



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
DOUTORADO

***METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO
COM CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA***

Ana Cláudia Leão Borges

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO COM CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Ana Cláudia Leão Borges

Tese apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutora em Engenharia Civil.

ORIENTADORES:

Prof. Ivaldo Dário da S. Pontes Filho, D.Sc.

Prof. Antonio Oscar C. da Fonte, D.Sc.

Recife – Pernambuco – Brasil

Novembro de 2009

B732m **Borges, Ana Cláudia Leão.**

Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura / Ana Cláudia Leão Borges. - Recife: O Autor, 2009.
xiii, 205 folhas, il : figs.

Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG.
Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2009.

Inclui Bibliografia e Apêndice.

1. Engenharia Civil. 2. Edifícios Altos. 3. Concreto Armado.
4. Interação Solo - Estrutura. I. Título.

UFPE

624 **CDD (22. ed.)**

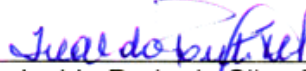
BCTG/2010-024

METODOLOGIA PARA AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO COM CONSIDERAÇÃO DA INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Ana Claudia Leão Borges

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL DA UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO COMO PARTE INTEGRANTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS À OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR EM ENGENHARIA CIVIL

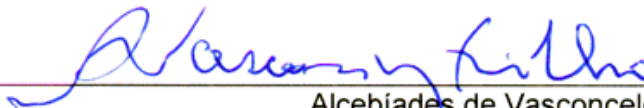
Banca Examinadora:



Ivaldo Dario da Silva Pontes Filho
Orientador, D. Sc.



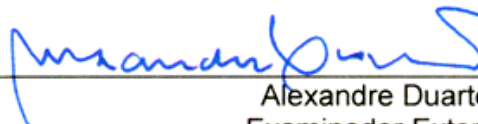
Antonio Oscar Cavalcanti da Fonte
Co-Orientador, D. Sc.



Alcebiades de Vasconcelos Filho
Examinador Externo, D. Sc.



Luis Alberto de Melo Carvalho
Examinador Externo, Ph. D.



Alexandre Duarte Gusmão
Examinador Externo, D. Sc.



Lícia Mouta da Costa
Examinador Interno, D. Sc.

Recife, PE
Novembro de 2009

*Aos meus pais Leônia e Borges, ao meu
marido Érick, e aos meus sobrinhos
Felipe, Carine e Leonardo.*

AGRADECIMENTOS

A toda minha família, em especial aos meus pais Leônia e Borges e ao meu marido Érick pelo apoio incondicional, fundamental para esta conquista.

Aos professores Antônio Oscar C. da Fonte e Ivaldo Dário da S. Pontes Filho, pela excelente orientação, estímulo e confiança.

Ao professor Alexandre Duarte Gusmão pela valorosa contribuição, como também aos demais professores membros da banca examinadora, Alcebíades de Vasconcelos Filho, Luís Alberto de Carvalho e Lícia Mouta, pelas críticas, elogios e sugestões.

Aos professores Pablo Aníbal López-Yáñez e Ana Lúcia H. de C. El Debs, orientadores de iniciação científica e de mestrado, respectivamente, pelo exemplo de dedicação à Ciência.

À secretária da pós-graduação do CTG-UFPE Andréa Negromonte e a bibliotecária Edilene Silva da BIB-CTG, pelo excelente trabalho que realizam.

Aos amigos do LMCG e aos amigos professores do Departamento Acadêmico de Infraestrutura e Construção (DAIC) do IFPE, pelo carinho.

Aos amigos dos tempos de infância em Campina Grande, da graduação na UFPB em João Pessoa, do mestrado na USP em São Carlos, do IFAL Palmeira dos Índios e da TECNCON, pela torcida.

Às empresas GUSMÃO Engenheiros Associados, NASSAR Engenharia Estrutural e TECNCON Tecnologia do Concreto e Engenharia, pelo apoio técnico.

RESUMO

BORGES, A. C. L. (2009). *Metodologia para avaliação do comportamento estrutural de edifícios altos em concreto armado com consideração da interação solo-estrutura*. Recife. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.

O aumento contínuo da população, o desenvolvimento vertiginoso da tecnologia e a necessidade de adaptação dos grandes centros urbanos a essas mudanças, exigem dos engenheiros projetistas de estruturas, cada vez mais conhecimento sobre o comportamento estrutural, de forma a desenvolver projetos que permitam liberdade à criatividade arquitetônica sem comprometimento da segurança e da viabilidade econômica.

Com essa preocupação, este trabalho 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, e 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.

Palavras chaves: Edifícios altos, interação solo-estrutura, não linearidades física e geométrica

ABSTRACT

BORGES, A. C. L. (2009). *Methodology for evaluating the structural behavior of tall buildings in reinforced concrete with consideration of soil-structure interaction.*

Recife. Tese (Doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco.

The continuous increase of population, the fast development of technology and the need for adaptation of major cities to these changes, require structural engineers, more knowledge about the structural behavior, in order to develop projects that allow freedom to architectural creativity without compromising security and economical feasibility.

With this concern, this work presents a methodology to evaluate the structural behavior of tall buildings in reinforced concrete, based on indicators that include analysis from linear elastic to nonlinear analysis, both physical and geometric, and dynamic analysis.

The methodology is applied to three real structures requiring them to different conditions of support: unremovable supports, widely used in design offices, and removable support, for which one the soil-structure interaction is considered.

The results show that tall buildings should be designed and analyzed under rigorous criteria, since architectural design and structural launch, through analysis of global stability and material capacity, until the verification of human comfort on vibration.

Key words: *Tall buildings, soil-structure interaction, physical and geometric nonlinearities*

Índice

1 INTRODUÇÃO	1
1.1 JUSTIFICATIVA.....	1
1.2 OBJETIVOS	2
1.2.1 Objetivos gerais.....	2
1.2.2 Objetivos específicos.....	3
1.3 CONTEÚDO DA TESE	4
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1 PREÂMBULO	5
2.2 SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	5
2.3 SOBRE ANÁLISE ESTRUTURAL.....	15
2.4 SOBRE O SISTEMA EDIFÍCIO.....	20
3 REFERENCIAL TEÓRICO	23
3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	23
3.2 LINEARIDADE E NÃO LINEARIDADE.....	24
3.2.1 Não linearidade geométrica	25
3.2.2 Não linearidade física	31
3.2.2.1 Análise Plástica	33
3.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA.....	36
3.3.1 Deslocamentos em Estruturas	39
3.3.2 Deslocamentos e deformações limites	43
3.3.3 Método para consideração da interação solo-estrutura usado no Sistema Edifício	46
3.4 ANÁLISE DINÂMICA	47
3.4.1 Modelo Matemático	48
3.4.2 Solicitações devidas ao Vento	50
4 METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO	53
4.1 PREÂMBULO	53
4.2 INDICADORES DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL GLOBAL.....	54
4.2.1 INDICADOR: Índice de esbeltez de corpo rígido (β)	54
4.2.2 INDICADORES: Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios provocados pela ação do vento (d)	55
4.2.2.1 Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot}):.....	55
4.2.2.2 Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav}):.....	56
4.2.3 INDICADOR: Coeficiente de rigidez efetiva global (K).....	56
4.2.4 INDICADORES: Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})	57
4.2.5 INDICADOR: Coeficiente γ_z	59

4.2.6	INDICADOR: Parâmetro de Instabilidade α	61
4.2.7	INDICADOR: Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef}).....	61
4.2.8	INDICADOR: Freqüência fundamental (f_1).....	62
4.2.9	INDICADOR: Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp}).....	63
4.2.10	INDICADOR: Aceleração para verificação do conforto humano (a).....	64
4.2.11	INDICADOR: Fator de carga de colapso (f_{cc}).....	65
5	APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA.....	67
5.1	ASPECTOS GERAIS.....	67
5.1.1	Carregamentos atuantes.....	67
5.1.2	Modelos adotados.....	67
5.1.3	Consideração da Interação solo-estrutura.....	68
5.1.4	Tipos de Análises.....	68
5.2	OS EDIFÍCIOS.....	68
5.2.1	Edifício 1 – 25 Pavimentos.....	68
5.2.1.1	O Material.....	68
5.2.1.2	A Estrutura.....	69
5.2.1.3	A Fundação.....	70
5.2.1.4	A Ação do Vento.....	74
5.2.1.5	Valores de indicadores de comportamento estrutural global.....	74
5.2.2	Edifício 2 – 36 Pavimentos.....	103
5.2.2.1	O Material.....	103
5.2.2.2	A Estrutura.....	103
5.2.2.3	A Fundação.....	105
5.2.2.4	A Ação do Vento.....	108
5.2.2.5	Valores de indicadores de comportamento estrutural global.....	109
5.2.3	Edifício 3 – 42 Pavimentos.....	143
5.2.3.1	O Material.....	143
5.2.3.2	A Estrutura.....	143
5.2.3.3	A Fundação.....	145
5.2.3.4	A Ação do Vento.....	148
5.2.3.5	Valores de indicadores de comportamento estrutural global.....	148
6	CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	174
6.1	CONCLUSÕES.....	174
6.2	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	180
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	182
	APÊNDICE A : Método P-delta adaptado a estruturas de concreto armado aplicado a um pórtico plano de 14 andares.....	192

Lista de Figuras

Figura 1.1 – Edifícios construídos no Recife no período 1996 - 2003	2
Figura 2.1 – Efeito da interação solo-estrutura sobre os recalques (GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994).....	7
Figura 2.2 – Esquema de sistema estrutura-fundação-solo sob efeito dinâmico (SAFAK, 1995)	8
Figura 2.3 – Sistema estudado em IWAMOTO (2000) com referência ao indeslocável.....	11
Figura 2.4 – Conjunto formado por edifício blocos e solo – RIBEIRO (2005).....	14
Figura 2.5 – Esquema dos elementos estruturais de fundação e solo estratificado (COLARES, 2006).....	15
Figura 2.6 – Esquema de modelo estrutural adotado por MARTINS (2001)	18
Figura 2.7 – Viga sobre base elástica – MILFONT (1999).....	21
Figura 2.8 – Sistema placa-mola: Configuração inicial. E rotação unitária em Y – FONTE (2000)	21
Figura 2.9 – Esquema modular do Sistema Computacional Edifício (FONTE e FONTE, 2005)	22
Figura 3.1 – Esquema representativo do Método P-delta clássico	29
Figura 3.2 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ para materiais de comportamento linear e não linear	31
Figura 3.3 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ para concretos de diversas resistências ensaiados a compressão axial e para o aço classe A.....	32
Figura 3.4 – Diagramas momento interno x curvatura	33
Figura 3.5 – Diagramas tensão-deformação idealizados para o concreto e para o aço.....	33
Figura 3.6 – Diagrama $\sigma \times \varepsilon$ para materiais rígido-plástico perfeito e elasto-plástico perfeito	34
Figura 3.7 – Capacidade de rotação das rótulas plásticas	35
Figura 3.8 – Esquema de deformação de um edifício de acordo com a deformação da base	38
Figura 3.9 – Recalque absoluto (w), recalque diferencial (Δw) e rotação (θ).....	39
Figura 3.10 – Desaprumo (ω) e distorção angular (β).....	40
Figura 3.11 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada (Fonte: VELLOSO e LOPES, 2004).....	42
Figura 3.12 – Representação do Modelo de Winkler.	43
Figura 3.13 – Distorções angulares β e danos associados.....	45
Figura 3.14 – Subestruturação para interação solo-estrutura adotada no Sistema Edifício MOURA (1995).....	46
Figura 4.1 – Esquema em planta e em elevação – parâmetros geométricos.....	55
Figura 4.2 – Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva.....	57
Figura 4.3 – Direções preferenciais de vento para edificações retangulares	60
Figura 4.4 – Relação força-deslocamento para uma rótula plástica típica, FEMA-356	65
Figura 4.5 – Escala de cores utilizada pelo programa SAP2000	66
Figura 5.1 - Planta baixa de forma do pavimento-tipo – Edifício 1.....	69
Figura 5.2 – Características do solo para as hipóteses B e C – Edifício 1	70
Figura 5.3 – Planta de fundação – Edifício 1	71

