrutura é estudado na configuração geométrica inicial).

Para efeito de cálculo, usualmente as estruturas dos edifícios de concreto armado são classificadas como estruturas deslocáveis (ou de nós móveis) e estruturas indeslocáveis (ou de nós fixos) (ARAÚJO, 2010). São consideradas de nós fixos quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem). São considerados de nós móveis quando os efeitos de segunda ordem são importantes (superiores a 10% dos respectivos esforços de primeira ordem, devendo ser considerados).

Duas observações devem ser feitas: as estruturas de nós fixos na realidade não são fixas, ou seja, são deslocáveis, mas possuem deslocamentos horizontais muito pequenos, que podem ser desprezados; e as estruturas de nós móveis não são estruturas que se movimentam de forma significativa, mas diferentemente das de nós fixos, seus deslocamentos precisam ser considerados no cálculo dos esforços.

A ABNT NBR 6118:2014, em seus itens 15.6 e 15.7, faz uma abordagem sobre a análise de estruturas de nós fixos e de nós móveis. As estruturas classificadas como de nós fixos passam a estar sujeitas apenas a efeitos de primeira ordem, que são aplicados à estrutura através dos nós de interseção entre os elementos reticulados componentes. Segundo a mesma norma, os elementos comprimidos, vinculados em suas extremidades a outros elementos concorrentes, podem ser analisados isoladamente. Por fim, o mesmo documento menciona que a não consideração dos efeitos de segunda ordem global em estruturas de nós fixos não exime a necessidade da consideração dos efeitos de segunda ordem local e localizado.

A análise das estruturas de nós móveis é realizada levando em consideração tanto os efeitos de segunda ordem global, local e localizado quanto a não linearidade física e geométrica. Araújo (2010) corrobora a recomendação normativa afirmando que, para as estruturas deslocáveis, é necessário realizar a análise estrutural considerando a não linearidade física, decorrente do

comportamento mecânico dos materiais e da fissuração do concreto, além da não linearidade geométrica.

2.4.2.1 Métodos de análise da estabilidade global

A área de conhecimento que abrange a análise da estabilidade global das estruturas não é tão bem desenvolvida. Muitas razões contribuíram para o progresso relativamente lento no desenvolvimento de métodos para o projeto global. A complexidade do problema que envolve um grande número de elementos estruturais na análise, o maior aprofundamento teórico exigido, a necessidade de técnicas mais sofisticadas e computadores de grande capacidade, são algumas dessas razões. Esses fatores permitiram o desenvolvimento de duas metodologias distintas para análise global das estruturas.

Primeiramente, podem ser utilizados pacotes sofisticados e complexos de computador com base no método dos elementos finitos, que permitem lidar com estruturas enormes formadas por um grande número de elementos. Baseado em um modelo matemático tão exato quanto possível, esse método faz uso de um modelo estático que leva em conta o maior número de elementos estruturais, propriedades do material, características geométricas e de rigidez.

Levando em conta todas as variáveis, no entanto, geralmente surgem problemas de grande complexidade que exigiriam computadores robustos, no que diz respeito a sua capacidade de cálculo. Por causa da complexidade dos resultados, eles podem ser difíceis de interpretar. Além disso, o demorado processo de lidar com todos os dados pode ser sempre uma abrangente fonte de erros. Outra desvantagem desta abordagem é o fato de que a importância dos elementos estruturais principais é por vezes escondida atrás da grande número de dados de entrada e de saída.

Em segundo lugar, existem métodos de análise que tratam a estrutura como um todo, levando a soluções de forma simples, com o benefício adicional de fornecer resultados rápidos com relação aos métodos baseados em rotinas computacionais. São procedimentos simplificados de cálculo que representam uma outra possibilidade para a análise estrutural global. Esses métodos baseiam-se nas características estruturais importantes e ignoram aquelas que não têm verdadeira influência sobre a resposta da estrutura. São, por conseguinte, simples e rápidos, ofertando uma imagem clara do comportamento estrutural.

Um exemplo dessa metodologia simplificada foi aquela utilizada por Zalka (2000). Na ocasião, o autor apresentou procedimentos simples e fórmulas que viriam a torna-se indicadores da estabilidade global da edificação, tornando possível para o engenheiro estrutural realizar

uma análise estrutural geral do sistema de estruturas de construção. Diversos outros pesquisadores já fazem uso de diversos parâmetros de estabilidade global contidos em normas técnicas esparsas ou em trabalhos conceituados. A exemplo pode-se citar Borges (2009) que reuniu tais indicadores na busca de uma metodologia única e abrangente para avaliação da estabilidade global das edificações. Alguns desses parâmetros, além de avaliar a estabilidade, podem estimar os efeitos de segunda ordem.

Embora seja fato que os métodos computacionais aproximados são muitas vezes baseados em procedimentos analíticos, os resultados da análise aproximada podem ser usados como verificações independentes sobre os resultados do método exato. Quando os dois conjuntos de resultados mostram o mesmo comportamento estrutural, é uma forte indicação de que os resultados estão corretos.

2.4.2.2 Interação solo-estrutura

Quando a análise global da superestrutura (edifício) e da infraestrutura (fundação) são realizadas em conjunto, ou seja, considerando-se um corpo único e levando-se em consideração o solo em que a edificação está apoiada, tal análise é chamada de interação solo-estrutura (IWAMOTO, 2000).

Na atualidade ainda é comum considerar a análise da superestrutura separadamente da infraestrutura. Admitindo-se o edifício engastado no solo como se este fosse um corpo extremamente rígido não sujeito a deformação, obtêm-se as reações nesses engastes e tais reações são repassadas para o engenheiro de fundações, para que ele tenha condições de realizar o projeto da infraestrutura. Porém, na realidade, o solo não se comporta dessa maneira. Ele não é um corpo indeformável, o que torna de grande importância a consideração da interação solo-estrutura.

A deformabilidade da fundação decorrente da interação solo-estrutura afeta diretamente a estabilidade global, uma vez que os deslocamentos horizontais nos edifícios se tornam maiores, aumentando assim os esforços de segunda ordem. Apesar dessa afirmativa, optou-se por não considerar a interação solo-estrutura neste trabalho, uma vez que a complexidade acarretada por si só ensejaria um tema completo de dissertação, existindo, inclusive, diversas pesquisas publicadas nesse âmbito.

2.4.3 Análises realizadas

O objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço. A análise estrutural consiste numa das principais etapas do projeto de um edifício, compreendendo a escolha dos modelos teóricos, bem como do tipo de análise, com relação ao comportamento dos materiais (FONTES e PINHEIRO, 2006).

No processo conhecido como dimensionamento, parte-se de uma geometria inicial para os diversos elementos estruturais e com isso obtêm-se os esforços solicitantes em toda a estrutura, bem como as reações nos apoios. Uma vez encontrados esses esforços, a quantidade de armadura é então calculada para cada elemento estrutural (NOGUEIRA *et al.*, 2010).

A abordagem acima é a consolidada no meio técnico da engenharia, ainda se constituindo na melhor ferramenta para projeto de estruturas de edifícios em concreto armado. Seus procedimentos preveem uma análise estrutural dos projetos de engenharia civil, baseada em hipóteses de comportamento elástico dos materiais como o aço e o concreto. A técnica é antiga, sendo mencionada por Hage (1974). Esse autor afirmou que naquela época a maioria das estruturas eram projetadas usando uma relação linear entre tensão e deformação, sendo a validade dessa suposição dependente, em grande parte, da exigência de que as não linearidades, tanto física quanto geométrica, não afetarem a distribuição de forças.

Mesmo que a maioria das estruturas de engenharia apresentem um comportamento linearelástico sob cargas de serviço, existem exceções que apresentam um comportamento não linear, como os exemplos de arcos, edifícios altos e estruturas sujeitas a um escoamento localizado prematuro ou fissuração. Antes de alcançar o seu limite de resistência, quase todas essas estruturas vão apresentar uma resposta não linear significante que deverá ser avaliada na análise estrutural.

Pelos motivos acima expostos, tendo em vista que a pesquisa aqui desenvolvida tem como objeto o dimensionamento de um edifício alto de concreto, fez-se necessária, além da análise linear, uma análise não linear da estrutura, visando uma maior representatividade da análise estrutural.

A análise não linear tenta melhorar a simulação do comportamento de uma estrutura em alguns aspectos. O objetivo fundamental é de se obter para fins de projeto uma previsão segura do comportamento do sistema. Como consequência, tem-se um aumento da complexidade do problema e consequente aumento do custo computacional. Teixeira e Souza (2003), reforçam essa ideia em seu trabalho, onde afirmam que um elevado tempo de processamento é

demandado de microcomputadores quando estes realizam a análise não linear de estruturas complexas.

Segundo Nogueira *et al.* (2010), do ponto de vista da obtenção de esforços solicitantes, a análise não linear entra no contexto com peso mais de verificação do que de determinação de fato desses esforços. Isso porque para se proceder a uma análise não linear, no caso de elementos de concreto, por exemplo, a real consideração da perda de rigidez, oriunda da fissuração do material, conduziria a uma série de instabilidades numéricas justamente por falta da capacidade do concreto em absorver as tensões. Com o aumento do carregamento, a fissuração evolui e o concreto perde rigidez e, consequentemente, resistência, não permitindo a aplicação do carregamento total atuante sobre a estrutura. Por esse motivo não é possível utilizar a análise não linear diretamente para obtenção de esforços em estruturas de concreto armado. Portanto, o que se faz hoje é a análise estrutural elástica, com posterior dimensionamento dos elementos e, em seguida, dependendo da importância e complexidade da estrutura, faz-se uma análise não linear para sua verificação em serviço.

Portanto, do ponto de vista do comportamento das estruturas em serviço, quando as deformações e deslocamentos dos elementos são fortemente influenciados pela fissuração do concreto, a análise não linear ganha destaque.

O comportamento não linear de uma estrutura, sob ação de um carregamento qualquer, pode ser classificado de acordo com seus efeitos. Dentre algumas fontes de não-linearidade, destacam-se a NLF e a NLG.

Muito embora as explicações seguintes isolem a não linearidade física da não linearidade geométrica, é conveniente deixar claro que ambas sempre atuam de forma conjunta. Uma estrutura de concreto armado, ao ser carregada, sofre influência tanto da não linearidade física (alteração no material) como da não linearidade geométrica (alteração da geometria), de forma simultânea (KIMURA, 2007).

2.4.3.1 Análise Não Linear Física

A não linearidade física (NLF) está vinculada ao fato do material "concreto" não apresentar uma relação tensão-deformação linear, apresentando alterações em suas propriedades quando submetido a diferentes níveis de carga. Os efeitos da fissuração, da fluência e do escoamento da armadura conferem ao concreto armado esse comportamento não linear (PINTO, 1997).

Por causa da baixa resistência do concreto à tração, é muito comum o surgimento de fissuras à medida que o carregamento é aplicado à estrutura. Esse é um fator decisivo que origina a não

linearidade física em uma estrutura de concreto armado (KIMURA, 2007). O item 17.3.2 da ABNT NBR 6118:2014 exige que seja considerada a presença de fissuras no concreto para o cálculo de deslocamentos.

A Figura 16 foi produzida no intuito de demonstrar em termos práticos o real efeito da não linearidade física. Na primeira imagem da Figura 16 pode-se ver o diagrama que relaciona a tensão e a deformação de maneira linear, sendo representado por uma reta. Já na segunda imagem, uma curva representa o diagrama relativo a um comportamento não linear.

A principal diferença está relacionada ao módulo de elasticidade do concreto. Pode-se observar isso na reta colocada na Figura 16, na qual, para qualquer intensidade de tensão, por exemplo, σ_1 , σ_2 e σ_3 , a resposta do concreto é a mesma, ou seja, o módulo de elasticidade E_c é constante. Na curva colocada à direita da Figura 16, para as tensões σ_1 , σ_2 e σ_3 , a resposta do concreto não é a mesma, pois para estas tensões encontra-se E_{c1} , E_{c2} e E_{c3} respectivamente. Portanto, percebe-se que o módulo de elasticidade não é constante (único).

Observa-se que, na Figura 16, apenas está se destacando o módulo de elasticidade, e não o ângulo formado entre o gráfico e a abscissa, sabendo que este último seria representado pela $\tan^{-1} E_c$.

 σ_{0} σ_{0

Figura 16 - Diagrama tensão-deformação do concreto.

A consideração da não linearidade física para estruturas de grande porte de concreto armado pode tornar-se uma tarefa complexa e difícil de ser implementada, vindo ainda a exigir um elevado esforço computacional. Isso se deve ao fato de que a consideração da NLF implica na determinação da rigidez de cada elemento estrutural a partir das relações constitutivas do concreto e do aço, da quantidade e disposição de armadura nesses elementos, bem como do

nível de solicitação dos mesmos.

O item 15.3 da ABNT NBR 6118:2014, referente aos princípios básicos de cálculo, prescreve de forma bastante clara que a não linearidade física, presente nas estruturas de concreto armado, deve ser obrigatoriamente considerada. Está previsto ainda, no item 15.8 da mesma norma, que a não linearidade física pode ser levada em conta por meio do diagrama momento-curvatura para cada seção de concreto armado. Utiliza-se esse diagrama para calcular a rigidez de uma barra correspondente a um determinado nível de momento fletor por meio da reta secante à curva do diagrama. Entretanto, a consideração desses diagramas é trabalhosa e inviável para edifícios sem a ajuda de um recurso computacional.

O emprego da rigidez efetiva no dimensionamento de elementos estruturais tem ficado, praticamente, restrito ao dimensionamento de elementos isolados. Quando o problema envolve sistemas estruturais, o uso de modelos refinados é voltado à verificação de projetos, onde todas as variáveis associadas à armadura (A_S , distribuição de A_S na seção transversal e ao longo do vão, entre outros) são previamente conhecidas.

Uma maneira alternativa para consideração da NLF no cálculo de edifícios é aquela que considera, de forma aproximada, valores nominais para a rigidez dos elementos componentes da estrutura (ARAÚJO, 2010). Esses métodos propõem uma redução média na inércia bruta da seção transversal dos elementos. Dessa forma, os efeitos da NLF são incorporados de forma aproximada ao sistema sem que uma análise não linear seja efetivamente realizada.

A ABNT NBR 6118:2014 recomenda alguns desses valores, possibilitando assim uma simplificação no cálculo da não linearidade física. A NLF é tratada através dos módulos de rigidez reduzidos recomendados por essa norma em seu item 15.7.3, reproduzidos nas Equações 18, 19, 20 e 21:

$$Lajes: (EI)_{sec} = 0.30E_{ci}I_c \tag{18}$$

$$Vigas: (EI)_{sec} = 0.40E_{ci}I_c \text{ para } As' \neq As$$
(19)

$$(EI)_{sec} = 0.50E_{ci}I_c \text{ para } As' = As$$
 (20)

$$Pilares: (EI)_{sec} = 0.80E_{ci}I_c$$
 (21)

nas quais, I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo quando for o caso, as mesas colaborantes; $(EI)_{sec}$ é a rigidez secante, sendo E_{ci} o módulo de deformação tangente inicial que, segundo a ABNT NBR 6118:2014, pode ser estimado pelas Equações 22 e 23:

$$E_{ci} = \alpha_e 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ para } f_{ck} \text{ de } 20 \text{ à } 50 \text{ MPa}$$

$$(22)$$

$$E_{ci} = 21.5 * 10^3 \alpha_e \left(\frac{f_{ck}}{10} + 1.25\right)^{\frac{1}{3}} \text{ para } f_{ck} \text{ de 55 à 90 MPa;}$$
 (23)

nas quais, $\alpha_e = 1,2$ para basalto e diabásio; $\alpha_e = 1,0$ para granito e gnaisse; $\alpha_e = 0,9$ para calcário; $\alpha_e = 0,7$ para arenito; E_{ci} e f_{ck} são dados em megapascal.

2.4.3.2 Análise Não Linear Geométrica

Uma estrutura pode ter um comportamento não linear, mesmo que o seu material apresente comportamento linear-elástico. Deflexões grandes de um membro estrutural podem ocasionar o aparecimento de momentos fletores adicionais (denominados de momentos de segunda ordem), em virtude da presença de um esforço normal. MacGregor e Hage (1977) afirmam que os edifícios sujeitos a cargas laterais como o vento e o sismo, desviam lateralmente, possibilitando que as cargas de gravidade ajam produzindo forças e momentos adicionais na estrutura.

A esse tipo de comportamento não linear, dá-se o nome de não linearidade geométrica (NLG). Quando se menciona a não linearidade geométrica, está sendo considerada aquela causada pela mudança da geometria da estrutura, ou seja, mudança da posição da estrutura no espaço (PINTO, 1997).

Os efeitos não lineares geométricos estão, portanto, associados as equações de equilíbrio, que consideram a configuração deformada, e as relações deformação-deslocamento que incluem termos não lineares.

A hipótese usada quando não se considera a NLG, é válida somente para os casos em que o produto das cargas atuantes na estrutura pelos deslocamentos produzidos é suficientemente pequeno, de forma que se possa assumir uma relação linear entre carga e deslocamento. Essa consideração permite que as equações de equilíbrio sejam formuladas considerando a geometria indeformada da estrutura.

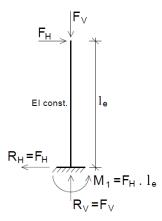
De acordo com Araújo (2010), na estrutura tida como indeslocável, pode-se desprezar os efeitos de segunda ordem globais. Desse modo, a análise estrutural pode ser feita através da teoria de primeira ordem (linearidade geométrica) com base em valores nominais de rigidez dos elementos componentes da estrutura.

Nos casos em que a estrutura sofre deslocamentos significativos, ou seja, de magnitude considerável, a relação entre cargas e deslocamentos passa a ser não linear, devendo-se, para esses casos, considerar a sua configuração deformada na formulação das equações de equilíbrio,

caracterizando assim a não linearidade geométrica. Portanto, a consideração da não linearidade geométrica exige que seja feita uma análise de segunda ordem global da estrutura (ARAÚJO, 2010).

Na Figura 17 é exemplificada a análise de uma barra vertical submetida a forças na direção vertical e horizontal. Para que tal estrutura esteja em equilíbrio na posição indeformada, ou seja, na posição inicial, aparecem reações na base da barra, como apresentado na Figura 17, sendo uma delas o momento fletor de primeira ordem M_1 , que recebe este nome (de primeira ordem) pelo fato de ter sido obtido na análise do equilíbrio da barra na posição indeformada (inicial).

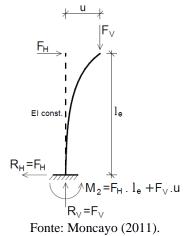
Figura 17 - Barra vertical submetida a ações vertical e horizontal.



Fonte: Moncayo (2011).

Quando o equilíbrio for considerado na posição deformada, ou seja, na posição deslocada de um valor u devido à ação horizontal, será gerado um acréscimo de momento na base igual a $\Delta M = F_v \cdot u$, fazendo com que o valor do momento de primeira ordem M_1 aumente, resultando no momento de 1ª ordem mais o de 2ª ordem, chamado M_2 , que pode ser visto na Figura 18.

Figura 18 - Reações na barra vertical deformada.



O acréscimo de momento é um efeito de segunda ordem, pois foi um esforço que surgiu com a análise do equilíbrio da estrutura na sua posição deformada. Portanto, somente se esse esforço for levado em conta na análise é que a não linearidade geométrica da estrutura estará sendo considerada.

A rigor, a posição deformada da estrutura deveria sempre ser considerada para o cálculo dos esforços, já que isso significa grau mais elevado de aproximação. Porém, do ponto de vista prático, a diferença entre os resultados obtidos mediante as teorias de 1ª e 2ª ordens pode ser tão pequena que não compense executar um cálculo mais elaborado. Entretanto, existem casos em que o fato de não considerar esses efeitos pode causar discrepâncias consideráveis no cálculo, como é o caso de pilares esbeltos, em nível local, e de estruturas esbeltas, em nível global. Daí a necessidade de avaliar esses efeitos e considerá-los sempre que relevantes.

A elevada esbeltez, cada vez mais presente nos edifícios altos, conduz a efeitos de segunda ordem mais relevantes, tornando indispensável a consideração da não linearidade geométrica nesta classe de estruturas.

2.4.3.3 Métodos para Consideração da Não Linearidade Geométrica

O método escolhido para análise da deslocabilidade da estrutura varia em função de alguns fatores, entre os quais pode-se citar: a importância da obra, a sensibilidade da estrutura aos efeitos de 2ªordem e os algoritmos computacionais disponíveis.

O parâmetro de instabilidade α descrito no item 2.4.4.6 deste trabalho é utilizado para verificação da sensibilidade das estruturas aos efeitos não lineares geométricos. O parâmetro γ_z , previsto na ABNT NBR 6118:2014, objetiva levar em conta os efeitos de 2^a ordem de forma simplificada sem necessidade de efetuar uma análise não linear da estrutura, além de estimar os esforços oriundos dos efeitos de 2^a ordem globais. Esse parâmetro está explicado no item 2.4.4.5 deste texto. Na abordagem aqui proposta, a análise não linear geométrica será realizada pelo método P-Delta, embutido nas rotinas de cálculo do *software* de cálculo estrutural CYPECAD. Abaixo está explicado o método P-Delta, bem como o Método Refinado, processo de bastante relevância no meio acadêmico.

2.4.3.3.1 Processo P-Delta

P-delta é um efeito que ocorre em qualquer estrutura onde os elementos estão submetidos à forças axiais, ou seja, forças na direção longitudinal da peça (LOPES, SANTOS e SOUZA,

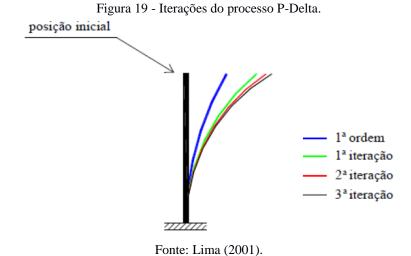
2005). Pode-se dizer que é um procedimento iterativo utilizado na análise de segunda ordem de estruturas, onde o efeito dos deslocamentos laterais sucessivos é transformado em forças horizontais equivalentes (FEITOSA e ALVES, 2015). É um método relativamente simples para aplicação em sistemas computacionais.

O método consiste em se realizar uma análise de primeira ordem numa dada estrutura (configuração inicial indeformada) considerando os carregamentos horizontais e verticais, e a partir dos deslocamentos (Δ ou a) obtidos desta análise, definir cargas horizontais fictícias, equivalentes ao carregamento de segunda ordem, a serem consideradas numa nova etapa da análise. A cada nova etapa, obtêm-se novas forças laterais fictícias, que tendem a diminuir à medida que a estrutura converge para uma posição de equilíbrio. A iteração é interrompida quando o efeito da n-enésima carga fictícia é pequeno quando comparado ao efeito da carga fictícia anterior.

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

Neste trabalho será enfatizado apenas ao Método da Carga Lateral Fictícia, por ele ser o mais conhecido entre todos. No item 2.7.4 será mostrado como o sistema computacional CYPECAD considera o processo P-Delta.

O Método da Carga Lateral Fictícia também pode ser chamado de P-Δ iterativo ou, em inglês, de "*Iterative Method*". Após a análise de primeira ordem, iniciam-se as iterações até que se chegue numa posição de equilíbrio, como pode ser visto na Figura 19.



A cada iteração obtém-se uma nova força lateral fictícia e, com essa nova força, volta-se a realizar a mesma análise, até atingir a posição de equilíbrio, como foi dito anteriormente.

Como pode ser visto na Figura 19, o processo P-delta foi demonstrado para uma barra simples na vertical, engastada na base e livre no topo. Porém, esse processo pode ser aplicado a edifícios de múltiplos andares, onde cada barra vertical de sua estrutura irá apresentar uma configuração deformada em relação ao seu eixo original, conforme apresentado na Figura 20. Nesta figura, é apresentada também uma situação estática equivalente à excentricidade da força normal, representada pelo binário V_i .

Figura 20 - Ideia básica do método P-delta aplicado a edifícios de múltiplos andares.

Fonte: Goulart (2008).

Nas estruturas da prática, onde há centenas ou milhares de barras, o método consiste em encontrar os esforços horizontais fictícios nas barras em cada pavimento. A seguir, deve-se determinar a diferença entre esses esforços nas barras superior e inferior em um determinado nível estrutural, conforme as Equações 24 e 25, que são aplicadas na estrutura. Essa metodologia é ilustrada na Figura 21.

Detalhe B

Pavimento (i+1) a_{i+1}

Pi+1 H'i+1

Pavimento i a R. H'

Figura 21 - Cargas fictícias H' em edifícios de múltiplos andares.

Fonte: Goulart (2008).

Afim de explicar a Figura 21, serão consideradas algumas etapas, sendo a primeira referente a aplicação de carregamento vertical, surgindo, logo após, os esforços horizontais fictícios (cortante fictícia, V', e a carga lateral fictícia, H').

Os esforços cortantes fictícios podem ser obtidos pela Equação 24:

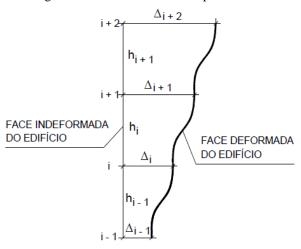
$$V'_{i} = \frac{\sum P_{i}}{h_{i}} \cdot (a_{i+1} - a) \tag{24}$$

E a carga lateral fictícia H' de um andar (i) pode ser obtida subtraindo-se a cortante fictícia desse andar (i) do valor relativo ao andar inferior (i-1), ou seja (Equação 25):

$$H'_{i} = V'_{i} - V'_{i-1} \tag{25}$$

A partir dos esforços fictícios obtidos pelas Equações 24 e 25, obtém-se os deslocamentos, agora representados pelo parâmetro Δ . Na Figura 22, pode-se observar a face indeformada do edifício e a face deformada, sendo esta, representada pela linha mais escura; bem como os deslocamentos Δ .

Figura 22 - Deslocamentos dos pavimentos.



Fonte: Moncayo (2011).

Na Figura 23 são indicados os deslocamentos horizontais entre os pavimentos.

Figura 23 - Deslocamentos horizontais entre os pavimentos. $\begin{array}{c} \Delta_{i+2} \\ \vdots \\ \Delta_{i+1} \\ \vdots \\ \lambda_{i+1} \\ \vdots \\ \lambda_{i+1$

Fonte: Moncayo (2011).

Com a aplicação das cargas verticais, como apresentado na Figura 24, surgirão momentos por causa dos deslocamentos horizontais entre os pavimentos.

Por exemplo, utilizando-se os deslocamentos entre os pavimentos apresentados na Figura 23, ter-se-ia o momento igual a $\sum P_i \cdot (\Delta_{i+1} - \Delta_i)$. Dividindo-se cada parcela pela respectiva altura h_i , obtém-se o binário de forças cortantes fictícias, o qual é representado pela Equação 24. Subtraindo-se a força cortante V'_i de V'_{i-1} , apresentada na Figura 24, obtém-se a Equação

25, anteriormente apresentada, para a carga lateral fictícia H'_i , reiniciando-se assim o processo iterativo.

Figura 24 - Esquema de forças verticais e horizontais fictícias.

Fonte: Moncayo (2011).

Para a obtenção do momento final de segunda ordem global, bem como dos esforços e deslocamentos finais procurados, devem-se realizar algumas iterações até que se chegue à posição de equilibro, quando a diferença entre os deslocamentos para duas iterações consecutivas é menor do que uma tolerância pré-estabelecida.

2.4.3.3.2 Método Refinado

Este método contempla, além da não linearidade geométrica, a não linearidade física do concreto armado. Os passos listados a seguir são processados para cada nível de carregamento da estrutura.

As etapas deste método são:

1) Atribuem-se aos elementos estruturais rigidezes à flexão (EI) e axial (EA), obtidas através da geometria e características físicas das seções, incluindo as armações existentes, para que seja feita uma análise de 2^a ordem, através da qual espera-se obter esforços solicitantes (normal (N) e momento fletor (M)), e deslocamentos;

- 2) Obtêm-se a nova rigidez *EI* através das relações momento-curvatura para cada peça, com seu respectivo esforço normal e armadura;
- 3) Retorna-se à etapa 1;

O processo é repetido até que se obtenha uma diferença menor do que a tolerância preestabelecida entre deslocamentos obtidos em análises consecutivas. Existem rotinas computacionais que permitem a utilização desse método. Porém, para a maioria das estruturas encontradas na prática, com número grande de barras e placas, ainda não é possível sua aplicação, devido ao elevado custo e tempo de processamento. Esse método, portanto, não será utilizado neste trabalho.

2.4.4 Parâmetros de comportamento estrutural global

A verificação da estabilidade global é um requisito importante na elaboração de projetos de edifícios de concreto armado, e visa garantir a segurança da estrutura perante o estado limite último de instabilidade, situação que representa a perda de sua capacidade resistente da estrutura, causada pelo aumento das deformações. Para tal verificação existem alguns coeficientes chamados de parâmetros de estabilidade global.

Borges (2009) apresenta uma metodologia para verificação do comportamento estrutural global de edifícios altos em concreto armado, organizando diversos parâmetros de estabilidade global obtidos não apenas por critérios geométricos, mas também por meio de análises estáticas e dinâmicas. Esses indicadores estão previstos em normas técnicas ou encontram-se amplamente difundidos na literatura sobre o tema.

Através de análises estáticas obtêm-se os deslocamentos globais e locais, o coeficiente de rigidez efetiva global, a rigidez do pilar equivalente, o índice de esbeltez de corpo rígido, o índice de esbeltez efetiva, além dos coeficientes de avaliação dos efeitos de 2^a ordem γ_z e α . Dentro do contexto das análises estáticas, supõe-se a estrutura como de comportamento elástico-linear, como também de comportamento não linear geométrico e físico.

Das análises dinâmicas, têm-se como indicadores a frequência fundamental, o coeficiente de amplificação dinâmica e as acelerações para verificação do conforto humano.

2.4.4.1 Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

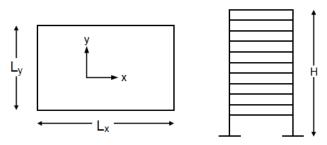
Fonte *et al.* (2005) recomenda o índice β como primeira avaliação da esbeltez de um edifício. De cálculo simples e em função apenas de parâmetros geométricos, β é capaz de

indicar a necessidade de maior atenção quanto à estabilidade global. Seu cálculo é realizado segundo a Equação 26:

$$\beta_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \tag{26}$$

na qual, H é a altura total da edificação e $L_{x,y}$ é a largura média, em planta, segundo as direções x e y, de acordo com o colocado na Figura 25.

Figura 25 - Parâmetros de cálculo do índice β .



Fonte: Borges (2009).

Os limites para classificação das edificações segundo β são:

 $\beta_{x,y} \leq 4$ pequena esbeltez;

 $4 \le \beta_{x,y} \le 6$ média esbeltez;

 $\beta_{x,y} \geq 6$ alta esbeltez;

2.4.4.2 Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios (d)

Na tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014 estão colocados limites para deslocamentos laterais do edifício, utilizados para verificação da estrutura em serviço no estado limite de deformações excessivas. O item 8.10 da ABNT NBR 15421:2006 também fornece limitações para os deslocamentos absolutos e deslocamentos relativos de um pavimento. Para edifícios altos, as ações e deslocamentos limites associados são:

2.4.4.2.1 Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot})

Este tipo de deslocamento considera a altura total do edifício afetada pelas cargas horizontais. Quando a ação do vento for tomada segundo seu valor raro (característico F_{qk}) o

limite imposto ao deslocamento total poderá ser calculado de acordo com a Equação 27, contida na tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014, na qual, *H* é a altura total da edificação.

$$d_{tot} \le \frac{H}{500} \tag{27}$$

A norma de sismo menciona que no caso em que as estruturas sejam divididas em partes, separadas por juntas de construção, estas devem apresentar entre si distâncias que permitam que não haja contato entre elas para os deslocamentos absolutos nas elevações.

2.4.4.2.2 Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav})

Esse limite aplica-se ao deslocamento lateral entre dois pavimentos consecutivos, devido à atuação de ações horizontais. Quando a ação do vento for tomada segundo seu valor raro (característico F_{qk}) o limite imposto ao deslocamento total poderá ser calculado de acordo com a Equação 28 contida na tabela 13.3 da ABNT NBR 6118:2014, na qual, H_{pav} é a altura entre pavimentos sucessivos da edificação.

$$d_{pav} \le \frac{H_{pav}}{250} \tag{28}$$

Já segundo a norma de sismo, os deslocamentos relativos de um determinado pavimento são limitados aos valores máximos contidos na Tabela 5.

Tabela 5 - Limites para deslocamentos relativos de pavimento.

Categoria de utilização		
I	II	III
0,020 Hpav	0,015 <i>Hpav</i>	0,010 <i>Hpav</i>

Fonte: Do autor (2016).

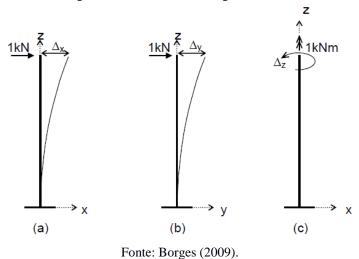
2.4.4.3 Coeficiente de rigidez efetiva global (*K*)

Segundo Fonte *et al.* (2007), define-se o coeficiente de rigidez K a partir da aplicação sobre a estrutura de uma ação unitária na direção dos deslocamentos Δ (Figura 26). Uma expressão para o cálculo de K é apresentada na Equação 29:

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{\Delta_{x,y,z}} \tag{29}$$

na qual, $K_{x,y,z}$ representa os coeficientes de rigidez efetiva global da edificação, segundo as direções preferenciais x, y, e z; $\Delta_{x,y,z}$ são os deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias associadas, obtidos de análises estáticas.

Figura 26 - Coeficientes de rigidez efetiva.



Estes coeficientes são de interesse para verificação da estrutura por serem independentes do carregamento e, por isso, servem como parâmetro de comparação de rigidez para estruturas projetadas sob diferentes ações e para fases distintas, pelas quais uma mesma estrutura passa.

2.4.4.4 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z tem como intuito facilitar o processo de classificação da estrutura quanto a deslocabilidade de seus nós. A sua boa precisão na previsão dos esforços de segunda ordem, faz com que a classificação da estrutura em nós fixos ou móveis, seja realizada sem a necessidade da realização de uma análise rigorosa de segunda ordem.

Este parâmetro avalia, de forma simples e bastante eficiente a estabilidade global de um edifício com estrutura de concreto armado. Também é capaz de estimar os esforços de segunda ordem por uma simples majoração dos esforços de primeira ordem. Foi criado por Franco e Vasconcelos em 1991. Esses autores estabeleceram um limite de 1,20 para o valor de γ_z . Porém, Carmo (1995), após análises em seu trabalho, concluiu que é possível avançar além do valor 1,20, podendo chegar até γ_z igual a 1,30.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 os efeitos de segunda ordem, provenientes da ação combinada do carregamento lateral do vento e do carregamento vertical, podem ser obtidos através do fator γ_z . O coeficiente γ_z é utilizado para verificação da necessidade de consideração da não linearidade geométrica, como também, em caso positivo, de obter, de forma aproximada, a influência da não linearidade geométrica para estruturas denominadas de nós móveis ($\gamma_z > 1,1$), observando-se o limite de máximo de $\gamma_z \le 1,3$.

De acordo com essa norma, esse fator pode ser definido conforme a Equação 30:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \tag{30}$$

na qual, $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes nas estruturas, na combinação considerada, com seus valores representativos, pelos deslocamentos de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos de uma análise de 1ª ordem; $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, definido como a soma dos momentos de todas as forças horizontais com relação à base da estrutura, considerados com seus valores representativos.