Figura 5.4 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1	72
Figura 5.5 – Distorções angulares finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1.....	74
Figura 5.6 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1	76
Figura 5.7 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1	76
Figura 5.8 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1	77
Figura 5.9 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese A, Edifício 1	79
Figura 5.10 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese B, Edifício 1	79
Figura 5.11 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese C, Edifício 1	79
Figura 5.12 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1	81
Figura 5.13 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1	81
Figura 5.14 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1.....	81
Figura 5.15 – Comparação entre f_{amp} e γ_z – Edifício 1	82
Figura 5.16 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1	83
Figura 5.17 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1	83
Figura 5.18 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1	84
Figura 5.19 – Momentos fletores – Hipótese A, Edifício 1, Combinação 1	85
Figura 5.20 – Momentos fletores – Hipótese B, Edifício 1, Combinação 1	85
Figura 5.21 – Momentos fletores – Hipótese C, Edifício 1, Combinação 1.....	85
Figura 5.22 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 1.....	87
Figura 5.23 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 1	88
Figura 5.24 – Valores de ação do vento – Hipótese A, Edifício 1	90
Figura 5.25 – Valores de ação do vento – Hipóteses B e C, Edifício 1.....	91
Figura 5.26 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 1	93
Figura 5.27 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 1	94
Figura 5.28 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 1	95
Figura 5.29 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 1	96
Figura 5.30 – Acelerações – Direção X, Hipótese C, Edifício 1	97
Figura 5.31 – Acelerações – Direção Y, Hipótese C, Edifício 1	98
Figura 5.32 – Trecho da planta baixa de forma e pórtico plano – Edifício 1	99
Figura 5.33 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 1.....	100
Figura 5.34 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 1.....	101
Figura 5.35 – Configurações deformadas – Hipótese C, Edifício 1	102
Figura 5.36 - Planta baixa da forma do pavimento-tipo – Edifício 2.....	103
Figura 5.37 – Eixos de referência e detalhe dos pilares não-retangulares – Edifício 2	104
Figura 5.38 – Perfil característico do solo – Edifício 2	105
Figura 5.39 – Planta de fundação (Estaqueamento) - Edifício 2.....	106
Figura 5.40 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2.....	107
Figura 5.41 – Distorções angulares finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2.....	108
Figura 5.42 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2	111
Figura 5.43 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2	111

Figura 5.44 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) - Hipótese C, Edifício 2	111
Figura 5.45 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese A, Edifício 2	113
Figura 5.46 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese B, Edifício 2	113
Figura 5.47 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese C, Edifício 2	114
Figura 5.48 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2	115
Figura 5.49 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2	115
Figura 5.50 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 2	116
Figura 5.51 – Comparação entre f_{amp} e γ_z – Edifício 2	117
Figura 5.52 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2	117
Figura 5.53 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2	117
Figura 5.54 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 2	118
Figura 5.55 – Momentos fletores – Hipótese A, Edifício 2	118
Figura 5.56 – Momentos fletores – Hipótese B, Edifício 2	119
Figura 5.57 – Momentos fletores – Hipótese C, Edifício 2	119
Figura 5.58 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 2	120
Figura 5.59 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 2	121
Figura 5.60 – Valores de ação do vento – Hipótese A, Edifício 2	125
Figura 5.61 – Valores de ação do vento – Hipótese B, Edifício 2	125
Figura 5.62 – Valores de ação do vento – Hipótese C, Edifício 2	125
Figura 5.63 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 2	126
Figura 5.64 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 2	126
Figura 5.65 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 2	129
Figura 5.66 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 2	129
Figura 5.67 – Acelerações – Direção X, Hipótese C, Edifício 2	132
Figura 5.68 – Acelerações – Direção Y, Hipótese C, Edifício 2	132
Figura 5.69 – Trecho da planta baixa de forma – Edifício 2	135
Figura 5.70 – Esquema do pórtico plano – Edifício 2	135
Figura 5.71 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 2	137
Figura 5.72 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 2	138
Figura 5.73 – Configurações deformadas – Hipótese C, Edifício 2	139
Figura 5.74 – Configurações deformadas – Hipótese A + Amplificação Dinâmica, Edifício 2	140
Figura 5.75 – Configurações deformadas – Hipótese B + Amplificação Dinâmica, Edifício 2	141
Figura 5.76 – Configurações deformadas – Hipótese C + Amplificação Dinâmica, Edifício 2	142
Figura 5.77 - Planta baixa da forma do pavimento-tipo – Edifício 3	144
Figura 5.78 – Perfil característico do solo – Edifício 3	145
Figura 5.79 – Planta de fundação (Estaqueamento) – Edifício 3	145
Figura 5.80 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipótese B, Edifício 3	146
Figura 5.81 – Deslocamentos laterais totais (combinação rara) – Hipótese A, Edifício 3	150
Figura 5.82 – Deslocamentos laterais totais (combinação rara) – Hipótese B, Edifício 3	150
Figura 5.83 – Coeficientes de rigidez global – Hipótese A, Edifício 3	152

Figura 5.84 – Coeficiente de rigidez global – Hipótese B, Edifício 3.....	152
Figura 5.85 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese A, Edifício 3	153
Figura 5.86 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese B, Edifício 3	154
Figura 5.87 – Comparação entre f_{amp} e γ_z – Edifício 3	155
Figura 5.88 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese A, Edifício 3	155
Figura 5.89 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese B, Edifício 3	155
Figura 5.90 – Momentos fletores na viga V_1 – Hipótese A, Edifício 3	156
Figura 5.91 – Momentos fletores na viga V_1 – Hipótese B, Edifício 3	156
Figura 5.92 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 3.....	157
Figura 5.93 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 3	159
Figura 5.94 – Valores de ação do vento – Hipótese A, edifício 3	161
Figura 5.95 –Valores de ação do vento – Hipótese B, edifício 3	162
Figura 5.96 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 3	162
Figura 5.97 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 3	163
Figura 5.98 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 3	166
Figura 5.99 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 3	166
Figura 5.100 – Trecho da planta baixa de forma e pórtico plano – Edifício 3	169
Figura 5.101 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 3.....	171
Figura 5.102 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 3.....	172
Figura 5.103 – Configurações deformadas – Hipótese A + Amplificação Dinâmica, Edifício 3	173
Figura 5.104 – Configurações deformadas – Hipótese B + Amplificação Dinâmica, Edifício 3	173
Figura A.1 – Esquema de pórtico plano de 14 andares	192
Figura A.2 – Valores de deslocamento no topo obtidos de (2) e (3).....	195
Figura A.3 – Momentos fletores na extremidade inferior de P_2	197
Figura A.4 – Momentos fletores na extremidade inferior de P_2	198
Figura A.5 – Amplificações não lineares	199
Figura A.6 – Momentos fletores nas extremidades superior e inferior de P_2	200
Figura A.7 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas	202
Figura A.8 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas	203
Figura A.9 – Amplificações não lineares	204

Lista de Tabelas

Tabela 3.1 – Classificação dos danos - (Fonte: VELLOSO e LOPES, 2004).....	44
Tabela 5.1 – Mapa de cargas - Edifício 1.....	70
Tabela 5.2 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1.....	71
Tabela 5.3 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B e C – Edifício 1.....	73
Tabela 5.4 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1.....	73
Tabela 5.5 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 1.....	74
Tabela 5.6 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 1.....	75
Tabela 5.7 – Deslocamentos laterais totais (análises elásticas) – Edifício 1.....	75
Tabela 5.8 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 1.....	77
Tabela 5.9 – Coeficientes de rigidez efetiva global - Edifício 1.....	78
Tabela 5.10 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 1.....	80
Tabela 5.11 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 1.....	82
Tabela 5.12 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 1.....	86
Tabela 5.13 – Índices de esbeltez efetiva - Edifício 1.....	86
Tabela 5.14 – Frequência fundamental – Edifício 1.....	87
Tabela 5.15 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 1.....	88
Tabela 5.16 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 1.....	89
Tabela 5.17 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 1.....	90
Tabela 5.18 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 1.....	93
Tabela 5.19 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 1.....	94
Tabela 5.20 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 1.....	95
Tabela 5.21 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 1.....	96
Tabela 5.22 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese C, Edifício 1.....	97
Tabela 5.23 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese C, Edifício 1.....	98
Tabela 5.24 – Mapa de cargas - Edifício 2.....	104
Tabela 5.25 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2.....	105
Tabela 5.26 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B e C – Edifício 2.....	107
Tabela 5.27 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2.....	108
Tabela 5.28 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 2.....	109
Tabela 5.29 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 2.....	109
Tabela 5.30 – Deslocamentos laterais globais (análises elásticas) – Edifício 2.....	110
Tabela 5.31 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 2.....	112
Tabela 5.32 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Edifício 2.....	113
Tabela 5.33 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 2.....	114
Tabela 5.34 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 2.....	116
Tabela 5.35 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 2.....	119
Tabela 5.36 – Índices de esbeltez efetiva – Edifício 2.....	120

Tabela 5.37 – Frequência fundamental – Edifício 2.....	121
Tabela 5.38 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 2.....	123
Tabela 5.39 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 2.....	124
Tabela 5.40 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 2.....	124
Tabela 5.41 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 2.....	127
Tabela 5.42 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 2.....	128
Tabela 5.43 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 2.....	130
Tabela 5.44 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 2.....	131
Tabela 5.45 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese C, Edifício 2.....	133
Tabela 5.46 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese C, Edifício 2.....	134
Tabela 5.47 – Resistência característica e módulo de elasticidade – Edifício 3.....	143
Tabela 5.48 – Mapa de cargas - Edifício 3.....	144
Tabela 5.49 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipótese B, Edifício 3.....	146
Tabela 5.50 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B – Edifício 3.....	147
Tabela 5.51 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipótese B, Edifício 3.....	147
Tabela 5.52 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 3.....	148
Tabela 5.53 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 3.....	149
Tabela 5.54 – Deslocamentos laterais globais (análises elásticas) – Edifício 3.....	149
Tabela 5.55 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 3.....	151
Tabela 5.56 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Edifício 3.....	151
Tabela 5.57 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 3.....	152
Tabela 5.58 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 3.....	154
Tabela 5.59 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 3.....	157
Tabela 5.60 – Índices de esbeltez efetiva – Edifício 3.....	157
Tabela 5.61 – Frequência natural – Edifício 3.....	158
Tabela 5.62 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 3.....	159
Tabela 5.63 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 3.....	160
Tabela 5.64 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 3.....	161
Tabela 5.65 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 3.....	164
Tabela 5.66 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 3.....	165
Tabela 5.67 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 3.....	167
Tabela 5.68 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 3.....	168
Tabela A.1 – Momentos fletores na extremidade inferior dos 14 lances do pilar P_2	196
Tabela A.2 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (4) e (5) para a extremidade inferior do pila P_2	197
Tabela A.3 – Momentos fletores na extremidade inferior dos 14 lances do pilar P_2	198
Tabela A.4 – Valores de amplificações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e P-delta correta referentes aos momentos fletores do pilar P_2	199
Tabela A.5 – Momentos fletores nas extremidades dos 14 lances do pilar P_2	200
Tabela A.6 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas.....	201

Tabela A.7 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (4) e (5) para a extremidade esquerda das vigas do pórtico.....	202
Tabela A.8 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas	203
Tabela A.9 – Valores de ampliações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e correta referentes aos momentos fletores na extremidade esquerda das vigas	204

Lista de Abreviaturas e Siglas

ACI: American Concrete Institute

COPPE: Instituto A. L. Coimbra de Pós-graduação e Pesquisa de Engenharia

EESC: Escola de Engenharia de São Carlos

ISE: Interação solo-estrutura

MEC: Método dos elementos de contorno

MEF: Método dos elementos finitos

NBR: Norma Brasileira

OCR: Over consolidation ratio (razão de sobreadensamento -RSA)

UFPE: Universidade Federal de Pernambuco

UPE: Universidade de Pernambuco

UERJ: Universidade do Estado do Rio de Janeiro

UFRJ: Universidade Federal do Rio de Janeiro

UnB: Universidade de Brasília

USP: Universidade de São Paulo

Lista de Símbolos

Romanos

- a: aceleração para verificação do conforto humano
- A: dimensão de sapata
- A_e : área efetiva global
- A_p : soma das áreas das seções dos pilares
- A_s : área de armadura de tração
- A_s' : área de armadura de compressão
- C_α : índice de compressão secundário
- c: coeficiente de amortecimento
- C_a : coeficiente de arrasto
- C_{amp} : coeficiente de amplificação dinâmica
- C_c : índice de compressão
- C_r : índice de recompressão no ensaio de adensamento
- d: deslocamento
- D: deslocamento
- e: índice de vazios
- E_{ci} : módulo de elasticidade longitudinal tangente
- E_{cs} : módulo de elasticidade longitudinal secante
- $(EI)_{sec}$: rigidez secante
- F: força
- F_a : força de arrasto
- f_1 : frequência fundamental
- FC: fator de carga
- f_{cc} : fator de carga de colapso
- f_{amp} : fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos
- f_{cd} : resistência de cálculo do concreto
- f_{ck} : resistência característica do concreto
- f_{crit} : fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global
- F_h : ações horizontais
- F_v : ações verticais
- f_{yd} : resistência de cálculo do aço
- H: altura ou espessura
- H_{pav} : altura entre pavimentos
- H_{tot} : altura total da estrutura
- I: momento de inércia
- I_c : momento de inércia à flexão de uma seção de concreto
- I_s : fator de forma

k: rigidez

K_p : coeficiente de redução de rigidez dos pilares segundo NBR 6118:2003

K_v : coeficiente de redução de rigidez das vigas segundo NBR 6118:2003

k_s : coeficiente de reação vertical

L: largura média, em planta

m: massa

M: momento

$M_{1,tot}$: momento de tombamento

M_{int} : momento interno

$M_{t_{din}}(X, Y)$: momento de tombamento devido ao carregamento dinâmico

$M_{t_{est}}(X, Y)$: momento de tombamento devido ao carregamento estático

N_k : somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura

P: carregamento atuante

p: pressão

P_{crit} : carregamento crítico

q: pressão do vento

1/r: curvatura

$S_{1,2,3}$: fatores para cálculo de V_k

t: tempo

T_1 : período relativo à frequência f_1

u: deslocamento

\dot{u} : velocidade

\ddot{u} : aceleração

u_h : solução homogênea

u_p : solução particular

$v(t)$: velocidade das rajadas de vento

\bar{V} : resposta média do vento

$v_1(t)$: resposta flutuante do vento

V_k : velocidade característica do vento

w_v : recalque por adensamento secundário

w: recalque ou levantamento absoluto

w_a : recalque por adensamento primário

w_f : recalque final

w_i : recalque imediato

w_t : recalque no tempo

Gregos

α : parâmetro de instabilidade

α_1 : valor limite para α
 $\alpha_i\{\phi_i\}$: modo de vibração (auto vetor)
 β : distorção angular
 β : índice de esbeltez de corpo rígido
 Δ : deslocamento absoluto
 Δw : recalque relativo ou diferencial
 ΔM_{tot} : soma do produto de forças por deslocamentos
 ε : deformação
 ε_c : deformação do concreto
 γ_2 : coeficiente para avaliação dos efeitos de 2ª ordem globais
 λ_{ef} : índice de esbeltez efetiva
 θ : rotação
 θ_{pl} : rotação plástica
 σ : tensão
 σ_{cd} : tensão de cálculo do concreto
 ω : desaprumo
 ω : frequência angular (auto valor)

Matrizes e Vetores

[C]: matriz de amortecimento
{D}: vetor deslocamento
{F}: vetor de ações, diretas ou indiretas
[K]: matriz de rigidez
[M]: matriz de massa
[R_L]: matriz de rigidez elástica linear
[R_G]: matriz de rigidez não linear geométrica
{u}: vetor deslocamento
{ü}: vetor aceleração

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 JUSTIFICATIVA

O desenvolvimento deste trabalho tem como motivação o grande número de construções de edifícios apresentando esbeltez sempre crescente. Esse novo panorama, comum às grandes cidades brasileiras a exemplo do Recife, tem colocado os projetistas em situações desafiadoras, para definição de sistemas estruturais que permitam compatibilizar requisitos de arquitetura com condições necessárias à estabilidade da estrutura e à viabilidade econômica.

Segundo FONTE et al (2005), a construção de edifícios de múltiplos andares no Nordeste do Brasil, teve início na cidade do Recife na década de 40 do século passado. Nessa época, havia pouca oferta de terrenos nos bairros onde eram desenvolvidas as atividades comerciais.

CÂMARA (1998) cita, no período 1940 a 1965, a construção de 11 edifícios com alturas variando na faixa de oito a dezesseis andares, que, à época, eram considerados altos.

Na fase de crescimento econômico experimentada pelo Brasil na década de 70 do século passado, na cidade do Recife os edifícios chegaram a 25 pavimentos. A partir de 1996 houve uma forte e permanente tendência de aumento da altura destes edifícios, que chegam a atingir, nos dias atuais, 50 pavimentos.

FONTE et al (2005) apresenta na figura 1.1 um levantamento de características de 236 edifícios de múltiplos andares, em concreto armado, projetados e construídos na cidade do Recife, no período de 1996 a 2003.

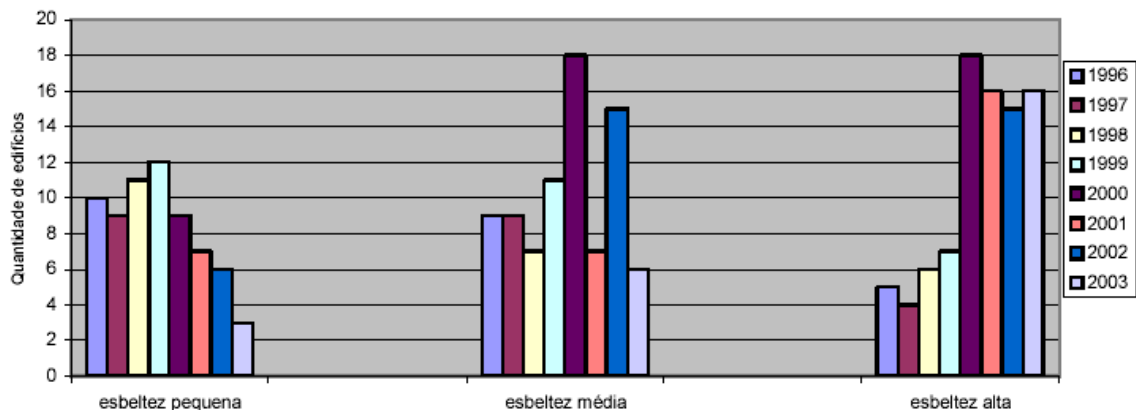


Figura 1.1 – Edifícios construídos no Recife no período 1996 - 2003

Tal levantamento realizado considerando-se apenas as características geométricas, altura e dimensões em planta, através da equação 1.1, separa os edifícios em três categorias: pequena esbelteza ($\beta \leq 4$), média esbelteza ($4 < \beta \leq 6$) e alta esbelteza ($\beta > 6$).

$$\beta = \frac{H}{L} \quad (1.1)$$

Comparando-se esses valores com os valores relativos a edifícios altos construídos em outros estados do Brasil e em outros países, conclui-se que alguns dos edifícios modernos construídos na cidade do Recife estão incluídos entre os mais esbeltos do mundo, o que justifica o desenvolvimento de uma metodologia de análise estrutural específica para os mesmos.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivos gerais

- Apresentar uma metodologia através de indicadores, para avaliar o comportamento estrutural global de edifícios altos em concreto armado, considerando a influência da interação solo-estrutura;

- Aplicar a metodologia proposta para análise estrutural de edifícios altos a três edifícios com características semelhantes aos construídos na cidade do Recife;
- Apresentar o método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado que consiste: para as ações de serviço, na consideração do deslocamento de 1ª ordem como proveniente exclusivamente das cargas horizontais e, para as ações de cálculo, na consideração da redução de rigidez segundo modelo simplificado da NBR 6118:2003 apenas na parcela referente à 2ª ordem.

1.2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a influência da interação solo-estrutura no comportamento desses edifícios através de duas considerações: apoios indeslocáveis (hipótese A) e apoios deslocáveis para alguns perfis de solo, (hipóteses B e C);
- Analisar o comportamento estrutural dos edifícios através de modelo não linear geométrico (método P-delta e método do coeficiente γ_z) para o material na fase elástica (ações de serviço) e na fase fissurada (ações de cálculo), utilizando os coeficientes de redução de rigidez, segundo modelo simplificado da NBR 6118:2003, para consideração aproximada da não linearidade física;
- Verificar a influência do efeito dinâmico do vento através do cálculo das frequências fundamentais dos edifícios e das acelerações provocadas pelo carregamento, com vistas a verificar os níveis de conforto humano;
- Quantificar a reserva de resistência desses edifícios, através da consideração da não linearidade física mediante modelo elasto-plástico.