Embora pareça complicado, a interpretação e o cálculo dos termos da fórmula do γ_z são bem simples. O termo $\Delta M_{tot,d}$ procura retratar a magnitude do esforço de segunda ordem inicial, enquanto o termo $M_{1,tot,d}$ representa a magnitude do esforço de primeira ordem.

De acordo com os fatores da Equação (30), valores de $\gamma_z \leq 1,1$ indicam que o momento de tombamento total, incluindo os efeitos globais de segunda ordem, será no máximo igual a 1,10 vezes o momento de tombamento de primeira ordem. Assim, se os efeitos de segunda ordem globais forem desprezados, o erro cometido será menor ou igual a 10%, o que é aceitável frente às imprecisões na determinação de ações laterais como o vento (ARAÚJO, 2010).

Na Figura 27, é apresentado um esquema das grandezas usadas no cálculo de γ_z . Nessa figura, P_i representa o somatório de cargas verticais no pavimento i; H_i é a força horizontal no pavimento i; y_i representa a altura do pavimento i em relação à base da edificação; a_i representa o deslocamento horizontal do pavimento i em relação à base, obtido utilizando o carregamento de vento no estado limite último.

Figura 27 - Grandezas usadas no cálculo de γ_z .

Fonte: Goulart (2008).

Ainda de acordo com a norma brasileira, o limite do coeficiente γ_z é 1,30, e valores acima disso revelam que a estrutura possui um grau de instabilidade elevado, sendo considerada uma estrutura instável e impraticável. Valores inferiores a 1,0, ou mesmo negativos, são incoerentes e indicam que a estrutura é totalmente instável.

Na prática, as estruturas costumam ser projetadas com um limite de 1,20. Acima desse valor é comum utilizar-se o processo P-Δ, que consiste em uma análise não linear geométrica já explicada anteriormente.

A recomendação normativa ainda limita a aplicação do coeficiente γ_z às estruturas reticuladas superiores a três pavimentos. Segundo Moncayo (2011), um dos motivos que justifica essa limitação está relacionado às incertezas quanto o comportamento não linear da estrutura, para os casos de edificações inferiores a quatro pavimentos. Outro fator, também relacionado pelo mesmo autor, que justifica a limitação da utilização do parâmetro para esses casos, está relacionado à falta de regularidade entre pavimentos das edificações de menor porte.

Segundo o item 15.7.2 da ABNT NBR 6118:2014, com o valor de γ_z , é possível estimar os esforços finais (1^a + 2^a ordem) por uma simples multiplicação dos esforços horizontais de primeira ordem da combinação de carregamento considerada, por $0.95\gamma_z$, sendo válido esse processo somente para $\gamma_z \leq 1.3$.

Carmo (1995) concluiu que majorar os esforços horizontais de primeira ordem somente por γ_z é satisfatório, como já havia sido mostrado por Franco e Vasconcelos (1991). Pinto (1997) também concluiu que a majoração somente por γ_z gera resultados satisfatórios até o limite de

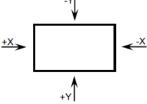
1,20. Lima (2001) concluiu que a majoração por $0.95\gamma_z$ não conduz a bons resultados, principalmente nos pavimentos inferiores, pois a variação dos efeitos de segunda ordem é bastante significativa ao longo da altura da edificação. No presente trabalho, optou-se por seguir a recomendação normativa, ou seja, majorar os esforços solicitantes por $0.95\gamma_z$.

Carmo (1995) apresenta um roteiro de como utilizar esse parâmetro na análise das estruturas de concreto de edifícios. Os passos a serem seguidos são:

- á) É realizada uma análise de primeira ordem da estrutura para as ações horizontais com valores de cálculo e a rigidez dos elementos reduzidas, levando em consideração a não linearidade física de forma aproximada, conforme apresentado no item 2.4.3.1 deste trabalho;
- são determinados os deslocamentos horizontais da estrutura bem como os seus esforços de primeira ordem;
- c) é determinado o parâmetro de estabilidade global γ_z conforme a Equação (30);
- d) a estrutura é classificada como de nós fixos ou móveis. Para as estruturas de nós fixos, prossegue-se o detalhamento da estrutura, acrescentando-se aos esforços determinados na análise de primeira ordem decorrentes das ações horizontais. Para as estruturas de nós móveis, prossegue-se da mesma forma, porém, os esforços de primeira ordem devidos às ações horizontais são ponderados por $0.95\gamma_z$, sempre que o mesmo estiver compreendido entre os valores de 1.10 e 1.30.

Este indicador é calculado segundo cada uma das direções X e Y considerada como preferenciais. No caso de edificações retangulares em planta, têm-se as direções descritas na Figura 28.

Figura 28 - Direções preferenciais X e Y.



Fonte: Do autor (2016).

2.4.4.5 Parâmetro de Instabilidade α

Esse parâmetro avalia a sensibilidade da estrutura aos efeitos de segunda ordem. Se esse coeficiente for menor que certo valor limite, os efeitos globais de segunda ordem podem ser

desprezados, caso o contrário, os efeitos de segunda ordem devem ser considerados na estrutura (LACERDA *et al.*, 2014).

O parâmetro α é um meio para avaliar a estabilidade global de estruturas de concreto, porém não é capaz de estimar os efeitos de segunda ordem, diferindo então do parâmetro γ_z . Outra peculiaridade desse parâmetro é, segundo Lins (2013), sua independência diante dos dados relacionados às ações horizontais. Esse aspecto torna a avaliação da estabilidade global da estrutura, recém concebida, mais ágil, uma vez que as etapas ligadas a determinação das ações horizontais são realizadas posteriormente e apenas com o intuito de obtenção dos esforços da estrutura. Outro aspecto importante está relacionado a influência direta que o parâmetro de estabilidade α tem com a rigidez equivalente global da estrutura.

Este parâmetro foi deduzido por Beck e König em 1966. O modelo proposto considera um pilar engastado na base, com uma carga vertical distribuída ao longo de toda a sua altura, supondo-se para o mesmo um comportamento elástico-linear. Segundo esses autores, esse parâmetro pode ser definido conforme a Equação 31:

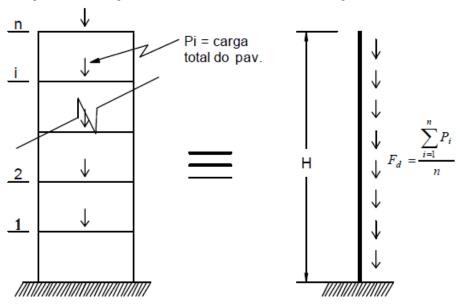
$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{F_{\nu}}{EI}} \tag{31}$$

na qual, H é a altura total do pilar; F_v é a carga vertical característica no pilar; EI é o produto de rigidez do pilar em regime de utilização.

Segundo a teoria desenvolvida por Beck e König (1966) para α superior a 0,60 torna-se necessária a consideração do efeito de 2^a ordem no pilar.

Posteriormente, este conceito foi estendido por Franco (1985) para o caso de edifícios altos, uma vez que pôde-se associar um edifício alto a uma coluna engastada na base, com os pavimentos tipo conferindo às cargas verticais o caráter de carregamento uniformemente distribuído (Figura 29).

Figura 29 - Analogia entre um edifício alto e uma coluna engastada na base.



Fonte: Martins (2001).

Lacerda *et al.* (2014), faz uso da ideia de Franco (1985) quando afirma que o modelo hoje utilizado para esse parâmetro, só é válido dentro do regime elástico, sendo baseado na analogia entre o comportamento de um edifício e de um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo, submetido a uma ação axial distribuída ao longo de toda a sua altura.

A ABNT NBR 6118:2014 traz, para este parâmetro, as Equações 32, 33, 34 e 35:

$$\alpha < \alpha_1$$
 (32)

$$\alpha = H_{tot} \sqrt{\frac{N_k}{E_{cs} I_c}} \tag{33}$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0.2 + 0.1n \to n \le 3 \\ \alpha_2 \to n > 3 \end{cases}$$
 (34)

$$\alpha_2 = \begin{cases} 0,5 \text{ para contraventamento composto exclusivamente por pórticos} \\ 0,6 \text{ para contraventamento composto por pórticos e pilares } - \text{ parede} \\ 0,7 \text{ para contraventamento composto exclusivamente por pilares } - \text{ parede} \end{cases}$$
 (35)

nas quais, H_{tot} é a altura total da estrutura; N_k é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura; E_{cs} I_c é o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada, sendo o valor do módulo de elasticidade o secante (E_{cs}) e a inércia da seção bruta (I_c).

Percebe-se claramente a semelhança entre a Equação 33, proposta pela norma, e a Equação 31, proposta por Beck e König em 1966.

Para avaliar a sensibilidade de estruturas reticuladas simétricas quanto à não linearidade geométrica, o valor de α é comparado a um valor α_1 , de modo que, se $\alpha < \alpha_1$, a estrutura é considerada de nós fixos, e se $\alpha \geq \alpha_1$, de nós móveis. Assim, pode-se desprezar o efeito de 2^a ordem quando o valor calculado de α for menor que α_1 . Isso equivale a dizer que os esforços totais, em segunda ordem, não ultrapassam em 10% os de 1^a ordem (condição de indeslocabilidade dos nós).

A estrutura é considerada como um meio elástico e, por este motivo, não se leva em conta a fissuração dos elementos. Embora não seja considerada a fissuração dos elementos, a não linearidade física do concreto é levada em conta na dedução do limite α_1 . O comportamento não linear não surge apenas devido à fissuração, pois o concreto submetido à compressão já possui um comportamento puramente não linear.

Em Franco (1985) observa-se que, na dedução de α_1 , foi levada em conta uma carga vertical de cálculo $N_d = 1.4 \cdot N_k$ e a rigidez reduzida igual a $0.7 \cdot E_{cs}I_c$. Isto explica porque no cálculo do parâmetro α utilizam-se esforços característicos e a rigidez integral da seção.

O parâmetro α não se aplica a estruturas significativamente assimétricas, ou que apresentem deslocamentos horizontais apreciáveis sob ação das cargas verticais. Na prática ele é bem menos utilizado que o coeficiente γ_z , pois este coeficiente, além de se avaliar a estabilidade global, também estima os esforços de segunda ordem no processo de obtenção dos esforços globais finais.

Araújo (2010) demonstrou que o parâmetro de instabilidade α pode ser derivado do coeficiente γ_z , indicando que esses dois critérios de verificação da indeslocabilidade são equivalentes.

2.4.4.6 Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

Segundo o CEB (1978), uma forma de avaliar a esbeltez de uma estrutura levando em consideração a rigidez a ela conferida através dos elementos estruturais, se dá através de λ_{ef} . Ao contrário do índice de esbeltez de corpo rígido, o índice de esbeltez efetiva ou de corpo deformável contempla a deslocabilidade e, consequentemente, as diferentes condições de apoio da estrutura, além do efeito da fissuração. A expressão que permite calcular λ_{ef} é apresentada na Equação 36:

$$\lambda_{ef} = \left[\frac{12*E_{cs}*A_p*D}{H}\right]^{\frac{1}{2}} \tag{36}$$

na qual, E_{cs} é o módulo de elasticidade secante do concreto; A_p é a soma das áreas das seções transversais de todos os pilares situados entre os andares considerados, ou soma das áreas das seções transversais dos pilares da base (primeiro lance); D é o deslocamento lateral de um andar em relação ao que está abaixo, ou do andar superior em relação à base, sob a ação de uma força horizontal unitária aplicada no topo, obtido de uma análise linear; H é a altura do andar ou altura total da edificação.

Segundo Fonte (1992) e o CEB (1978), de acordo com o valor do índice de esbeltez efetiva também chamado de índice de esbeltez de corpo deformável, tem-se:

$$\begin{array}{lllll} \lambda_{ef} \leq 40 & \dots & pode\text{-se desprezar os efeitos de 2^a ordem;}\\ & 40 < \lambda_{ef} \leq 80 & \dots & esbeltez moderada;\\ & 80 < \lambda_{ef} \leq 100 & \dots & esbeltez média;\\ & 100 < \lambda_{ef} \leq 140 & \dots & esbeltez alta;\\ & \lambda_{ef} > 140 & \dots & esbeltez muito alta; \end{array}$$

2.4.4.7 Frequência fundamental (f_1)

A frequência fundamental possibilita a verificação das estruturas quanto à sensibilidade aos efeitos dinâmicos. Neste trabalho, as frequências naturais associadas aos modos de deformação lateral serão obtidas de três maneiras distintas. Far-se-á uso das equações simplificadas propostas nas normas brasileiras de sismo e vento, bem como dos valores obtidos diretamente no CYPECAD.

A ABNT NBR 6123:1988 considera a frequência fundamental de forma aproximada por meio de uma equação contida na sua tabela 19. Essa equação é aplicável a estruturas aporticadas de concreto, sem cortinas, tipo estudado neste trabalho. Ela foi reproduzida na Equação 37:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{0,05 + 0,015H} \tag{37}$$

na qual, f_1 é a frequência fundamental em Hertz; H é a altura em metros da edificação.

Já a ABNT NBR 15421:2006 considera a frequência fundamental também de forma aproximada e em função da altura da edificação por meio da Equação 38:

$$f_1 = \frac{1}{T_a} = \frac{1}{C_T \cdot H^x} \tag{38}$$

na qual, T_a é o período aproximado da estrutura.

Nesta expressão, os coeficientes C_T (coeficientes de período da estrutura) e x são definidos, para o caso do edifício estudado, por: $C_T = 0.0466$ e x = 0.9, para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto, não sendo estes ligados a sistemas mais rígidos que impeçam sua livre deformação quando submetidos à ação sísmica.

Ainda segundo a norma, a frequência natural da estrutura pode ser obtida por um procedimento de extração modal, que leve em conta as características mecânicas e de massa da estrutura, por meio de um processo de determinação analítica. O CYPECAD realiza tal procedimento quando se opta pela consideração do sismo no cálculo da estrutura por meio da análise modal espectral. Sendo assim, são fornecidos, ao fim das rotinas de cálculo, os períodos e as frequências da estrutura não apenas em seu modo de vibração natural (modo 1), mas também naqueles subsequentes que se fizeram necessários na análise dinâmica.

Há ainda no texto normativo uma limitação aos valores obtidos de maneira analítica como esses provenientes do CYPECAD. Os períodos obtidos dessa forma não podem exceder o produto do coeficiente de limitação do período C_{up} , definido na Tabela 6 em função da zona sísmica à qual a estrutura em questão pertence, pelo período aproximado T_a . Como alternativa à determinação analítica de T, é permitido utilizar diretamente o período natural aproximado da estrutura T_a .

Tabela 6 - Coeficiente de limitação do período.

Zona sísmica	Coeficiente de limitação do período (Cup)
Zona 2	1,7
Zona 3	1,6
Zona 4	1,5

Fonte: Do autor (2016).

2.4.4.8 Coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp})

Com o intuito de quantificar o caráter estático ou dinâmico do efeito do vento de acordo com a ABNT NBR 6123:1988, têm-se a pretensão de fazer uso, neste trabalho, do coeficiente de amplificação dinâmica na direção das rajadas, obtido por meio dos gráficos 14 ao 18 da referida norma. A interpretação desses gráficos depende das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico ς (obtida conforme Tabela 19 da ABNT NBR 6123:1988 de acordo com o tipo de estrutura) e da frequência f obtida pela relação adimensional (Vp/fL). Vp é a

velocidade de projeto e L é a dimensão característica ($L=1800\ m$) utilizada na determinação do coeficiente de amplificação dinâmica.

Propõe-se a adoção do coeficiente de amplificação dinâmica como majorador das ações estáticas do vento para cálculo da resposta dinâmica total aproximada das estruturas com período fundamental superior a 1 s, ou seja, com frequência inferior a 1 Hz, consideradas pela ABNT NBR 6123:1988 como fracamente amortecidas. Para essas estruturas, torna-se importante a resposta flutuante na direção do vento médio.

2.4.4.9 Aceleração para verificação do conforto humano (a)

A percepção humana da vibração em um edifício é relacionada tanto a amplitude quanto a sua frequência de vibração. Os projetistas de edifícios altos são, portanto, muito interessados na avaliação da aceleração de suas torres, especialmente nos pisos superiores, para assegurar o conforto do humano aos ocupantes e o desempenho confiável dos equipamentos nesses edifícios (RIZK, 2010).

Quanto às vibrações induzidas pela ação do vento, a ABNT NBR 6123:1988 destaca que as flutuações de velocidade do vento podem provocar nas estruturas muito flexíveis, oscilações importantes na direção da velocidade média. Nesses casos, essas ações podem provocar estados limites de serviço relacionados ao desconforto dos ocupantes.

Sendo assim, as acelerações são parâmetros importantes para verificação do conforto humano quanto às oscilações induzidas pelas forças flutuantes do vento. Segundo a ABNT NBR 6123:1988, a amplitude máxima da aceleração em um nível z é obtida através da Equação 39:

$$a_j = 4\pi^2 f_j^2 u_j \tag{39}$$

na qual, f_j é a frequência natural no modo j; u_j seria o deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo j.

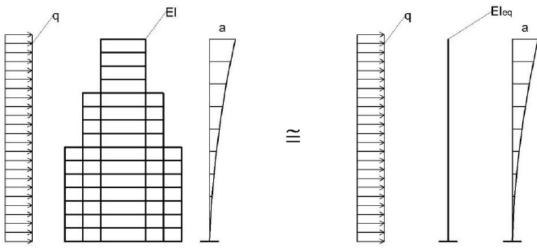
A amplitude da aceleração, como indicação geral, não deve exceder o valor 0,1 m/s², segundo a norma supracitada. Um critério mais completo é apresentado em Chang (1967) que define zonas de conforto associadas aos valores das acelerações, conforme está reproduzido a seguir.

 $a \leq 0,05 \text{ m/s}^2 \dots \text{zona 1 (vibração imperceptível);}$ $0.05 \text{ m/s}^2 < a \leq 0,15 \text{ m/s}^2 \dots \text{zona 2 (vibração perceptível mas não incômoda);}$

2.4.4.10 Rigidez do pilar equivalente (EI_{eq})

A ideia de realizar uma analogia entre o comportamento de um edifício e de um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo, foi inicialmente utilizada por Beck e König em 1966, no desenvolvimento teórico do parâmetro α. No fim, a fórmula proposta por esses autores dependia basicamente de uma rigidez equivalente (EI_{eq}) para o pilar idealizado, que tornaria seus deslocamentos laterais semelhantes aos do edifício em questão, quando submetido as mesmas ações laterais. Na Figura 30 tal ideia é ilustrada para um caso hipotético de carga lateral uniformemente distribuída.

Figura 30 - Analogia do pilar equivalente.



Fonte: Zalka (2000).

Com o passar dos anos, no entanto, o conceito de coluna equivalente se estendeu dentro das metodologias simplificadas para análise do comportamento global das estruturas, sendo utilizada no desenvolvimento de outros parâmetros de estabilidade global contidos inclusive em normas técnicas nacionais e internacionais.

Zalka, no ano de 2000, escreveu um livro quase que todo baseado nesse conceito. Esse autor propôs diversas fórmulas simplificadas, concluídas através da simulação do edifício como um pilar de rigidez equivalente. Ele realizou análises baseadas nas frequências naturais de vibração da estrutura, em sua rigidez e no fator de carga crítica atrelado. Segundo esse autor o conceito

de pilar equivalente é aplicável a estruturas regulares quando a rigidez do sistema de contraventamento não varia com o a altura do edifício. Além disso, as seguintes condições também tem que ser respeitadas:

- a) O material das estruturas é homogêneo, isotrópico e obedece a lei de Hooke;
- b) As lajes são tidas como diafragmas infinitamente rígidos;
- c) As estruturas não têm imperfeições geométricas, desenvolvem pequenas deformações e o efeito de terceira ordem das forças axiais é insignificante;
- d) As cargas são aplicadas estaticamente e mantém a sua direção (forças conservadoras);
- e) A localização do centro de cisalhamento depende apenas de características geométricas;

Percebendo o adequado uso da analogia do pilar equivalente ao edifício de concreto aqui tratado, propõe-se o uso da rigidez do pilar equivalente como mais um parâmetro para análise da estabilidade global, esperando que ele permita analisar a influência da ação símica e da análise de segunda ordem na edificação quando esta vir a variar seu número de pavimentos.

2.5 Concepção estrutural

2.5.1 Ações consideradas no dimensionamento

Armisen (1985) discorre sobre os tipos de ações utilizadas no projeto de edifícios altos. O autor afirma que as ações solicitantes de um edifício alto são as mesmas que agem em uma edificação normal, diferenciando-se apenas pelo efeito que causam. As ações gravitacionais, tanto o peso próprio como o de serviço, produzem um efeito acumulativo, crescente com altura ao longo do número de pavimentos construídos, que determina um aumento significativo no tamanho das peças estruturais. Já as ações horizontais, constituídas principalmente pela pressão do vento e pelas forças de inércia produzidas em terremotos, são ações de maior significância na determinação da estrutura resistente em edifícios altos.

2.5.1.1 Ações permanentes

O item 11.3.1 da ABNT NBR 6118:2014 define ações permanentes como aquelas que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Sendo consideradas como permanentes, também, as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor limite constante.

A ABNT NBR 8681:2003, no item 4.2.1.1, classifica as ações permanentes em ações permanentes diretas e ações permanentes indiretas. No mesmo item está colocado que as ações permanentes diretas são constituídas pelos pesos próprios dos elementos da construção, incluindo-se o peso próprio da estrutura e de todos os elementos construtivos permanentes, os pesos dos equipamentos fixos e os empuxos devido ao peso próprio de terras não removíveis e de outras ações permanentes sobre elas aplicadas. As ações permanentes indiretas são citadas no item 11.3.3 da ABNT NBR 6118:2014 como aquelas constituídas por deformações impostas por retração dos materiais, fluência, recalques de apoio, imperfeições geométricas e protensão.

O peso próprio da estrutura é calculado internamente pelo programa CYPECAD, determinando-se o peso específico dos materiais e dimensões dos elementos que compõem o modelo. Os valores adotados para representar o peso específico dos materiais foram retirados da ABNT NBR 6120:1980.

2.5.1.2 Ações variáveis

O item 3.6 da ABNT NBR 8681:2003 conceitua as ações variáveis como aquelas que ocorrem com valores que apresentam variações significativas em torno de sua média, durante a vida da construção.

O item 4.2.1.2 da ABNT NBR 8681:2003 considera como ações variáveis as cargas acidentais das construções, bem como efeitos, tais como forças de frenação, de impacto e centrífugas, efeitos do vento, das variações de temperatura, do atrito nos aparelhos de apoio e, em geral, as pressões hidrostáticas e hidrodinâmicas. Em função de sua probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, o mesmo item apresenta uma classificação para as ações variáveis dividindo-as em normais ou especiais:

- a) Ações variáveis normais: são ações com probabilidade de ocorrência suficientemente grande para que sejam obrigatoriamente consideradas no projeto das estruturas de um dado tipo de construção;
- b) Ações variáveis especiais: nas estruturas em que devam ser consideradas certas ações especiais, como ações sísmicas ou cargas acidentais de natureza ou de intensidade especiais, elas também devem ser admitidas como ações variáveis. As combinações de ações em que comparecem ações especiais devem ser especificamente definidas para as situações especiais consideradas;

O item 11.4.1 da ABNT NBR 6118:2014 divide as ações variáveis em dois tipos, ações variáveis diretas e indiretas. As ações variáveis diretas são constituídas pelas cargas acidentais

previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água, devendo-se respeitar as prescrições feitas por normas brasileiras específicas. Já as ações variáveis indiretas incluem as variações uniformes de temperatura, variações não uniformes de temperatura e as ações dinâmicas.

Cabe destacar, no entanto, tendo em vista o tema do presente trabalho, o texto trazido pelo item 11.4.1.2 da ABNT NBR 6118:2014 que discorre quanto às ações relativas ao vento. Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123:1988, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em normas brasileiras específicas. O procedimento descrito na ABNT NBR 6123:1988, encontrasse descrito em item específico do presente trabalho.

Novamente, será utilizada a ABNT NBR 6120:1980 na adoção de alguns valores de cargas variáveis como, por exemplo, os valores de sobrecarga da edificação.

2.5.1.3 Ações excepcionais

O item 4.2.1.3 da ABNT NBR 8681:2003 considera como excepcionais as ações decorrentes de causas tais como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais. O procedimento para consideração da ação de sismo, encontrasse descrito em item específico do presente trabalho, sendo baseado na ABNT NBR 15421:2006.

2.5.2 Combinações de ações

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade não desprezível de atuarem simultaneamente sobre uma estrutura, durante um período de tempo preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. A verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço deve ser realizada em função das combinações últimas e combinações de serviço, respectivamente.

2.5.2.1 Combinações últimas

Cada combinação última pode ser classificada como normal, especial (de construção) ou excepcional. Em cada um dos tipos de combinação, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com o seu valor característico F_{qk} . As demais ações variáveis atuam com os seus valores reduzidos de combinações $\psi_0 \cdot F_{qk}$. As Equações 40 e 41 representam os tipos de combinações últimas:

a) Combinações últimas normais

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + \gamma_q \cdot \left(F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk} \right) + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{gk}$$

$$\tag{40}$$

 F_d é o valor de cálculo das ações para combinação última; F_{gk} são as ações permanentes diretas; $F_{\varepsilon k}$ são as ações indiretas permanentes, como a retração $(F_{\varepsilon gk})$ e variáveis, como a temperatura $(F_{\varepsilon qk})$; F_{gk} são as ações variáveis diretas, das quais F_{q1k} é escolhida a principal;

 $\gamma_g, \gamma_{\varepsilon g}, \gamma_q, \gamma_{\varepsilon q}$ são os coeficientes de majoração das ações; $\psi_{0j}, \psi_{0\varepsilon}$ são multiplicadores para formação do coeficiente de majoração γ_2 .

b) Combinações últimas especiais ou de construção

Neste caso, vale a mesma combinação das normais, com termos de igual significado. A diferença é que o coeficiente ψ_0 pode ser substituído por ψ_2 quando a atuação principal F_{g1k} tiver duração muito curta.

c) Combinações últimas excepcionais

Para essas combinações, ψ_0 também pode ser substituído por ψ_2 , desde que a atuação principal F_{q1exc} tenha duração muito curta, conforme a Equação 41, na qual, F_{q1exc} é a ação excepcional, e os demais termos são os mesmos definidos anteriormente.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_{\varepsilon g} \cdot F_{\varepsilon gk} + F_{q1exc} + \gamma_q \cdot \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk} + \gamma_{\varepsilon q} \cdot \psi_{0\varepsilon} \cdot F_{\varepsilon qk} \tag{41}$$

2.5.2.2 Combinações de serviço

Para os casos das combinações de serviço, as ações permanentes são consideradas com seus valores integrais, ao passo que para as ações variáveis, são considerados seus valores minorados. As combinações de serviço são classificadas de acordo a sua permanência na estrutura, da seguinte forma:

a) Combinações quase permanentes: são combinações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária quando houver a necessidade de verificação do estado limite de deformações excessivas. Nessas combinações, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes, $\psi_2 \cdot F_{qk}$, o que é apresentado na Equação 42:

$$F_{d,ser} = \sum F_{qik} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk} \tag{42}$$

na qual, $F_{d,ser}$ representa o valor de cálculo das ações para combinações de serviço.

b) Combinações frequentes: são combinações que se repetem muitas vezes durante o período da vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação dos estados limites de formação de fissuras, abertura de fissuras e de vibrações excessivas. Podem também ser consideradas para verificações de estados limites de deformações excessivas decorrentes de vento ou temperatura que podem comprometer as vedações. Nessas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente, ψ₁ · F_{q1k}, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase permanentes, ψ₂ · F_{qk}. Isto está expresso pela Equação 43, na qual F_{q1k} é o valor característico das ações variáveis principais diretas.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_{2j} \cdot F_{qjk}$$

$$\tag{43}$$

c) Combinações raras: ocorrem algumas vezes durante o período de vida da estrutura, e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de formação de fissuras. A Equação 44 demonstra que, nessas combinações, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} , e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes, $\psi_1 \cdot F_{qk}$.

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + F_{g1k} + \sum \psi_{1j} \cdot F_{gjk} \tag{44}$$

2.5.3 Modelagem dos elementos que compõem a estrutura

Nesta seção do trabalho serão reunidas informações a respeito da modelagem dos elementos que compõem a estrutura. Inicialmente, discorre-se sobre a simplificação imposta às lajes tidas

como diafragmas rígidos. Posteriormente, em um segundo momento, são dadas informações variadas sobre a modelagem de elementos como vigas, pilares e pilares-paredes.

2.5.3.1 Lajes

Segundo Bernardi, Campos Filho e Pacheco (2010), para que se tenha um sistema computacional eficiente na resolução de estruturas com um grande número de elementos, se faz necessário o uso de recursos como a hipótese de diafragma rígido das lajes, que permitem diminuir o tamanho do problema a ser resolvido, sem perda de precisão nos resultados. A consideração de cada laje funcionando como diafragma rígido é bastante comum na análise de estruturas tridimensionais de edifícios.

Diafragmas são estruturas horizontais planas, que têm a função principal de transferir as forças horizontais atuantes em diferentes pontos da estrutura para os elementos de contraventamento vertical (AVILLA *et. al.*, 2014). Segundo Fontes e Pinheiro (2006), as lajes, sob a ação de forças horizontais e enrijecidas pelo vigamento, têm comportamento próximo ao de um diafragma rígido, ou seja, praticamente não se deformam axialmente. Tal fato se deve à grande rigidez da laje frente às ações horizontais, bastando, para melhor entender, imaginá-la como uma viga de grande altura, submetida à flexão.

Dias (2009), corrobora as informações acima afirmando que a laje admitida como diafragma é infinitamente rígida no próprio plano e sua rigidez transversal é nula. Assim, cada pavimento transmite, sem se deformar no próprio plano, todos os esforços para as demais partes da estrutura. Desta forma, pode-se realizar uma simplificação no modelo de análise estrutural, considerando-se que haja uma compatibilidade de deslocamentos no plano da laje com ausência de deformações axiais no plano da mesma.

Na Figura 31 é ilustrada a representação do diafragma rígido.

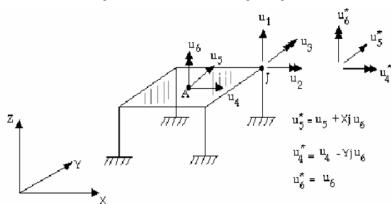


Figura 31 - Modelo de diafragma rígido.

Fonte: Dias (2009).

Com isso, obtém-se um melhor desempenho computacional onde o número de graus de liberdade apresenta uma grande redução na análise numérica, sendo dispensada a discretização da laje. São associados três graus de liberdade (duas translações no plano do diafragma e uma rotação normal ao mesmo) dos nós do pavimento aos graus de liberdade de um único nó chamado de nó mestre. Essa consideração revela uma dependência linear entre os deslocamentos dos pontos nodais da estrutura que estão contidos no plano da laje.

Avilla *et al.* (2014) enumera ainda alguns aspectos sob os quais fundamenta-se o modelo estrutural que define o comportamento das lajes como diafragma rígido, são eles:

- A contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes em seu próprio plano é considerada nula;
- As lajes são capazes de transmitir os esforços contidos no seu plano médio, através de movimentos descritos por um vetor de deslocamento (translação) e um vetor rotação global;
- A estabilidade das estruturas de edifícios sob ações horizontais, geralmente é constituída
 pelo modelo estrutural formado por núcleos de paredes, paredes ou pórticos resistentes,
 ou ainda, pela associação desses elementos, que em conjunto com as lajes dos
 pavimentos garantam esse comportamento;
- A materialização do modelo se dá pela ligação dos elementos resistentes verticais aos elementos resistentes horizontais, devendo-se ter especial atenção a essas ligações, afim de garantir a transmissão dos esforços entre os elementos, garantindo uma rigidez axial da laje tal que não se permita a ocorrência de ruptura;

Há autores que realizam trabalhos baseados na premissa de que a laje, além de ser um elemento com rigidez infinita no seu plano (efeito de diafragma rígido), apresenta rigidez à flexão para resistir a esforços oriundos do vento. Observando que esta dissertação tem outro

foco, e atentando também para a celeridade e complexidade do cálculo estrutural, optou-se por adotar a laje como diafragma rígido, simplificação amplamente utilizada nas pesquisas sobre o tema. Vale ressaltar que o CYPECAD tem essa simplificação embutida em suas rotinas de cálculo, servindo como opção de cálculo ao utilizador.

2.5.3.2 Vigas e pilares

As vigas e os pilares serão considerados como elementos de barra, com as propriedades dos materiais empregados e as seções definidas segundo a planta de fôrmas da estrutura.

Mesmo que os pilares da estrutura venham a ser considerados pilares-paredes, a ABNT NBR 6118:2014 permite a sua representação como elemento linear, desde que seja considerada a deformação por cisalhamento e um ajuste de sua rigidez à flexão para o comportamento real. Tal ajuste, no entanto, não se faz necessário no CYPECAD, uma vez que esse *software* realiza a discretização de tais elementos em elementos finitos.

2.5.4 Pré-dimensionamento das peças de concreto

Antes mesmo de terem suas posições definidas, as peças de concreto devem ser prédimensionadas, tendo em vista que o *software* não realiza tal etapa. Essas dimensões devem ser alteradas após o cálculo da estrutura quando alguma verificação de cálculo não foi atendida. É interessante notar que as dimensões estimadas inicialmente pelo calculista são fruto da experiência acumulada desses profissionais. Os métodos existentes de pré-dimensionamento são pouco generalistas, adequando-se mais a estruturas retangulares sem muitas especificidades.

2.5.4.1 Pilares

Para o pré-dimensionamento dos pilares devem ser respeitados os critérios mínimos postos na ABNT NBR 6118:2014. Essa norma, em seu item 13.2.3, menciona que a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não pode apresentar dimensão menor que 19 cm. Em casos especiais, que não ocorreram neste trabalho, permite-se a consideração de dimensões entre 19 cm e 14 cm, desde que se multipliquem os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento por um coeficiente adicional

 γ_n , de acordo com o indicado na tabela 13.1, contida na seção 11 da norma. Em qualquer caso, a norma não permite pilares com seção transversal de área inferior a 360 cm².

O procedimento típico utilizado para estimar as dimensões da seção transversal dos pilares é o método das áreas de influência. O que se faz basicamente é dividir o painel das lajes em intervalos que variam de 0,45*l* à 0,55*l* (*l* é o vão das lajes) de acordo com critérios de posicionamento do pilar. Consegue-se a partir de então estimar qual parte da laje tem sua carga transmitida ao pilar tratado. Faz-se uso então de um valor de carga média em edifícios variando de 10 kN/m² (edifícios "normais") à 12 kN/m² (edifícios "especiais"). Essa carga distribuída é multiplicada pela área de influência e então pelo número de andares que o pilar ultrapassa, chegando-se a carga total estimada sustentada.

No caso de pilares de extremidade (sujeitos à flexão composta normal) e pilares de canto (sujeitos à flexão composta oblíqua), o método prevê o uso de um coeficiente "c" multiplicador da área de influência, para levar em conta o efeito do momento de pórtico. De posse da carga total no pilar e de informações sobre a resistência do concreto empregado, chega-se rapidamente a área de concreto necessária e as dimensões da seção transversal.