1.3 CONTEÚDO DA TESE

Após a introdução ao assunto feita neste Capítulo 1, apresenta-se no Capítulo 2 a revisão bibliográfica contendo a citação de trabalhos referentes ao assunto, publicados desde a década de 50 do século passado até os dias atuais.

No Capítulo 3 apresenta-se o referencial teórico que trata dos temas análise estrutural, linearidade e não linearidade tanto física quanto geométrica, interação solo-estrutura e análise dinâmica.

O Capítulo 4 contém a metodologia para avaliação, através de indicadores, do comportamento estrutural global.

A aplicação da metodologia proposta encontra-se no Capítulo 5, onde são descritas as três estruturas estudadas.

O Capítulo 6 apresenta as conclusões e considerações finais e, em seguida, encontram-se as referências bibliográficas.

Por último, apresenta-se no Apêndice A, a análise de um pórtico plano de 14 andares mediante a aplicação correta do método P-delta a estruturas de concreto armado, apresentado neste trabalho.

CAPÍTULO 2

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 PREÂMBULO

Este trabalho tem como foco a análise estrutural de edifícios altos levando em consideração as não linearidades física e geométrica, bem como os efeitos dinâmicos e a influência da interação solo-estrutura, no comportamento estrutural global dos edifícios. A seguir, apresenta-se um resumo da evolução desses temas ao longo dos anos.

2.2 SOBRE INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Uma das primeiras tentativas de avaliar os efeitos da interação solo-estrutura encontra-se em MEYERHOF (1953). Nesse trabalho, que analisa solo e estrutura segundo a teoria da elasticidade, o autor considerou a rigidez da estrutura juntamente com as características do solo e da fundação, na estimativa de recalques totais e diferenciais. Com os resultados, verificou-se que a rigidez relativa estrutura-solo tem pequena influência na estimativa dos recalques absolutos, ao contrário do que foi verificado no caso dos recalques diferenciais, que, rapidamente, reduziam-se à medida que se aumentava a rigidez relativa estrutura-solo.

CHAMECKI (1955) desenvolve uma metodologia baseada em processo iterativo, para avaliar o mecanismo de interação solo-estrutura em edifícios. O ponto de partida é a determinação das reações de apoio da estrutura, admitindo a hipótese de indeslocabilidade. Em seguida, os recalques provenientes destas reações são estimados de maneira convencional. A partir

de então, são calculadas as reações adicionais de apoio na estrutura, utilizando-se o conceito de coeficientes de transferência de carga. O processo iterativo segue até que se verifique convergência nos valores de reações de apoio e de recalques. Os resultados permitiram concluir que a consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação modificava os recalques diferenciais, tornando-os menores do que os calculados convencionalmente e mais próximos dos recalques medidos.

POULOS (1975) propõe uma metodologia para estimativa dos recalques utilizando uma abordagem matricial, baseada na consideração da superestrutura, da fundação e do solo como um sistema único. Os resultados obtidos chamam a atenção para os efeitos causados sobre os recalques absolutos e diferenciais, devido a fatores como tipo de fundação, influência entre sapatas, deslocamentos horizontais e número de pavimentos.

SAYLAN, TORIDIS & KHOZEIMEH (1985) apresentam um processo analítico para determinação dos efeitos da interação tridimensional de um sistema solo-estrutura sob excitação sísmica, através de modelagem via MEF para a estrutura, apoiada sobre base retangular, utilizando as transformadas de Fourier para solução das equações dinâmicas de deslocamento de um semi-espaço elástico. Os resultados, apresentados em forma de curvas associadas à resposta dinâmica de uma base retangular, mostraram boa concordância com os apresentados em KAO (1978), citado em sua bibliografia, para os quais foram considerados menos termos da série de Fourier.

RIGGS & WAAS (1985), através de um método de análise semi-analítico, estudam o efeito da flexibilidade da fundação na análise dinâmica da interação solo-estrutura, para um radier construído sobre solo mole e sobre solo rígido, carregado por duas paredes concêntricas constituindo um sistema axissimétrico. Os resultados mostram que a consideração da flexibilidade da fundação não altera significativamente o valor do amortecimento do sistema, mas, ao contrário, a frequência do primeiro e maior modo de deformação da estrutura é bastante reduzida. A validade do método foi demonstrada através da comparação entre valores de resistência dinâmica para uma placa circular

rígida sobre solo homogêneo, obtidos através do método proposto e por outro já publicado, constante de sua bibliografia.

BARATA (1986) destaca a necessidade de processos mais rigorosos para estimativa dos esforços desenvolvidos na superestrutura, das reações de apoio e dos recalques. Tais processos devem envolver parâmetros relativos à Engenharia Estrutural, Engenharia Geotécnica e ao controle tecnológico.

Em GUSMÃO (1990), estuda-se a influência da rigidez estrutura-solo nos recalques absolutos e relativos das edificações, destacando, entre outros aspectos, que os recalques relativos diminuem com o aumento da rigidez relativa estrutura-solo, e que o aumento do número de pavimentos aumenta a rigidez global contribuindo para a uniformização dos recalques.

Em GUSMÃO e GUSMÃO FILHO (1994) mostra-se que, quando a concepção estrutural permite, há uma redistribuição dos esforços entre os elementos estruturais, em particular nas cargas dos pilares no caso de edifícios, que depende, principalmente, da rigidez da estrutura e das características do solo, (figura 2.1).

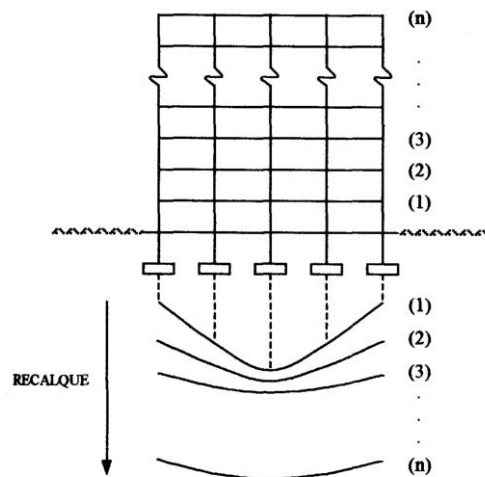


Figura 2.1 – Efeito da interação solo-estrutura sobre os recalques
(GUSMÃO e GUSMÃO FILHO, 1994)

FONTE, PONTES FILHO & JUCÁ (1994) analisam o efeito da interação solo-estrutura sobre um edifício de quatorze andares construído no Recife sobre

solo arenoso melhorado através de estacas de compactação. O estudo inclui a caracterização do solo, o tipo de fundação adotado, a técnica de melhoramento do solo e o método numérico baseado no MEF para avaliação dos recalques. Os resultados obtidos indicam que o tratamento do solo e a consideração da interação solo-estrutura juntamente com a aplicação gradual das cargas compreendem a análise mais apropriada para a estrutura em questão.

Em SAFAK (1995) encontra-se uma proposta para identificação da interação solo-estrutura em edifícios sob vibração (figura 2.2). Para tal, o autor considera que a frequência dominante registrada por um edifício sobre base elástica é sempre menor do que a frequência dominante do mesmo edifício sobre base fixa. Nesse trabalho, apesar de classificar o edifício sob interação solo-estrutura como um sistema não causal, devido ao acoplamento entre os movimentos da fundação e da superestrutura, o autor apresenta um modelo de investigação baseado na causalidade do impulso resposta. Para justificar a teoria, apresenta a análise de dois edifícios, um de dez e outro de trinta andares, cujos resultados são considerados satisfatórios.

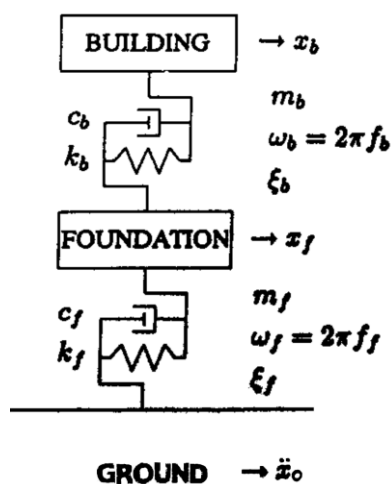


Figura 2.2 – Esquema de sistema estrutura-fundação-solo sob efeito dinâmico
(SAFAK, 1995)

ZHAO (1997) contesta os resultados apresentados por SAFAK (1995) afirmando que o modelo apresentado não é válido para determinação dos efeitos da interação solo-estrutura, pelo fato de que a existência da mesma

resulta da influência do movimento dos andares superiores sobre o movimento da fundação, portanto, do acoplamento do sistema que caracteriza a não causalidade.

Em AOKI (1997) apresentam-se aspectos gerais de análise da interação solo-estrutura do ponto de vista geotécnico, como também, propõe-se um modelo simples de transferência de carga de estaca vertical isolada para o maciço de solo, e a extensão desse modelo para o caso de bloco sobre grupo de estacas e de grupo de blocos interligados pela superestrutura.

MENDONÇA (1997) apresenta uma formulação híbrida obtida da combinação entre MEF e MEC e, com a mesma, analisa a interação placa-estaca-solo tratando o último como um meio elástico semi-infinito.

YERLI, TEMEL & KIRAL (1998) apresentam estudo sobre interação solo-estrutura baseado nas equações de movimento em duas dimensões, através do desenvolvimento de uma formulação resultante do acoplamento entre elementos finitos e infinitos, com o objetivo de simular a propagação de ondas em fundações profundas devidas a forças externas. Os exemplos estudados indicam que o método proposto apresenta bons resultados quando se deseja analisar a resposta transiente de problemas complexos envolvendo interação solo-estrutura.

Em HOLANDA JR. (1998) quantifica-se o efeito da interação solo-estrutura de dois edifícios de concreto armado sobre fundações diretas através da análise das respectivas estruturas com e sem o efeito da interação, donde se observou que os efeitos mais significativos refletem-se no comportamento dos pilares, que sofrem acréscimos, reduções ou mudanças de sinal em seus diagramas de momento fletor.

FERRO (1999) apresenta uma combinação MEF e MEC para análise da interação entre estacas e solo, esse último tratado como um meio infinito tridimensional, homogêneo e não linear na interface com a estaca.

STEWART, FENVES & SEED (1999a) avaliam os efeitos inerciais da interação solo-estrutura através do comportamento da estrutura sob ações sísmicas, por meio de método analítico baseado em técnicas de identificação do sistema solo-estrutura. O processo de análise é similar a outros utilizados em algumas normas, mas incorpora mais racionalmente a influência das condições locais, do embutimento da fundação, além da flexibilidade e do cálculo da impedância.

Em STEWART, FENVES & SEED (1999b) encontra-se uma análise empírica baseada na resposta obtida de 57 edifícios analisados pelos autores. Os resultados revelam influência marcante da relação de resistência entre solo e estrutura na interação inercial.

GUSMÃO, GUSMÃO FILHO e PACHECO (2000) apresentam uma avaliação dos efeitos da interação solo-estrutura em um edifício de 20 pavimentos sobre fundações superficiais do tipo sapata, apoiadas em terreno melhorado, através de estacas de compactação. Os resultados mostram a redistribuição de cargas nos pilares, a diminuição dos recalques diferenciais e o efeito da seqüência construtiva.