Quando se trata de um pré-dimensionamento de um pilar de garagem, mesmo que a carga final seja pequena e consequentemente a dimensão a ser adotada também, deve-se aumentar um pouco sua dimensão afim, primeiramente, de evitar eventuais problemas nas ações de manobra de veículos e, também, por causa da sensação desagradável que pilares muito pequenos podem ocasionar aos condutores desses veículos.

2.5.4.2 Vigas

Os vãos das vigas ficam condicionados ao processo de locação dos pilares. Esses vãos são utilizados no processo de pré-dimensionamento das seções transversais das vigas. A metodologia, que objetiva prever a altura (h) da seção transversal, é mais simples que aquela utilizada para os pilares e segue alguns critérios postos abaixo:

- Vigas bi apoiadas: $h = v\tilde{a}o/10$;
- Vigas contínuas: $h = v\tilde{a}o/12$;
- Vigas em balanço: $h = v\tilde{a}o/5$;

Essas dimensões podem variar ainda de acordo com o tipo de carga que solicita a viga, se for concentrada ou distribuída, podendo alcançar valores não inferiores a $h = v\tilde{a}o/15$. É

interessante também notar que valores de *h* superiores a 60 cm, para pé-direito em torno de 3 m, podem vir a prejudicar a instalação de portas e janelas.

Para as vigas contínuas com tramos vencendo vãos de diferentes valores é necessário caracterizar os vãos como comparáveis ou não. Em uma situação hipotética na qual são comparados dois vãos (l_1 e l_2) de uma mesma viga contínua vale o critério abaixo:

•
$$\frac{2}{3} \le \frac{l_1}{l_2} \le \frac{3}{2} \to \text{Vãos comparáveis};$$

Uma vez enquadrados na situação acima, utiliza-se um valor único para o vão de ambos os tramos, igual a média aritmética dos dois (vão médio). Quando não enquadrados como vãos comparáveis, adota-se valores diferentes para as alturas dos tramos baseando-se nos valores de cada um dos vãos (l_1 e l_2).

Em toda esta etapa, deve-se respeitar os valores mínimos postos no item 13.2.2 da ABNT NBR 6118:2014, que indica que a seção transversal das vigas não pode apresentar largura menor que 12 cm e a das vigas-parede, menor que 15 cm. Essa norma ainda permite que estes limites sejam reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- a) alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos na norma;
- b) lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931:2004.

2.5.4.3 Lajes

Apesar de existir procedimento de pré-dimensionamento para as lajes, estes se restringem mais ao uso de lajes maciças. De maneira geral pode-se estimar para este tipo de laje uma espessura igual a 2,5% da altura do menor vão. Também devem ser respeitados os valores mínimos colocados na ABNT NBR 6118:2014 em seu item 13.2.4.1. Para as lajes nervuradas, essa norma recomenda o seguinte (item13.2.4.2):

- A espessura da mesa, quando não existirem tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a 1/15 da distância entre as faces das nervuras (l_0) e não menor que 4 cm;
- O valor mínimo absoluto da espessura da mesa deve ser 5 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro menor ou igual a 10 mm. Para tubulações com diâmetro Φ maior que 10 mm, a mesa deve ter a espessura mínima de $4 cm + \Phi$, ou $4 cm + 2\Phi$ no caso de haver cruzamento destas tubulações;

 A espessura das nervuras não pode ser inferior a 5 cm. Nervuras com uma espessura menor que 8 cm não podem conter armadura de compressão;

Percebe-se então que para as lajes maciças não há um método de pré-dimensionamento propriamente dito e sim recomendações mínimas a serem seguidas.

2.5.5 Concepção estrutural

Após a etapa de pré-dimensionamento das peças, procede-se à fase de concepção estrutural propriamente dita, na qual são locados os pilares, inseridas as vigas e delimitadas as lajes. Nessa etapa, uma das principais preocupações do projetista deve ser a interação com o projeto arquitetônico.

O lançamento dos pilares primeiramente nos pavimentos-tipo e posteriormente analisada sua influência nos pavimentos superiores e inferiores. Cuidados especiais devem ser tomados com as vagas de garagem (número de vagas e espaço para circulação e manobra dos veículos). As dimensões das vagas variam de cidade para cidade de acordo com legislação própria.

Dentre as principais ações executadas para o lançamento da estrutura, pode-se citar:

- Estudo do projeto arquitetônico, com total entendimento da edificação e conferência das cotas, cortes, fachadas, alturas, etc.;
- Locação dos pilares básicos (cantos da escada, elevadores, cantos do edifício, cruzamento de vigas principais);
- Procura-se embutir os pilares nas alvenarias, "sacrificando" porventura cômodos não tão importantes. Por exemplo, ao lançar o pilar embutido na parede de uma sala, sua dimensão maior deve ficar para o lado de uma cozinha, banheiro ou lavanderia;
- Busca-se tornar a transferência de carga a mais direta possível. Deve-se também evitar, na medida do possível, a utilização de apoio de vigas importantes sobre outras vigas (apoios indiretos), bem como, o apoio de pilares em vigas (vigas de transição);
- Tendo em vista a estabilidade global da edificação frente às ações horizontais de vento
 e sismo, procura-se utilizar "pórticos planos" ortogonais entre si, com resistência e
 rigidez adequadas, realizando uma escolha criteriosa da orientação das seções
 transversais dos pilares;
- Dispõe-se os pilares com sua menor dimensão ortogonal (oposta) à menor dimensão da estrutura;

Os pilares devem ser lançados com seus eixos distantes entre si de 3 a 7 metros. O limite superior dessa faixa de distância é interessante do ponto de vista econômico uma vez que evita vigas e lajes com grandes dimensões. Essas peças mais robustas seriam necessárias para vencer os grandes vãos ocasionados pelo afastamento dos pilares, gerando um maior consumo de concreto na obra. Por outro lado, pilares distantes a menos de 3 metros gerariam também aumento significativo no consumo de concreto.

As vigas, além de terem seu posicionamento diretamente influenciado pelos pilares, também devem ser locadas atentando para o critério de vãos econômicos para as lajes.

É recomendado que as vigas sejam embutidas nas alvenarias. No entanto, um processo construtivo amplamente utilizado na atualidade e também na edificação aqui tratada, torna tal recomendação desprezível ao projetista estrutural. Trata-se da elevação do pé-direito e posterior revestimento do teto com gesso, pvc ou outro material similar, a uma altura tal que as vigas fiquem totalmente "escondidas" do usuário da edificação (ideia conhecida como "forro falso"). É interessante notar que esse espaço entre o forro e a laje serve também para acomodar as mais variadas peças componentes das instalações prediais (tubos de água fria e quente, tubos de esgoto, drenos de ar-condicionado, eletrodutos, etc.), evitando assim problemas de compatibilização de projetos.

2.6 Ação do vento nas edificações

O vento é um fenômeno natural que se apresenta como uma das mais relevantes ações horizontais aplicadas em edificações. Esse fenômeno apresenta grande complexidade por causa das muitas situações de fluxo resultantes da interação do vento com as estruturas (MENDIS, 2007).

Lacerda *et al.* (2014) relata que em estruturas de edifícios altos, a ação do vento provoca grandes efeitos, produzindo esforços adicionais quando aplicados simultaneamente com as demais ações atuantes na estrutura. Rizk (2010) afirma que a carga de vento em um edifício alto é uma das principais cargas que regem o seu projeto. Segundo esse autor, ela induz vibrações no edifício, aplicando solicitações de flexão, cisalhamento e torção sobre os diferentes componentes estruturais. Oliveira e Oliveira Neto (2009) relatam que a partir de certa altura as ações laterais devidas ao vento passam a ser preponderantes e a torre do edifício passa a ter um comportamento análogo ao de uma viga, exigindo rigidezes à flexão para estas ações.

Pereira (2011) afirma que um dos maiores problemas associados a ação do vento nos edifícios altos são alguns fenômenos dinâmicos extremos como a ressonância. A ressonância

dá-se quando a ação dinâmica aplicada a uma estrutura tem uma frequência semelhante à sua frequência natural da mesma, dando origem a amplitudes indesejáveis de oscilações, podendo resultar desconforto aos utilizadores, quebra de vidros e até mesmo problemas estruturais. O colapso estrutural mais conhecido devido à ressonância foi o da ponte de Tacoma Narrows, que ocorreu em 1940 a uma velocidade do vento de apenas 19 m/s (MENDIS, 2007).

Além da ressonância, há vários fenômenos decorrentes da resposta dinâmica da estrutura quando solicitada pela ação do vento. Podem ser citados entre outros o *buferting*, o desprendimento de vórtices, o galope, etc. O tipo de resposta dependerá, entre outros fatores, da direção de ação do vento (MENDIS, 2007). O comportamento estrutural resultante da ação dinâmica, pode ser analisado para dois sentidos de escoamento, longitudinal ao vento (barlavento) e transversal (PEREIRA, 2011) (Figura 32).

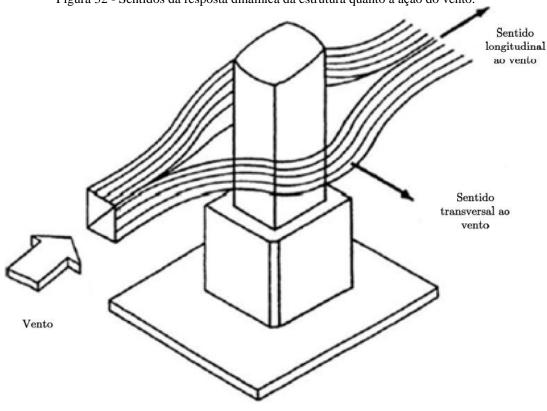


Figura 32 - Sentidos da resposta dinâmica da estrutura quanto à ação do vento.

Fonte: Pereira (2011).

A resposta no sentido longitudinal ao vento, é devida essencialmente ao caráter turbulento do escoamento nesta direção, derivado das variações de pressão que seguem linearmente as variações da velocidade de vento, incluindo também efeitos da interação entre o escoamento e a estrutura. O escoamento na direção longitudinal pode ser o mais condicionante na

consideração dos estados limites últimos, uma vez que originam momentos fletores muito elevados.

Quando o escoamento está atuando no sentido transversal, ocorre um comportamento bem mais complexo, quando comparado com a resposta na direção longitudinal. Este efeito é conhecido por desprendimento de vórtices e é a principal causa de vibrações e consequente desconforto para os ocupantes. Desta forma, em grande parte das situações para projetos de edifícios altos, é na direção perpendicular ao vento que se origina a resposta mais desfavorável, sendo muitas vezes as acelerações transversais maiores que as longitudinais.

A ação do vento, traduz-se numa pressão sobre as paredes da fachada que são transferidas aos elementos de contraventamento pelas lajes, trabalhando como membranas horizontais (diafragma rígido), em cada nível (Figura 33).

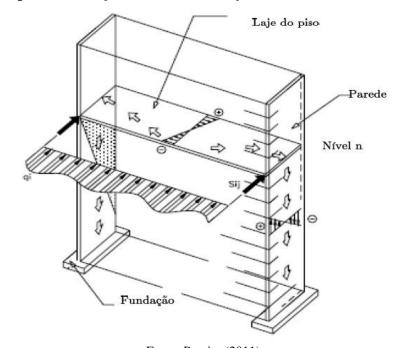


Figura 33 - Ilustração da transferência da ação do vento em edifícios altos.

Fonte: Pereira (2011).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a ação do vento deve ser sempre considerada na análise estrutural. A ABNT NBR 6123:1988 estabelece as condições exigíveis na consideração das forças estáticas e dinâmicas do vento, para efeito da análise de edificações.

As estruturas estão sempre sujeitas às ações laterais decorrentes dos efeitos do vento. No caso de estruturas de grande altura com elevado índice de esbeltez, estes efeitos se tornam mais importantes e podem, inclusive, desencadear situações de instabilidade na edificação.

As influências das ações decorrentes do vento dependem de alguns fatores como a altura, o tipo de superfície e a forma dos edifícios (ARMISEN, 1985). Pereira (2011) acresce essa ideia, afirmando que a resposta de um edifício à ação do vento depende também da intensidade do vento, da massa, da rigidez e da capacidade de dissipação de energia do sistema estrutural.

Portanto, a ação do vento em edificações depende de aspectos que podem ser divididos em dois grupos distintos: aspectos meteorológicos e aspectos aerodinâmicos. Os aspectos meteorológicos serão responsáveis pela velocidade do vento a considerar no projeto da estrutura de uma dada edificação. Essa grandeza é avaliada a partir de considerações como: local da edificação, tipo de terreno, altura da edificação, rugosidade do terreno e tipo de ocupação. Os aspectos aerodinâmicos estão relacionados com a análise do vento levando em conta a forma da edificação, pois sabe-se que o vento, ao incidir sobre uma edificação, terá um comportamento diferente em função da sua forma (GONÇALVES, 2007).

Carvalho e Pinheiro (2009) ressaltam que, embora em algumas situações as estruturas tenham rigidez suficiente para que possam ser desprezados os efeitos de segunda ordem devidos à instabilidade global, ainda assim é preciso avaliar se as ações de vento são significativas e necessitam ser consideradas no cálculo.

2.6.1 Determinação das forças estáticas devidas ao vento

A ABNT NBR 6118:2014 estabelece que os esforços devidos à ação do vento devem ser sempre considerados, devendo ser determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123:1988. Apesar da ação do vento constituir uma ação dinâmica, a norma de vento permite uma simplificação na qual essa carga pode ser considerada estática.

O hábito de trabalhar com ações estáticas pode ser um obstáculo à compreensão do significado da resposta dinâmica. É imprescindível compreender que as forças estáticas equivalentes, ou seja, aquelas usadas em substituição às forças dinâmicas, são uma ficção cuja utilidade se limita a seguir usando métodos de estática para obter solicitações internas.

Stolovas (2015) discorre a respeito das metodologias simplificadas utilizadas para calcular estruturas sujeitas à ação do vento. Segundo esse autor, o procedimento de associar uma ação dinâmica a uma ação estática que aplicada (estaticamente) provocaria o mesmo estado de deformação, é uma maneira habitual de descrever o estado de deformação de uma estrutura. Esse autor enquadra como exemplo dessas metodologias, o método proposto pela ABNT NBR 6123:1988 agora a pouco citado.

Alguns critérios, no entanto, devem ser obedecidos para que os resultados obtidos com tais metodologias simplificadas sejam representativos. Stolovas (2015) afirma que esses métodos são adequados apenas para estruturas que não são demasiadamente esbeltas e que se encontram construídas em cenários de vizinhança que foram padronizadas nas normas técnicas.

De acordo com a norma de vento, para casos em que o cenário ou as características da estrutura se afastam das premissas metodológicas simplificadas, deverá ser efetuado um estudo aprimorado das ações e, consequentemente, das respostas induzidas baseadas em ensaios de Túnel de Vento. Nesses ensaios serão reproduzidas as condições de vizinhança e as características do vento natural que possam influir nos resultados.

A vizinhança da edificação pode influenciar os coeficientes aerodinâmicos. Essa situação pode ser agravada pela possibilidade de alterações desfavoráveis das condições de vizinhança durante a vida útil da edificação em estudo. No Anexo G da ABNT NBR 6123:1988 afirma-se que não é possível indicar valores numéricos para efeitos de vizinhança de um modo genérico e normativo. Uma indicação aproximada dos aumentos que podem sofrer os coeficientes aerodinâmicos devido aos efeitos de vizinhança, é dada no texto da norma.

No presente trabalho, seguiu-se a metodologia simplificada proposta na ABNT NBR 6123:1988. No item 4.2 dessa norma é demonstrada a forma de obtenção das forças estáticas devidas ao vento. Tal explicação encontra-se posta nos próximos itens do presente trabalho.

2.6.1.1 Determinação da velocidade do vento

A ABNT NBR 6123:1988 define uma velocidade básica do vento (V_o) que varia de acordo com a região do Brasil a ser considerada. A velocidade básica do vento é a velocidade de uma rajada de três segundos com probabilidade de 63% de ser excedida pelo menos uma vez em 50 anos, considerada à altura de 10 m acima do terreno em campo aberto e sem obstruções.

A partir da velocidade básica do vento (V_o) , é possível determinar a velocidade de incidência numa determinada edificação, chamada de velocidade característica (V_k) . Essa velocidade característica deverá considerar aspectos particulares, entre os quais: topografia do local, rugosidade do terreno, altura da edificação, suas dimensões, tipo de ocupação e risco de vida. Calcula-se a velocidade característica do vento V_k conforme a expressão exposta na Equação 45:

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \tag{45}$$

na qual, S_1 é o fator que leva em conta a topografia do terreno; S_2 é o fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura acima do terreno; S_3 é o fator que leva em conta o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação; V_o é a velocidade básica do vento.

2.6.1.1.1 Velocidade básica do vento V_o

A velocidade básica do vento (V_o) é uma propriedade típica de cada região. A ABNT NBR 6123:1988 apresenta de forma gráfica as isopletas da velocidade básica do vento no Brasil (Figura 34).

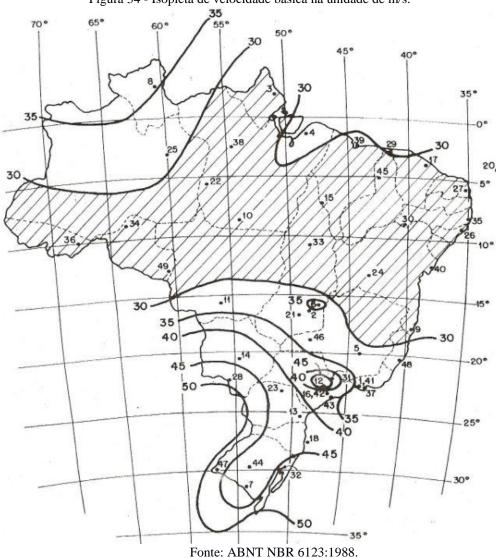


Figura 34 - Isopleta de velocidade básica na unidade de m/s.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, a velocidade básica do vento representa a máxima velocidade média medida sobre 3 segundos, que pode ser excedida em média uma vez em 50 anos, à 10 metros sobre o nível do terreno em lugar aberto e plano.

2.6.1.1.2 Fator topográfico S₁

O fator topográfico considera a variação do relevo do terreno onde será construída a edificação. A norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 considera basicamente três situações, indicadas a seguir:

- a) Terreno plano ou pouco ondulado: $S_1 = 1,0$;
- b) Para talude e morros, o valor de S_1 é obtido a partir do ângulo de inclinação θ apresentado na Figura 35. Os taludes e morros devem ser alongados de maneira que possa ser admitido um fluxo de ar bidimensional soprando no sentido indicado na Figura 35. No ponto A dos morros e nos pontos A e C dos taludes temos $S_1 = 1,0$.

No ponto B, valem as Equações 46, 47 e 48 para determinação de S_1 :

$$\theta \le 3^{\circ} \quad S_1(z) = 1.0 \tag{46}$$

$$6^{\circ} \le \theta \le 17^{\circ}$$
 $S_1(z) = 1.0 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right) tg (\theta - 3^{\circ}) \ge 1$ (47)

$$\theta \ge 45^{\circ}$$
 $S_1(z) = 1.0 + \left(2.5 - \frac{z}{d}\right)0.31 \ge 1$ (48)

Para valores de θ nos intervalos: $3^{\circ} < \theta < 6^{\circ}$ e $17^{\circ} < \theta < 45^{\circ}$ a ABNT NBR 6123:1988 recomenda ainda que os valores sejam interpolados linearmente com uso das equações postas acima. O mesmo procedimento deve ser adotado para o cálculo do fator S_1 entre os pontos A e B e entre B e C.

c) Vales profundos, protegidos de ventos de qualquer direção: $S_1 = 0.9$;

 $S_1(z)S_2$ $S_2(z)$ $S_1(z)S_2$ $S_1(z)S_2$ $S_2(z)$ $S_1(z)S_2$ $S_2(z)$ $S_$

Figura 35 - Fator topográfico S_1 .

Fonte: Gonçalves (2007).

b) MORRO

2.6.1.1.3 Fator S₂

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

- CATEGORIA I: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente. Exemplos: mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.
- CATEGORIA II: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou inferior a um metro. Exemplos: zonas costeiras

- planas, pântanos com vegetação rala, campos de aviação, pradarias, charnecas e fazendas sem sebes ou muros.
- CATEGORIA III: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e
 muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas. A cota média
 do topo dos obstáculos é considerada igual a três metros. Exemplos: granjas e casas de
 campo, com exceção das partes com matos, fazenda com sebes e/ou muros, subúrbios a
 considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas.
- CATEGORIA IV: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, pouco espaçados e situados em zonas florestais, industriais ou urbanizadas. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual a dez metros e também inclui zonas com obstáculos maiores e que ainda não possam ser considerados na categoria V. Exemplos: zonas de parques e bosques com muitas árvores, cidades pequenas e seus arredores, subúrbios densamente construídos de grandes cidades, áreas industriais plena ou parcialmente desenvolvidas.
- CATEGORIA V: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados. A cota média do topo dos obstáculos é considerada igual ou superior a 25 metros. Exemplos: florestas com árvores altas, de copas isoladas, centros de grandes cidades, complexos industriais bem desenvolvidos.

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

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

A Tabela 7 representa a tabela 22 da ABNT NBR 6123:1988 e permite utilizar os valores de S_2 para as diversas categorias de rugosidade do terreno e classes de dimensões das edificações. Na norma, apresenta-se também, para cálculo do fator S_2 , a Equação 49:

$$S_2 = b F_{r,II} \left(\frac{z}{10}\right)^p \tag{49}$$

na qual, b é o parâmetro de correção da classe da edificação; $F_{r,II}$ é o fator de rajada correspondente à categoria II; z é a altura acima do terreno; p é o parâmetro meteorológico.

A expressão para o cálculo de S_2 é aplicável até a altura z limite, a qual define o contorno superior da camada atmosférica para cada categoria. Ela independe das categorias de rugosidade citadas. Os parâmetros b, p e $F_{r,II}$ adotados pela norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 estão apresentados na tabela 21 da mesma norma.

Tabela 7 - Fator S_2 .

(continua)

																(COIIIIII
								Fato	r S2							
		Categoria														
I					II			III			IV			V		
	z (m)		Classe	;	Classe			Classe			Classe			Classe		
		A	В	C	A	В	С	A	В	С	A	В	С	A	В	C
	5	1,06	1,04	1,01	0,94	0,92	0,89	0,88	0,86	0,82	0,79	0,76	0,73	0,74	0,72	0,67
	10	1,10	1,09	1,06	1,00	0,98	0,95	0,94	0,92	0,88	0,86	0,83	0,80	0,74	0,72	0,67
	15	1,13	1,12	1,09	1,04	1,02	0,99	0,98	0,96	0,93	0,90	0,80	0,84	0,79	0,76	0,72
	20	1,15	1,14	1,12	1,06	1,04	1,02	1,01	0,99	0,96	0,93	0,91	0,88	0,82	0,80	0,76
	30	1,17	1,17	1,15	1,10	1,08	1,06	1,05	1,03	1,00	0,98	0,96	0,93	0,87	0,85	0,82
	40	1,20	1,19	1,17	1,13	1,11	1,09	1,08	1,07	1,04	1,02	0,99	0,96	0,91	0,89	0,86
	50	1,21	1,21	1,19	1,15	1,13	1,12	1,10	1,09	1,06	1,04	1,02	0,99	0,94	0,93	0,89
	60	1,22	1,22	1,21	1,16	1,15	1,14	1,12	1,11	1,09	1,07	1,04	1,02	0,97	0,95	0,92
	80	1,25	1,25	1,23	1,19	1,18	1,17	1,16	1,15	1,12	1,10	1,08	1,06	1,01	1,00	0,97
	100	1,26	1,26	1,25	1,22	1,21	1,20	1,18	1,17	1,15	1,13	1,11	1,09	1,05	1,03	1,01
	120	1,28	1,28	1,27	1,24	1,23	1,22	1,21	1,20	1,18	1,16	1,14	1,12	1,07	1,06	1,04
	140	1,29	1,29	1,28	1,25	1,24	1,24	1,22	1,22	1,20	1,18	1,16	1,14	1,10	1,09	1,07
	160	1,30	1,30	1,29	1,27	1,26	1,25	1,24	1,23	1,22	1,20	1,18	1,16	1,12	1,11	1,10
	180	1,31	1,31	1,31	1,28	1,27	1,27	1,25	1,25	1,23	1,22	1,20	1,18	1,14	1,14	1,12
	200	1,32	1,32	1,32	1,29	1,28	1,28	1,27	1,26	1,25	1,23	1,21	1,20	1,16	1,16	1,14
	250	1,33	1,34	1,31	1,31	1,31	1,31	1,30	1,29	1,28	1,27	1,25	1,23	1,20	1,20	1,18
	300	-	-	-	1,34	1,33	1,33	1,32	1,32	1,31	1,29	1,27	1,26	1,23	1,23	1,22

Tabela 7 - Fator S_2 .

(conclusão)

350) -	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,33	1,32	1,30	1,29	1,26	1,26	1,26
400) -	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,32	1,32	1,29	1,29	1,29
420) -	-	-	-	-	-	-	-	-	1,35	1,35	1,33	1,30	1,30	1,30
450) -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,32	1,32	1,32
500) -	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	1,34	1,34	1,34

Fonte: Gonçalves (2007).

2.6.1.1.4 Fator estatístico S₃

4

O fator estatístico S₃, considera conceitos probabilísticos e o tipo de ocupação, relacionando-se com a segurança da edificação. A norma brasileira ABNT NBR 6123:1988 estabelece como vida útil da edificação o período de 50 anos e uma probabilidade de 63% de a velocidade básica ser excedida pelo menos uma vez nesse período. Apresentam-se na Tabela 8 os valores mínimos do fator S3.

Tabela 8 - Valores mínimos do fator S₃.

ua)

0,88

		(continu
	Valores mínimos do fator estatístico S ₃	
Grupo	Descrição do tipo de ocupação	Valor de S ₃
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc).	0,95

Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc).

Edificações temporárias. Estruturas dos grupos de 1 a 3

5 durante a 0,83
fase de construção.

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

2.6.1.2 Coeficiente de arrasto

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

O coeficiente de arrasto é um fator adimensional que pondera a pressão dinâmica do vento para levar em consideração a influência das dimensões da edificação na determinação da força de arrasto. O coeficiente de arrasto pode ser obtido em função da relação entre a altura (h) e largura da edificação (l_1) e da relação entre a largura e a profundidade (l_2) da edificação. As relações entre as dimensões da edificação são necessárias para determinação do coeficiente de arrasto com base nos gráficos da Figura 36, para ventos de alta turbulência e da Figura 37, para ventos de baixa turbulência.

Segundo a ABNT NBR 6123:1988, a edificação pode está localizada em zona de vento de alta turbulência, quando sua altura não exceder duas vezes a altura média das edificações vizinhas na direção e sentido do vento incidente, a uma distância mínima de:

- a) 500 metros para edifícios até 40 metros de altura;
- b) 1000 metros para edifícios até 55 metros de altura;
- c) 2000 metros para edifícios até 70 metros de altura;
- d) 3000 metros para edifícios até 80 metros de altura;

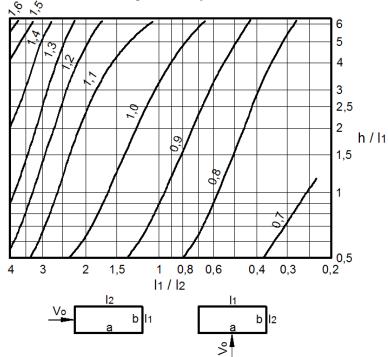


Figura 36 - Coeficiente de arrasto para edificações submetidas a ventos de alta turbulência. $\stackrel{\nwarrow}{\searrow}$

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

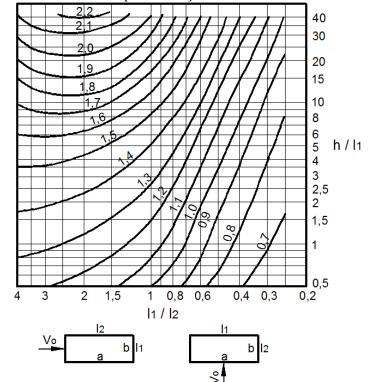


Figura 37 - Coeficiente de arrasto para edificações submetidas a ventos de baixa turbulência.

Fonte: ABNT NBR 6123:1988.

2.6.1.3 Força de arrasto

A força de arrasto F_a é a componente da força global do vento sobre uma edificação, obtida a partir dos parâmetros anteriormente citados. Tal força global pode ser obtida pela soma vetorial das forças de arrasto que atuam na edificação. Ela pode ser calculada conforme as Equações 50 e 51:

$$F_a = C_a A_e q \tag{50}$$

$$q = 0.613V_k^2 (51)$$

nas quais, C_a é o coeficiente de arrasto conforme ABNT NBR 6123:1988; A_e é a área frontal efetiva: área de projeção ortogonal da edificação, estrutura ou elemento estrutural sobre um plano perpendicular à direção do vento (área de sombra); q é a pressão estática em N/m² para V_k em m/s.

Segundo Gonçalves (2007), a pressão de obstrução q é aquela obtida num dado ponto onde só existe pressão estática, sendo, por este motivo, de interesse para o projetista.

2.6.2 Efeitos dinâmicos devidos a turbulência atmosférica

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média V_{med} , designadas por rajadas. Admite-se que a velocidade média se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 min ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média, que foram mostrados no item 2.6.1.3. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, aqui designadas como resposta flutuante.

A ABNT NBR 6123:1988 considera que em edificações com frequência fundamental igual ou superior a 1 Hz, a resposta flutuante é pequena e, portanto, o efeito dinâmico causado pelo vento é pequeno. Nessa situação, seus efeitos são considerados na determinação do intervalo de tempo adotado para escolha de S_2 . Já para as estruturas com frequência fundamental inferior a 1 Hz, deve-se considerar a resposta dinâmica total, igual a superposição das respostas média e flutuante, ou seja, a soma das parcelas estática e dinâmica da força do vento.

A resposta dinâmica é determinada a partir das características dinâmicas da estrutura que podem ser obtidas mediante modelo contínuo simplificado, quando a edificação tiver seção constante e distribuição aproximadamente uniforme de massa, apoiada exclusivamente na base e de altura inferior a 150 m; ou através de modelo discreto, aplicado a edificações com propriedades variáveis com a altura.

Para o modelo contínuo simplificado, considera-se a resposta dinâmica proveniente unicamente do modo fundamental por considerar que o mesmo conduz a erros inferiores a 10%. O modo fundamental corresponde ao primeiro modo cuja frequência, chamada de frequência fundamental, pode ser obtida de expressões aproximadas ou exatas, através das equações da Dinâmica.

A resposta total é obtida por meio do cálculo da variação da pressão em função da altura (h), através das Equações 52 e 53:

$$q(z) = q_{barra.0} \cdot b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \cdot \left(\frac{z}{h} \right)^{\gamma} \cdot \frac{1 + 2\gamma}{1 + \gamma + p} \cdot \xi \right]$$
 (52)

$$q_{barra.0} = 0.613 \cdot V_p^2 \tag{53}$$

nas quais, $V_p = 0.69 \cdot V_o \cdot S_1 \cdot S_3$ é a velocidade de projeto, correspondente à velocidade média sobre $10 \, \text{min}$ à $10 \, \text{m}$ de altura sobre o solo, em terreno de categoria II; z_r é a altura de referência: $z_r = 10m$; p e b são expoentes que dependem da categoria de rugosidade do terreno (tabela $20 \, \text{da}$ ABNT NBR 6123:1988); γ é o parâmetro obtido na tabela $19 \, \text{da}$ ABNT NBR 6123:1988; ξ é o coeficiente de amplificação dinâmico, função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico e da frequência fundamental, apresentado nos gráficos das figuras $14 \, \text{a}$ $18 \, \text{da}$ norma, para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas.

Portanto, obtém-se como resposta total uma função q(z) contínua que culmina em uma força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, na qual, o primeiro termo dentro dos colchetes, corresponde à resposta média, e o segundo à amplitude máxima da resposta flutuante.

A força estática equivalente, que engloba as ações estáticas e dinâmicas do vento, por unidade de altura, resulta igual a $q(z) \cdot l_1 \cdot C_a$ (l_1 é a largura ou diâmetro da edificação).

2.7 Software comercial CYPECAD

Estudos experimentais do comportamento de grandes estruturas de concreto armado por

meio de protótipos reduzidos, tornam-se muitas vezes inviáveis, uma vez que demandam grande estrutura laboratorial, recursos financeiros e equipe técnica especializada. Assim, a simulação computacional do comportamento destas estruturas torna-se uma alternativa bastante viável (TEIXEIRA e SOUZA, 2003).

O CYPECAD é um sistema completo para projeto estrutural em concreto armado, prémoldado, protendido e misto de concreto e aço, composto por pilares, paredes, muros, vigas, lajes, vigotas, sapatas, blocos, estacas, cortinas, escadas, *radiers*, maciços, reservatórios, consolos, etc. Esse programa gera de maneira automática a discretização da estrutura, das ações verticais e horizontais, além das peças desenhadas. Ele foi desenvolvido pela *CYPE INGENIEROS S.A.*.

A introdução de dados é simples, o CYPECAD apresenta os *menus* de uma forma sequencial e intuitiva proporcionando fluidez na introdução. O utilizador pode modificar qualquer tipo de dados sempre que o deseje.

O *software* possui ferramentas para cálculo estrutural, lançamento, dimensionamento e detalhamento de elementos, além de módulos e recursos exclusivos para cada etapa do projeto. Contém uma interface gráfica extremamente intuitiva e dinâmica, otimizada para facilitar a utilização e agilizar o processo de desenvolvimento do projeto. Uma das suas principais vantagens é a diminuição da redundância das atividades, devido ao alto nível de automatização e precisão nos cálculos.

O programa permite trabalhar com uma ampla gama de elementos estruturais, verificando a estrutura em diversas situações, fornecendo soluções completas para o projeto, detectando e avisando os problemas gerados por erros no pré-dimensionamento dos elementos estruturais.

A análise de resultados é outra das etapas de enorme importância na realização do projeto. Para facilitar o processo, o CYPECAD contém opções de controle de resultados para que nenhum dos elementos estruturais figue sem revisão.

O programa permite gerar as peças desenhadas, e também as escritas, para arquivos que poderão ser editados posteriormente e trabalhados por cada engenheiro colocando sobre estes o cunho pessoal ou do gabinete de projetos. Pode-se obter os desenhos de dimensões e armadura de lajes, vigas, pilares, paredes, muros, fundações e escadas, para *plotter*, impressora, ficheiros DXF/DWG e PDF, assim como as listagens de dados e resultados do cálculo.

Neste *software*, é possível calcular as estruturas considerando a atuação de sismos de acordo com a ABNT NBR 15421:2006, considerando a localidade do projeto a ser calculado. De maneira geral, para sismos, podem-se definir dois métodos de cálculo gerais: cálculo estático e cálculo dinâmico. É possível aplicar ambos os métodos gerais ou o método específico indicado

na norma vigente ou regulamentos de aplicação, em função do local onde se encontra a construção.

2.7.1 Análise computacional pelo CYPECAD

A análise das solicitações realiza-se através de um cálculo espacial tridimensional, por métodos matriciais de rigidez, considerando todos os elementos que definem a estrutura.

O programa estabelece a compatibilidade de deformações em todos os nós, considerando 6 graus de liberdade, e cria a hipótese de indeformabilidade do plano de cada piso, para simular o comportamento rígido da laje, impedindo os deslocamentos relativos entre os nós do mesmo (diafragma rígido). Por isso, cada piso apenas poderá rodar e deslocar-se no seu conjunto (3 graus de liberdade). A justificativa pelo uso, bem como a explicação da hipótese de laje tida como diafragma infinitamente rígido, está posta no item 2.5.3.1 do presente trabalho.