Já em GUSMÃO, GUSMÃO FILHO e MAIA (2000) apresenta-se uma análise do desempenho de um edifício residencial de 15 pavimentos construído no Recife, para o qual foram feitas medições de recalque, num total de 13, no período compreendido entre o início da construção até após a ocupação. Os resultados mostram valores altos de recalques absolutos, embora a estrutura não apresentasse patologias associadas a eles, demonstrando a importância do efeito da interação solo-estrutura, evidente na redistribuição de cargas e na diminuição dos recalques diferenciais.

IWAMOTO (2000) apresenta um estudo da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos pavimentos com fundações profundas do tipo estaca, considerando para a estrutura um modelo tridimensional com contribuição da rigidez transversal à flexão das lajes, a existência de excentricidades das vigas em relação aos pilares e a hipótese de diafragma rígido no plano horizontal de cada pavimento. Para as fundações, são consideradas estacas verticais

submetidas à carga de compressão axial ligadas a um bloco suposto rígido, para as quais o efeito do grupo de estacas é calculado considerando a continuidade do solo, (figura 2.3).

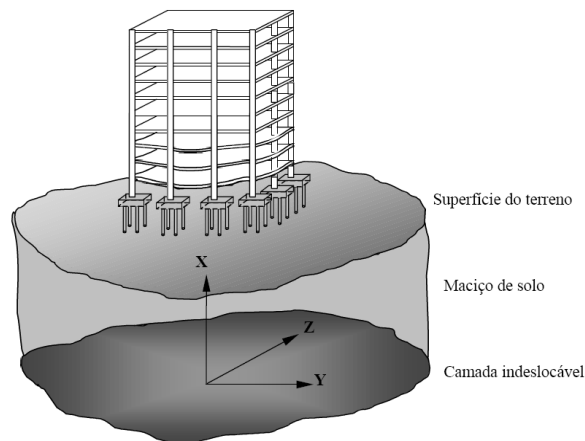


Figura 2.3 – Sistema estudado em IWAMOTO (2000) com referência ao indeslocável

KOCAK & MENGI (2000) apresentam a formulação utilizada para desenvolvimento de um programa que analisa a estrutura via MEF, considerando os pavimentos e a base do edifício como diafragmas rígidos, e o solo como um meio estratificado, para o qual, cada camada é representada por um modelo paramétrico. Os resultados foram comparados com os obtidos por outros métodos e contemplam não só a interação entre solo e estrutura, mas, também a interação entre os elementos de fundação.

WU, WANG & LIN (2001) apresentam metodologia baseada em análise modal para avaliar, sistematicamente, os efeitos da interação solo-estrutura acoplado aos efeitos da torção, em edifícios assimétricos. Os resultados mais importantes demonstram que os efeitos da interação solo-estrutura podem ampliar a resposta translacional no caso de estruturas esbeltas.

Em STAVRIDIS (2002) apresenta-se um processo puramente analítico que consiste em um modelo estrutural com suportes fictícios pertencentes aos nós de contato dos elementos de fundação com a superfície do solo tratado como estratificado. Os exemplos numéricos apresentados têm seus resultados comparados com os obtidos a partir das hipóteses de Winkler.

HOUSTON, COSTANTINO, HOSSAIN & STONE (2002) apresentam uma discussão sobre os aspectos mais relevantes identificados no projeto de fundações. Para tal, estudam o comportamento de uma estrutura de grande porte apoiada sobre estacas assentes em rocha, a partir da análise da interação sísmica entre solo e estrutura. Os resultados mostram que, para o sistema em questão, as estacas contribuem pouco na resposta horizontal da análise da interação solo-estrutura, entretanto, sua rigidez vertical tem importante participação na restrição da resposta da rocha.

DUTTA & ROY (2002) apresentam um excelente estudo crítico sobre os métodos e os modelos utilizados para avaliação da interação entre solo-fundação-estrutura, enfatizando os modelos físicos utilizados para o solo. O objetivo do artigo é descrever os pontos fortes e fracos dos modelos descritos a fim de auxiliar engenheiros civis na concepção de projetos.

ALMEIDA (2003)² propõe a aplicação do MEC na representação do maciço e da subestrutura, e do MEF na representação da super e da infraestrutura, na análise da interação entre solo não-homogêneo e estrutura. São apresentados alguns exemplos em que se valida a formulação desenvolvida.

JORDÃO (2003) apresenta uma análise da interação solo-estrutura que consiste num processo iterativo no qual, inicialmente, determinam-se as reações da superestrutura, considerando os apoios indeslocáveis. Com estas reações, por meio de um programa em linguagem FORTRAN, calculam-se os deslocamentos dos blocos de fundação. Com as reações e estes deslocamentos, calculam-se os coeficientes das molas que substituirão os apoios fixos da superestrutura, cujas reações são recalculadas. Repete-se o processo até que as reações de duas iterações consecutivas sejam aproximadamente iguais.

AVILES & PÉREZ-ROCHA (2003) analisam os efeitos da interação solo-estrutura em sistemas não-elásticos, incluindo a interação cinemática e inercial, através de um sistema representativo simples. Os resultados da análise são

interpretados de forma a evidenciar o efeito da interação para sistemas elásticos e não-elásticos.

HU & PU (2004) estudaram as características mecânicas da interface entre solo e estrutura, através de uma série de ensaios de cisalhamento direto. A partir da observação do movimento das partículas de areia na zona de interface, os autores propuseram um modelo constitutivo de dano baseado em dez parâmetros obtidos em laboratório através de ensaios. O modelo proposto é considerado capaz de capturar as características mais importantes do comportamento da interface. O modelo foi implementado em um processo via elementos finitos e os resultados mostraram-se satisfatórios.

Em CALVETTI, PRISCO & NOVA (2004), com o objetivo de auxiliar no projeto de estaqueamentos em áreas sujeitas a desabamento de terra, aborda-se a interação solo-estaca através de resultados de ensaios de laboratório em estacas de diâmetros e comprimentos variados, e de simulações numéricas. Os resultados demonstram a influência da profundidade no modo de falha.

GONÇALVES (2004) analisa a distribuição de cargas em pilares de um edifício por ação dos recalques de suas fundações, através do monitoramento da obra, realizado em várias etapas da construção. Para cada uma das etapas, foram comparadas as cargas calculadas, admitindo-se as fundações como indeslocáveis, e impondo-se a estas os deslocamentos medidos. Os recalques medidos foram comparados com recalques previstos pelos métodos de Barata, Schemertmann e Aoki-Lopes.

RIBEIRO (2005) estuda o comportamento mecânico do sistema solo não homogêneo-estrutura também via acoplamento MEF/MEC, através da consideração do solo como composto por camadas de características físicas diferentes, apoiadas em uma superfície de deslocamento nulo e enrijecidas por elementos de fundação (figura 2.4). São analisados alguns exemplos com o objetivo de validar a formulação empregada, como também de evidenciar a necessidade de se considerar a interação solo-estrutura em problemas práticos de Engenharia.

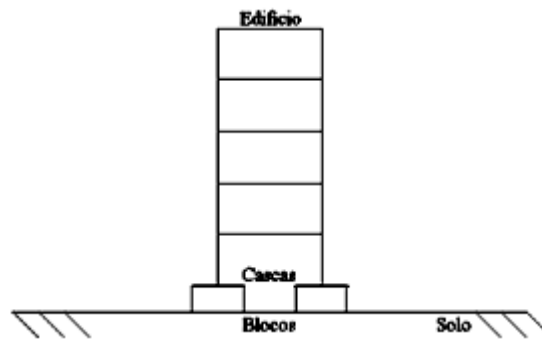


Figura 2.4 – Conjunto formado por edifício blocos e solo – RIBEIRO (2005)

AVILÉS & PÉREZ-ROCHA (2005) estudam os efeitos do fator de redução de resistência (R_μ) e do fator de modificação de deslocamento (C_μ) em solos de baixa resistência, através de um sistema composto por uma estrutura de comportamento elasto-plástico sobre fundações flexíveis sob carga vertical. Os resultados obtidos são comparados com os observados por outros autores e a conclusão é que a condição de base rígida pode ser aumentada ou reduzida pela interação solo-estrutura.

Em MENDONÇA (2005) exalta-se a utilização do MEF na modelagem de problemas da Engenharia Geotécnica, e discute-se a necessidade da adoção de modelos constitutivos mais complexos para o solo como Cam-clay, Mohr-Coulomb e Cam-clay modificado. Os resultados apresentados demonstram que a resposta do solo é mais satisfatoriamente reproduzida através desses modelos.

COLARES (2006) apresenta uma ferramenta para análise de edifícios de concreto armado assentes em sapatas, capaz de avaliar os efeitos decorrentes da deformabilidade do maciço de solo nos elementos da superestrutura e da fundação, através do cálculo da estimativa de recalques pelo método de Aoki-Lopes, (figura 2.5).

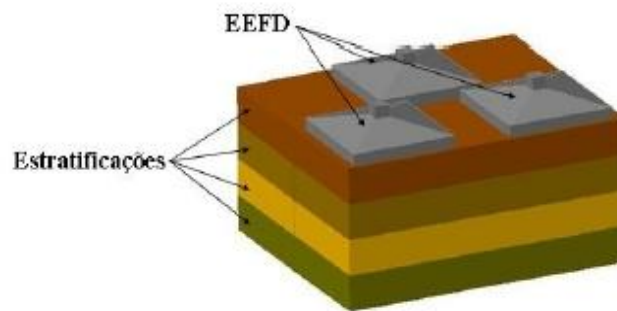


Figura 2.5 – Esquema dos elementos estruturais de fundação e solo estratificado (COLARES, 2006)

AQUINO, SALTARELLI e ALMEIDA (2008) apresentam uma comparação entre os resultados obtidos mediante um modelo contínuo e outro discreto na análise do conjunto solo-fundação-estrutura.

2.3 SOBRE ANÁLISE ESTRUTURAL

Quanto à análise estrutural, destacam-se: a consideração das não linearidades e o estudo baseado na dinâmica das estruturas.

Segundo PINTO e RAMALHO (2002) é grande a importância da adoção de análises baseadas nas não linearidades física e geométrica. Várias pesquisas já desenvolveram análises não lineares rigorosas para estruturas de concreto armado tanto no âmbito local como no âmbito global, porém a aplicabilidade destas ainda é muito restrita na prática corrente de projeto.

Segundo PERDIGÃO (2000), o ACI foi a primeira norma que incluiu preconizações detalhadas para a verificação de edifícios esbeltos. Segundo a mesma, a não linearidade física é considerada através de estimadores de rigidez secante aplicados às combinações últimas e de serviço. E, quanto à não linearidade geométrica, sua consideração é realizada através do método P-delta, do método direto ou do método do amplificador de momento.