Quando num mesmo piso existirem zonas independentes, o *software* considera cada uma destas como uma parte distinta relativamente à indeformabilidade dessa zona. Por isso, os pisos comportam-se como planos indeformáveis independentes. Um pilar não ligado a outros elementos estruturais é considerado como zona independente.

O *software* permite desconsiderar a hipótese de diafragma rígido nas vigas que não estejam em contato com lajes. Outro procedimento que pode ser realizado é a eliminação automática da suposição de diafragma rígido, ao nível do piso, nos muros que não estejam também em contato com nenhuma laje.

Para todos os estados de carga, o CYPECAD realiza automaticamente um cálculo estático (exceto quando se considerarem ações dinâmicas de sismo, em cujo caso se utiliza a análise modal espectral), supondo um comportamento linear dos materiais. Esse tipo de cálculo é reconhecido como de primeira ordem, e visa a obtenção de deslocamentos e esforços.

2.7.2 Análise do vento no sistema computacional CYPECAD

O programa gera de forma automática as cargas horizontais devidas ao vento em cada piso, de acordo com a norma selecionada, em duas direções ortogonais X e Y, ou numa única, e em ambos os sentidos (+X, -X, +Y, -Y) (CYPE INGENIEROS, 2013). Pode-se definir um coeficiente de forma para cada direção e sentido de atuação, que será multiplicado pela pressão total do vento.

As dimensões em planta são representadas pelo comprimento da fachada perpendicular à direção do vento. Essa grandeza pode vir a variar em cada piso da edificação. Quando o vento atuar na direção X, a dimensão da fachada é aquela paralela ao eixo Y, e quando atuar na direção Y, a dimensão da fachada é aquela paralela ao eixo X.

Conhecida a dimensão de um piso e as alturas do piso superior e inferior, ao se multiplicar a semissoma das alturas pela dimensão da fachada, obtém-se a superfície exposta ao vento nesse piso, que, multiplicada pela pressão total calculada nessa altura e pelo coeficiente de forma, resulta na carga de vento em um determinado piso e direção.

Definidas as direções de atuação do vento, coeficientes de forma e dimensões de fachada, por piso, deve-se selecionar a curva de alturas-pressões. Existe uma biblioteca embutida no programa que permite selecionar curvas existentes e criar outras novas. Em tais curvas, para cada altura, define-se uma pressão total.

Também deve ser definido o fator de forma, coeficiente multiplicador que permite corrigir a carga de vento em função da forma do edifício, quer seja pela sua forma em planta, retangular, cilíndrica, etc., quer pela sua esbelteza. Além disso, o *software* permite definir um fator de rajada, coeficiente amplificador da carga de vento que considera a posição geográfica da construção.

Obtém-se então a carga total de vento aplicada em cada piso, como o produto da pressão ao nível considerado pela superfície exposta, fatores de forma e de rajada. O ponto de aplicação de tal carga em cada piso é o centro geométrico do piso, determinado pelo seu perímetro. O valor da carga de vento aplicada em cada piso, pode ser posteriormente consultado e listado por uma função específica do programa.

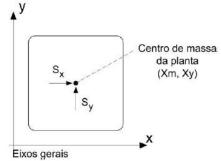
2.7.3 Análise do sismo no sistema computacional CYPECAD

Para introduzir a ação sísmica, os dados serão inseridos conforme a seleção da norma de aplicação. De maneira geral, para sismos, podem-se definir dois métodos de cálculo gerais: cálculo estático e cálculo dinâmico. É possível aplicar ambos os métodos gerais ou o método específico indicado na norma vigente ou regulamentos de aplicação, em função do local onde se encontra a construção (CYPE INGENIEROS, 2013).

a) Cálculo Estático (Sismo por Coeficientes): Pode-se introduzir a ação do sismo como um sistema de forças estáticas equivalentes às cargas dinâmicas, gerando cargas horizontais em duas direções ortogonais X e Y, aplicadas ao nível de cada piso, no centro de massa das mesmas, conforme colocado na Figura 38. Pode-se utilizar como

método geral o Sismo por Coeficiente, método contido na ABNT NBR 15421:2006, já exposto neste trabalho.

Figura 38 - Forças estáticas aplicadas no piso.



Fonte: Cype Ingenieros (2013).

As forças estáticas (S_x e S_y) a aplicar em cada direção serão dadas conforme as Equações 54 e 55:

$$S_{x} = (G_{i} + A \cdot Q_{i}) \cdot C_{xi} \tag{54}$$

$$S_{y} = (G_{i} + A \cdot Q_{i}) \cdot C_{yi} \tag{55}$$

nas quais, A é o coeficiente de simultaneidade da sobrecarga ou parte quase-permanente; Q_i são as cargas variáveis do piso i; G_i são as cargas permanentes do piso i; G_{xi} , G_{yi} são os coeficientes sísmicos em cada direção no piso i.

Os efeitos de segunda ordem podem ser considerados por meio da ativação de uma função específica do programa. Ao se considerar no CYPECAD um cálculo estático por coeficientes, nas estruturas tridimensionais, não será possível realizá-lo, exceto com um cálculo dinâmico conjunto.

- b) Cálculo Dinâmico (Análise Modal Espectral): A metodologia de cálculo dinâmico, considerada como genérica pelo programa, é a Análise Modal Espectral. Essa metodologia também está prevista na norma de sismo. Seu uso requer a definição de alguns parâmetros, são eles:
- Ductilidade da estrutura (μ) ;
- Número de modos de vibração utilizados no cálculo;
- Aceleração de cálculo em relação à aceleração da gravidade (a_c);
- Coeficiente quase permanente de sobrecarga (A);
- Espectro de acelerações de cálculo;

O *software* necessita do espectro de acelerações de cálculo, que pode ser introduzido manualmente pelo utilizador ou selecionado da biblioteca. A definição de cada espectro é realizada por coordenadas (X: período (T); Y: ordenada espectral $\alpha(T)$), podendo-se visualizar a forma do gráfico criado. Para a definição do espectro normalizado de resposta elástica, o utilizador deve conhecer os fatores que o influenciam (tipo de sismo, tipo de terreno, amortecimento, etc.). Estes fatores devem estar incluídos na ordenada espectral, também chamada de fator de amplificação, referentes ao período T.

Ao considerar-se no CYPECAD um cálculo estático por coeficientes e plantas, especificando-se qualquer tipo de ação sísmica dinâmica, este *software* realizará um cálculo dinâmico conjunto através da metodologia da Análise Modal Espectral. Nessa situação, os espectros de dimensionamento dependerão da norma e dos parâmetros selecionados. Quando se opta pelo cálculo dinâmico direto, caberá ao utilizador indicar diretamente os espectros de dimensionamento.

No decorrer da análise dinâmica o programa cria uma matriz de massa e uma matriz de rigidez para cada elemento da estrutura. A matriz de massa é desenvolvida através da multiplicação entre as sobrecargas, originadas da hipótese de carga permanente, e o coeficiente quase permanente de sobrecarga. O CYPECAD trabalha com matrizes de massas concentradas, que são do tipo diagonais.

Posteriormente o programa realiza a condensação, simultânea com a união dos elementos, das matrizes de rigidez e massa completas da estrutura. O produto desta junção são outras matrizes reduzidas que detêm a singularidade de conter os graus de liberdade dinâmicos sobre os quais se fará a decomposição modal. O programa efetua uma condensação estática e dinâmica, sendo esta última, realizada pelo método simplificado clássico, no qual se supõe que apenas através dos graus de liberdade dinâmicos serão originadas as forças de inércia.

Trabalha-se com três graus de liberdade dinâmicos por cada piso do edifício, sendo duas translações sobre o plano horizontal e a correspondente rotação sobre esse plano. Este modelo simplificado corresponde ao recomendado pela grande maioria das normas.

No momento em que já se obtém uma matriz de rigidez e outra de massa, ambas reduzidas, com o mesmo número de linhas/colunas, cada uma delas representando um dos graus de liberdade dinâmicos anteriormente descritos, a etapa posterior prevê a decomposição modal, solucionada pelo *software* através de um método iterativo, cujo resultado são os valores próprios e vetores próprios correspondentes à diagonalização da matriz de rigidez com a matriz das massas. Logo após, resta apenas a solução da Equação 56:

$$[K - \omega^2 \cdot M][\phi] = [0.0] \text{ (sistema homogêneo indeterminado)}$$
 (56)

na qual, K é a matriz de rigidez; ω^2 são valores próprios do sistema; M é a matriz de massa; ϕ são vetores próprios do sistema ou modos de vibração condensados; ω são as frequências naturais próprias dos sistemas dinâmicos.

Da Equação 56 retira-se a informação do número máximo de soluções (valores de ω), uma vez que ela corresponde ao número de graus de liberdade dinâmicos assumidos. Para cada uma destas soluções (valores próprios) obtém-se o correspondente vetor próprio (modo de vibração). No entanto, raramente é necessário atingir o número máximo de soluções do sistema. Calculam-se apenas as mais representativas dentro do *rol* do número de modos de vibração indicado pelo usuário como intervenientes na análise. Ao indicar esse número, o programa seleciona as soluções mais representativas do sistema, que são as que mais massa deslocam e que correspondem às maiores frequências naturais de vibração.

Os modos de vibração condensados, também chamados vetores de coeficientes de forma, se originam da resolução de um sistema linear homogêneo de equações (o vetor de termos independentes é nulo), e indeterminado (ω^2 foi calculado para que o determinante da matriz de coeficientes seja nulo). Por isso, esse vetor representa uma direção ou modo de deformação e não valores concretos das soluções.

A partir dos modos de vibração, o programa obtém os coeficientes de participação para cada direção (τ_i) na forma da Equação 57:

$$\tau_i = [\phi_i]^T \cdot [M] \cdot \frac{[I]}{[\phi_i]^T} \cdot [M] \cdot [\phi_i]$$
(57)

na qual, i = 1, 2, ..., é o número de modos de vibração calculados; [J] é um vetor que indica a direção da atuação do sismo. Por exemplo, para sismos na direção X (Equação 58):

$$[J] = [100100100 \dots 100] \tag{58}$$

Uma vez obtidas as frequências naturais de vibração, fazendo uso dos parâmetros de ductilidade e amortecimento no espectro de dimensionamento selecionado, obtém-se a aceleração de dimensionamento para cada modo de vibração e cada grau de liberdade dinâmico de acordo com a Equação 59:

$$a_{ij} = \phi_{ij} \cdot \tau_{ij} \cdot a_{ci} \tag{59}$$

na qual, i representa cada modo de vibração; j representa cada grau de liberdade dinâmico; a_{ci} é a aceleração de cálculo para o modo de vibração i, calculada pela Equação 60:

$$a_{ci} = \frac{\alpha(T_i) \cdot \frac{a_c}{g}}{\mu} \tag{60}$$

Os deslocamentos máximos da estrutura, para cada modo de vibração e grau de liberdade *j*, de acordo com o modelo linear equivalente, podem ser obtidos como posto na Equação 61:

$$\mu_{ij} = \frac{a_{ij}}{\omega_i^2} \tag{61}$$

Por conseguinte, para cada grau de liberdade dinâmico, obtém-se um valor de deslocamento máximo em cada modo de vibração. Isto equivale a um problema de deslocamentos impostos, que é resolvido para os outros graus de liberdade (não dinâmicos) através da expansão modal ou substituição dos graus de liberdade previamente condensados.

Finalmente pode ser obtida uma distribuição de deslocamentos e esforços sobre toda a estrutura, para cada modo de vibração e para cada ação dinâmica, finalizando assim a Análise Modal Espectral propriamente dita. No entanto, afim de se obter os valores máximos de esforços ou deslocamentos decorrentes de uma ação dinâmica como o sismo, faz-se necessária uma etapa posterior denominada de sobreposição modal. Nessa fase o programa calcula um coeficiente de união modal dependente da relação entre os períodos de vibração dos modos a combinar. A formulação desse método é a posta nas Equações 62 e 63:

$$x = \sqrt{\sum_{i} \sum_{i} \rho_{i,i} x_{i} x_{i}} \tag{62}$$

$$\rho_{ij} = \frac{8\zeta^2 r_2^{\frac{3}{2}}}{(1+r)(1-r)^2 + 4\zeta^2 r(1+r)} \tag{63}$$

nas quais, $r = \frac{T_i}{T_j}$; T é o período de vibração; ζ é a razão de amortecimento, uniforme para todos os modos de vibração e de valor 0,05; x é o esforço ou deslocamento resultante; $x_i x_j$ são esforços ou deslocamentos correspondentes aos modos a combinar.

Para os casos nos quais se requer a avaliação de esforços máximos concomitantes, para uma dada ação dinâmica, o CYPECAD faz uma sobreposição linear dos distintos modos de vibração, obtendo, na realidade, *n* conjuntos de esforços. Por exemplo, se for necessário calcular os pilares de concreto, trabalha-se com três esforços simultaneamente: axial, fletor no plano xy e fletor no plano xz. Neste caso, ao solicitar a combinação com uma ação dinâmica, o programa fornecerá, para cada combinação que a inclua, três combinações distintas: uma para o axial máximo, outra para o fletor máximo no plano xy e outra para o fletor máximo no plano xz. O *software*, além de realizar as distintas combinações, multiplica-as por ±1. O objetivo dessa última operação é tornar a análise mais realista, uma vez que o sismo pode atuar em qualquer um dos dois sentidos.

Tendo em vista a falta de automação do software no que diz respeito a consideração dos efeitos de segunda ordem, os mesmos poderão ser levados em conta ativando, de maneira facultativa, uma funcionalidade do programa. Realizado o cálculo, pode-se consultar para cada modo, o período, o coeficiente de participação em cada direção de cálculo ($X \in Y$), e o que se denomina "coeficiente sísmico". Esse coeficiente revela-se como o espectro de deslocamentos obtido como S_d na Equação 64:

$$S_d = \frac{\alpha(T)}{\omega^2 \mu} \tag{64}$$

na qual, $\alpha(T)$ é a ordenada espectral; ω é a frequência angular; μ é a ductilidade.

2.7.4 Consideração dos efeitos de 2^a ordem (P_{Δ})

O CYPECAD faculta ao utilizador considerar, quando se define a ação de vento ou sismo, o cálculo da amplificação de esforços produzidos pela atuação de tais cargas horizontais. Para edifícios altos, que são mais sensíveis aos efeitos de segunda ordem, é aconselhável ativar esta opção no cálculo.

O método para tal consideração está baseado no efeito P-delta derivado dos deslocamentos produzidos pelas ações horizontais. Essa metodologia aborda de forma simples os efeitos de segunda ordem a partir de um cálculo de primeira ordem, considerando o um comportamento linear dos materiais, com características mecânicas calculadas com as seções brutas e o seu módulo de elasticidade secante.

Sob a ação horizontal, em cada piso i, atua uma força H_i , deformando a estrutura e produzindo deslocamentos Δ_{ij} ao nível de cada pilar. Em cada pilar j, e ao nível de cada piso, atua uma carga de valor P_{ij} para cada ação gravitacional, transmitida pela laje ao pilar j no piso i (Figura 39).

Define-se um momento tombador M_H devido à ação horizontal H_i , na cota z_i , em relação à cota 0,00 (ou nível sem deslocamentos horizontais), em cada direção de atuação, conforme a Equação 65:

$$M_H = \sum H_i \cdot z_i \tag{65}$$

Fonte: Cype Ingenieros (2013).

Da mesma forma define-se um momento pelo efeito P-delta $(M_{P\Delta})$, devido às cargas transmitidas pelas lajes aos pilares P_{ij} , para cada uma das ações gravitacionais (k) definidas e dos deslocamentos Δ_i devidos à ação horizontal, conforme a Equação 66:

$$M_{P\Delta k} = \sum_{i} \sum_{j} P_{ij} \cdot \Delta_{i} \tag{66}$$

na qual, k representa cada uma das ações gravitacionais (permanente, sobrecarga).

Pode-se então calcular o coeficiente C_k conforme Equação 67, que é o índice de estabilidade, para cada ação gravitacional e para cada direção da ação horizontal.

$$C_k = \frac{M_{P\Delta k}}{M_{Hk}} \tag{67}$$

Este coeficiente permite obter um fator amplificador do coeficiente de majoração das hipóteses devidas às ações horizontais, para todas as combinações nas quais atuam essas ações. Este valor é o coeficiente γ_z , calculado como na Equação 68:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - (\sum \gamma_{fgi} \cdot c_i + \sum \gamma_{fqj} \cdot c_j)} \tag{68}$$

na qual, γ_{fgi} é o coeficiente de majoração de cargas permanentes da hipótese i; γ_{fqj} é o coeficiente de majoração de cargas variáveis da hipótese j; γ_z é o coeficiente de estabilidade global.

O coeficiente γ_z calculado na Equação 68 se assemelha àquele posto no item 2.4.4.5 deste trabalho que por sinal também é o mesmo parâmetro proposto na ABNT NBR 6118:2014, visando estimar os efeitos de segunda ordem pela majoração dos efeitos de primeira ordem. Na sua análise, deve-se, inclusive, respeitar os limites impostos por essa norma.

O parâmetro γ_z está intimamente ligado aos efeitos de segunda ordem decorrentes da não linearidade geométrica. Aqueles decorrentes da não linearidade física também são levados em conta pelo *software*, conforme descrito na sequência.

Para o cálculo dos deslocamentos oriundos da consideração de cada hipótese de ações horizontais, deve-se recordar que se realizou um cálculo de primeira ordem, com as seções brutas dos elementos. Se estiverem sendo calculados os esforços para o dimensionamento em estados limites últimos, parece lógico que o cálculo dos deslocamentos em rigor se faça com as seções fissuradas e homogeneizadas, o que é bastante complexo, dado que se supõe a não linearidade dos materiais, sua geometria e seu estado de carga. Isto torna a metodologia inabordável do ponto de vista prático, com os meios normais disponíveis.

Sendo assim, deve-se estabelecer uma simplificação, que consiste em supor uma redução das rigidezes das seções, o que implica um aumento dos deslocamentos, visto que são inversamente proporcionais. O programa solicita como dado o aumento ou "fator multiplicador dos deslocamentos" para ter em conta essa redução da rigidez.

Neste ponto não existe só um critério de escolha, deixando-se ao juízo do utilizador a consideração de um valor ou de outro em função do tipo de estrutura, grau de fissuração estimado, outros elementos de rigidez, núcleos de concreto, escadas, etc., que na realidade podem também reduzir os deslocamentos calculados.

A escolha, portanto, será norteada pela ABNT NBR 6118:2014 de acordo com seu item 15.7.3, onde é proposta uma metodologia tradicional e simplificada, sendo recomendados

valores de módulos de rigidez reduzidos. Essa, inclusive, foi a metodologia adotada no presente trabalho.

3 METODOLOGIA

Os próximos itens discorrem ao respeito das características gerais da estrutura e do município de Caruaru-PE. Logo após, serão descritos os modelos e as análises realizadas no CYPECAD. Em seguida são caracterizadas as etapas necessárias ao desenvolvimento do cálculo estrutural nesse *software*. Por fim, há uma breve explicação sobre os parâmetros de estabilidade global analisados, indicando quais *softwares*, além do CYPECAD, foram necessários.

3.1 Descrição da área de estudo

Situado a 130 km da capital do estado de Pernambuco (Recife), com localização privilegiada entre o litoral e o sertão, o município de Caruaru se desenvolveu desde 1857, ano de sua elevação à cidade. O município ocupa uma área de 920,611 km², estando apenas 16,65 km² em perímetro urbano. Nos últimos 10 anos, sua população passou de 315 mil para algo em torno de 351 mil habitantes (população estimada em 2016 pelo IBGE), sendo a quarta maior do estado de Pernambuco e a 75ª do país. Dispõe de uma população circulante de 1,5 milhão de pessoas, um PIB – Produto Interno Bruto de R\$ 1.911.875,00 (últimos dados do IBGE) e uma renda *per capita* de R\$ 5.650,00. Junto com o aumento populacional e de renda, cresceu também a economia, sendo hoje, o município, um dos mais importantes polos de desenvolvimento do estado de Pernambuco. O fenômeno de verticalização das edificações, existente hoje na cidade, é fruto do aumento populacional junto a outros fatores como, por exemplo, as reduzidas dimensões dos terrenos nas áreas urbanas.

3.2 Descrição da estrutura

O edifício objeto desta pesquisa é um imóvel real, em fase de acabamento, construído no município de Caruaru. Atualmente, é uma das edificações com maior número de pavimentos da cidade, sendo composta de 24 pisos. A sua estrutura é formada por 2 pavimentos de garagem, sendo um situado no térreo e outro num andar acima, 20 pavimentos-tipo, pavimento de lazer na cobertura, deck, além de casa de máquinas e reservatório superior. A sua escolha se deu, não apenas pelo critério referente à sua altura, mas também pela possibilidade de acesso ao projeto arquitetônico de posse do orientador.

O edifício terá uso residencial e comercial, sendo previstas em seu pavimento térreo seis unidades de lojas. Cada pavimento-tipo é dividido em quatro apartamentos, divididos em três quartos, suíte, sala de estar/jantar, cozinha, área de serviço, WC social e varanda. Cada apartamento possui em média 64 m² de área útil, enquanto o pavimento-tipo possui uma área total de 235,40 m², considerando as áreas de uso comum.

O edifício tem um pé direito de 3 m em todos os pavimentos, resultando em 72 m de altura mais 5,5 m referentes à casa de máquinas e reservatório, totalizando 77,5 m de altura total sobre o solo.

A estrutura da edificação está representada nas Figuras 40 e 41, onde pode ser visualizado o croqui do pavimento-tipo, bem como uma vista da arquitetura da fachada leste e norte da edificação.

Na Figura 40 podem ser visualizadas as duas direções de atuação das cargas laterais na edificação. Percebe-se que a maior fachada da edificação está contida em um plano perpendicular à direção Y de atuação dessas cargas.

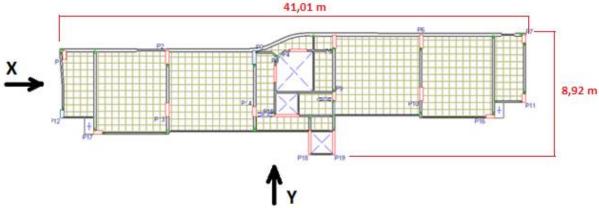


Figura 40 - Croqui do pavimento-tipo.

Fonte: Do autor (2016).

FACHADA NORTE

Figura 41 - Fachadas da edificação.

Fonte: Do autor (2016).

Através da análise da Figura 40, percebe-se que, excluindo-se os pilares da região central da caixa de escadas e do poço do elevador de serviço, não existem pilares internos na estrutura do edifício. Essa afirmação é válida somente para os pavimentos-tipo. No entanto, como a maioria dos pavimentos da edificação são representados pelo pavimento-tipo, sendo diferentes apenas os dois pavimentos de garagem, o *deck* e a cobertura, pode-se afirmar que, de maneira geral, não há distinção entre uma estrutura de contraventamento e outra contraventada. Na realidade, todos os pilares do pavimento-tipo são responsáveis por resistir de maneira significativa aos esforços laterais do sismo e do vento compondo assim uma estrutura de contraventamento.

As vigas, pilares e lajes formam pórticos ortogonais responsáveis por resistir as forças sísmicas, compondo, portanto, o sistema sismo-resistente conceituado no item 3.21 da ABNT NBR 15421:2006. As lajes tidas como diafragmas rígidos são parte horizontal desse sistema, sendo responsáveis pela transferência das forças sísmicas atuantes em cada pavimento para os elementos verticais do sistema sismo-resistente.

O tipo de laje utilizada foi a laje maciça com altura variando entre 12 e 18 cm. Praticamente todas as vigas foram dimensionadas com 70 cm de altura e uma base que variou entre 12 e 50 cm. Não foi adotado o procedimento de redução na seção transversal dos pilares ao longo dos pavimentos, uma vez que a estrutura real não fazia uso de tal recurso. A vedação dos pavimentos foi realizada com alvenaria de tijolos cerâmicos e o revestimento variou entre gesso e revestimento cerâmico, utilizando-se na fachada apenas revestimento cerâmico.

A edificação pode ser melhor visualizada na Figura 42. Na imagem, está representado o modelo estrutural lançado no CYPECAD, podendo-se visualizar a estrutura de maneira tridimensional.

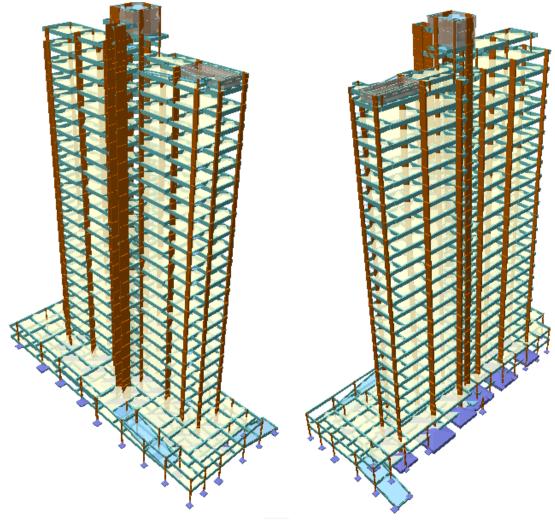


Figura 42 - Modelo estrutural lançado no CYPECAD.

Fonte: Do autor (2016).

Conforme já mencionado, atualmente este edifício ainda se encontra em execução, na fase de acabamento, estando, porém, todos os serviços estruturais já concluídos. A Figura 43 representa uma fotografia real confeccionada por este autor em um período de tempo não muito distante do atual.



Figura 43 - Fotografia real da edificação.

Fonte: Do autor (2016).

3.3 Combinações analisadas

Conforme já exposto, a edificação real executada no município de Caruaru é composta por 20 pavimentos-tipo. Aqui se propõe analisar outras três situações hipotéticas nas quais essa mesma edificação será modelada com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo. As escolhas quanto ao número de pavimentos-tipo observaram a realidade atual e futura na qual se enquadra o município de Caruaru, tentando atender também ao tema proposto.

Cada uma dessas quatro edificações, com quantidade distinta de pavimentos-tipo, foi modelada em duas situações diferentes de carregamento lateral. A primeira na qual foi considerada a ação conjunta do vento e do sismo (CS) e outra onde agiu apenas a ação lateral do vento (SS). Totalizaram-se assim, 8 modelos a serem analisados.

Inicialmente a ideia proposta previa uma análise comparativa entre a situação real do edifício com 20 pavimentos-tipo, dimensionado inicialmente apenas com as cargas laterais de vento, e outra, na qual a ação do sismo e vento atuariam em conjunto. Seria realizada uma análise quantitativa entre as duas situações acima, baseada na variação de parâmetros como as quantidades de armadura transversal e longitudinal das peças de concreto.

Essa ideia, no entanto, esbarrou em uma situação específica, detectada apenas na etapa de produção dos resultados dessa pesquisa. Ocorreu que, o ato de adicionar à estrutura a ação horizontal proveniente do sismo, tornou impossível que os esforços gerados em algumas peças estruturais, fossem resistidos pela seção de concreto dimensionada e necessária para a primeira situação, na qual foi considerada apenas a ação lateral do vento. Desse modo, o *software* redimensionava essas peças estruturais para resistir também ao sismo, variando não apenas a quantidade de armadura, mas também algumas de suas seções transversais. Esse fato impossibilitou que os resultados de qualquer medição das quantidades de armadura fossem conclusivos.

Sendo assim, a solução proposta previu realizar o dimensionamento da edificação primeiramente com a ação conjunta do vento e do sismo. Após sanados os erros de cálculo apontados pelo *software* e obtidas as seções transversais de cada peça estrutural, procedeu-se a diminuição das ações laterais com a retirada da ação sísmica e manutenção da ação do vento. Percebe-se que esse procedimento é oposto ao pensado inicialmente, permitindo, no entanto que fossem conservadas as seções transversais das peças de concreto, uma vez que há uma diminuição e não um acréscimo das cargas laterais na edificação.

A solução acima descrita foi utilizada também no tratamento das edificações hipotéticas dimensionadas com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo, constituindo-se, portanto, como uma etapa metodológica padrão adotada em todos os modelos aqui tratados.

3.3.1 Análises de segunda ordem

O CYPECAD realiza a análise não linear geométrica nas edificações de maneira automática através do método P-delta, gerando como resultado o parâmetro γ_z . Além disso, de maneira optativa, o *software* permite considerar os efeitos de segunda ordem derivados da não linearidade física. O recurso utilizado para tal consideração encontra-se explicitado no item 2.4.4.8 deste trabalho, sendo materializado por um coeficiente que majora os deslocamentos da estrutura. A consideração dos efeitos da não linearidade física na estrutura pode ser feita em conjunto com as ações de sismo e vento, considerando-as de maneira simultânea ou de forma isolada.

Para a presente pesquisa, optou-se por considerar, em cada um dos 8 modelos descritos, uma análise completa de segunda ordem levando em conta as duas fontes de não linearidade, ou seja, a física e a geométrica. O que realmente irá diferir entre um modelo e outro de mesma altura, é a situação do carregamento lateral.

3.3.2 Edifício real com 20 pavimentos-tipo

A análise proposta no item 3.3 deste trabalho foi aplicada a todos os modelos analisados (edifício real com 20 pavimentos-tipo e hipotéticos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo). De maneira resumida, essa metodologia indicou que os edifícios fossem dimensionados inicialmente com a consideração conjunta das ações de vento e sismo, e, em momento posterior, com a ação do vento apenas. No entanto, o edifício dimensionado nesta última situação, conserva as dimensões das peças estruturais obtidas na primeira, onde se considerou o vento e o sismo atuando em conjunto. Esse recurso foi utilizado para que as diferenças nas quantidades de armadura pudessem ser medidas. Isso ocasionou uma situação problema na qual pode-se afirmar que o edifício de 20 pavimentos-tipo modelado na segunda situação, ou seja, com a ação do vento apenas, é mais robusto que o real executado na cidade de Caruaru.

Esse fato, no entanto, não impossibilitou que fosse obtida a resposta à pergunta de qual seria a importância da consideração da ação sísmica em uma edificação real executada no município de Caruaru. Para tanto, fez-se necessário a confecção de mais um modelo estrutural, representante quase que fiel da edificação real. De posse de tal modelo, foi adicionada a ação sísmica, verificando-se de maneira qualitativa as implicações e erros de cálculo derivados de sua consideração.

Na modelagem da estrutura real, já comentada em itens anteriores, todas as dimensões das peças estruturais foram preservadas de acordo com o executado na obra. Isso foi possível porque teve-se acesso as plantas de fôrma do projeto estrutural.

Mesmo que as dimensões e as quantidades de concreto tenham sido preservadas, o mesmo não pôde ser feito com as quantidades e disposição das armaduras de aço. Ocorreu que, em uma análise feita no projeto original da edificação, foi detectado um erro em diversos pilares no item da ABNT NBR 6118:2014 referente a taxa máxima de armadura longitudinal (8% da área da seção transversal do pilar, inclusive na região das emendas). A busca por inconsistências no projeto original da edificação foi norteada pelos erros de cálculo acusados no CYPECAD, não se configurando inicialmente como uma etapa desta metodologia.

A solução ao impasse acima buscou adequar o projeto da edificação a todas as indicações normativas vigentes. Sendo assim, os pilares da edificação projetada tiveram quantidades e disposições de armaduras diferentes da situação real executada. Já as demais peças estruturais como as vigas e lajes tiveram as características relativas as quantidades e disposição das armaduras de aço totalmente preservadas, reproduzindo fielmente a situação real da edificação executada.

De posse do modelo agora a pouco descrito, após todos os procedimentos de dimensionamento no *software*, foi adicionada a ação sísmica com os parâmetros já explanados e realizada uma análise qualitativa abordando os tipos de erros e seus locais de ocorrência.

3.3.3 Edifícios hipotéticos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo

No intuito de verificar a influência do número de pavimentos junto a consideração da ação sísmica para a estabilidade global da edificação, realizou-se, em um segundo momento, a modelagem da estrutura em mais três situações hipotéticas, além da situação real de 20 pavimentos-tipo, nas quais a edificação foi modelada no CYPECAD com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo.

Afim de tornar os resultados comparáveis e passíveis de uma análise não errônea, optou-se por não alterar a disposição dos elementos estruturais. Sendo assim, os vãos de lajes e vigas, bem como a disposição dos pilares, foram mantidos independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Mantidos os vãos de lajes e vigas e também as cargas atuantes nos pisos, as dimensões das peças foram alteradas de acordo com a necessidade, em função da variação do número de pavimentos-tipo da edificação. Neste ponto, é importante reforçar que a variação das dimensões das peças estruturais foi adotada apenas com a variação do número de pavimentos-tipo e não entre duas edificações hipotéticas, de mesma altura, que se diferenciavam apenas pelo tipo de carga lateral considerada (vento apenas ou vento e sismo em conjunto).

Na Figura 44 são apresentadas as quatro edificações modeladas com variação do número de pavimentos-tipo.

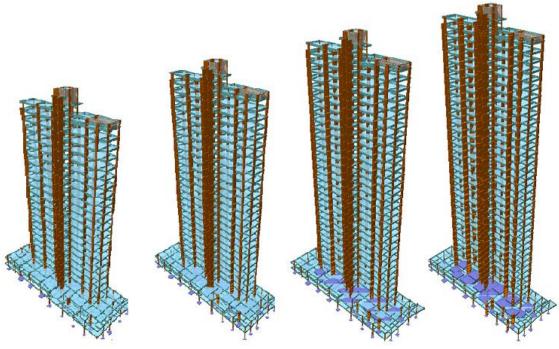


Figura 44 - Modelos dos edifícios com 20, 25, 30 e 35 pavimentos-tipo.

Fonte: Do autor (2016).

Seguindo o procedimento explicado no item 3.3 para cada edifício lançado, foram feitas então duas análises, uma considerando a atuação conjunta do vento e do sismo (CS) e outra considerando apenas o efeito do vento (SS) como força horizontal. Uma vez realizada a análise com a ação sísmica em conjunto com a ação do vento, respeitando todas as verificações normativas e estados limites, ou seja, simulando a estrutura sem erros no CYPECAD, procedeuse à segunda simulação na qual o sismo não foi considerado.

Os principais pontos analisados foram, além dos parâmetros de estabilidade global, as alterações nas quantidades de armadura, tanto longitudinal como transversal em vigas e pilares.

3.4 Dimensionamento no CYPECAD

Foi utilizada a versão 2015.n do CYPECAD, que realiza o dimensionamento de acordo com as seguintes normas:

- Projeto e execução de fundações ABNT NBR 6122/1996;
- Cargas para o cálculo de estruturas de edificações ABNT NBR 6120/1980;
- Forças devidas ao vento em edificações ABNT NBR 6123:1988;
- Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado Especificação ABNT
 NBR 7480:2007;

- Ações e segurança nas estruturas Procedimento ABNT NBR 8681:2003;
- Projeto de estruturas resistentes a sismos Procedimento ABNT NBR 15421:2006;
- Projeto de estruturas de concreto Procedimento ABNT NBR 6118:2014;

Tendo em vista a atualidade da versão utilizada do *software* CYPECAD frente às normas acima, não se fez necessária quaisquer adaptações normativas no processo de dimensionamento da estrutura. Uma vez que todos os parâmetros e rotinas de cálculo embutidos no programa estão de acordo com as normas vigentes, restou a este autor utilizá-los de maneira correta, através de todo o conhecimento adquirido no desenrolar do projeto da edificação.