MATHEWS & MACGREGOR (1977) comparam três métodos aproximados: método de Fey, método do amplificador do momento e o método da carga lateral amplificada. O artigo apresenta também a análise de um elemento estrutural levando em consideração o efeito de 2ª ordem, alertando para a

importância, no cálculo do máximo momento de projeto, do comprimento efetivo, a fim de evitar que o valor do momento seja subestimado.

FURLONG (1981) apresenta estudo sobre casos de carregamento, fatores de redução de carga e discute sobre as hipóteses assumidas no cálculo da rigidez dos elementos da estrutura. O artigo faz recomendações relativas à análise de estruturas como também relativas ao uso de processo iterativo para interpretação do efeito de 2ª ordem.

SEKULOVIC & PRASCEVIC (1985) apresentam resultados obtidos da análise de estruturas planas de concreto armado, através de programa em elementos finitos com formulação isoparamétrica, desenvolvido em linguagem FORTRAN, para cálculo de deslocamentos e esforços dos elementos das estruturas, considerando as teorias de 1ª e 2ª ordem e os efeitos da fluência e da retração do concreto.

MO (1986) reconhece a necessidade de considerar as não linearidades provenientes dos materiais e das deformações de 2ª ordem, além de chamar a atenção para o fato de que forças provocadas por vento ou terremotos aumentam a complexidade do comportamento das estruturas por causa da mudança contínua na forma do diagrama de momento fletor, que afeta a magnitude das rotações plásticas cumulativas.

Em MENDIS & DARVALL (1988) analisa-se a estabilidade de estruturas planas de concreto armado, considerando a não linearidade física através de um modelo elasto-plástico com amolecimento, e a não linearidade geométrica através do método p-delta.

Em OVUNC & REN (1996) apresenta-se uma análise de estruturas mediante a consideração das não linearidades. A não linearidade física é considerada através de funções contínuas descritas a partir de parâmetros ajustáveis a vários materiais, representativas das relações tensão-deformação. A não linearidade geométrica é considerada através de processo iterativo ou iterativo-incremental.

CADAMURO JR. (1997) apresenta um estudo geral sobre dimensionamento e verificação de pilares esbeltos de concreto armado solicitados por flexão composta oblíqua, levando em consideração a não linearidade geométrica e a não linearidade física, esta última obtida a partir de uma relação tensão-deformação generalizada para o concreto, admitida como uma seqüência de polinômios de graus arbitrários. A partir deste trabalho, o autor elaborou um conjunto de programas em linguagem FORTRAN, o SISTEMA FLEXOR, para dimensionamento e verificação de pilares esbeltos.

BORGES (1999) aborda também as não linearidades física e geométrica do ponto de vista da análise local de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua, com vista a calibrar e, com isso, viabilizar o uso do SISTEMA FLEXOR. Essa viabilidade foi demonstrada através da solução de vários exemplos práticos.

ANDRADE (1998) formula um elemento finito para análise não linear de estruturas espaciais constituídas por elementos vigas-coluna de paredes sólidas e delgadas. Os resultados apresentados demonstram a boa precisão do elemento.

Em BRANTLEY & FAFITIS (1998), investiga-se o efeito da não linearidade geométrica com e sem a consideração da fissuração do concreto, ou seja, da não linearidade física, através da comparação dos resultados obtidos de estruturas mediante as análises: linear física e geométrica, não linear física e linear geométrica, linear física e não linear geométrica e não linear física e geométrica.

MARTINS (2001) apresenta uma análise tridimensional de edifícios de andares múltiplos considerando a interação de deslocamentos e esforços entre os vários elementos que formam a estrutura, a rigidez transversal à flexão das lajes e a não linearidade geométrica, (figura 2.6).

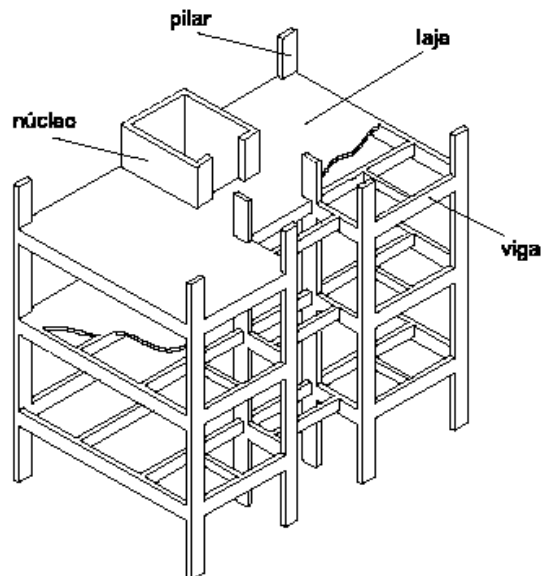


Figura 2.6 – Esquema de modelo estrutural adotado por MARTINS (2001)

PINTO (2002) discute aspectos inerentes à análise não linear física e geométrica das estruturas de contraventamento em concreto armado, com o intuito de estabelecer métodos simplificados de grande utilidade para os projetistas.

BI, CONG & ZHANG (2004) apresentam resultados obtidos de um programa computacional baseado em um método prático para cálculo da carga última e do deslocamento final de equilíbrio da estrutura, considerando os efeitos de 2^a ordem, ou seja, a não linearidade geométrica, através de um elemento finito não linear.

Quanto a Dinâmica das estruturas, há algumas décadas vem se observando o interesse em estudar as estruturas de edifícios submetidos a efeitos sísmicos.

Em LOPÉZ-YANÉZ (1992) apresenta-se uma variante da técnica do Meio Contínuo para a análise estática e dinâmica de estruturas assimétricas de edifícios altos submetidos a efeitos sísmicos. O estudo visa a determinação dos esforços produzidos pela ação sísmica, e propõe modelagens contínuas para as análises estática e dinâmica. Na abordagem dinâmica é obtida a resposta espectral baseada na superposição modal.

Em MARTINS (1998) utiliza-se a matriz de rigidez dinâmica, as frequências naturais e a resposta dinâmica de estruturas de barras determinadas baseada na teoria de viga de Timoshenko e comparadas de acordo com resultados de quatro modelos de vibração. São estudados o problema de vibração flexional de vigas, pórticos e grelhas, bem como o problema de fundação elástica segundo o modelo de Winkler e também a versão mais avançada que é o método de Pasternak.

PAULA (2001) apresenta uma contribuição ao estudo das respostas numéricas não lineares estáticas e dinâmicas de estruturas reticuladas planas. Tendo-se em vista aplicações às estruturas em concreto armado, aborda-se o comportamento não-linear físico pela mecânica do dano em meios contínuos, e estendem-se os estudos do comportamento estrutural não-linear físico (dano) e geométrico incorporando-se a análise dinâmica.

CRACK & STANLEY (2002) destacam a existência de estruturas para as quais o carregamento lateral é um parâmetro dominante, para elas, a intensidade desse carregamento e sua aceleração têm influência direta sobre a estabilidade da estrutura.

Em ALMEIDA (2003)¹ encontra-se outra aplicação do acoplamento MEC/MEF através de código computacional, neste caso, para análise dinâmica de estruturas tridimensionais em regime elástico-linear acopladas ao solo, tratado como meio infinito elasto-plástico.

Em LLERENA (2009) emprega-se um método simplificado de análise elástica baseado na técnica do meio contínuo para edifícios altos submetidos a terremoto formados por painéis paredes, pórticos e núcleos de seção aberta de parede delgada. O método de análise proposto oferece um simples e rápido meio de obtenção da deformada e das forças internas dos diferentes painéis do edifício alto em fases iniciais do projeto. A utilidade e a aproximação do método são examinadas mediante exemplos numéricos, sendo a solução aproximada comparada com aquela obtida com o emprego do método de elementos finitos elaborado pelo programa SAP2000.

2.4 SOBRE O SISTEMA EDIFÍCIO

Uma das ferramentas utilizadas neste trabalho é o programa computacional SISTEMA EDIFÍCIO criado para estudar o comportamento estrutural de edifícios altos de múltiplos pavimentos em concreto armado, através de modelagem tridimensional (FONTE, 1992). Na época foram feitos vários testes, incluindo edifícios reais construídos na cidade do Recife. Dessas análises, foi possível verificar a necessidade e a viabilidade desse estudo em projetos de edifícios altos no Brasil.

Em FONTE (1994) apresentam-se os módulos, linear, não linear geométrico e incremental do SISTEMA EDIFÍCIO, do qual se obtêm como resposta, esforços, deslocamentos ou fatores de carga crítica relativos à instabilidade do equilíbrio.

MOURA (1995) apresenta o desenvolvimento de uma metodologia para análise da interação solo-estrutura em edifícios baseada na técnica de subestruturação. O método foi implementado no SISTEMA EDIFÍCIO, e seus resultados testados através de exemplos práticos.

MILFONT (1999) apresenta a metodologia implementada no Módulo Interação do SISTEMA EDIFÍCIO que consiste no desenvolvimento do elemento grelha sobre base elástica (figura 2.7), em adição aos elementos simples e generalizados apresentados em MOURA (1995). O novo elemento permite análise tridimensional completa e, ainda, a análise aproximada de fundações em radier acopladas à superestrutura. O programa resultante é capaz, portanto, de proceder com a análise da superestrutura e da fundação de forma integrada, fornecendo campos de deslocamentos, esforços e tensões nos pontos nodais dos elementos.

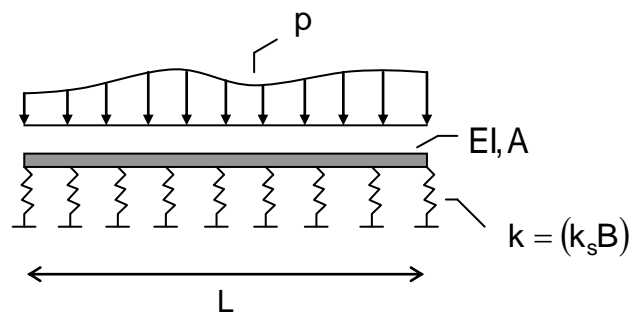


Figura 2.7 – Viga sobre base elástica – MILFONT (1999)

Em FONTE (2000), encontra-se o desenvolvimento e a implementação de duas novas ferramentas para utilização no SISTEMA EDIFÍCIO, a primeira delas é um elemento de interação solo-estrutura para fundações superficiais com três graus de liberdade (figura 2.8), e a segunda é a implementação de um módulo denominado Retro-análise para utilização no controle e monitoramento de estruturas sujeitas a medições de recalque.

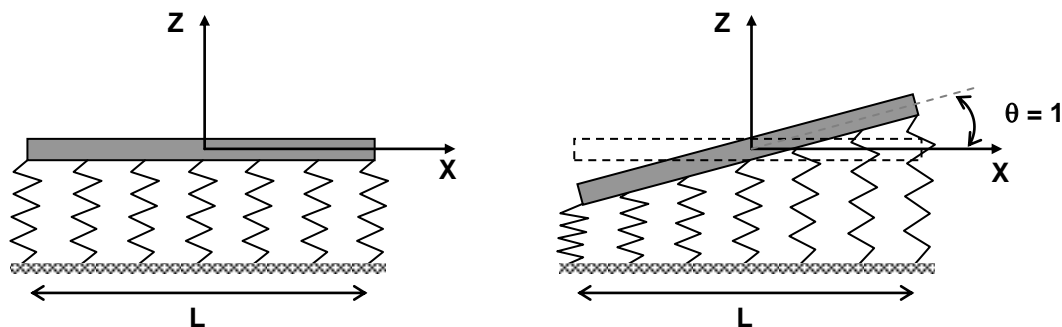


Figura 2.8 – Sistema placa-mola: Configuração inicial. E rotação unitária em Y – FONTE (2000)

Atualmente, o SISTEMA EDIFÍCIO é constituído por um conjunto de programas em linguagem FORTRAN agrupados segundo uma concepção modular esquematizada na figura 2.9 (FONTE e FONTE, 2005).