3.4.1 Dados gerais da obra

A etapa inicial de dimensionamento no CYPECAD solicita ao usuário uma série de parâmetros gerais que servirão de base no cálculo da estrutura. Podem-se citar, por exemplo, as normas a serem utilizadas, as classes de resistência do aço, do concreto e de outros materiais, as combinações e ações de cálculo, os dados sobre o fenômeno de flambagem nos pilares, a classe de agressividade ambiental, entre outros. Na Figura 45 é apresentado o quadro de dados gerais utilizado no projeto.

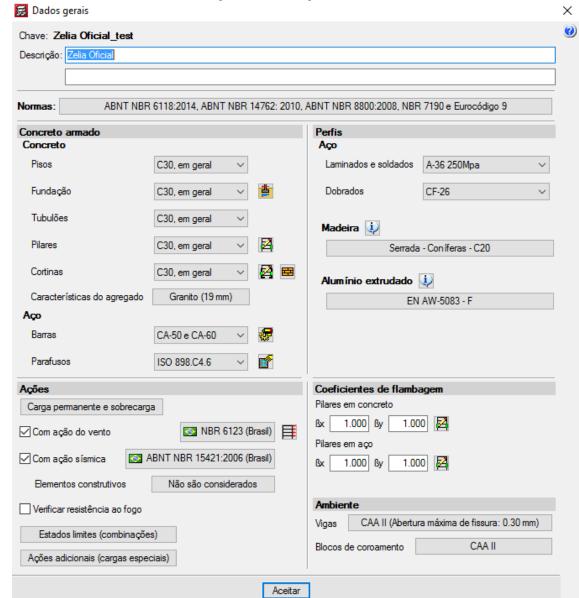


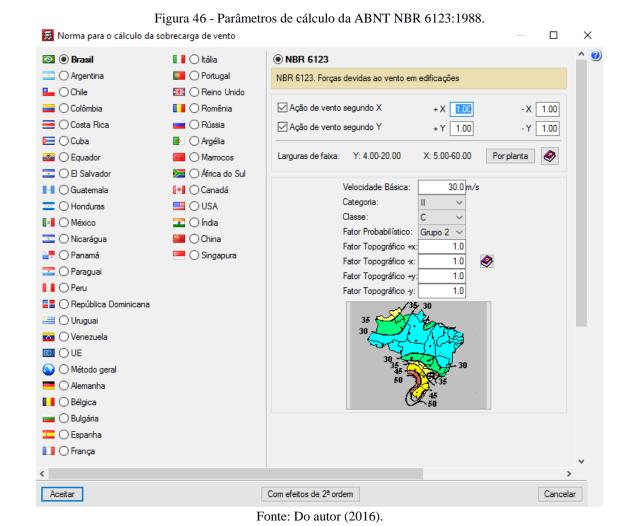
Figura 45 - Dados gerais da obra.

Fonte: Do autor (2016).

Considerou-se a resistência característica à compressão do concreto (*fck*) igual a 30 MPa para todos os elementos da superestrutura e fundação (lajes, vigas, pilares e sapatas). Foi adotada classe de agressividade ambiental II. Com relação às fundações, adotou-se, para fins de comparação, a tensão admissível do solo local igual a 0,5 MPa para os dois sistemas construtivos analisados, sendo utilizadas sapatas como elementos de fundação direta.

3.4.2 Parâmetros de cálculo da ação do vento segundo ABNT NBR 6123:1988

No presente trabalho, seguiu-se uma metodologia simplificada proposta na ABNT NBR 6123:1988. Essa norma, em seu item 4.2, demonstra a forma de obtenção das forças estáticas devidas ao vento, explicitando, para este fim, diversos parâmetros de cálculo. O CYPECAD faz uso desses parâmetros no cálculo das ações devidas ao vento, seguindo a metodologia proposta pela norma brasileira. Ao usuário é permitido introduzi-los de maneira discricionária na janela apresentada na Figura 46. Os dados mostrados abaixo foram os utilizados para o projeto aqui tratado.



Especificamente para o estudo proposto, foi considerada a ação horizontal de vento não turbulento com velocidade básica de 30 m/s segundo as isopletas de velocidade básica do vento exibidas na figura 1 da ABNT NBR 6123:1988 para a região na qual está inserida a cidade de

Caruaru-PE. Como regra geral pode-se admitir que esse vento básico pode soprar em qualquer direção horizontal.

As larguras de faixa requeridas nada mais são que os comprimentos da fachada da edificação na direção perpendicular à ação do vento. O CYPECAD permite que essas larguras sejam indicadas por cada pavimento do edifício. Esse procedimento foi realizado levando em consideração a planta arquitetônica.

O fator topográfico S_1 foi adotado igual a 1,0 por considerar-se o terreno, sobre o qual se assenta a estrutura, plano ou fracamente acidentado. Já o fator estatístico S_3 foi tido igual a 1,0, pertencente ao Grupo 2, tendo em vista o uso predominantemente residencial da edificação.

O fator S_2 está relacionado com a rugosidade do terreno, com as dimensões da edificação e sua altura. A rugosidade do terreno pode ser dividida em cinco categorias, sendo a cidade de Caruaru-PE enquadrada na categoria IV, adequada a cidades de sua proporção. Quanto as dimensões da edificação, a classe C foi a escolha adotada tendo em vista que as dimensões excedem 50 m. Com esses dados, juntamente com a altura de cada pavimento sobre o terreno, o *software* determina o valor do fator S_2 segundo o item 5.3.3 da ABNT NBR 6123:1988.

Considerou-se o coeficiente de arrasto padrão adotado pelo programa de 1,0 para regiões isoladas tanto na direção X quanto na direção Y. Os demais parâmetros aerodinâmicos são automaticamente determinados pelo programa.

3.4.3 Parâmetros de cálculo da ação sísmica segundo ABNT NBR 15421:2006

Como já foi exposto, o município de Caruaru está situado sobre uma falha que percorre todo território pernambucano, a zona de cisalhamento Pernambuco-Leste, fato este que provavelmente é a causa da atividade sísmica na cidade. No entanto, não é o fato de que a região apresenta eventos sísmicos, que condiciona o uso da norma de sismo. A própria ABNT NBR 15421:2006 estabelece em seu item 5.1 que todas as estruturas, independentemente de sua localização geográfica, devem ser projetadas e construídas para resistir aos efeitos das ações sísmicas.

A norma supracitada fixa os requisitos exigíveis para verificação da segurança das estruturas usuais da construção civil relativamente às ações de sismos, além dos critérios de quantificação destas ações e das resistências a serem consideradas no projeto das estruturas de edificações. Essas edificações são aquelas usuais da construção civil, como o edifício objeto deste trabalho, excluindo-se o uso da norma nas estruturas especiais, tais como pontes, viadutos, obras hidráulicas, ou naquelas em que se utilizam técnicas construtivas não convencionais.

O CYPECAD permite ao utilizador considerar a ação sísmica de maneira facultativa na janela na qual se definem os dados gerais da obra a ser calculada. Da mesma maneira pode-se considerar a ação do vento nas edificações. A ação sísmica pode ser considerada com ou sem os efeitos de segunda ordem. Essa opção encontra-se melhor explicitada no item 3.4.4 deste trabalho. Logicamente que essa opção foi utilizada tendo em vista a adequação ao tema proposto.

Observando-se a Figura 47, colocada abaixo, representando a janela de cálculo da ação sísmica no CYPECAD, pode-se verificar que as primeiras informações requeridas são as direções para consideração dessa carga. Existem duas direções ortogonais, X e Y, que podem ser analisadas isoladamente ou de maneira conjunta. Buscando detectar o efeito mais crítico da ação sísmica, foram consideradas as duas direções ortogonais. Essa consideração segue um dos critérios básicos postos no item 8.1 da norma de sismo que afirma que todo prédio deve possuir um sistema estrutural capaz de fornecer adequada rigidez, resistência e capacidade de dissipação de energia, relativamente às ações sísmicas, no sentido vertical e em duas direções ortogonais horizontais.

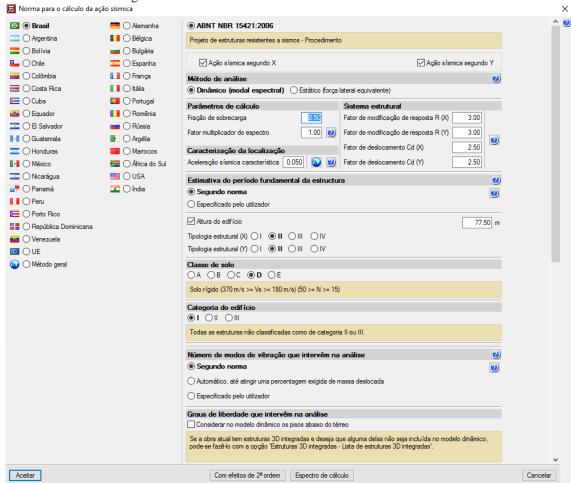


Figura 47 - Parâmetros de cálculo da ABNT NBR 15421:2006.

Fonte: Do autor (2016).

À época na qual foi concebida a ABNT NBR 15421:2006, o território brasileiro foi zoneado baseando-se no tratamento estatístico e probabilístico dos dados sismológicos disponíveis. Sendo assim, considerou-se que a maior parte do território brasileiro se encontra em uma região de baixa sismicidade, estando, a parte restante, em uma zona com potencial sísmico dito considerável. Observando-se a indicação posta no item 6.1 da norma quanto ao procedimento de interpolação para determinação da zona sísmica, percebe-se que a cidade de Caruaru está inserida na Zona 1, onde a aceleração sísmica horizontal característica varia de 0,025 g até 0,05 g (g é a aceleração da gravidade). O CYPECAD pede diretamente o valor da aceleração sísmica característica que, para o presente trabalho, foi de 0,05 g. Esse valor, que corresponde ao limite superior da faixa de acelerações para a Zona 1, foi escolhido tendo em vista a localização desprivilegiada do município de Caruaru, coincidente com a zona de cisalhamento Pernambuco-Leste.

Em função única e exclusivamente da zona sísmica na qual se localiza, a região pôde também ser enquadrada em uma das categorias sísmicas (tabela 5 da norma de sismo), estando

a cidade de Caruaru na categoria sísmica A. Essa classificação serve, entre outras coisas, para indicar os tipos de análises sísmicas que devem ser realizadas.

Para as estruturas da categoria sísmica A, e na zona sísmica 1, a norma recomenda uma análise simplificada da influência sísmica através da aplicação de uma força horizontal em cada pavimento, igual a 1% do peso total da estrutura correspondente a esse pavimento. Essa análise simplificada poderia ser utilizada na estrutura aqui tratada. No entanto, não seriam considerados de maneira correta os efeitos de segunda ordem.

Como pode-se perceber pela Figura 47, o *software* permite a consideração do sismo por meio de dois procedimentos mais completos, representados pela análise modal espectral e pelo método da força lateral equivalente. Para a análise aqui proposta, optou-se pelo método mais completo disponível, ou seja, a análise modal espectral. A metodologia escolhida contempla também uma análise pelo método das forças laterais equivalentes, majorando-as quando necessário. Há de se mencionar que a escolha de um método mais complexo de análise, além do qual indica a norma, não fere qualquer de suas recomendações, apenas tornando a análise mais próxima da situação real. A própria norma em seu item 8.6 afirma que qualquer estrutura pode ser analisada por um processo mais rigoroso que o indicado.

Na sequência deve-se indicar qual a classe do terreno de fundação sobre a qual a estrutura será construída. Essa categorização é feita associada aos valores numéricos dos parâmetros geotécnicos médios avaliados nos 30 m superiores do terreno. Como em Caruaru a velocidade de ondas de cisalhamento v_s não é conhecida, é permitida a classificação do terreno pelo número de golpes no ensaio de SPT (N_{SPT}). Classifica-se, portanto, o solo como de Classe D tendo em vista a tabela 2 da norma e o N_{SPT} = 40 na localidade do edifício. A informação quanto ao N_{SPT} foi fornecida no projeto estrutural da edificação apenas como resultado final de uma sondagem realizada na localidade. No entanto, o documento contendo a sondagem completa do solo não foi disponibilizado pelos responsáveis da obra.

Para cada estrutura deve ser definida uma categoria sísmica, de acordo com o item 7.3 da norma. Na tabela 4 da norma, as estruturas estão classificadas em três categorias distintas, sendo o edifício em questão enquadrado na categoria I.

Os sistemas estruturais sismo-resistentes considerados na norma são listados em sua tabela 6. Também estão definidos nesta tabela os coeficientes de modificação de resposta R e os coeficientes de amplificação dos deslocamentos C_d , requeridos pelo *software*. A disposição e o tipo dos elementos estruturais no edifício projetado, permitem enquadrar o sistema básico sismo-resistente como "pórticos de concreto com detalhamento usual", sendo os coeficientes $C_d = 2,5$ e R = 3. No item 8.2.2 da norma está posto que em duas direções ortogonais não há

restrição à utilização de diferentes sistemas resistentes, devendo ser aplicado a cada direção os respectivos coeficientes. Esta recomendação, no entanto, não foi seguida tendo em vista que o sistema básico sismo-resistente foi o mesmo para ambas as direções.

A estimativa do período fundamental da estrutura pode ser realizada segundo norma ou especificada diretamente pelo utilizador. Como nesta pesquisa optou-se pela opção que leva em consideração as indicações da norma, fez-se necessário categorizar a estrutura na direção X e Y quanto a sua tipologia estrutural, além de informar a altura da edificação. Na norma, diferentemente do CYPECAD, essas tipologias são apresentadas sem a nomenclatura dos grupos de I à IV. Isso é feito em seu item 9.2. Com as informações indicadas pelo utilizador o *software* calcula o coeficiente de período da estrutura C_T e os demais parâmetros necessários ao cálculo do período natural da estrutura. No projeto do edifício, a tipologia adequada foi a II para estruturas em que as forças sísmicas horizontais são 100% resistidas por pórticos de concreto. A altura total da edificação é de 77,5 m para o edifício real com 20 pavimentos-tipo. Essa grandeza variou positivamente com o aumento do número de pavimentos.

A próxima informação requerida pelo programa, qual seja, a informação quanto ao número de modos de vibração a ser considerado na análise, é exclusiva do método de análise modal espectral. Segundo item 10.1 da norma, essa quantidade deve ser o suficiente para capturar ao menos 90% da massa total em cada uma das direções ortogonais consideradas na análise. O programa segue essa recomendação normativa quando se opta pela opção de consideração "segundo norma". Essa, inclusive, foi a opção escolhida por este autor.

Pode-se também optar por considerar os pisos abaixo do térreo no modelo dinâmico de maneira a intervir na análise realizada. Como a edificação proposta não dispõe de pisos abaixo do térreo, essa opção foi desprezada.

Por fim, ainda é permitido visualizar o espectro de resposta de projeto que corresponde à resposta elástica de um sistema de um grau de liberdade com uma fração de amortecimento crítico igual a 5%. Esse parâmetro é definido em função da aceleração sísmica horizontal característica a_g e da classe do terreno já definida. O CYPECAD traça os gráficos dos espectros de maneira automática para cada uma das combinações possíveis desses dois parâmetros. É possível, através do fator multiplicador de espectro, alterar os espectros gerados automaticamente pelo programa, aumentando ou diminuindo as ordenadas espectrais conforme se optem, respectivamente, por valores maiores ou menores que a unidade. Aqui foi mantido o valor unitário.

A norma também estabelece requisitos quanto à torção causada pelo sismo considerando a ação de um momento adicional causado pela força horizontal total aplicada no pavimento, com

um deslocamento do centro de massa de 5% da dimensão da estrutura naquela direção, bastando apenas adotar o momento adicional na seção mais crítica. Esse cálculo é feito de maneira automática no CYPECAD para o modelo de cálculo utilizado (análise modal espectral).

3.4.4 Efeitos de 2^a ordem

Conforme já explicado neste trabalho o efeito P-delta é responsável por produzir um momento adicional em relação a base do pilar que resulta na amplificação da ação horizontal. Já o método P-delta nada mais é que uma forma de representar a não linearidade geométrica da estrutura.

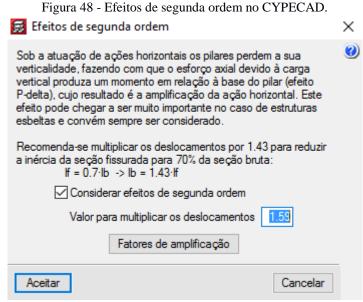
Para o cálculo dos deslocamentos devidos à cada hipótese de ações horizontais, deve-se recordar que se realizou um cálculo de primeira ordem com as seções brutas dos elementos. Como se propõe calcular os esforços para o dimensionamento em estados limites últimos, pareceria lógico que o cálculo dos deslocamentos fosse realizado com as seções de concreto fissuradas, considerando a não linearidade física. No entanto, este cálculo seria bastante complexo.

Sendo assim, o CYPECAD faz uso de um recurso no qual a consideração da não linearidade física se dá por meio de um coeficiente multiplicador dos deslocamentos e não por um procedimento de redução da esbeltez das peças de concreto conforme prevê a ABNT NBR 6118:2014. Isto só é possível porque a redução da esbeltez das seções é proporcional ao aumento dos deslocamentos.

Neste trabalho, foi seguida a consideração tida como habitual no Brasil. Sendo assim, admitiu-se um coeficiente redutor do módulo de elasticidade longitudinal de 0,90 e um coeficiente redutor da inércia fissurada em relação à bruta de 0,70, reduzindo a rigidez no seu produto conforme Equação 69:

$$Rigidez_{reduzida} = 0.9 \cdot 0.7 \cdot Rigidez_{bruta} = 0.63 \cdot Rigidez_{bruta}$$
(69)

Como os deslocamentos são inversos à rigidez, o fator multiplicador dos deslocamentos adotado foi igual a 1/0,63 = 1,59. Na Figura 48 é apresentado o quadro de inserção desse parâmetro no CYPECAD.



Fonte: Do autor (2016).

Atenta-se para o fato, já comentado neste trabalho, de que a ABNT NBR 6118:2014 recomenda valores que possibilitam considerar a NLF através dos módulos de rigidez reduzidos recomendados no item 15.7.3, reproduzidos nas Equações 70 a 73:

Lajes:
$$(EI)_{sec} = 0.30E_{ci}I_c;$$
 (70)

Vigas:
$$(EI)_{sec} = 0.40E_{ci}I_c$$
 para $As' \neq As$ (71)

$$(EI)_{sec} = 0.50E_{ci}I_c \text{ para } As' = As$$
(72)

Pilares:
$$(EI)_{sec} = 0.80E_{ci}I_c$$
 (73)

Então, fica evidente a adequação do fator redutor da rigidez adotado no CYPECAD de 0,63, uma vez que representa um valor médio entre aqueles propostos pela norma de concreto.

3.4.5 Pré-dimensionamento das peças de concreto

Para o desenvolvimento da presente pesquisa, um dos recursos que se dispôs foram as plantas de fôrma da edificação real de 20 pavimentos-tipo executada no município de Caruaru. Sendo assim, a etapa de pré-dimensionamento das peças de concreto não se fez necessária, sendo respeitadas fielmente suas dimensões. O critério de repetir tais dimensões não se relaciona de maneira alguma com qualquer simplificação metodológica desta pesquisa, sendo essencial para o desenvolvimento da ideia proposta, ou seja, a análise de um edifício real construído no município de Caruaru.

Já as dimensões das peças estruturais constituintes das edificações hipotéticas com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo, com e sem a consideração da ação sísmica, foram obtidas em um procedimento de tentativa e erro desenvolvido pelo autor quando do acréscimo do número de pavimentos-tipo. É importante ressaltar que algumas peças tiveram suas dimensões mantidas com a variação em altura da edificação. Outras, no entanto, devido aos novos esforços solicitantes, tiveram suas dimensões aumentadas.

Um critério que procurou ser seguido nesta pesquisa foi o de alterar, sempre que possível, as disposições e quantidades de armadura de aço antes que fossem alteradas as seções de concreto das peças. Sendo assim, as seções foram alteradas sempre em último caso e quando necessário. Novamente ressalta-se que a alteração das dimensões das peças estruturais foi realizada apenas entre modelos que diferem em altura. Ou seja, dois modelos com a mesma quantidade de pavimentos-tipo diferiram entre si apenas pela situação de carregamento lateral, tendo, portanto, as mesmas dimensões estruturais.

Há de se comentar ainda sobre a importância do item ao respeito do pré-dimensionamento das peças de concreto, discutido no referencial teórico deste trabalho. Ali estão explicados critérios básicos e procedimentos para o calculista que se propõe a dimensionar uma edificação do início. Mesmo que para o desenvolvimento desta pesquisa tenha se utilizado as plantas de fôrma de uma edificação já projetada, fez-se uso desses critérios em um estudo que permitiu solucionar mais facilmente os erros gerados no CYPECAD.

3.4.6 Concepção estrutural

O CYPECAD permitiu utilizar os arquivos no formato .dwg, referentes aos pavimentos da edificação, como base para o lançamento estrutural. Para facilitar o estudo, o desenho arquitetônico foi simplificado deletando-se os valores das cotas, os desenhos dos móveis, enfim, procurando trabalhar com um desenho o "mais limpo possível".

Uma vez importados tais desenhos, referentes à arquitetura da edificação, foi observada a disposição e a locação dos pilares e demais peças estruturais, reproduzindo-os fielmente. A disposição das peças estruturais não foi alterada para as edificações hipotéticas de 25, 30 e 35 pavimentos-tipo, alterando-se apenas a quantidade de armadura de aço e as seções de concreto quando necessário.

3.4.7 Carregamento da estrutura

No momento da inserção e criação dos pavimentos-tipo a partir dos arquivos no formato .dwg do projeto arquitetônico, o CYPECAD solicita ao usuário a inserção das parcelas de carga distribuída referentes a sobrecarga de utilização e ao carregamento permanente. Esses valores inclusive, podem ser alterados em qualquer etapa do projeto. Conforme já mencionado, foram utilizados os valores de 150 kgf/m² para sobrecarga de utilização e 150 kgf/m² para carga permanente (piso e revestimento), atendendo aos requisitos da ABNT NBR 6120:1980.

Após o lançamento da estrutura, é necessária a inserção, em cada piso, de carregamentos distintos dos dois agora a pouco citados. Foram lançados carregamentos lineares referentes a situação de apoio, nas lajes, de paredes ou divisórias (que ficaram em torno de 550 kgf/m); carregamentos distribuídos especiais para algumas lajes; além das ações de empuxo atuantes nas cortinas de concreto armado que limitam o reservatório superior e a piscina no pavimento de lazer.

3.4.8 Vinculação das peças de concreto

O *software* permite definir a situação de vínculo entre quaisquer peças de concreto distintas que se interceptam no lançamento estrutural. De maneira geral, em todos os casos, a vinculação varia de uma situação de engaste perfeito a outra na qual o extremo da peça se encontra totalmente rotulado.

Para os pilares, pode-se definir os seus coeficientes de engastamento variando entre 0 e 1 em ambos os pontos superior e inferior no qual essa barra intercepta as faces dos pisos em cada pavimento. O valor 0 deve ser adotado em situações de apoio rotulado, enquanto o valor 1, naquelas onde ocorre o engaste perfeito. Neste trabalho, adotou-se para todos os pilares, em seus limites superior e inferior, o valor 1. Exceção foi feita no extremo inferior de todos os pilares no andar térreo e de alguns poucos pilares que nascem em vigas no pavimento de lazer.

Foi interessante notar que o fato de se considerar o pilar rotulado no apoio, ou seja, considerar o valor nulo para o apoio no limite inferior do pilar, torna econômico o dimensionamento desses apoios jogando as ações solicitantes principalmente para as vigas dos pavimentos superiores, ficando essas, muito solicitadas. Na situação oposta, ou seja, engaste perfeito do pilar no apoio, ocorre o inverso do explicado acima, ficando então o próprio apoio incumbido de resistir a tais esforços.

As vigas podem ser diretamente rotuladas aos pilares por um recurso específico do CYPECAD que introduz as rótulas. No momento em que são lançadas no *software*, essas peças estruturais são consideradas engastadas em seus apoios. No entanto, neste trabalho, o procedimento adotado buscou introduzir rótulas nos apoios extremos de todas as vigas, fosse ela contínua ou não, desde que atendidos critérios quanto as dimensões desses apoios.

Por fim, entre as vigas e lajes também é permitido pelo programa optar pela consideração quanto a existência ou não de engastamento. Os valores variam entre 0 e 1 seguindo a mesma ideia já explicada para o vínculo entre pilares e lajes. De maneira geral pode-se assumir que as lajes do tipo maciça e nervurada produzem nas vigas uma situação de engaste perfeito. Claro que o fato de a viga ter parte de sua seção transversal coincidente com a da laje, ou seja, estar parcialmente embutida nela, é fator condicionante para esse engaste. Essa informação é relevante uma vez que o *software* permite sempre considerar como opção a viga passando abaixo da laje, numa situação de apoio simples.

Tendo em vista que o CYPECAD considera automaticamente a situação de engaste perfeito na introdução das lajes maciças, não houve uma preocupação por parte deste autor com a situação de vínculo entre essas e as vigas nas quais descarregam seus esforços. O *software* também considera de maneira automática o coeficiente de engastamento nulo nas bordas livres das lajes em balanço.

3.4.9 Dimensionamento da estrutura

Cumpridas as etapas postas nos itens anteriores, restou solicitar ao programa que calculasse a estrutura. Esse cálculo pôde ser realizado de forma mais célere sem que as fundações fossem necessariamente calculadas. Terminado o processo, o *software* retornou informações de erros e advertências de naturezas distintas.

Algumas situações não puderam ser resolvidas diretamente com os recursos do CYPECAD, como no caso em que, por uma pequena diferença, não foram atendidos os limites de flecha impostos pela norma. Nesses casos específicos, foi adotado o procedimento, permitido em norma, de atribuir às peças uma determinada contra flecha. Na prática, o que se fez foi indicar nas plantas do projeto estrutural quais peças necessitam de contra flecha, indicando também seus valores.

Os diversos relatórios gerados pelo *software* contendo as mais variadas informações, inclusive sobre a estabilidade global da edificação, foram utilizados, conforme será explicado posteriormente, no cálculo dos parâmetros de estabilidade global.

3.5 Parâmetros analisados

A análise dos parâmetros de estabilidade global aqui propostos, bem como da variação nas quantidades de armadura, para cada uma das hipóteses aqui trabalhadas, admitindo ou não a existência da ação sísmica, não pôde ser realizada com o uso único e exclusivo do *software* de dimensionamento estrutural CYPECAD. Esse programa computacional, assim como outros amplamente utilizados no mercado de projetos, não possui até então funções que permitam uma análise dinâmica ou uma completa avaliação da estabilidade global da edificação levando em conta as não linearidades física e geométrica.

Sendo assim, fez-se uso de *softwares* comerciais como o Excel e o Ftool. O Excel foi utilizado de maneira bastante abrangente na produção e principalmente na organização dos resultados para apresentação final. O Ftool foi importante no desenvolvimento do recurso relativo ao pilar equivalente das estruturas, conforme explicado no item 3.5.3 mais adiante.

3.5.1 Parâmetros informados diretamente no CYPECAD

O CYPECAD fornece diretamente apenas uma estimativa dos efeitos da não linearidade geométrica, materializado através do coeficiente γ_z , permitindo para esse fim, considerar de maneira aproximada e facultativa, a não linearidade física por meio da redução da rigidez das peças de concreto.

Outros parâmetros que puderam ser analisados obtendo-se diretamente os dados do CYPECAD, foram os deslocamentos laterais totais e entre os pavimentos das edificações, além das tabelas contendo as quantidades de armadura nas peças de concreto.

Além dos dados acima, o programa forneceu também informações quanto às frequências naturais da estrutura em cada modo de vibração considerado. Esse dado, no entanto, só pôde ser obtido quando se considerou a ação sísmica no cálculo da estrutura.

3.5.2 Parâmetros calculados diretamente pelo Excel

Três dos parâmetros propostos relacionam-se diretamente à norma brasileira de vento, são eles: frequência fundamental (f_1) , coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp}) e a aceleração para verificação do conforto humano (a). O CYPECAD não calcula diretamente tais

parâmetros, que têm suas formulações colocadas na norma de vento. Dessa maneira, fez-se uso do Excel no cálculo desses indicadores. Apenas no cálculo das acelerações para verificação do conforto humano (a), os dados de entrada foram retirados também do Ftool e não apenas do CYPECAD e da norma de vento.

Outro parâmetro que foi calculado com o uso apenas do Excel foi o índice de esbeltez de corpo rígido (β). Esse indicador tem procedimento de cálculo bastante simplório variando apenas em função da altura total (H) da edificação.

3.5.3 Parâmetros calculados com o recurso do pilar equivalente

O tratamento do edifício como um pilar engastado na base e livre no topo, que, quando submetido aos mesmos carregamentos da edificação, sofre o mesmo deslocamento lateral, é um recurso amplamente utilizado na literatura para o cálculo do parâmetro α . É calculada uma rigidez equivalente (EI_{eq}) para este pilar que passa então a representar a edificação.

No presente trabalho, propõe-se um uso mais abrangente deste recurso, observando-o isoladamente como mais um indicador da estabilidade global da estrutura. Além disto, os cálculos da rigidez efetiva global (K) e da esbeltez efetiva da edificação (λ_{ef}) também foram realizados tomando por base o pilar equivalente a cada situação hipotética analisada.

O cálculo da rigidez equivalente da estrutura foi realizado no *software* Ftool simulando o edifício como uma barra de mesma altura *H* da edificação, engastada na base e livre no topo, que, quando submetida as mesmas cargas laterais, apresentou o mesmo deslocamento lateral total na direção considerada. O pilar equivalente foi então submetido a um determinado carregamento lateral, proveniente das ações de vento ou sismo, fornecido diretamente pelo CYPECAD. O programa, conforme já se comentou em outras oportunidades, fornece também o deslocamento lateral total da edificação em cada uma das duas direções ortogonais consideradas X e Y.

Observa-se que a rigidez equivalente EI_{eq} é função tanto do módulo de elasticidade quanto da inércia da edificação. No procedimento adotado no Ftool, procurou-se fixar e utilizar o módulo de elasticidade secante do concreto (E_{CS}) de acordo com o valor indicado na ABNT NBR 6118:2014. O valor utilizado foi, então, o indicado na tabela 8.1 da norma (E_{CS} = 27 GPa). Esse valor está atrelado ao uso do granito como agregado graúdo.

Sendo assim, por meio de um procedimento de tentativa e erro, variou-se a inércia do pilar no Ftool até que os deslocamentos apresentados por este, fossem compatíveis com aqueles fornecidos pelo CYPECAD. Essa rotina enfim forneceu um valor para a inércia que, quando multiplicada pelo módulo de elasticidade do concreto, gerou o valor da rigidez equivalente do edifício.

É interessante notar que o procedimento de cálculo adotado permite considerar o carregamento lateral devido ao sismo na edificação, fator que o adequa de maneira bastante eficaz ao tema aqui proposto.

4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Nos próximos itens serão discutidos os resultados das análises propostas. Em um momento inicial são comentados os valores de percentuais de variação da quantidade de armadura em pilares e vigas devidos à consideração da ação sísmica. Nesses comentários, procurou-se atrelar esses percentuais às variações dos esforços nas peças estruturais, destacando sempre as regiões mais críticas das edificações modeladas. Logo após, são elencados os resultados obtidos para cada um dos parâmetros de estabilidade global que aqui se propôs analisar. Por fim, será realizada uma análise qualitativa dos efeitos provenientes da consideração da ação sísmica no dimensionamento da edificação real executada no município de Caruaru-PE.

4.1 Quantidade de armadura em pilares

Na Tabela 9 podem ser vistos os percentuais de variação de armadura longitudinal (% A.Long.) e transversal (% A.Est.) dos conjuntos de pilares componentes de cada um dos pavimentos da edificação modelada com 20 pavimentos-tipo. Lembra-se que tal percentual foi medido entre a situação na qual se considerou o sismo atuando em conjunto com a carga lateral do vento (CS) e outra na qual atuou apenas o vento de forma isolada (SS). Os percentuais de armadura longitudinal são apresentados sempre para um grupo de dois ou mais pavimentos. Esse fato está atrelado às informações fornecidas pelo usuário quanto aos limites de comprimento das barras de aço a serem utilizadas. Já os percentuais de variação de armadura transversal são mostrados de maneira isolada para cada pavimento.

Tabela 9 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 20 pavimentos-tipo. (continua)

Grupos	% A.Long.	% A.Est.	Grupos	% A.Long.	% A.Est.
Térreo		11,97	Piso 13	- 0,63	0,00
Rampa 1		0,00	Piso 14	- 0,03	0,00
Pav. Gar. 01	7,58	0,00	Piso 15	- 2,47	0,11
Rampa 2		15,40	Piso 16	2,47	0,00
Pav. Gar. 02	<u> </u>	44,16	Piso 17	1 27	0,29
Piso 1	- 4,66 -	-1,05	Piso 18	- 1,27	0,29
Piso 2	4,00	-1,05	Piso 19	- 3,21	-0,73
Piso 3	- 4,78 -	1,43	Piso 20	- 3,21	-0,73
Piso 4	4,/8	1,43	Lazer	10.64	-2,60
Piso 5	5,51	8,83	Rampa 3	- 18,64	8,08

Piso 6		8,83	Piso Deck		-36,67
Piso 7	2.12	2,49	Cobertura	_	-18,75
Piso 8	2,12	2,49	Laje 28	_	20,11
Piso 9	2.10	-0,54	Laje 29	22.70	-14,81
Piso 10	2,10	-0,54	Laje 30	- 22,70	-5,36

-4,56

-4.56

0,78

Piso 11

Piso 12

Tabela 9 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 20 pavimentos-tipo. (conclusão)

Fonte: Do Autor (2016).

Total

5,79

2,41

A análise da Tabela 9 mostra que basicamente duas regiões foram as mais afetadas pela consideração da ação sísmica no que diz respeito a variação da quantidade de armadura longitudinal.

A primeira dessas é aquela que engloba a base da edificação em um agrupamento de pavimentos que vai do Térreo até o Pav. Gar. 02. Nesses seis primeiros metros de altura do edifício, houve um percentual de aumento de 7,58% na quantidade de armadura longitudinal. Um aumento considerável nessa região já era esperado uma vez que o procedimento de Análise Modal Espectral, aplicado pelo CYPECAD e previsto na ABNT NBR 15421:2006, prevê a aplicação da carga lateral sísmica de maior intensidade, justamente na base da edificação.

A carga lateral devido à ação sísmica vai diminuindo a partir da base da edificação no sentido vertical. Era esperado então que a diminuição da variação percentual da armadura longitudinal, percebida na Tabela 9 desde a base até as proximidades do Piso 20, fosse mantida até a Laje 30 que é o limite físico do edifício.

O fato supracitado é contrariado pelos dados da tabela, que mostram um percentual de 18,64% no agrupamento que vai do pavimento Lazer até a Laje 28 e de 22,70% no grupo da Laje 29 e Laje 30. Esses valores superam inclusive aquele detectado nos primeiros pavimentos do edifício. Sendo assim, essa será a segunda região destacada na análise dos resultados.

Os motivos desses elevados percentuais de variação da quantidade de armadura longitudinal na região supracitada é a presença de uma piscina instalada entre o pavimento de lazer e o *deck*, além de um reservatório de água construído entre a Laje 28 e a Laje 30. As elevadas cargas distribuídas nos pisos e paredes laterais desses acumuladores de água, somadas a sua robustez estrutural, parecem ter constituído um efeito conhecido como "efeito de pêndulo invertido". Ocorre que a concentração de determinada massa a uma altura considerável na edificação torna os pavimentos relacionados mais sujeitos aos efeitos da ação sísmica.

Os comentários acima são válidos também na discussão dos resultados da variação da quantidade de armadura de estribos. A análise da Tabela 9 mostra que os maiores valores de variação desse tipo de armadura foram de 44,16% no Pav. Gar. 02 e de -36,67% no Piso Deck. Esses pavimentos pertencem justamente as duas regiões já destacadas na análise dos resultados da variação de armadura longitudinal. Outros valores, também elevados, ocorrem principalmente nos pisos vizinhos ao Piso Deck e ao Térreo.

Valores negativos existiram apenas para a variação da quantidade de armadura transversal, sendo explicados pela possível redução dos esforços devido ao cortante. Da mesma maneira, os valores positivos de variação da armadura longitudinal e transversal podem ser explicados pelo aumento dos esforços normal e cortante respectivamente. As Tabelas 10, 11 e 12 trazem resultados semelhantes, referentes aos edifícios hipotéticos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo.

Tabela 10 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 25 pavimentos-tipo.

Grupos	% A.Long.	% A.Est.	Grupos	% A.Long.	% A.Est.
Térreo	_	18,49	Piso 15	- 0,96	0,00
Rampa 1	_	0,00	Piso 16	0,90	0,00
Pav. Gar. 01	6,73	0,00	Piso 17	- 1,01	0,00
Rampa 2		2,93	Piso 18	1,01	0,00
Pav. Gar. 02	_	124,69	Piso 19	1.05	0,00
Piso 1	_ 221	0,58	Piso 20	- 1,05	0,00
Piso 2	- 2,31	0,58	Piso 21	2 27	0,00
Piso 3	1.02	-3,30	Piso 22	- 2,37	0,00
Piso 4	- 1,92	-3,30	Piso 23	1 25	1,22
Piso 5	1 00	-3,78	Piso 24	- 1,35	1,22
Piso 6	- 1,88	-3,78	Piso 25	- 11,99	3,73
Piso 7	- 2,54	0,32	Lazer	11,99	6,02
Piso 8	- 2,34	0,32	Rampa 3	_	9,86
Piso 9	0.65	-3,85	Piso Deck	12.00	-32,43
Piso 10	- 0,65	-3,85	Cobertura	- 13,09	113,93
Piso 11	0.07	0,85	Laje 28	=	11,88
Piso 12	- 0,97	0,85	Laje 29	10.01	0,54
Piso 13	0.47	1,15	Laje 30	- 10,81	-36,91
Piso 14	- 0,47	1,15	Total	3,81	1,97

Fonte: Do Autor (2016).

Tabela 11 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 30 pavimentos-tipo.

(continua)

Grupos	% A.Long.	% A.Est.	Grupos	% A.Long.	% A.Est.
Térreo	- 7,37 -	12,23	Piso 17	- 1,04 -	0,68
Rampa 1	- 7,37	0,00	Piso 18		0,68

Tabela 11 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 30 pavimentos-tipo. (conclusão)

Pav. Gar. 01		0,00	Piso 19	0.00	0,00
Rampa 2	•	52,98	Piso 20	0,90	0,00
Pav. Gar. 02	•	150,00	Piso 21	0,90	0,00
Piso 1	2.71	3,56	Piso 22	0,90	0,00
Piso 2	2,71	4,87	Piso 23	1,84	0,00
Piso 3	2.04	-6,95	Piso 24		0,00
Piso 4	2,04	-6,95	Piso 25	4,74	0,00
Piso 5	2,42	2,71	Piso 26	4,74	0,00
Piso 6	2,42	2,71	Piso 27	1,79	0,00
Piso 7	3,44	-4,86	Piso 28	1,79	0,00
Piso 8	3,44	-4,86	Piso 29	1,49	0,49
Piso 9	4,68	9,99	Piso 30	1,49	0,49
Piso 10	4,08	9,99	Lazer		12,38
Piso 11	0,85	2,46	Rampa 3		35,38
Piso 12	0,63	2,46	Piso Deck	27,29	-28,70
Piso 13	1.20	-1,00	Cobertura		143,59
Piso 14	1,39	-1,00	Laje 28		52,82
Piso 15	0.66	-2,20	Laje 29	26.10	19,47
Piso 16	0,66	-2,20	Laje 30	26,19	154,17
			Total	4,47	6,16

Fonte: Do autor (2016).

Tabela 12 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 35 pavimentos-tipo.

(continua)

Grupos	% A.Long.	% A.Est.	Grupos	% A.Long.	% A.Est.
Térreo	_	6,24	Piso 21	- 0,96	1,18
Rampa 1	_	0,00	Piso 22	0,90	1,18
Pav. Gar. 01	10,34	0,00	Piso 23	- 0,67	0,00
Rampa 2	_	9,08	Piso 24	- 0,07	0,00
Pav. Gar. 02		33,06	Piso 25	- 2,21	0,00
Piso 1	- 4,36	9,50	Piso 26	2,21	0,00
Piso 2	4,30	12,98	Piso 27	- 2,32	0,00
Piso 3	- 4,87	3,62	Piso 28	2,32	0,00
Piso 4	4,67	3,62	Piso 29	- 4,45	0,00
Piso 5	- 6,85	4,65	Piso 30	4,43	0,00
Piso 6	0,63	4,65	Piso 31	- 3,15	0,24
Piso 7	- 7,49	6,21	Piso 32	3,13	0,24
Piso 8	7,49	6,21	Piso 33	- 2,17	9,88
Piso 9	- 7,64	0,45	Piso 34	4,17	9,88
Piso 10	- 7,04	0,45	Piso 35	- 33,08	9,90
Piso 11	2,08	6,68	Lazer	33,00	26,04

Tabela 12 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 35 pavimentos-tipo. (conclusão)

Piso 12		6,68	Rampa 3		43,49
Piso 13	- 0,77	3,74	Piso Deck	41,86	19,20
Piso 14	0,77	3,74	Cobertura		290,96
Piso 15	1,62	3,08	Laje 28		87,01
Piso 16	1,02	3,08	Laje 29	1,17	49,79
Piso 17	- 0.05	1,98	Laje 30		7,24
Piso 18	0,95	1,98	Total	6,87	6,27
Piso 19	0,72	-0,85	_		
Piso 20	0,72	-0,85			

Fonte: Do autor (2016).

A análise dos dados postos nas Tabelas 10, 11 e 12, confirma as duas regiões já discutidas como as mais sensíveis aos efeitos da ação sísmica. Nessas regiões, a variação da quantidade de armadura longitudinal tendeu a aumentar, de maneira geral, com o número de pavimentostipo. O maior valor obtido para esse parâmetro foi de 41,86% no grupo que engloba os pavimentos da Rampa 3 à Laje 28 no edifício com 35 pavimentos-tipo.

O Pav.Gar. 02 foi o pavimento inferior das edificações que apresentou os maiores percentuais de aumento de armadura transversal. Conforme já comentado, o esforço transverso na base da edificação devido à ação sísmica é o fator responsável por tal aumento. O maior valor detectado foi o percentual de 150% na edificação com 30 pavimentos-tipo, merecendo também destaque o percentual de 124,69% detectado no edifício com 25 pavimentos-tipo.

Já na segunda região que aqui se propõe analisar, o pavimento Cobertura, vizinho superior ao pavimento Deck, foi o mais sensível a variação do esforço cortante, obtendo-se como resultado um valor de 113,93% no edifício com 25 pavimentos-tipo, 143,59% no edifício com 30 pavimentos-tipo e 290,96% no edifício com 35 pavimentos-tipo.

Visando uma abordagem mais generalizada dos resultados obtidos nas tabelas anteriores, confeccionou-se a Tabela 13 na qual podem ser visualizados os percentuais totais de variação de cada tipo de armadura em pilares para cada número de pavimentos-tipo considerado.

Tabela 13 - Percentuais totais de variação da quantidade de armadura em pilares.

Modelos	% A.Long.	% A.est.
20 Pavimentos-tipo	5,79	2,41
25 Pavimentos-tipo	3,81	1,97
30 Pavimentos-tipo	4,47	6,16
35 Pavimentos-tipo	6,87	6,27

Fonte: Do autor (2016).

Primeiramente, menciona-se que os dados da Tabela 13 não permitem confirmar qualquer padrão de crescimento entre os percentuais analisados e o aumento do número de pavimentostipo da edificação. Na realidade os valores oscilam, sendo o edifício detentor de 35 pavimentostipo aquele que apresentou os maiores percentuais de variação tanto para a armadura longitudinal quanto para a armadura transversal.

O fato de inexistir, nos resultados aqui abordados, um padrão que relacione a variação das quantidades de armadura com o aumento da altura da edificação, está provavelmente ligado ao aumento da seção transversal dos pilares, adotada quando se variou o número de pavimentostipo. Isso ocorreu porque o aumento das seções de concreto dos pilares fez com que parte dos acréscimos ou alívios nos esforços, decorrentes da consideração da ação sísmica, fossem resistidas não apenas pelas armaduras de aço.

Nas Figuras 49, 50, 51 e 52, poderão ser visualizados de maneira conjunta os gráficos referentes à variação percentual da quantidade de cada tipo específico de armadura ao longo da altura, em metros, dos edifícios modelados.

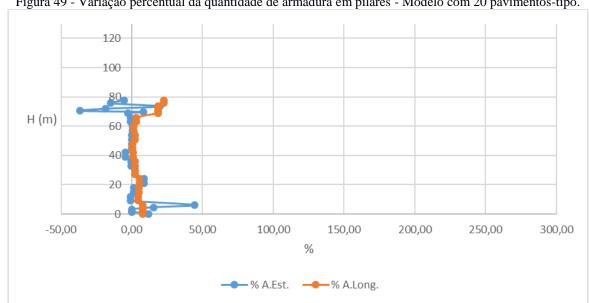


Figura 49 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 20 pavimentos-tipo.

Fonte: Do autor (2016).

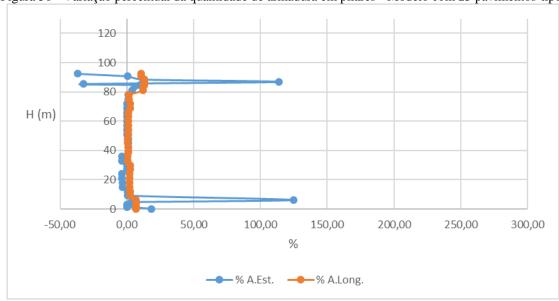
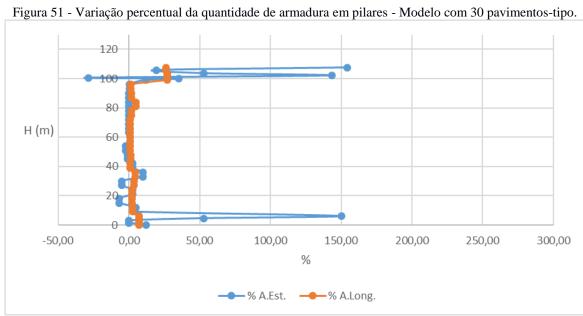


Figura 50 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 25 pavimentos-tipo.



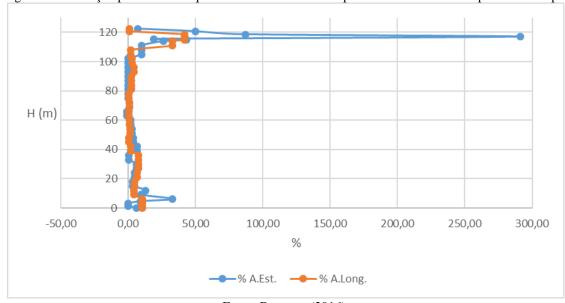


Figura 52 - Variação percentual da quantidade de armadura em pilares - Modelo com 35 pavimentos-tipo.

Antes de proceder à análise dos gráficos acima são necessários alguns comentários sobre a forma como estão apresentados. Primeiramente, tendo em vista uma melhor comparação dos resultados, optou-se por considerar os mesmos limites para os eixos de cada um dos gráficos. Independentemente do número de pavimentos que o gráfico representa, o seu eixo horizontal, referente ao percentual de variação da armadura, estará definido entre os limites de -50% até 300%. Já o eixo vertical, que representa a altura da edificação, vai de 0 m à 130 m.

A análise desses gráficos permite visualizar claramente as duas regiões mais sensíveis aos efeitos da ação sísmica. As diferenças entre os gráficos dos percentuais de variação de armadura longitudinal e transversal mostra que em todos os edifícios modelados a consideração da ação sísmica fez variar de maneira mais significativa o esforço cortante nos pilares da edificação. Sendo assim, os gráficos referentes a quantidade de armadura de estribos apresentaram sempre valores mais significativos que os referentes à quantidade de armadura longitudinal.

Pode-se perceber também que os trechos das edificações localizados entre as duas regiões mais sensíveis aos efeitos da ação sísmica apresentaram sempre percentuais pequenos de variação da quantidade de armadura, situados quase que completamente no intervalo de 0% até 10%.

4.2 Quantidade de armadura em vigas

Na Tabela 14 é apresentada a variação percentual da quantidade de armadura em vigas entre os dois modelos projetados para o edifício com 20 pavimentos-tipo. Deve ser ressaltado que,

em um desses modelos, a ação lateral do sismo e do vento foram consideradas em conjunto, enquanto que no outro, a ação do vento foi considerada de maneira isolada. Os resultados apresentados representam conjuntos de vigas agrupadas em um ou mais pavimentos da edificação. Na tabela, pode-se observar a variação percentual de tipos específicos de armadura, como por exemplo a armadura longitudinal positiva (A.pos.) e negativa (A.neg.), além da armadura de estribo (A.est.). Também é possível visualizar a variação da quantidade total de armadura (Total).

Tabela 14 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 20 pavimentos-tipo.

Grupos	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
Rampa 1	29,73	34,08	12,95	25,85
Pav. Gar. 01	15,32	8,94	0,91	8,40
Rampa 2	40,43	21,58	33,69	47,32
Pav. Gar. 02	13,20	10,84	6,26	8,77
Piso 1 ao 5	55,05	18,97	6,06	26,85
Piso 6 ao 10	51,26	23,95	8,68	28,05
Piso 11 ao 15	59,28	19,90	5,36	27,32
Piso 16 ao 20	32,13	18,40	3,62	16,77
Lazer	28,21	12,63	39,09	14,41
Rampa 3	11,07	14,61	-1,22	9,31
Piso Deck	0,66	5,27	0,22	1,87
Cobertura	20,80	30,06	10,28	16,62
Laje 28	17,54	21,78	5,26	12,70
Laje 29	17,23	51,19	74,19	28,07
Laje 30	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	41,50	18,59	7,85	21,31

Fonte: Do autor (2016).

Os dados da Tabela 14 indicam que, de maneira geral, a consideração da ação sísmica acarretou um aumento na quantidade de cada tipo específico de armadura, em cada um dos grupos de pavimentos considerados. Esse resultado era esperado tendo em vista que a ação sísmica gera um aumento dos esforços nas peças estruturais em relação à situação na qual é considerada apenas a ação lateral do vento. O maior aumento registrado foi de 59,28% para a quantidade de armadura longitudinal negativa no grupo que engloba o Piso 11 ao 15. Outro valor cuja importância deve ser destacada é a variação total da quantidade de armadura do edifício que foi de 21,31%. Esse percentual representa uma quantidade significativa de aço (algo entorno de 15 toneladas), mostrando a relevância da ação sísmica.

Um dado isolado da tabela, que foge às afirmações acima, é a diminuição percentual de 1,22 % na quantidade de armadura transversal no grupo "Rampa 3". O alívio do esforço cortante em algumas das poucas vigas que compõem esse agrupamento, provavelmente foi a causa desse valor negativo. Os valores nulos na tabela indicam simplesmente que nos agrupamentos do Térreo e da Laje 30 não existem vigas.

As Tabelas 15, 16 e 17 apresentam dados no mesmo formato dos agora a pouco discutidos, sendo que referentes aos edifícios hipotéticos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo.

Tabela 15 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 25 pavimentos-tipo.

Pavimento	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
Rampa 1	-7,34	-7,13	0,00	-4,78
Pav. Gar. 01	18,07	7,43	1,36	9,03
Rampa 2	40,42	18,76	3,24	23,58
Pav. Gar. 02	11,15	8,43	4,09	7,11
Piso 1 ao 5	62,62	33,44	17,44	37,42
Piso 6 ao 10	43,13	20,40	15,14	25,37
Piso 11 ao 15	54,37	20,99	7,59	27,76
Piso 16 ao 20	59,18	17,13	6,19	26,52
Piso 21 ao 25	67,40	17,66	2,66	26,48
Lazer	5,71	-3,88	31,30	3,31
Rampa 3	0,00	0,21	0,00	0,07
Piso Deck	1,93	0,19	0,00	0,59
Cobertura	1,22	30,62	0,00	20,72
Laje 28	6,29	11,13	9,12	6,70
Laje 29	19,56	9,86	14,65	11,33
Laje 30	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	47,11	19,90	9,23	24,54

Fonte: Do autor (2016).

Tabela 16 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 30 pavimentos-tipo.

(continua)

Grupos	% A.neg.	% A.pos.	% A.est.	% Total
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
Rampa 1	7,75	4,14	0,72	3,91
Pav. Gar. 01	24,52	5,64	2,22	11,72
Rampa 2	54,32	30,40	18,54	35,70
Pav. Gar. 02	23,94	12,31	4,96	13,26
Piso 1 ao 5	58,35	35,00	10,95	37,51
Piso 6 ao 10	76,95	32,75	11,84	43,33
Piso 11 ao 15	62,30	22,43	7,51	32,04

Tabela 16 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 30 pavimentos-tipo. (conclusão)

Piso 16 ao 20	76,31	29,61	10,31	40,23
Piso 21 ao 25	75,83	26,86	3,06	36,35
Piso 26 ao 30	69,31	20,93	0,71	30,05
Lazer	16,09	9,43	63,08	13,33
Rampa 3	10,79	5,22	0,00	6,17
Piso Deck	2,26	2,30	0,81	1,49
Cobertura	6,02	9,11	0,30	4,94
Laje 28	13,33	-2,49	19,00	6,18
Laje 29	-8,26	-0,20	40,35	1,08
Laje 30	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	61,18	25,59	8,51	32,63

Tabela 17 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 35 pavimentos-tipo.

Pavimento	A.neg.	A.pos.	A.est.	Total
Térreo	0,00	0,00	0,00	0,00
Rampa 1	24,86	8,47	0,00	10,69
Pav. Gar. 01	28,57	15,57	6,23	16,42
Rampa 2	53,97	37,77	11,53	38,16
Pav. Gar. 02	30,66	18,88	7,28	18,15
Piso 1 ao 5	86,76	44,07	14,90	53,30
Piso 6 ao 10	102,69	38,19	30,32	55,60
Piso 11 ao 15	101,66	35,30	31,21	53,86
Piso 16 ao 20	82,33	36,82	12,64	46,05
Piso 21 ao 25	62,70	30,70	4,85	34,84
Piso 26 ao 30	91,53	32,67	3,60	42,96
Piso 31 ao 35	99,66	20,91	0,29	36,97
Lazer	66,40	11,90	55,89	25,60
Rampa 3	10,43	4,43	0,00	5,73
Piso Deck	8,70	4,00	0,40	4,14
Cobertura	2,70	5,83	55,75	8,77
Laje 28	22,06	6,83	25,17	13,21
Laje 29	4,63	10,77	49,49	10,13
Laje 30	0,00	0,00	0,00	0,00
Total	81,11	32,68	15,15	42,94

Fonte: Do autor (2016).

A análise das Tabelas 15, 16 e 17, mostra que os picos de variações da quantidade de armadura longitudinal negativa, aumentaram com o crescimento do número de pavimentos-tipo da edificação, atingindo valores de 67,4% no grupo "Piso 21 ao 25" do edifício com 25 pavimentos-tipo, 76,95% no grupo "Piso 6 ao 10" do edifício com 30 pavimentos-tipo e

102,69% no grupo "Piso 6 ao 10" da edificação com 35 pavimentos-tipo. Os percentuais comentados acima foram destacados porque representam os maiores valores de variação percentual trazidos em cada uma das tabelas apresentadas.

Ocorreu nessas tabelas também, a existência de valores negativos atrelados novamente a diminuição dos esforços relacionados a cada tipo específico de armadura. Percebe-se que os pavimentos que apresentaram a diminuição na quantidade de armadura têm em comum a característica de apresentarem um reduzido número de vigas.

Visando uma abordagem mais generalizada dos resultados obtidos nas tabelas anteriores, confeccionou-se a Tabela 18 na qual podem ser visualizados os percentuais totais de variação de cada tipo de armadura em vigas, para cada número de pavimentos-tipo considerado.

Tabela 18 - Percentuais totais de variação da quantidade de armadura em vigas.

Modelos	% A.neg.	% A.pos.	% A.est.	% Total
20 Pavimentos-tipo	41,50	18,59	7,85	21,31
25 Pavimentos-tipo	47,11	19,90	9,23	24,54
30 Pavimentos-tipo	61,18	25,59	8,51	32,63
35 Pavimentos-tipo	81,11	32,68	15,15	42,94

Fonte: Do autor (2016).

Na Tabela 18 é evidenciado de maneira clara que, com exceção dos percentuais de armadura de estribo, todos os valores apresentados mostraram uma tendência de crescimento com o aumento do número de pavimentos-tipo da edificação. A variação percentual total atingiu seu valor mais alto de 42,9% no modelo com 35 pavimentos-tipo, que correspondeu a algo entorno de 56,2 toneladas de aço. Percebe-se ainda que a maior variação mostrada é de 81,11% para a quantidade de armadura longitudinal negativa, no modelo com 35 pavimentos-tipo.

Nas Figuras 53, 54, 55 e 56, poderão ser visualizados de maneira conjunta os gráficos referentes a variação percentual da quantidade de cada tipo específico de armadura, bem como da quantidade total, sempre ao longo da altura, em metros, dos edifícios modelados. A variação dos tipos específicos de armadura pode ser vinculada a problemas decorrentes do aumento dos esforços normais (variação da armadura longitudinal) ou de esforços transversais (variação da armadura transversal).

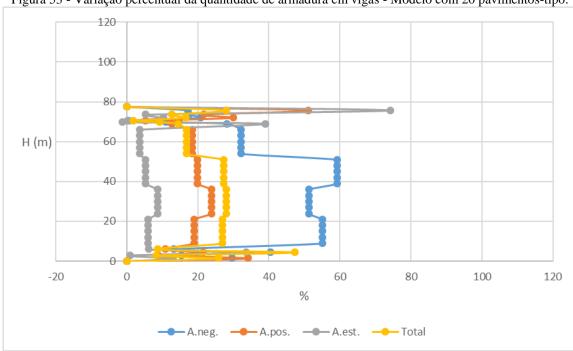
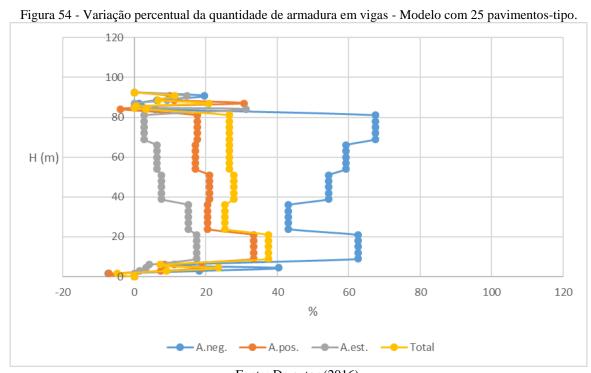


Figura 53 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 20 pavimentos-tipo.



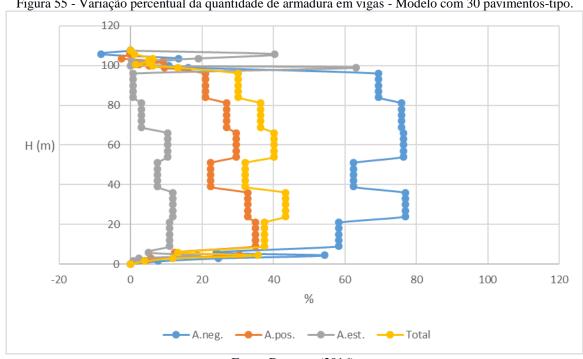
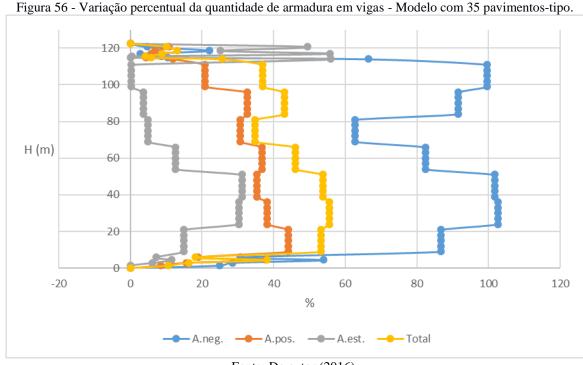


Figura 55 - Variação percentual da quantidade de armadura em vigas - Modelo com 30 pavimentos-tipo.



Fonte: Do autor (2016).

Antes de proceder à análise dos gráficos acima são necessários alguns comentários sobre sua forma de apresentação. Primeiramente, tendo em vista uma melhor comparação dos resultados apresentados, optou-se por considerar os mesmos limites para os eixos de cada um dos gráficos. Independentemente do número de pavimentos que o gráfico representa, o seu eixo horizontal, referente ao percentual de variação da armadura de vigas, estará definido entre os limites de – 20% até 120%. Já o eixo vertical, que representa a altura da edificação, vai de 0 m à 130 m. Pode-se perceber também que os gráficos apresentam trechos retilíneos, atrelados aos agrupamentos de pavimentos feitos automaticamente no CYPECAD. Esses agrupamentos também podem ser notados nas tabelas já apresentadas.

A análise desses gráficos revela algumas tendências da variação da quantidade de armadura em vigas com a consideração da ação sísmica. Nota-se que quando se comparam os tipos específicos de armadura, as maiores variações são referentes as quantidades de armadura longitudinal negativa, seguida sempre pela armadura longitudinal positiva e pela armadura transversal. Isso demonstra que, em peças estruturais como as vigas, a ação sísmica influencia mais na variação dos esforços normais que nos esforços cortantes.

De maneira geral os gráficos apresentam o fato já discutido na Tabela 18, ou seja, que a variação percentual da quantidade de armadura em vigas, devido à consideração da ação sísmica, cresce junto com o aumento da altura da edificação no momento em que são incluídos mais pavimentos-tipo.

Percebe-se também que as variações nas quantidades de armadura crescem na região entre 20 e 60 m de altura da edificação. Esse fato tem ligação com a distribuição das ações laterais do vento e do sismo que, quando agem em conjunto, produzem uma composição de cargas com valores maiores para essa região.

O gráfico referente a variação da quantidade total apresenta as mesmas tendências supracitadas, sendo interessante notar que este nada mais é que uma média das variações de cada grupo específico de armaduras.

4.3 Parâmetros de estabilidade global

Nos próximos itens serão abordados de forma isolada os resultados obtidos para cada um dos parâmetros de estabilidade global que aqui se propôs analisar.

4.3.1 Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

Utilizando-se da equação posta no item 2.4.4.1 do presente trabalho e das dimensões informadas no projeto arquitetônico, foi confeccionado o gráfico da Figura 57 que apresenta os valores do índice de esbeltez de corpo rígido (β) para as direções X e Y, em cada uma das situações hipotéticas simuladas.

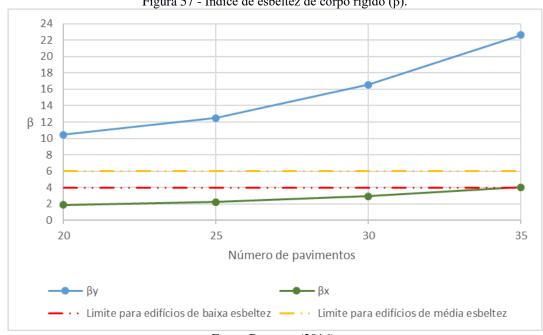


Figura 57 - Índice de esbeltez de corpo rígido (β).

Fonte: Do autor (2016).

Pode-se verificar que os resultados para o parâmetro apresentaram valores sempre crescentes de acordo com o aumento do número de pavimentos. Isso ocorreu devido à preservação das dimensões em planta e aumento unicamente da altura dos modelos.

No gráfico também são colocados os limites utilizados na classificação dos resultados. Pontos abaixo da linha vermelha indicam baixa esbeltez. Aqueles abaixo da linha amarela e acima da linha vermelha informam média esbeltez. Já os resultados acima da linha de cor amarela, indicam alta esbeltez.

Sendo assim, para a direção X, o edifício apresentou quase sempre esbeltez baixa, com exceção do modelo com 35 pavimentos-tipo, no qual, o resultado encontrado o classifica como de média esbeltez. Já para a direção Y, a edificação pôde sempre ser classificada como de alta esbeltez, atingindo inclusive valores muito superiores ao limiar materializado pela linha em amarelo.

Os resultados encontrados para esse parâmetro indicam a necessidade de maior atenção quanto à estabilidade global em todas as edificações modeladas, principalmente na edificação com 35 pavimentos-tipo, que apresentou esbeltez média a alta.

4.3.2 Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot})

O limite imposto pela ABNT NBR 6118:2014 quanto ao deslocamento lateral total da edificação, varia unicamente de acordo com sua altura. Os modelos propostos, apresentaram, portanto, limites distintos de deslocamento total, uma vez que se diferenciam, entre outros critérios, pela quantidade de pavimentos-tipo e necessariamente pela sua altura. Esses limites poderão ser visualizados nos gráficos colocados nas Figuras 58 até 65.

Em cada uma dessas figuras são vistos dois gráficos representando os deslocamentos laterais totais de uma edificação com determinado número de pavimentos-tipo, na direção X ou Y, com e sem a consideração da ação sísmica. Para melhor interpretação dos gráficos, faz-se uso da legenda posta no Quadro 2.

Quadro 2 – Legenda para interpretação das Figuras 58 a 65.

Quadro 2 Legenda para interpretação das riguras 30 a 03.			
Desl, X (mm) - SS	Deslocamento na direção X em milímetros sem a consideração da ação sísmica		
Desl, X (mm) - CS	Deslocamento na direção X em milímetros com a consideração da ação sísmica		
Desl, Y (mm) - SS	Deslocamento na direção Y em milímetros sem a consideração da ação sísmica		
Desl, Y (mm) - CS	Deslocamento na direção Y em milímetros com a consideração da ação sísmica		

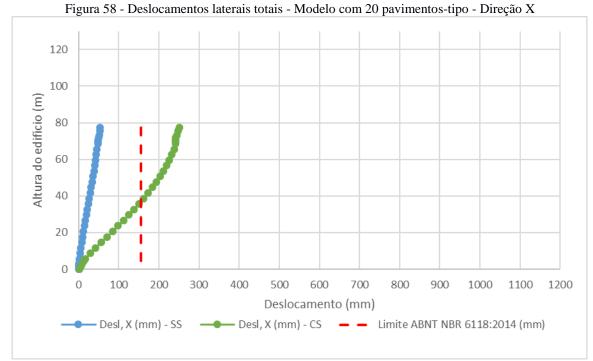
Fonte: Do autor (2016).

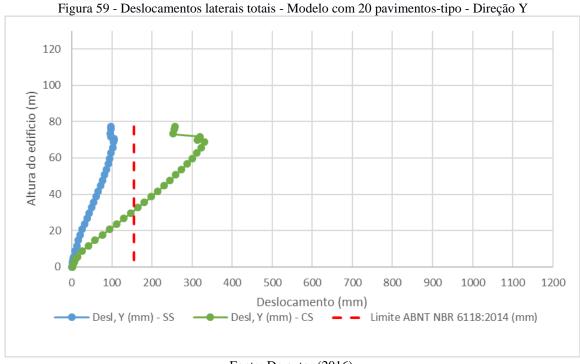
Optou-se por considerar os mesmos limites para os eixos de cada um dos gráficos. Independentemente do número de pavimentos que o gráfico representa, o seu eixo horizontal, referente ao deslocamento lateral total da edificação em milímetros, estará definido entre os limites de 0 mm até 1200 mm. Já o eixo vertical, que representa a altura da edificação, vai de 0 m à 130 m.

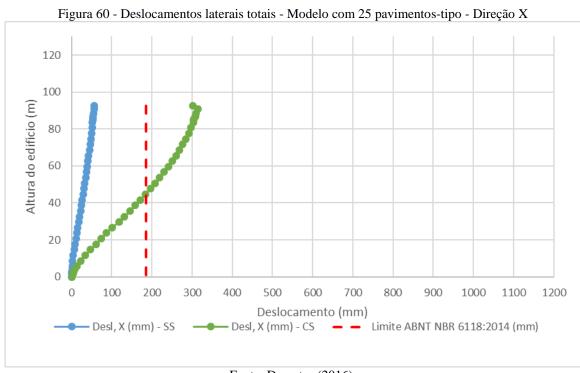
O aumento dos deslocamentos laterais das edificações está atrelado ao aumento da carga lateral quando a ação sísmica é considerada no dimensionamento da estrutura. Uma análise geral dos gráficos postos abaixo permite afirmar que, independentemente da quantidade de pavimentos-tipo considerados e da direção na qual se mede o deslocamento, a situação de modelagem sem a ação sísmica, considerando apenas a ação do vento como carga lateral, sempre respeitou os limites de deslocamento estabelecidos pela ABNT NBR 6118:2014. Já na

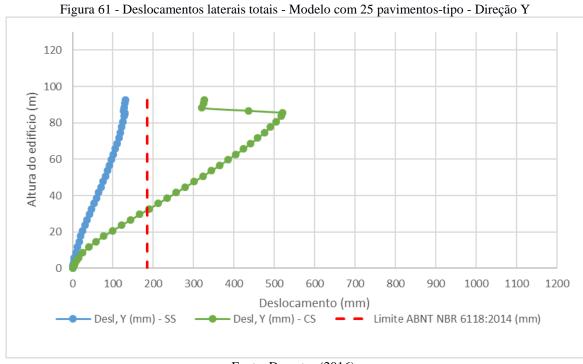
segunda situação na qual os modelos foram dimensionados com a ação sísmica, sempre foram ultrapassados os limites postos pela norma.

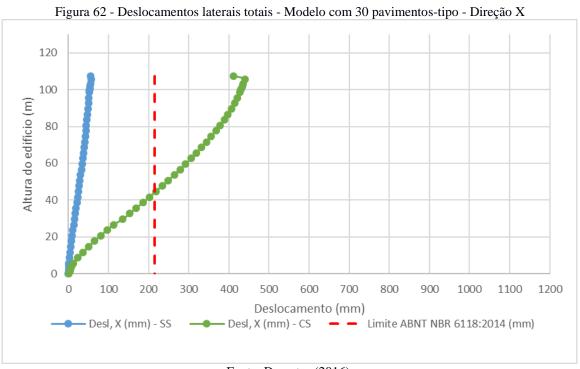
Esse fato demonstra claramente a importância da consideração do sismo no dimensionamento de edificações reais no município de Caruaru, uma vez que, quando ultrapassados os limites de deslocamento lateral total, podem vir a surgir diversas patologias que influenciam na segurança e no uso da edificação.