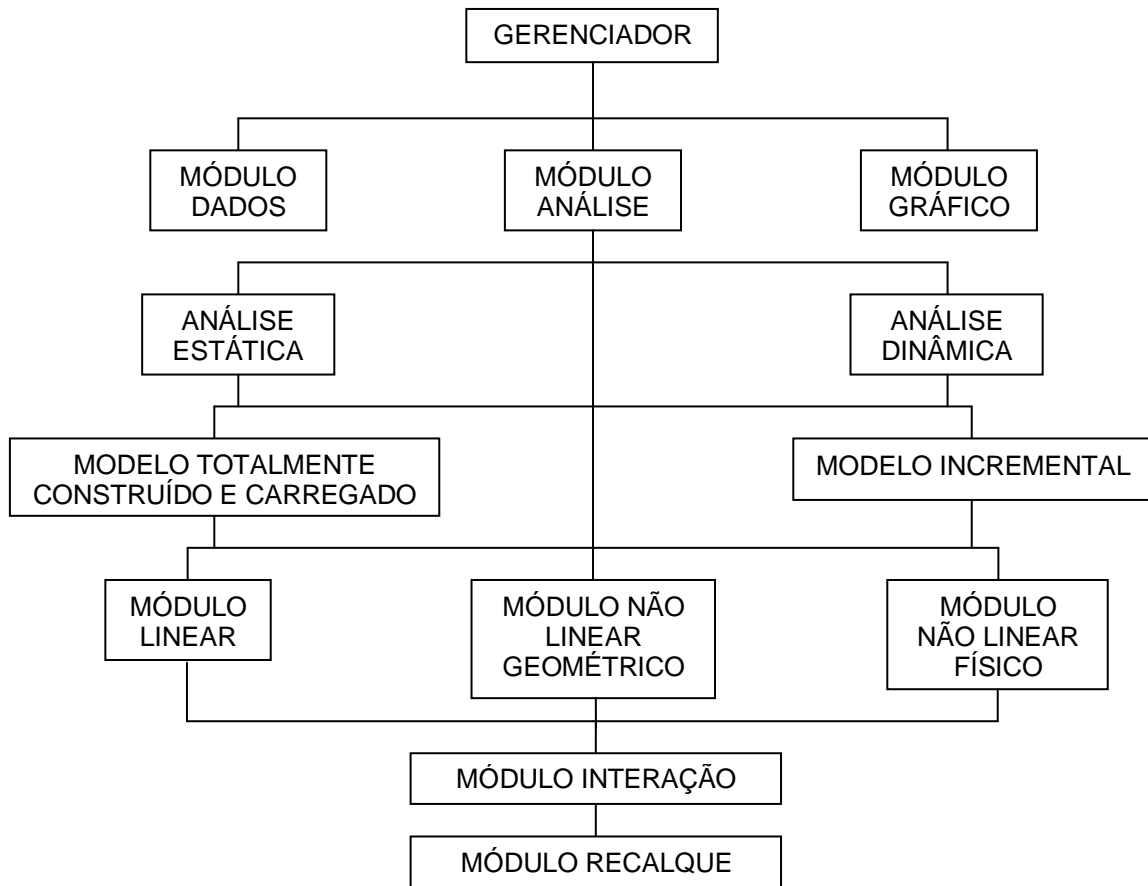


Figura 2.9 – Esquema modular do Sistema Computacional Edifício
(FONTE e FONTE, 2005)

CAPÍTULO 3

REFERENCIAL TEÓRICO

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

O conceito de análise estrutural constitui uma série de procedimentos com o objetivo de alcançar uma avaliação satisfatória do comportamento de uma estrutura. Os primeiros entre os procedimentos são:

- Adoção de leis constitutivas para os materiais;
- Escolha do modelo de cálculo;
- Definição da geometria da estrutura;
- Determinação das ações (valores e combinações).

A geometria e as ações sofrem influência direta da concepção arquitetônica (dimensões dos vãos e dos elementos) e do meio onde será construída a edificação (vento, sismos, deslocamentos de apoio). Quanto às leis constitutivas e ao modelo de cálculo, esses dependem do material e da análise escolhida pelo projetista para “prever” o comportamento da edificação durante e após sua construção.

Avaliar o comportamento de edifícios altos requer um nível maior de conhecimento por parte do projetista, pela complexidade envolvida no estudo dessas edificações. A utilização de métodos simplificados de análise, nesses casos, pode incorrer em erros, com risco de serem mal avaliados ou até desconsiderados alguns fenômenos inerentes ao comportamento dessas estruturas.

A NBR 6118:2003 trata desses assuntos nos capítulos: 8 (Propriedades dos materiais), 14 (Análise Estrutural) e 15 (Instabilidade e efeitos de 2ª ordem).

3.2 LINEARIDADE E NÃO LINEARIDADE

A linearidade e a não linearidade, tanto física como geométrica, interferem no comportamento das estruturas. Tradicionalmente, problemas correntes da Engenharia Civil ainda vêm sendo tratados de forma linear.

No caso de linearidade geométrica, essa hipótese é válida somente para os casos em que o produto das cargas atuantes na estrutura pelos deslocamentos resultantes 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.

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 configuração deformada da estrutura para formulação das equações de equilíbrio, o que caracteriza a não linearidade geométrica.

Quanto ao conceito de linearidade física, esse se deve a relação entre tensão e deformação descrita pelo diagrama correspondente ao material que compõe a estrutura (lei constitutiva). O material é dito linear quando obedece à Lei de Hooke, ou seja, quando a tensão é proporcional à deformação. Caso contrário o material é dito não linear.

A não linearidade física resulta em variações nos valores do módulo de elasticidade e da inércia da seção, de acordo com o nível de solicitação. Para estruturas reais, esse efeito é agravado pela fissuração, e é responsável pela redução da inércia dos elementos estruturais, ou, em outras palavras, pela perda de capacidade de absorção de esforços.

Observando-se o panorama atual da construção civil, percebe-se que os edifícios altos em concreto armado passaram a ser prática corrente nos

grandes centros urbanos. Daí a necessidade de maior atenção por parte dos projetistas à questão da estabilidade global dessas estruturas solicitadas simultaneamente por ações verticais e horizontais.

As ações adicionais provocadas pelo deslocamento horizontal podem ocasionar acréscimos nos esforços capazes de conduzir a estrutura ao colapso. Desta forma, torna-se imprescindível a consideração da posição deformada da estrutura, não linearidade geométrica, bem como a consideração dos efeitos provenientes da não linearidade física.

3.2.1 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica ou efeito de 2ª ordem global, como se refere a NBR 6118:2003, diz respeito à consideração da posição deformada no equilíbrio da estrutura, que resulta em esforços adicionais provenientes do produto dos deslocamentos pelas forças aplicadas.

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 a não consideração desses 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) Método para verificação da sensibilidade das estruturas aos efeitos não lineares geométricos - Parâmetro de instabilidade α

Segundo a NBR 6118:2003 em seu item 15.5.2, o parâmetro α pode ser aplicado a estruturas reticuladas simétricas e classifica como de nós fixos aquelas em que:

$$\alpha < \alpha_1 \tag{3.1}$$

Sendo;

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{\text{cs}} \cdot I_c}} \quad (3.2)$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,2 + 0,1 \cdot n \Rightarrow n \leq 3 \\ 0,6 \Rightarrow n \geq 4 \end{cases} \quad (3.3)$$

Onde:

H_{tot} - altura total da estrutura;

N_k - somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$E_{\text{cs}} I_c$ - somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada, sendo E_{cs} o valor do módulo de elasticidade longitudinal secante e I_c o momento de inércia à flexão;

n – número de pavimentos.

O valor limite $\alpha_1 = 0,6$ prescrito para edificações com número de andares maior ou igual a 4, é considerado aplicável às estruturas usuais de edifícios cujo sistema de contraventamento seja composto por pórticos associados a pilares-parede. No caso de contraventamento exclusivamente por pilares-parede, esse valor aumenta para 0,7 ou, no caso exclusivo de pórticos, reduz-se para 0,5.

O parâmetro α foi idealizado por BECK & KÖNIG (1966) 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.

B) Métodos para cálculo dos efeitos não lineares geométricos

B.1) Método do Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z , apresentado no item 15.5.3 da NBR 6118:2003, além de indicar a necessidade ou não da consideração da não linearidade geométrica, quantifica, de forma aproximada, o efeito da mesma sobre estruturas em que os efeitos globais de 2ª ordem não são desprezíveis ($\gamma_z > 1,1$).

Para as estruturas em que $1,1 < \gamma_z \leq 1,3$, uma avaliação aproximada dos efeitos finais é obtida a partir da majoração das ações horizontais por $0,95\gamma_z$.

Este método proposto por FRANCO & VASCONCELOS (1991) é adotado pela NBR 6118:2003 para estruturas reticuladas de, no mínimo quatro andares, sendo definido através da seguinte equação:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{\text{tot,d}}}{M_{1,\text{tot,d}}}} \quad (3.4)$$

Onde:

$M_{1,\text{tot,d}}$ - momento de tombamento, definido como a soma dos momentos de todas as forças horizontais com relação à base da estrutura, na combinação considerada com seus valores de cálculo;

$\Delta M_{\text{tot,d}}$ - soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estruturas, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos de uma análise de 1ª ordem.

Embora indicado na NBR 6118:2003 apenas para ações de cálculo, o método γ_z pode ser também aplicado a estruturas submetidas a ações de serviço. Neste trabalho, no capítulo 4, propõe-se a aplicação do mesmo nos dois casos inclusive porque é neste âmbito que se obtém melhor aproximação.

Também segundo a NBR 6118:2003 em seu item 15.7.2, para estruturas de nós móveis é obrigatória além da consideração dos efeitos da não linearidade

geométrica, também a não linearidade física, para tanto, permite que sejam utilizados métodos aproximados.

Para a consideração da não linearidade física de forma aproximada na análise dos esforços de 2ª ordem globais, a sugestão é reduzir a rigidez dos elementos estruturais através dos valores de $(EI)_{sec}$, como indicado a seguir:

$$\text{Lajes:} \quad (EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{cs} I_c \quad (3.5)$$

$$\text{Vigas:} \quad (EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{cs} I_c \quad \text{para } A'_s \neq A_s \quad (3.6)$$

$$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{cs} I_c \quad \text{para } A'_s = A_s \quad (3.7)$$

$$\text{Pilares:} \quad (EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{cs} I_c \quad (3.8)$$

Sendo E_{cs} o módulo de elasticidade secante, I_c o momento de inércia da seção bruta, A_s e A'_s armaduras de tração e compressão respectivamente.