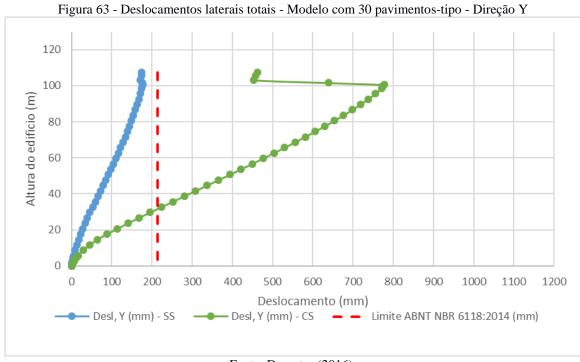


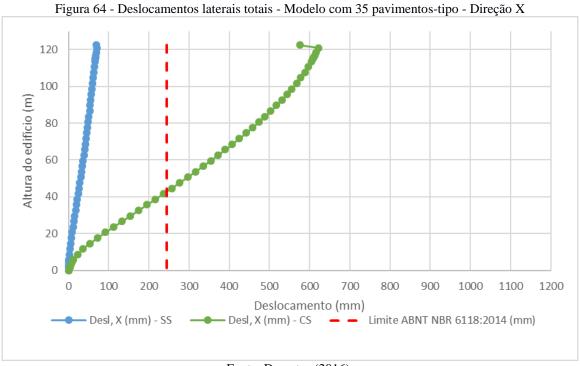


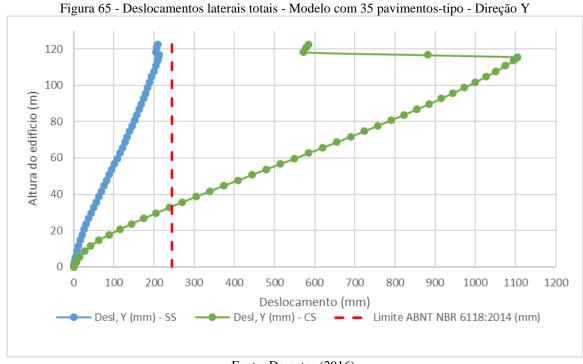












Em todos os gráficos apresentados, percebe-se que os deslocamentos na direção X são menores que os apresentados para a direção Y. Isso, logicamente, comparando-se os dois gráficos confeccionados para um mesmo número de pavimentos-tipo. Pode-se atrelar esse padrão dos resultados ao formato retangular da edificação modelada. O edifício apresenta sua menor dimensão paralela ao eixo Y, tornando-se mais esbelto e consequentemente mais deslocável nessa direção. Já a direção X tem a maior dimensão do edifício paralela a si, o que o torna menos esbelto e menos deslocável nessa direção.

De forma geral os gráficos para qualquer uma das duas direções consideradas apresentaram crescimento com a variação do número de pavimentos-tipo. Isso mostrou que o aumento da altura da edificação foi determinante no crescimento dos deslocamentos laterais totais. Lembrase que entre um e outro modelo, que diferem pela quantidade de pavimentos-tipo, foram alteradas as seções transversais de alguns pilares e vigas, além da quantidade total de armadura de aço. Nesse sentido, o aumento da altura da edificação produziu também peças estruturais mais robustas que, no entanto, não foram suficientes para minar o aumento dos deslocamentos laterais.

Todos os comentários postos permitem inferir que o maior deslocamento lateral encontrado seria no edifício com 35 pavimentos-tipo, na direção Y, considerando a ação sísmica. Essa afirmação pode ser visualizada nos gráficos postos, sendo o maior deslocamento encontrado algo entorno de 11 cm.

4.3.3 Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav})

Os resultados obtidos nesse item serão apresentados de forma diferente daqueles do item anterior. Enquanto os deslocamentos laterais totais da edificação foram discutidos na forma de gráficos, os dados quanto aos deslocamentos laterais entre pavimentos serão apresentados na forma da Tabela 19.

Nessa tabela, podem ser consultados os máximos valores de deslocamentos entre pavimentos (D.pav), ocorridos ao longo da altura de cada edificação modelada. Os dados são colocados para cada uma das direções X e Y consideradas, bem como para cada tipo de análise adotada (SS – sem ação sísmica; CS – com ação sísmica). Todos os valores estão em milímetros.

São apresentados dois limites para esse tipo de deslocamento. Um trazido pela ABNT NBR 15421:2006 e outro pela ABNT NBR 6118:2014. Esses limites foram calculados com base na altura relativa entre os pavimentos. É importante destacar que os limites calculados com a norma de concreto sempre se apresentaram inferiores aos calculados pela norma de sismo, devendo, portanto, ser respeitados nas análises seguintes.

Tabela 19 - Deslocamento máximo entre pavimentos.

Modelos	Análise	D.pav - X (mm)	D.pav - Y (mm)
20 pavimentos-tipo	SS	2,42	8,56
20 pavimentos-tipo	CS	14,26	68,24
25 pavimentos-tipo	SS	2,28	5,8
	CS	17,97	115,89
30 pavimentos-tipo	SS	2,01	6,6
50 pavimentos-tipo	CS	28,5	185,44
25 payimentos tino	SS	2,14	7,93
35 pavimentos-tipo	CS	45,65	308,55
Limite ABNT NBR 15421:2006	60 mm	Limite ABNT NBR 6118:2014	12 mm

Fonte: Do autor (2016).

A partir da análise dos resultados, percebe-se que os deslocamentos na direção X são menores que os apresentados para a direção Y. Isso, logicamente, comparando-se os dados para cada tipo de análise realizada. Novamente, pode-se atrelar esse padrão dos resultados ao formato retangular da edificação modelada.

Os dados postos acima mostram que o limite de 12 mm para o deslocamento lateral entre pavimentos das edificações, não foi extrapolado quando se considerou, no dimensionamento, apenas a ação lateral do vento sem a ação sísmica (SS). Isso ocorreu de maneira independente

da direção considerada e do número de pavimentos-tipo do modelo. O valor mais próximo ao limite foi obtido para a direção Y no edifício com 20 pavimentos-tipo, sendo de 8,56 mm.

Continuando a observar apenas os modelos sem a ação sísmica (SS), percebe-se que o aumento do número de pavimentos-tipo não fez crescer em nenhuma direção os máximos valores dos deslocamentos laterais entre pavimentos. Na direção X, os dados ficaram sempre próximos de 2 mm, enquanto que na direção Y, giraram na faixa de 6 mm à 8 mm.

Todos os modelos onde a ação sísmica foi considerada (CS), independentemente da direção considerada e do número de pavimentos-tipo adotado, apresentaram valores de deslocamentos superiores ao exigido pela ABNT NBR 6118:2014. Esse fato reforça mais uma vez a importância do cálculo estrutural considerando o sismo nas edificações em Caruaru-PE. O máximo deslocamento obtido foi de 308,55 mm, valor muito superior inclusive ao limite da norma de sismo que é de 60 mm.

O limite trazido pela ABNT NBR 15421:2006 foi extrapolado sempre e apenas na direção Y, quando se considerou a ação sísmica (CS), independentemente do número de pavimentostipo do modelo da edificação.

4.3.4 Coeficiente γ_z

Conforme já exposto, pode-se considerar, de forma facultativa e quando se define a ação do vento no CYPECAD, o cálculo da amplificação de esforços produzido pela atuação dessa carga horizontal. O método está baseado no efeito P-delta devido aos deslocamentos produzidos pela ação horizontal.

O resultado dessa análise é justamente o parâmetro γ_z . A amplificação dos esforços com esse parâmetro é realizada segundo recomendações da ABNT NBR 6118:2014. Segundo essa norma, uma solução aproximada para a determinação dos esforços globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª ordem + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação de carregamento considerada, por 0,95 γ_z .

Os modelos propostos nesta pesquisa propõem a utilização de dois tipos distintos de cargas laterais, o sismo e o vento, sempre sendo considerados os efeitos de segunda ordem tanto físicos quanto geométricos. Esperava-se assim, que o software calculasse o parâmetro γ_z utilizando não apenas a ação lateral do vento, mas também a ação sísmica. No entanto, não foi esse o procedimento verificado.

No caso de sismo, a escolha da Análise Modal Espectral como método de análise dinâmico, obriga o CYPECAD a realizar uma combinação quadrática completa, com a qual não tem

sentido a relação entre o coeficiente de majoração amplificado e o coeficiente de majoração sem amplificar, dois únicos parâmetros utilizados no cálculo de γ_z com a ação do vento. Isso não implica, no entanto, que a análise de segunda ordem, com eventual majoração dos esforços de cálculo, não seja realizada nas rotinas de dimensionamento da estrutura submetidas a ação sísmica. Ocorre apenas que o *software* não utiliza a metodologia do γ_z . Sendo assim, os resultados apresentados na Tabela 20 mostram valores de γ_z em função do número de pavimentos-tipo da estrutura e em cada uma das direções consideradas, mas apenas com a consideração da ação lateral do vento.

A influência do sismo na estabilidade global da edificação será mostrada na discussão dos resultados do parâmetro α . Isso será possível porque no cálculo desse parâmetro, que inclusive pode ser derivado do γ_z , será utilizada a metodologia de calcular a rigidez do pilar equivalente.

Tabela 20 - Coeficiente γ_z .

	, .	
Modelos	Dir. X	Dir. Y
20 pavimentos-tipo	1,213	1,198
25 pavimentos-tipo	1,263	1,235
30 pavimentos-tipo	1,300	1,283
35 pavimentos-tipo	1,337	1,292

Fonte: Do autor (2016).

A análise dos dados da Tabela 20 mostra que, independentemente da direção considerada e do número de pavimentos-tipo dos modelos, todos os valores de γ_z superaram o limite inferior de 1,1. Sendo assim, há a necessidade de consideração da não linearidade geométrica nessas estruturas, classificadas agora como de nós móveis, utilizando-se o γ_z para estimar seus efeitos de forma aproximada.

O coeficiente γ_z atingiu os limites superiores recomendados em norma ($\gamma_z \leq 1,3$) apenas na direção X para os edifícios com 30 e 35 pavimentos-tipo. Nesses modelos, pode-se afirmar que, considerando apenas a ação lateral do vento, as estruturas são instáveis e impraticáveis, devendo-se, portanto, enrijecê-las.

4.3.5 Rigidez do pilar equivalente (EI_{eq})

Os resultados colocados neste item foram obtidos considerando o valor do módulo de elasticidade secante (E_{CS}) colocado na tabela 8.1 da ABNT NBR 6118:2014 para o concreto com resistência característica de 30 MPa. Nessa Tabela 21 podem ser consultados os valores

obtidos para a rigidez equivalente de cada modelo proposto, em cada uma das direções consideradas. Os dados são isolados ainda de acordo com a composição de cargas laterais atuantes na estrutura: ação sísmica e do vento atuando em conjunto (CS) ou ação do vento agindo de maneira isolada (SS).

Tabela 21 - Rigidez do pilar equivalente (EI_{eq}).

Modelos	Direc	Direção X		Direção Y	
Modelos	SS	CS	SS	CS	
20 pavimentos-tipo	3,47	10,41	6,50	8,88	
25 pavimentos-tipo	6,94	20,12	12,10	12,80	
30 pavimentos-tipo	13,35	28,22	17,60	16,75	
35 pavimentos-tipo	18,98	35,29	26,52	19,52	

Valores em [N·m²]·10¹¹ Fonte: Do autor (2016).

Os dados apresentados acima permitem afirmar que, independentemente da direção e da composição de ações laterais considerada, o aumento da altura do edifício com o incremento da quantidade de pavimentos-tipo tornou a estrutura mais rígida, uma vez que foram obtidos maiores valores de rigidez equivalente.

Com o aumento da altura da edificação, aumentaram também as cargas laterais de sismo e vento que atuam sobre a estrutura. Era natural então que os deslocamentos laterais tivessem um acréscimo em seus valores. Essa presunção foi confirmada e amplamente discutida neste trabalho. Ocorre, no entanto, que tais deslocamentos, apesar de se mostrarem sempre crescentes com a altura da edificação, não foram influenciados apenas por esse parâmetro. O aumento das dimensões e da quantidade de armadura das peças estruturais, como vigas e pilares, também são fatores responsáveis pela variação detectada nos deslocamentos laterais.

Sendo assim, o padrão de aumento dos valores de rigidez equivalente com a altura do edifício, permite afirmar que um determinado modelo, submetido a maiores esforços laterais que aquele de altura imediatamente inferior, mesmo apresentando maiores deslocamentos que aquele, mostrou-se mais rígido, muito provavelmente pelo aumento das seções transversais e da quantidade de armadura de suas peças estruturais.

Os resultados demonstram ainda que a direção X foi a que apresentou os menores e os maiores valores para o parâmetro aqui analisado. Isso ocorreu de forma independente do número de pavimentos-tipo considerado.

Realizando ainda uma análise isolada dos dados obtidos na direção X, percebe-se que os modelos onde foi considerada a ação sísmica (CS) apresentaram-se mais rígidos que aqueles

com um mesmo número de pavimentos-tipo e solicitados apenas pela ação do vento. Esse padrão se repetiu na direção Y para os modelos com 20 e 25 pavimentos-tipo. Os modelos com 30 e 35 pavimentos-tipo apresentaram-se mais rígidos quando se considerou a ação isolada do vento sem o sismo (SS).

4.3.6 Parâmetro de instabilidade α

Na Tabela 22 são resumidos os valores do parâmetro de instabilidade α obtidos na direção X e Y, considerando a atuação da ação sísmica em conjunto com a carga lateral do vento (CS) ou apenas da carga lateral do vento (SS).

Tabela 22 - Parâmetro de instabilidade (α)

Modelos	Direc	Direção X		ção Y
Wiodelos	SS	CS	SS	CS
20 pavimentos-tipo	1,45	0,84	1,06	0,91
25 pavimentos-tipo	1,35	0,79	1,02	0,99
30 pavimentos-tipo	1,23	0,85	1,07	1,10
35 pavimentos-tipo	1,29	0,95	1,09	1,27

Fonte: Do autor (2016).

De maneira geral, os resultados representados na Tabela 22 apresentam os mesmos padrões detectados na análise das rigidezes dos pilares equivalentes. Na direção X, a consideração da ação sísmica fez reduzir os valores de α, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Já na direção Y, essa tendência se manteve apenas para os edifícios com 20 e 25 pavimentos-tipo. Quando considerada essa direção, os edifícios com 30 e 35 pavimentos-tipo tiveram os valores de α incrementados nos modelos com a consideração da ação sísmica (CS) em relação àqueles onde foi considerada a ação lateral do vento apenas (SS).

Todos os dados da tabela superaram o valor limite ($\alpha \le 0.6$) colocado na ABNT NBR 6118:2014. Sendo assim, todas as estruturas analisadas podem ser classificadas como de nós móveis, não podendo ser desprezados os efeitos globais de segunda ordem.

Os maiores valores obtidos, independentemente do número de pavimentos-tipo, foram na direção X sem a consideração da ação sísmica (SS). Nessa mesma direção, sendo que nos modelos nos quais foi considerada a ação sísmica (CS), obtiveram-se os menores valores para α , também de forma independente do número de pavimentos-tipo.

Em diversas oportunidades já foi comentado neste trabalho a respeito da correlação entre o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z . Lembra-se que o parâmetro γ_z foi fornecido

diretamente pelo CYPECAD, sendo considerada apenas a carga lateral do vento. Sendo assim, os dados da Tabela 22 referentes apenas aos modelos dimensionados com a carga lateral do vento (SS) mostram que os resultados do parâmetro α corroboram com os resultados obtidos para o coeficiente γ_z , apresentando inclusive os mesmos padrões de crescimento.

4.3.7 Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

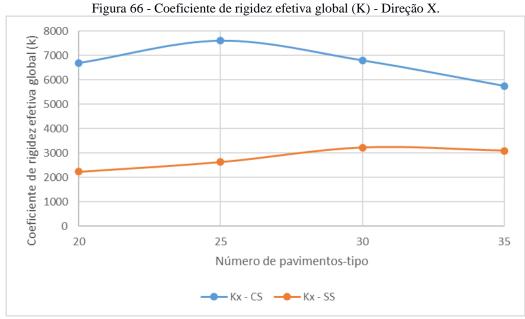
Na Tabela 23 são apresentados os resultados do cálculo da rigidez efetiva global para a direção X de ação das cargas laterais. Novamente são consideradas duas situações distintas de carregamento lateral da estrutura, uma na qual é considerada a ação sísmica em conjunto com a carga de vento (CS), e outra na qual é considerada apenas o carregamento lateral do vento (SS).

Tabela 23 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) – Direção X.

Modelos	Kx - SS	Kx - CS
20 pavimentos-tipo	2232	6693
25 pavimentos-tipo	2628	7610
30 pavimentos-tipo	3220	6803
35 pavimentos-tipo	3095	5750
Valores em [1/m]		

Fonte: Do autor (2016).

Para a direção X, os dados da Tabela 23 demonstram que a consideração da ação sísmica tornou a estrutura sempre mais rígida, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Tal informação pode ser visualizada na Figura 66. O maior aumento percentual da rigidez foi de 189,57% para o modelo com 25 pavimentos-tipo.



A Tabela 24 tem o mesmo formato da anteriormente discutida, apresentando, no entanto, os resultados obtidos para a direção Y de ação das cargas laterais.

Tabela 24 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) - Direção Y.

Modelos	Ky - SS	Ky - CS
20 pavimentos-tipo	4182	5605
25 pavimentos-tipo	4577	4843
30 pavimentos-tipo	4246	4040
35 pavimentos-tipo	4323	3181
Valores em [1/m]		

Fonte: Do autor (2016).

Os dados colocados acima não apresentaram o mesmo padrão daqueles obtidos para a direção X. Para os modelos com 20 e 25 pavimentos-tipo a consideração da ação sísmica fez crescer a rigidez do edifício. Já nos modelos com 30 e 35 pavimentos-tipo, foram os edifícios calculados apenas com a ação lateral do vento que se apresentaram mais rígidos quando comparados àqueles nos quais se considerou a ação sísmica. Os gráficos colocados na Figura 67 se cruzam em um ponto entre 25 e 30 pavimentos-tipo, demonstrando claramente as informações supracitadas.

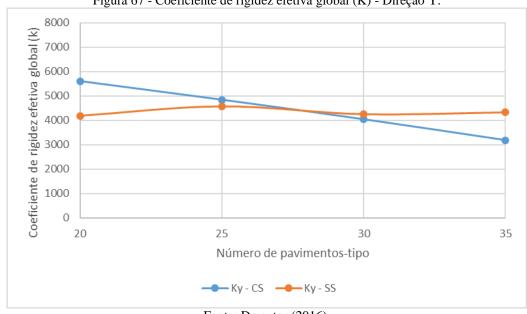


Figura 67 - Coeficiente de rigidez efetiva global (K) - Direção Y.

Fonte: Do autor (2016).

Uma análise mais generalizada dos dados obtidos revela ainda que quando se considerou apenas as ações laterais do vento (SS), o edifício se mostrou mais rígido sempre na direção Y, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Já as edificações modeladas com a ação do sismo em conjunto com a carga lateral do vento (CS), mostraram-se sempre mais rígidas na direção X, também de forma independente da quantidade de pavimentos-tipo considerados.

4.3.8 Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

De maneira geral, os resultados obtidos para o índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}) apresentaram os mesmos padrões detectados na análise do coeficiente de rigidez efetiva global (K). Na direção X, a consideração da ação sísmica fez reduzir a esbeltez das edificações independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Já na direção Y, essa tendência se manteve apenas para os edifícios com 20 e 25 pavimentos-tipo. Os edifícios com 30 e 35 pavimentos-tipo tiveram sua esbeltez incrementada nos modelos com a consideração da ação sísmica (CS) em relação àqueles onde foi considerada a ação lateral do vento apenas (SS).

Os gráficos colocados nas Figuras 68 e 69 demonstram as tendências supracitadas para a direção X e Y respectivamente. Também podem ser visualizados os limites propostos pelo CEB (1978) para o parâmetro aqui comentado.

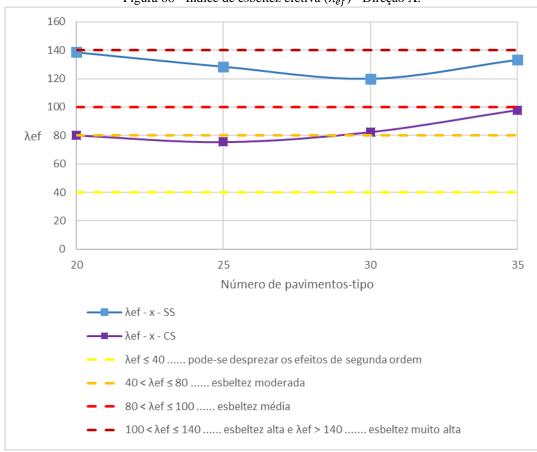


Figura 68 - Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}) - Direção X.

Nos gráficos colocados acima, percebe-se que na direção X, quando se considerou a ação sísmica (CS), os modelos apresentaram sempre esbeltez média ou moderada. Já os modelos nos quais se considerou a ação lateral do vento apenas (SS), apresentaram sempre esbeltez alta.

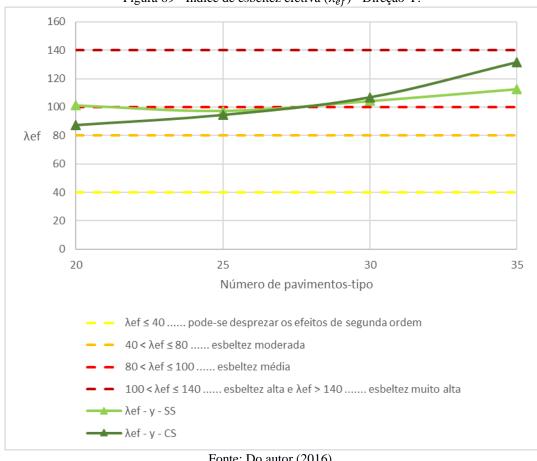


Figura 69 - Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}) - Direção Y.

Fonte: Do autor (2016).

Os resultados obtidos na direção Y mostram que, quando se considerou a ação sísmica (CS) ou apenas a ação lateral proveniente do vento (SS), os modelos com 20 e 25 pavimentos-tipo apresentaram esbeltez média, enquanto os modelos com 30 e 35 pavimentos-tipo apresentaram sempre esbeltez alta.

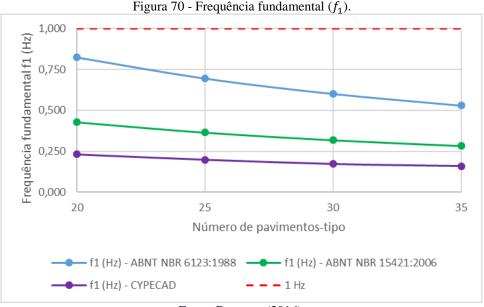
Uma análise mais generalizada dos resultados obtidos revela que em nenhuma das composições tratadas foi atingido o limite de esbeltez muito elevada ($\lambda_{ef} > 140$). Nessas composições, independentemente do número de pavimentos-tipo, da situação de carregamento lateral e da direção de análise, não se pode desprezar os efeitos de segunda ordem ($\lambda_{ef} \leq 40$).

4.3.9 Frequência fundamental (f_1)

No vento natural, o módulo e a orientação da velocidade instantânea do ar apresentam flutuações em torno da velocidade média, designadas por rajadas. Segundo a ABNT NBR 6123:1988, admite-se que a velocidade média do vento se mantém constante durante um intervalo de tempo de 10 minutos ou mais, produzindo nas edificações efeitos puramente estáticos, designados como resposta média. Já as flutuações da velocidade podem induzir em estruturas muito flexíveis, especialmente em edificações altas e esbeltas, oscilações importantes na direção da velocidade média, designadas como resposta flutuante.

No item 9.1 da norma de vento está posto que as edificações com frequência fundamental f_1 inferior à 1,0 Hz podem apresentar importante resposta flutuante na direção do vento médio, devendo ser considerada então a resposta dinâmica total, igual a superposição das respostas média e flutuante. Já nas edificações cuja frequência fundamental da estrutura seja maior ou igual a 1,0 Hz, a influência da resposta flutuante é pequena e seus efeitos já são considerados na determinação do fator S_2 .

Os resultados encontrados foram utilizados na construção do gráfico apresentado na Figura 70. Optou-se por demarcar também uma reta referente ao limite de 1 Hz para melhor visualização.



Fonte: Do autor (2016).

A análise da Figura 70 indica que o aumento do número de pavimentos-tipo fez diminuir os valores para a frequência fundamental da estrutura afastando-se cada vez mais do valor de 1,0 Hz. Concluiu-se que, em todas as situações analisadas, faz-se necessário considerar a parcela referente à pressão flutuante no cálculo da resposta dinâmica total da estrutura.

Conforme já explanado neste trabalho, são mostrados valores para a frequência natural da estrutura provenientes de três métodos de cálculo distintos. O primeiro deles, posto na ABNT NBR 6123:1988 é calculado apenas em função da altura da edificação. Percebe-se no gráfico que essa formulação forneceu os maiores valores para a frequência fundamental. O método

colocado na ABNT NBR 15421:2006 resultou em valores menores que o primeiro, sendo calculado também basicamente em função da altura do edifício modelado. O gráfico que resultou nos menores valores de frequência, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado, foi construído com dados retirados do CYPECAD. Ocorreu que, ao optar-se por considerar a ação sísmica pelo método dinâmico da Análise Modal Espectral, esse *software* calculou os períodos de vibração da estrutura em cada um dos modos de vibração analisados.

O método realizado pelo CYPECAD se configura em um procedimento de extração modal, que leva em conta as características mecânicas e de massa da estrutura, por meio de um processo de determinação analítica. Sendo assim, optou-se por utilizar os resultados dessa metodologia nas análises dos próximos itens, uma vez que os outros dois métodos, trazidos pela norma de vento e de sismo, se baseiam apenas na altura total da edificação. Além disso, os resultados extraídos do *software* se apresentam menores que os contidos nas normas, fato que torna seu uso uma escolha a favor da segurança das análises que aqui se propõe realizar.

4.3.10 Coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp})

Borges (2009) propõe o uso do coeficiente C_{amp} com o intuito de majorar as cargas estáticas originadas da força lateral do vento, diminuindo assim os erros decorrentes do uso indevido dessas cargas em lugar de outras recomendadas em norma e obtidas quando se considera a parcela flutuante das pressões.

A metodologia proposta na formulação do coeficiente de amplificação dinâmica impõe que os valores negativos, obtidos no seu cálculo, sejam substituídos pelo valor unitário, não sendo, portanto, utilizados. Nos resultados aqui obtidos, o caso supracitado foi detectado apenas no modelo com 20 pavimentos-tipo e na direção X. Na Tabela 25 são apresentados os resultados obtidos para esse parâmetro nas direções X e Y, para cada número de pavimentos-tipo considerado.

Tabela 25 - Coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp}).

Modelos	C_{amp}		
Modelos	Direção X	Direção Y	
20 pavimentos-tipo	1,0000	1,0737	
25 pavimentos-tipo	1,0007	1,0781	
30 pavimentos-tipo	1,0023	1,1058	
35 pavimentos-tipo	1,0110	1,1063	

Os resultados da Tabela 25 apresentam um padrão que permite correlacionar o aumento do valor do coeficiente calculado em ambas as direções com o aumento da quantidade de pavimentos-tipo considerado. Os maiores valores foram obtidos sempre na direção Y, na qual as parcelas da força estática e dinâmica foram também superiores às parcelas obtidas na direção X. A diferença entre as intensidades das forças nas duas direções consideradas se deu principalmente pela maior área da fachada da edificação no plano perpendicular à direção Y.

Os dados da Tabela 25 revelam ainda que na direção X, o momento de tombamento calculado, considerando a parcela estática e dinâmica das pressões do vento, quando dividido pelo momento de tombamento devido apenas às forças estáticas, produziu coeficientes de amplificação com valores insignificantes e próximos à unidade. Esse fato impôs a superposição entre o gráfico referente a força estática (F_est) na direção X e o gráfico da força estática amplificada (F_est_amp) também na direção X, independentemente do número de pavimentostipo considerado. Nas Figuras 71, 72, 73 e 74, pode-se visualizar essa constatação.

Já na direção Y, diferentemente da direção X, os resultados obtidos foram significantes. Essa diferenciação condicionou a forma de discussão dos resultados que se segue. Sendo assim, serão discutidos de maneira isolada e sequencial os dados obtidos para a direção X e Y respectivamente.

Na sequência do texto, estão postas 8 figuras que refletem de forma singular os gráficos das forças atuantes na edificação para cada direção analisada e em cada composição de pavimentostipo. Nessas figuras, além do gráfico da força estática (F_est) da edificação e da eventual força estática majorada (F_est_amp), encontra-se o gráfico da força dinâmica (F_din) calculada considerando a parcela dinâmica das pressões do vento. Cada um desses gráficos é plotado em função da altura do edifício modelado.

Para melhor comparação dos resultados, optou-se por considerar os mesmos limites para os eixos de cada um dos gráficos. Independentemente do número de pavimentos que o gráfico representa, o seu eixo horizontal, referente à força lateral atuante na edificação em kN, estará definido entre os limites de 0 kN até 110 kN. Já o eixo vertical, que representa a altura da edificação, vai de 0 m à 130 m.

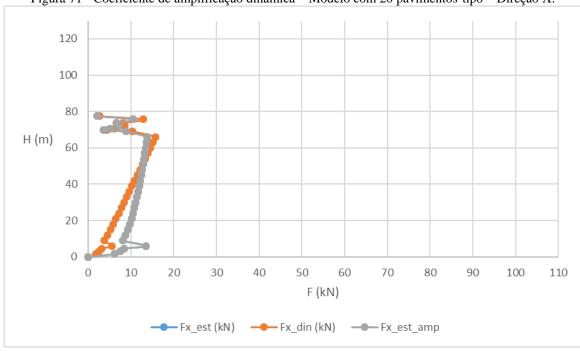
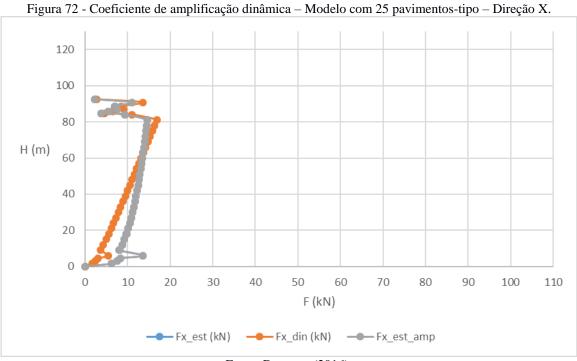


Figura 71 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 20 pavimentos-tipo – Direção X.



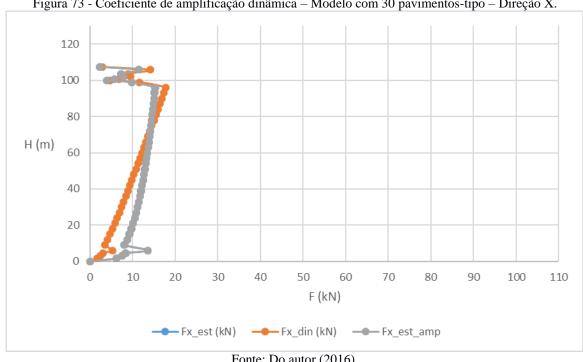
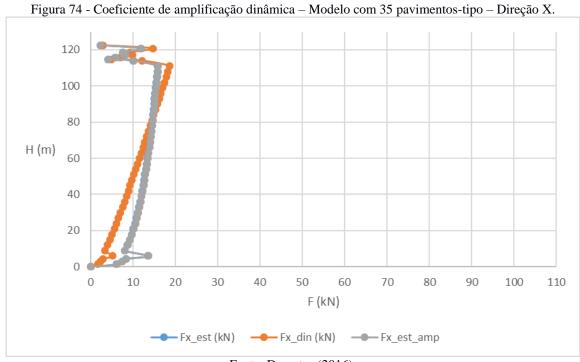


Figura 73 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 30 pavimentos-tipo – Direção X.

Fonte: Do autor (2016).



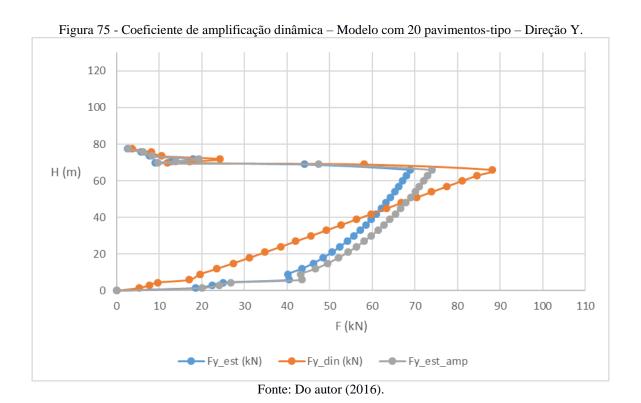
Fonte: Do autor (2016).

A análise dos gráficos materializados nas Figuras 71 à 74 mostra claramente a baixa significância dos coeficientes de amplificação calculados na direção X de atuação das forças do vento. Há, portanto, a superposição entre os gráficos da força estática e da força estática amplificada.

De maneira genérica, a comparação entre os gráficos das cargas estáticas e das cargas obtidas considerando-se a parcela flutuante das pressões do vento, segundo o método contínuo da norma de vento, revela que, a adoção das cargas estáticas, prática usual nos escritórios de projeto, é muitas vezes uma tomada de decisão contra a segurança da estrutura.

Ocorre que, para os primeiros pavimentos da estrutura, as parcelas da força estática sempre superam as parcelas da força dinâmica. Somente a partir de determinada altura é que ocorre o cruzamento dos gráficos e o uso das parcelas da força dinâmica passa a ser uma tomada de decisão a favor da segurança. Nesse ponto em específico é que se torna interessante o uso da composição com as parcelas da força lateral multiplicadas pelo coeficiente de amplificação dinâmica calculado. Esse coeficiente produz um gráfico, cujo ponto de interseção com o gráfico da força dinâmica, ocorre em uma altura maior que a altura do cruzamento anterior, quando se considerava a força estática simples. Ou seja, o uso da força estática amplificada torna-se menos errôneo que o uso da força estática simples.

Os gráficos colocados nas Figuras 71, 72, 73 e 74 demonstram que quanto maior a altura da edificação, aumentando-se a quantidade de pavimentos-tipo, maior também será a altura do cruzamento entre os gráficos da força dinâmica e estática não amplificada. Desse modo, quanto mais alta a edificação modelada, maior a importância do uso do coeficiente de amplificação dinâmica.



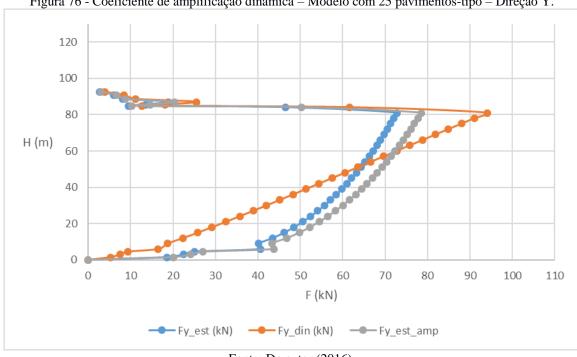
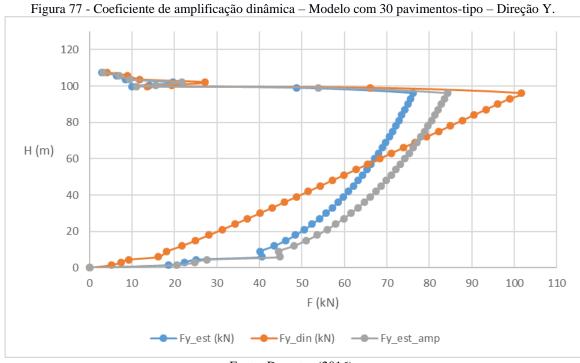


Figura 76 - Coeficiente de amplificação dinâmica – Modelo com 25 pavimentos-tipo – Direção Y.



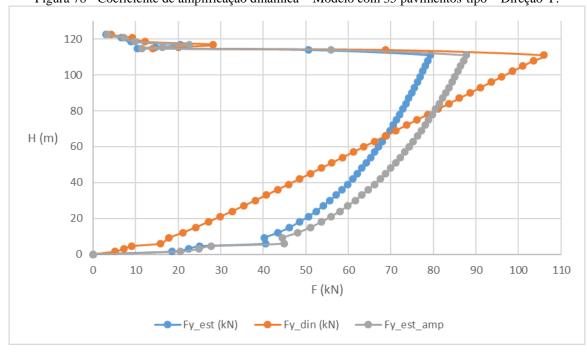


Figura 78 - Coeficiente de amplificação dinâmica - Modelo com 35 pavimentos-tipo - Direção Y.

Fonte: Do autor (2016).

Diferentemente dos gráficos plotados para a direção X, os gráficos para a direção Y, colocados nas Figuras 75, 76, 77 e 78, permitem diferenciar as composições com a força estática simples e com a força estática amplificada. Isso ocorre devido à intensidade dos valores obtidos para o coeficiente de amplificação dinâmica nessa direção.

O aumento da altura produz maiores coeficientes de amplificação dinâmica e consequentemente gráficos mais seguros à serem utilizados nos escritórios de projeto. Quanto maior o coeficiente aqui discutido, menor o erro no uso das parcelas da força estática amplificada no cálculo estrutural.

O fato de os resultados obtidos terem sido superiores na direção Y, permiti inferir também que o uso do coeficiente de amplificação dinâmica, além de ser mais efetivo para maiores alturas, também é influenciado positivamente pela área da fachada exposta à ação do vento.

4.3.11 Aceleração para verificação do conforto humano (a)

Na Tabela 26 estão resumidos os maiores valores obtidos no cálculo da aceleração para verificação do conforto humano de acordo com o procedimento contido na ABNT NBR 6123:1988. Os resultados foram calculados considerando um período de recorrência de 50 anos (vida útil da estrutura).

Tabela 26 - Aceleração para verificação do conforto humano (a).

Modelos	ax	ay	
20 pavimentos-tipo	0,062	0,159	
25 pavimentos-tipo	0,047	0,135	
30 pavimentos-tipo	0,034	0,140	
35 pavimentos-tipo	0,036	0,138	
[Limite da ABNT NBR $6123:19881 = 0.100 \text{ m/s}^2$			

A análise dos dados colocados na Tabela 26 demonstra que o limite estabelecido pela ABNT NBR 6123:1988 foi ultrapassado apenas na direção Y, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Já na direção X, os resultados ficaram sempre abaixo do limite supracitado. A extrapolação dos resultados obtidos na direção Y pode ser relacionada a estados limites referentes ao desconforto dos ocupantes.

A variação dos dados da tabela em função da variação do número de pavimentos-tipo do modelo, é influenciada pela frequência natural da estrutura e pelos deslocamentos que esta apresenta quando solicitada apenas pela parcela flutuante das ações do vento. A frequência natural do edifício, conforme já discutido, apresentou-se sempre decrescente com o aumento de sua altura. Já os deslocamentos tenderam a aumentar com o aumento do número de pavimentos-tipo. Esses dois fatores influenciaram conjuntamente a variação dos valores das acelerações calculadas, de maneira que não se detectou um padrão de crescimento entre os dados obtidos na tabela.

Percebe-se que os maiores valores vistos na tabela foram calculados para o modelo com 20 pavimentos-tipo. Este modelo foi o que apresentou a maior frequência de vibração no modo 1 e os menores deslocamentos laterais.

O segundo critério de análise dos resultados do parâmetro aqui abordado é aquele colocado por Chang (1967). Este autor define cinco zonas de conforto em função da percepção dos usuários quanto à intensidade da aceleração que age sobre o edifício.

Nos gráficos colocados nas Figuras 79, 80, 81 e 82, podem ser visualizados os limites da zona 1 (vibração imperceptível) e da zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda), além do limite estabelecido pela norma de vento. Estão plotados também os gráficos das acelerações nas direções X e Y em função da altura dos modelos tratados.

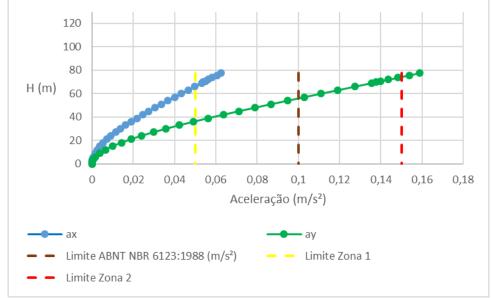


Figura 79 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 20 pavimentos-tipo.

A análise da Figura 79 mostra que no edifício modelado com 20 pavimentos-tipo, as acelerações calculadas na direção Y extrapolaram, além do limite estabelecido pela ABNT NBR 6123:1988, o limite proposto por Chang (1967) para a zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda). Portanto, para essa direção, os valores a partir da altura de 70 m, encontram-se na zona 3 (vibração incômoda). Já na direção X, foi extrapolado apenas o limite da zona 1 (vibração imperceptível), estando as acelerações na zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda).

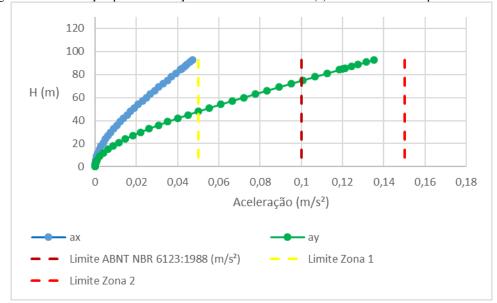


Figura 80 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 25 pavimentos-tipo.

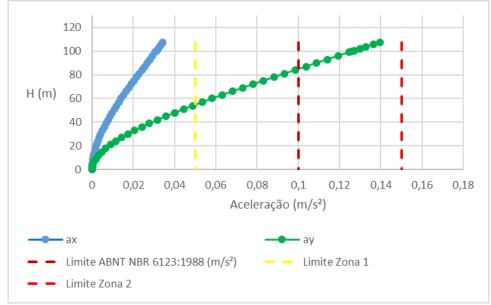


Figura 81 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 30 pavimentos-tipo.

Fonte: Do autor (2016).

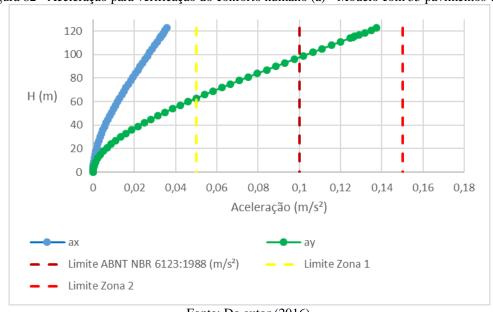


Figura 82 - Aceleração para verificação do conforto humano (a) - Modelo com 35 pavimentos-tipo.

Fonte: Do autor (2016).

Devido à similaridade dos resultados obtidos, serão analisados em conjunto os gráficos referentes aos modelos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo. Para essas estruturas, na direção Y, os valores da aceleração para verificação do conforto humano extrapolaram sempre o limite proposto na norma de vento. Considerando ainda essa direção, percebe-se que foi ultrapassado apenas o limite da zona 1, estando as acelerações calculadas na zona 2 (vibração perceptível,

mas não incômoda). Já na direção X, os valores de acelerações enquadraram-se sempre na zona 1 (vibração imperceptível), não ultrapassando o limite da norma de vento.

4.4 Análise qualitativa da edificação real com 20 pavimentos-tipo

A edificação real modelada no CYPECAD, com 20 pavimentos-tipo, é constituída de peças estruturais (pilares e vigas) cujas dimensões mostraram-se insuficientes para resistir aos esforços provenientes da ação sísmica atuando em conjunto com a carga lateral do vento. Sendo assim, as seções transversais dos pilares e vigas, formadores dos pórticos do edifício modelado considerando o sismo, apresentaram dimensão superior às peças estruturais da edificação real executada no município de Caruaru-PE.

As quantidades de armadura da edificação real também foram inferiores às requeridas para suportar as ações sísmicas. Prova disso foram os diversos erros de dimensionamento apontados pelo *software* quando se considerou a ação sísmica no cálculo da edificação real. Esses erros se relacionaram à disposição e a quantidade dos diversos tipos específicos de armadura.

As regiões mais sujeitas ao aparecimento de erros decorrentes da atuação sísmica foram duas. A primeira, localizada na base da edificação, englobando desde o pavimento térreo até o segundo pavimento de garagem, e a segunda, localizada na parte superior da edificação, onde se encontram instalados a piscina e os reservatórios de água. A grande concentração de massa no topo da edificação e a maior carga sísmica atuante na sua base, foram os fatores geradores dessas regiões críticas.

Por fim, concluiu-se que a não consideração da carga sísmica no dimensionamento da edificação real executada no município de Caruaru-PE, dentro dos padrões requeridos na ABNT NBR 15421:2006, gerou uma estrutura composta de peças estruturais cujas dimensões e quantidade de armadura representam um risco à segurança e ao conforto dos usuários.

5 CONCLUSÕES

Foi possível adaptar os resultados fornecidos pelo CYPECAD a rotinas de cálculo criadas no Excel, fato que possibilitou a aplicação da metodologia proposta, baseada em indicadores do comportamento estrutural global, sendo capaz de avaliar com precisão adequada a influência da não linearidade física e geométrica no comportamento estrutural estático e dinâmico de edifícios esbeltos sujeitos à ação lateral do vento e do sismo. Os objetivos específicos propostos também foram cumpridos, sendo possível, inclusive, medir da variação da quantidade de armadura nos pilares e vigas devido à ação sísmica.

Embora a utilização corrente da análise não linear em estruturas de concreto armado ainda apresente sérias restrições para utilização prática, os resultados obtidos com os modelos apresentados encorajam esforços para a continuação da pesquisa no sentido de viabilizar o uso de modelos não lineares na prática da engenharia.

Foi verificado que os eventos sísmicos na cidade de Caruaru, atribuídos à falha geológica sobre a qual a cidade se encontra, têm efeito não considerado nas estruturas de concreto armado. Isso ficou comprovado no momento em que se adicionou a ação sísmica ao modelo com 20 pavimentos-tipo, similar ao edifício real. Esse modelo passou a apresentar dimensões das peças estruturais e quantidades de armadura de vigas e pilares superiores à edificação real executada em Caruaru-PE, dimensionada apenas com a carga lateral do vento, representando assim um risco à segurança e ao conforto dos usuários.

Mostrou-se que a variação nos esforços, causada pelo efeito do sismo, gerou aumento na quantidade de armadura dos pilares e vigas. Nas vigas, o aumento da quantidade de armadura total foi crescente com o aumento da altura da edificação. Nessas peças estruturais, as maiores variações medidas foram nas quantidades de armadura longitudinal negativa.

Na análise dos pilares, as regiões mais afetadas no que diz respeito às variações na quantidade de armadura, foram duas. Aquela que engloba a base da edificação em um agrupamento de pavimentos que vai do "Térreo" até o "Pav. Gar. 02", e outra na qual se encontram instalados o reservatório superior e a piscina, entre o pavimento de lazer e a laje 30. A distribuição das cargas sísmicas, decrescente a partir da base da edificação, e a concentração de determinada massa a uma altura considerável nos modelos, foram os fatores geradores das regiões supracitadas.

Os resultados obtidos da análise das vigas, permitiram identificar a região situada entre 20 e 60 m de altura da edificação, como a mais afetada pela consideração da ação sísmica. Esse

fato tem ligação com a distribuição das ações laterais do vento e do sismo que, quando agem em conjunto, produzem uma composição com valores maiores para essa região.

Na análise do índice de esbeltez de corpo rígido (β), os resultados mostraram que o edifício apresentou sempre esbeltez alta na direção Y. Já na direção X, as medições classificaram o edifício como de esbeltez baixa à média (modelo com 35 pavimentos-tipo). Esse parâmetro é medido apenas em função da altura total dos modelos, não podendo ser contabilizada a influência da ação sísmica.

O segundo parâmetro que buscou avaliar a esbeltez da edificação foi o índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}). No seu cálculo foi possível considerar a influência do sismo por meio do recurso do pilar equivalente. Na direção X, quando se considerou apenas a ação lateral do vento (SS), todos os modelos apresentaram esbeltez média. Já os modelos calculados com a ação do sismo (CS) apresentaram esbeltez média à moderada. Na direção Y, independentemente da situação do carregamento lateral, todos os modelos apresentaram esbeltez média à moderada. Os resultados mostraram ainda que em nenhum dos modelos analisados é possível desprezar os efeitos de segunda ordem.

Sendo assim, os modelos apresentaram sempre maior esbeltez na direção Y do que na direção X. Esse fato decorreu da forma retangular da edificação. A maior esbeltez dos modelos na direção Y contribuiu para que os deslocamentos nessa direção fossem também superiores aos calculados para a direção X.

Os deslocamentos laterais totais da edificação na direção X respeitaram sempre o limite colocado na ABNT NBR 6118:2014. O limite dos deslocamentos foi ultrapassado sempre na direção Y, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado e da situação do carregamento lateral.

O limite para o deslocamento lateral entre pavimentos das edificações foi extrapolado apenas quando se considerou, no dimensionamento, a ação lateral sísmica (CS). Isso ocorreu independentemente da direção considerada e do número de pavimentos-tipo do modelo.

Desse modo, no quesito deslocamento lateral, os modelos que apresentaram resultados mais críticos foram aqueles nos quais se considerou a ação sísmica e a direção Y de atuação das cargas laterais. Esse fato é ocasionado tanto pela maior esbeltez do edifício nessa direção, quanto pelo aumento da carga lateral proporcionado pela atuação conjunta do sismo e da ação do vento.

Na sequência de apresentação dos resultados, discutiu-se o parâmetro γ_z . Independentemente da direção considerada e do número de pavimentos-tipo dos modelos, todos os valores de γ_z indicaram a necessidade de consideração da não linearidade geométrica nessas

estruturas, classificadas como de nós móveis. O coeficiente γ_z atingiu os limites superiores recomendados em norma apenas na direção X para os edifícios com 30 e 35 pavimentos-tipo, tidos como estruturas instáveis e impraticáveis que devem ser enrijecidas.

A influência do sismo na estabilidade global da edificação foi mostrada apenas na discussão dos resultados do parâmetro α , uma vez que o CYPECAD calcula o parâmetro γ_z considerando apenas a ação lateral do vento. Isso foi possível porque no cálculo do parâmetro α foi utilizado o recurso do cálculo da rigidez do pilar equivalente.

Em todos os modelos analisados o valor do parâmetro de instabilidade α superou o valor limite colocado na ABNT NBR 6118:2014. Sendo assim, todas as estruturas analisadas puderam ser classificadas como de nós móveis, não podendo ser desprezados os efeitos globais de segunda ordem.

Os resultados desse parâmetro, obtidos nos modelos dimensionados apenas com a carga lateral do vento (SS), corroboram os obtidos para o coeficiente γ_z , apresentando inclusive os mesmos padrões de crescimento. Esse fato já era esperado tendo em vista a correlação existente entre o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z .

Além de servir como base para o cálculo do índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}) e do parâmetro de instabilidade α , a rigidez do pilar equivalente foi tratada neste trabalho isoladamente como mais um dos parâmetros de estabilidade global, servindo ainda como subsídio no cálculo da rigidez efetiva global (K).

Independentemente da direção e da composição de ações laterais considerada, o aumento da altura do edifício com o incremento da quantidade de pavimentos-tipo tornou a estrutura mais rígida, uma vez que foram obtidos maiores valores de rigidez equivalente.

Os resultados mostraram ainda que, na direção X, tanto a rigidez do pilar equivalente (El_{eq}) , quanto a rigidez efetiva global (K), apresentaram valores superiores quando se considerou a ação sísmica, tornando a estrutura sempre mais rígida, independentemente do número de pavimentos-tipo considerado. Já na direção Y, apenas os modelos com 20 e 25 pavimentos-tipo dimensionados com a consideração da ação sísmica tiveram suas rigidezes aumentadas. Os modelos com 30 e 35 pavimentos-tipo, calculados apenas com a ação lateral do vento, apresentaram-se mais rígidos quando comparados àqueles nos quais se considerou a ação sísmica.

Percebe-se então que na direção X, os edifícios mais altos e com atuação da carga de sismo apresentaram-se mais rígidos, enquanto que na direção Y, os edifícios com maior altura e maior rigidez foram aqueles nos quais se considerou apenas a ação lateral do vento. Sendo assim,

percebe-se que a situação de carga lateral, com ou sem a atuação sísmica, não é o único fator interveniente nos resultados dos parâmetros que tentam estimar a rigidez dos modelos. Claramente, a maior esbeltez da edificação na direção Y, foi um fator decisivo para que a ação do vento fosse preponderante sobre a ação sísmica, tornando os edifícios modelados apenas com esse tipo de carga, mais rígidos que os outros. A mesma analogia pode ser feita referindose agora ao parâmetro de deslocamento lateral. Na direção X, o menor deslocamento da edificação propiciou que a ação sísmica fosse mais influente nos resultados quanto a rigidez das edificações, enquanto que na direção Y, os elevados deslocamentos tornaram esse tipo de ação pouco significante na medição de tal parâmetro.

No decorrer da pesquisa, foi realizada então uma análise dinâmica com parâmetros contidos na ABNT NBR 6123:1988, considerando apenas a ação lateral do vento. O primeiro deles foi a frequência natural da estrutura (f_1). Foram coletados resultados de três fontes distintas, a primeira posta na ABNT NBR 6123:1988, a segunda colocada na ABNT NBR 15421:2006 e a última, proveniente do procedimento de extração modal realizado no CYPECAD, cujos valores se apresentaram sempre menores que os anteriores, sendo adotados como subsídios no cálculo dos outros parâmetros. Em cada uma dessas três metodologias, o aumento do número de pavimentos fez diminuir os valores para a frequência fundamental da estrutura, afastando-se cada vez mais do limite colocado pela ABNT NBR 6123:1988. Esse fato indicou a necessidade de considerar, no dimensionamento da estrutura, as parcelas referentes a pressão flutuante da carga de vento.

Prosseguiu-se então ao cálculo do coeficiente de amplificação dinâmica (C_{amp}) no intuito de demonstrar o erro decorrente do uso inadequado da parcela de carga flutuante nos escritórios de projeto. Os resultados mostraram um padrão de crescimento em ambas as direções com o aumento da quantidade de pavimentos-tipo considerado. Os maiores valores foram obtidos sempre na direção Y, na qual as parcelas da força estática e dinâmica foram também superiores às parcelas obtidas na direção X. Desse modo, o uso do coeficiente mostrou-se de maior importância em edifícios de maior altura e mais esbeltos, ou seja, mais deslocáveis.

O último parâmetro medido na análise dinâmica foi a aceleração para verificação do conforto humano (a). No edifício modelado com 20 pavimentos-tipo, as acelerações calculadas na direção Y extrapolaram o limite estabelecido pela ABNT NBR 6123:1988, encontrando-se na zona 3 (vibração incômoda). Já na direção X, as acelerações atingiram a zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda). Os modelos com 25, 30 e 35 pavimentos-tipo, na direção Y, extrapolaram sempre o limite proposto na norma de vento, estando as acelerações calculadas na zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda). Já na direção X, os valores de acelerações

desses modelos enquadraram-se sempre na zona 1 (vibração imperceptível). De maneira geral pode-se afirmar que as acelerações se apresentaram menores para edifícios de maior altura.

Uma análise generalizada de todos os parâmetros analisados revela que o aumento da altura dos modelos junto a maior esbeltez apresentada na direção Y, condicionou estruturas mais deslocáveis e mais sujeitas aos efeitos de segunda ordem. A consideração da ação sísmica incrementou bastante os deslocamentos laterais das edificações, tendo maior influência no cálculo da rigidez das estruturas menos esbeltas. Na análise dinâmica, a direção Y também foi a mais crítica, tendo em vista os maiores deslocamentos e maiores módulos das cargas laterais de vento. Essa análise trousse à tona a importância da consideração da parcela de carga flutuante do vento no cálculo da estrutura, uma vez que foram ultrapassados os limites de aceleração para verificação do conforto humano.

Com base nos resultados encontrados, é natural afirmar que a análise de estruturas sismoresistentes precisa ser realizada nos edifícios construídos em Caruaru-PE, para que, em um possível evento sísmico, possa ser garantida não apenas sua estabilidade estrutural, mas também a integridade física e material dos usuários.

Finalmente, recomenda-se fortemente a aplicação da metodologia proposta neste trabalho à prática de projeto de edifícios esbeltos, pois, avaliar o comportamento dessas estruturas sob todos os aspectos aqui discutidos, permite ao projetista projetá-las de forma a conferir-lhes maior reserva de resistência.

5.1 Sugestões para trabalhos futuros

Recomendam-se para trabalhos futuros, os itens que seguem:

- Estudar a influência da ação sísmica na estabilidade global de edificações com as mais variadas disposições arquitetônicas de fachada, buscando explicar como os aspectos geométricos dessas fachadas influenciam nos parâmetros de estabilidade medidos;
- realizar um estudo que considera ao mesmo tempo, na modelagem do edifício, a ação sísmica, a contribuição da rigidez à flexão das lajes, a interação solo-estrutura e a ação de núcleos de rigidez (caixa de escadas e elevadores), no intuito de criar um modelo estrutural com comportamento bem próximo da situação real;
- verificar, em um mesmo modelo estrutural, como a variação da disposição dos pilares e vigas afeta os parâmetros de estabilidade global;
- analisar a contribuição da rigidez à flexão de tipos específicos de laje em edifícios altos de concreto;
- estudar a influência das ações laterais do sismo e do vento na estabilidade global de edifícios construídos em aço ou mistos (concreto e aço).

REFERÊNCIAS

ARAÚJO, J. M. Avaliação do parâmetro de instabilidade para os edifícios altos. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.15, p.41-53, 2010.

ARMISEN, M. J. La estructura resistente de los edificios altos. **Informes de la Construcción**, v. 37, n. 371, p. 5-30, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421: Projeto de estruturas resistentes a sismos - Procedimento,** Rio de Janeiro, 2006.

	. NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro,
2014.	
	NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro,
1980.	
	NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.
	NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro,
2003	

AVILLA, M. C.; AVILLA, V. C.; CARVALHO, R. C.; AVILLA JUNIOR, J. Ligações dos Elementos que Compõem o Diafragma Rígido das Estruturas de Edifícios Altos Executados em Lajes Nervuradas Pré-Fabricadas com Vigotas Treliçadas. **Revista Dom Digital**, Edição 1, São José do Rio Preto – SP, 2014.

BARBOSA, J. A. **Edifícios com paredes de seção aberta contraventadas por lintéis, sob carga lateral**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos – SP, 1978.

BECK, H.; KÖNIG, G. (1966). Restraining forces (Festhaltekräfte) in the analysis of tall buildings. In: SIMPOSIUM ON TALL BUILDINGS. **Anais**. Oxford, Proceedings, Pergamon Press, 1966.

BECKER, E. P. **Edifícios altos: interação tridimensional das peças de contraventamento.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 1989.

BERNARDI, D. F.; CAMPOS FILHO, A.; PACHECO, A. R. Análise tridimensional de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais. **Teoria e Prática na Engenharia Civil**, n.16, Porto Alegre, 2010.

BERTALOT, D. Field and experimental evidences concerning seismic liquefaction induced settlement of buildings with shallow foundations. In: Obras y Proyectos 10. **Anais.** United Kingdom, 2011.

BORGES, A. C. L. Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura. Tese (Doutorado), Departamento de Engenharia Civil da UFPE, Centro de Tecnologia e Geociências (CTG), Universidade Federal de Pernambuco, Recife – PE, 2009.

- BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. D´A. Análise do comportamento estrutural de um edifício Esbelto de 42 pavimentos. In: 51° Congresso Brasileiro do Concreto CBC 2009. **Anais.** IBRACON, Curitiba PR, 2009.
- BRUNELLI, A. C. Análise estrutural de edifícios sujeitos ao carregamento horizontal, considerando a rigidez das lajes, com o método dos elementos finitos. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 1987.
- CARMO, R. M. S. **Efeitos de segunda ordem em edifícios usuais de concreto armado**. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 1995.
- CARVALHO, R. C.; PINHEIRO, L. M. Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado. Volume 2. São Paulo SP: Editora Pini. 2009.
- CAZARÍN, E. F. E.; GILMORE, A. T.; CUEVAS, O. Z.; PERILLIAT, R. Consideraciones para el diseño sísmico de edificios altos de mampostería confinada ubicados en zonas sísmicas. **Revista de Ingeniería sísmica**, n. 90, p. 88-109, México, 2014.
- CEB/FIP COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. Manual of Buckling and Instability. London, Thomas Telford, 1978.
- CHANG, F. K. Wind and movement in tall buildings. **Civil Engineering**, v. 37, n. 8, p. 70-&, 1967.
- CYPE INGENIEROS S.A. **Tutoriais CYPE.** Disponível em:< http://www.cype.pt/>. Acesso em 29/02/2016.
- CYPE INGENIEROS, S.A. Cypecad: Memória de Cálculo. Portugal, 2013.
- DIAS, E. M. B. Comportamento estrutural de edifícios de múltiplos andares considerando as alvenarias de vedação. Dissertação (Mestrado), Centro de Tecnologia e Geociências, Universidade Federal de Pernambuco, Recife PE, 2009.
- DIAS, J. A. **Geologia Ambiental, Sismos.** Disponível em: < http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/>. Acessado em 19/06/2016.
- ESPEZUA, C. A. **Análise de edifícios altos submetidos a terremotos pela técnica do meio contínuo.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2009.
- FEITOSA, L. A.; ALVES, E. C. Estudo da estabilidade global de edifícios altos com lajes protendidas. **Revista Ibracon de Estruturas e Materiais**, Vitória ES, 2015.
- FERREIRA, J. M.; NASCIMENTO, A. F.; BEZERRA, H. B.; NETO, H. C. L; OLIVEIRA, P. H. C.; Sismos recentes no nordeste do Brasil e sua correlação com a geologia, 2009.

- FISCHINGER, M.; GASPERSIC, P.; FAJFAR, P.; An approximate method for seismic damage analysis of buildings. In: Proceedings of the Tenth World Conference on Earthquake Engineering. **Anais**. Rotterdam: AA Balkema, 1992.
- FONTE, A. O. C. **Análise não linear geométrica de edifícios altos.** Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro RJ, 1992.
- FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E.; PEDROSA, A. V. A. C. Características e Parâmetros Estruturais de Edifícios de Múltiplos Andares em Concreto Armado Construídos na Cidade do Recife. In: 47° Congresso Brasileiro do Concreto Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). **Anais**. Recife PE, 2005.
- FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; BORGES, A. C. L. Análise do comportamento estrutural global de um edifício esbelto de 36 pavimentos. In: 49° Congresso Brasileiro do Concreto Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). **Anais.** Bento Goncalves, 2007.
- FONTES, F. F.; PINHEIRO, L. M. Análise de um edifício por vários modelos estruturais. In: Anais do VI Simpósio EPUSP sobre Estruturas de Concreto. **Anais.** Trabalho SIMP0225, p. 233-250, 2006.
- FRANCO, M. Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: Reunião Anual do Ibracon: Colóquio sobre Estabilidade Global das Estruturas de Concreto Armado. **Anais.** São Paulo SP, 1985.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: Colloquium on the CEB-FIP MC 90, COPPE/UFRJ. **Anais.** Rio de Janeiro RJ, 1991.
- GALAZ, C. G.; GILMORE, A. T. Dimensionado preliminar basado en rigidez de edificios altos con estructura de acero rigidizados con diagonales concéntricas. **Revista de Ingeniería sísmica**, n. 90, p. 34-54, 2014.
- GEOGRAFIAETAL. **Correspondência entre a escala de Mercalli e a escala Richter.** Disponível em:< http://geografiaetal.com.br/>. Acesso em 11/04/2016.
- GIBA. **Os terremotos no Brasil (2015).** Disponível em: <<u>http://blog.mundoedu.com.br/osterremotos-no-brasil-2/</u>>. Acessado em: 25/08/2016.
- GONÇALVES, R. M.; de Sales, J. J.; Malite, M.; Neto, J. M. **Ação do vento nas edificações: teoria e exemplos**. SET/EESC/USP, São Carlos SP, 2007.
- GOULART, M. dos S. S. Contribuição da Rigidez à Flexão das Lajes para a Estabilidade Global de Edifícios. Tese (Doutorado), COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro RJ, 2008.
- HAGE, S. E. **The second-order analysis of reinforced concrete frames.** Thesis (master's degree), Departiment of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canadá, 1974.

- IWAMOTO, R. K. Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2000.
- KIMURA, A. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado.** São Paulo SP: Editora Pini, 2007.
- LACERDA, M. M. S.; FLORÊNCIO, A. C.; SILVA, W. A.; DELALIERA, R. G. Avaliação dos critérios para análise da estabilidade global em edifícios de concreto armado: estudo de caso. **REEC Revista Eletrônica de Engenharia Civil**, v. 9, n. 2, 2014.
- LIMA, D. M.; SABINO, R. B. G.; SOARES, J. M.; JUNIOR, H. C. L. Avaliação da capacidade resistente dos pilares de concreto armado das edificações quanto às ações se sismos. In: Anais do 50° Congresso Brasileiro de Concreto. **Anais.** Salvador -BA, 2008.
- LINS, F. V. Contribuição a avaliação da estabilidade global e pré-dimensionamento de pórticos planos em concreto pré-moldado. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2013.
- LIMA, J. S. Verificações da punção e da estabilidade global de edifícios de concreto: desenvolvimento e aplicação de recomendações normativas. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2001.
- LOPES, A. P.; SANTOS, G. O.; SOUZA, A. L. A. C. Estudo sobre diferentes métodos de análise p-delta. In: 47° Congresso Brasileiro do Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto. **Anais.** São Paulo SP, 2005.
- MACGREGOR, J. G.; HAGE, S. E.. Stability Analysis and Design of Concrete Frames. **Journal of Structural Engineering**. Div. ASCE, v. 103, pp1953-1970, 1977.
- MARTÍNEZ, F. G.; GARCIA, A. P.; LUCA, F. D.; VERDERAME, G. M. Comportamiento de los edificios de HA con tabiquería durante el sismo de Lorca de 2011: aplicación del método FAST. **Informes de la Construcción**, Espanha, 2015.
- MEHTA, P. K.; MONTEIRO, P. J. M. Concreto: estrutura, propriedades e materiais, 1 ed., São Paulo: Ed. Pini, 1994.
- MENDIS, P.; NGO, T.; HARITOS, N.; HIRA, A.; SAMALI, B.; CHEUNG, J. Wind Loading on Tall Buildings. **EJSE Special Issue: Loading on Structures**, v. 3, 2007.
- MONCAYO, Z. W. J. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado.** Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 2011.
- MUSIC, J.; TAPIA, P.; FLEMING, W. Implicancia del Decreto 117 en la demanda sísmica y respuesta global en edificios de Antofagasta. **Revista Obras y proyectos**, n. 11, p. 19-26, Chile, 2012.
- NESDE. **Sismicidade e tectónica em Portugal.** Disponível em: < http://www-ext.lnec.pt/ >. Acessado em 24/07/2016.

- NOGUEIRA, C. G.; LEONEL, E. D.; VENTURINI, W. S. Modelos para análise não-linear de estruturas em concreto armado usando o método dos elementos finitos. In: Nono Simpósio de Mecânica Computacional. **Anais.** São João Del-Rei MG, 2010.
- OLIVEIRA NETO, R. E. **Desempenho Estrutural e Econômico de Edifícios de Andares Múltiplos Aporticados.** Dissertação (Mestrado), Departamento de Engenharia Civil da UFPE, Centro de Tecnologia e Geociências (CTG), Universidade Federal de Pernambuco, Recife PE, 2007.
- OLIVEIRA R. A.; OLIVEIRA NETO, R. E. Desempenho Estrutural e Econômico de Edifícios de Andares Múltiplos Aporticados. In: 51° Congresso Brasileiro do Concreto—Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). **Anais.** Ibracon, Curitiba PR, 2009.
- PEREIRA, R. Edifícios altos problemas associados e análise estrutural de um caso prático. Dissertação (Mestrado), Instituto Politécnico do Porto, Porto Portugal, 2011.
- PINTO, R. S. Não-linearidade física e geométrica no projeto de edifícios usuais de concreto armado. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos SP, 1997.
- POMBA, F. J. C. Comportamento Sísmico de edifícios de pequeno porte. Dissertação (Mestrado), Instituto Superior Técnico, Universidade Técnica de Lisboa, Lisboa Portugal, 2007.
- RSBR. **Catálogo Sísmico Brasileiro.** Disponível em:< http://www.rsbr.gov.br/>. Acessado em 26/03/2016.
- RIZK, A. S. S. Structural Design of Reinforce Concrete Tall Buildings. **CTBUH Journal**, v. 1, p. 34-41, 2010.
- SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S. Estimativa do Impacto no Projeto de Edificações da Proposta de Norma Brasileira de Sismos. In: 48º Congresso Brasileiro do Concreto Instituto Brasileiro do Concreto (IBRACON). **Anais.** Rio de Janeiro RJ, 2006.
- SANTOS, S. H. C.; LIMA, S. S.; ARAI, A. Comparative study of codes for the seismic design of structures. **Revista IBRACON de Estruturas e Materiais**, v. 5, n. 6, p. 812-819, 2012.
- SCAWTHORN, C.; CHEN, W. F.; Earthquake engineering handbook. Editora CRC Press LLC, 2003.
- SIAL, A. N.; MCREATH, I. **Petrologia ígnea: os fundamentos e as ferramentas de estudos.** Vol. 1, Salvador, Bureau Gráfica, 1984.
- SMITH, B. S.; COULL, A. **Tall Buildings Structures: analysis and design.** 1ª edição. Canadá: John Wiley & Sons, 1991, New York.
- SOUTO, A. K. Análise de estruturas de edifícios altos submetidos a carregamentos horizontais e verticais. Dissertação (Mestrado), Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre RS, 1993.

STOLOVAS, S. Método Brasileiro de Integração de Pressões em Alta Frequência para Análise de Edifícios Altos. **TQS News** – Ano XVIII, nº 41, São Paulo – SP, 2015.

TARANATH, B. S. **Structural analysis and design of tall buildings.** 1^a edição. New York. MacGraw-Hill, 1998.

TEIXEIRA, M. R.; DE SOUZA, R. M. Análise Não Linear Física e Geométrica de um Edifício de Múltiplos Andares em Concreto Armado Utilizando-se a Plataforma OpenSees. In: V Simpósio Epusp sobre Estruturas de Concreto. **Anais.** 2003.

TEIXEIRA, W.; FAIRCHILD, T. R.; TOLEDO, M. C.; de, TAIOLI, F. **Decifrando a Terra**. 2ª edição. São Paulo – SP: IBEP Editora Nacional – Conrad, 2008.

VLASSOV, B. Z.; SMIRNOFF, G. **Pièces longues en voiles minces**. Paris: Editions Eyrolles, 1962.

ZALKA, K. A.; Global structural analysis of buildings. London: E & FN Spon – Taylor & Francis Group, 2000.