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{em MPa}) \quad (3.9)$$

$$E_{cs} = 0,85 \cdot E_{ci} \quad (\text{em MPa}) \quad (3.10)$$

Na equação 3.9, f_{ck} é a resistência característica do concreto em MPa.

A NBR 6118:2003 em seu item 8.2.8 sobre módulo de elasticidade, recomenda o valor secante como sendo aquele a ser utilizado nas análises elásticas de projeto e, portanto, nas análises não lineares, é coerente que seja também utilizado o mesmo módulo secante. Por esses motivos, as equações 3.5 a 3.8 encontram-se em desacordo com a NBR6118:2003 por essa última apresentar em seu item 15.7.3 as mesmas equações com o valor tangente (equação 3.9) ao invés do secante (equação 3.10).

B.2) Método P-delta clássico

O método P-delta clássico caracteriza-se por considerar em nível do elemento pilar apenas a rotação rígida do mesmo, ou seja, sua efetiva deformação não é considerada, (figura 3.1). Apesar dessa restrição, é o único método que efetivamente calcula os efeitos de 2ª ordem.

Uma forma de aplicá-lo é através de processo iterativo, que consiste em uma sucessão de iterações com vistas a determinar a configuração deformada e os esforços adicionais decorrentes.

O processo iterativo tem início com a aplicação sobre a estrutura indeformada, das ações horizontais (F_h) e verticais (F_v) – Análise de 1ª ordem. Em um segundo passo, aplicam-se novamente sobre a estrutura as ações originais como também os momentos gerados pelos deslocamentos verificados na configuração deformada. Repete-se esse processo por um número pré-definido de iterações ou até que seja atendido algum critério de convergência.

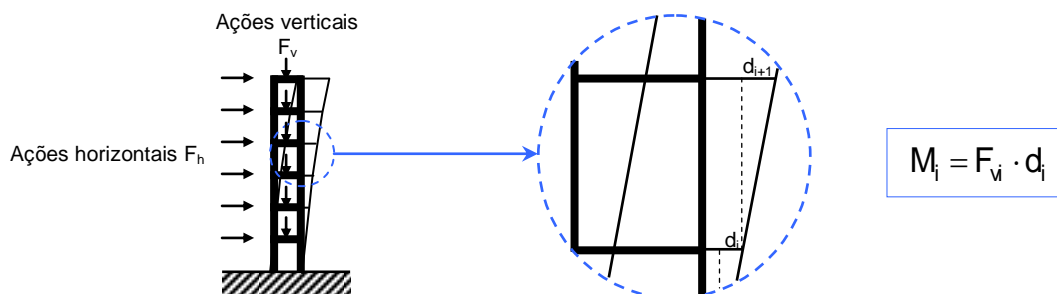


Figura 3.1 – Esquema representativo do Método P-delta clássico

O método P-delta, permite encontrar os deslocamentos e esforços finais correspondentes aos efeitos das parcelas lineares e não lineares somadas. Os esforços são utilizados no dimensionamento da estrutura e os deslocamentos verificados quanto ao atendimento aos estados limites de serviço.

A equação de equilíbrio com base apenas em uma análise linear é escrita da seguinte forma:

$$[R_L] \cdot \{D\} = \{F\} \quad (3.11)$$

Considerando-se a não-linearidade geométrica, gera-se uma nova matriz de rigidez que contém os termos oriundos do método P-delta.

$$([R_L] + [R_G]) \cdot \{D\} = \{F\} \quad (3.12)$$

Onde $[R_L]$ e $[R_G]$ são matrizes de rigidez linear e não linear geométrica, $\{D\}$ vetor deslocamento e $\{F\}$ vetor de ações externas, diretas ou indiretas.

B.3) Método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado

Neste trabalho, pretende-se mostrar a forma correta de aplicação do método P-delta clássico para cálculo dos efeitos de 2ª ordem em estruturas de concreto armado, segundo a NBR 6118:2003. A análise de um pórtico plano de 14 andares mediante a aplicação correta do método P-delta a estruturas de concreto armado é apresentada no Apêndice A.

Estado Limite de Serviço - Para as ações em serviço, sugere-se uma correção no cálculo dos deslocamentos, relativa à consideração do efeito das cargas verticais no cálculo dos mesmos.

A correção sugere que o deslocamento total seja calculado como a soma da parcela linear, proveniente da ação exclusiva do vento, com a parcela não linear, obtida do método P-delta clássico. Dessa forma, evitam-se erros na avaliação de estruturas para as quais as cargas verticais têm grande influência sobre a parcela linear.

Estado Limite último - Para as ações de cálculo, a correção sugerida refere-se aos efeitos da fissuração do concreto, através da consideração aproximada da não linearidade física tomando-se valores reduzidos de rigidez, conforme visto nas equações 3.5 a 3.8.

Os procedimentos que aplicam o método P-delta clássico em estado limite último obtêm os esforços considerando os efeitos de 1ª e de 2ª ordens em conjunto. Porém, a consideração da não linearidade física de forma aproximada nesse processamento requer a redução da rigidez dos elementos apenas para a parcela não linear e, considerá-la ao longo de todo o processo, provoca erros de avaliação sobre a parcela linear (1ª ordem) que deve contar com a plena rigidez dos elementos.

Com base nisso, neste trabalho, aplica-se uma correção ao método P-delta clássico, para as ações de cálculo, cujas etapas encontram-se detalhadas a seguir:

- a) Análise elástica linear clássica com consideração da rigidez integral dos elementos;
- b) Análise linear com consideração aproximada da não linearidade física segundo as equações 3.5 e 3.8.
- c) Análise não linear geométrica P-delta clássica com consideração aproximada da não linearidade física segundo as equações 3.5 e 3.8.

Os resultados relativos ao método são obtidos da soma da parcela elástica linear descrita em (a) com o resultado da subtração dos valores encontrados em (b) e (c), que resultam na parcela não linear com consideração aproximada da não linearidade física.

3.2.2 Não linearidade física

Ao contrário da não linearidade geométrica, a não linearidade física é uma propriedade intrínseca do material, e acarreta não proporcionalidade entre causa e efeito (figura 3.2).

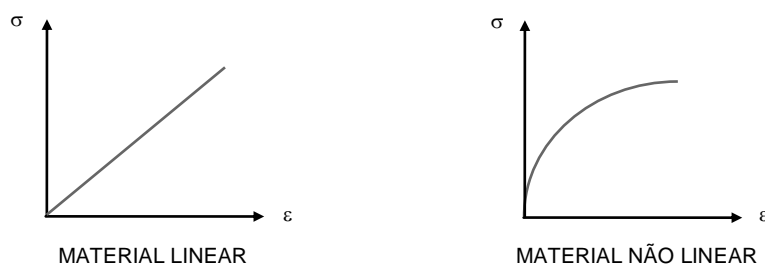


Figura 3.2 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ para materiais de comportamento linear e não linear

O concreto armado, como resultado da associação de dois materiais estruturais, o aço e o concreto, apresenta comportamento de difícil modelagem.

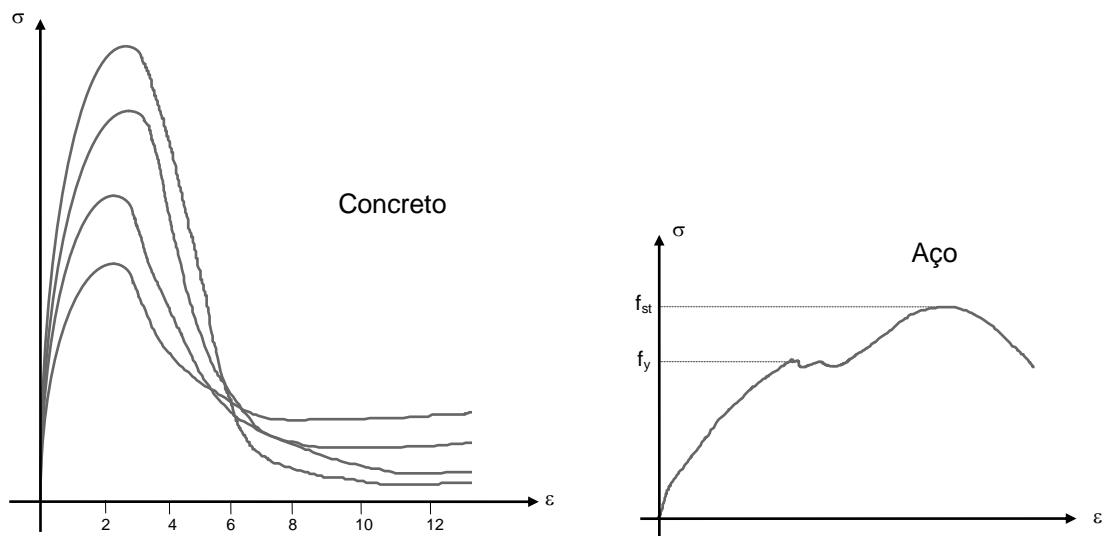


Figura 3.3 – Diagramas $\sigma \times \varepsilon$ para concretos de diversas resistências ensaiados a compressão axial e para o aço classe A

O diagrama tensão x deformação do concreto não é linear e é variável para as várias classes de resistência, enquanto isso, o aço usado na construção civil, classe A, laminado a quente e resfriado ao ar livre, caracteriza-se por apresentar um diagrama tensão x deformação linear até ser atingida a tensão de escoamento, a partir da qual se forma um patamar de escoamento bem definido, (figura 3.3).

Para materiais de comportamento elástico-linear, cada configuração da linha elástica corresponde a uma distribuição de momentos fletores, cuja relação é linear.

Para materiais de comportamento não linear, como é o caso do concreto armado, não há proporcionalidade entre tensão e deformação sendo necessário, portanto, obter o momento interno através do cálculo direto da resultante das tensões correspondentes ao momento, devido ao fato de que a não linearidade física do material acarreta não linearidade entre momento interno e curvatura, dando como resposta um diagrama curvo, (figura 3.4).

$$M_{\text{int}} = \frac{1}{r} \cdot EI \quad (3.13)$$

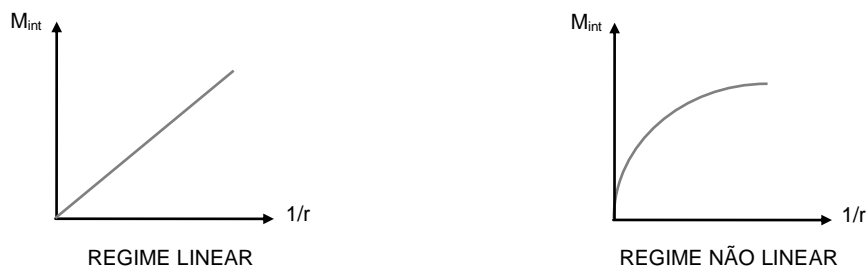


Figura 3.4 – Diagramas momento interno x curvatura

Sabendo disso, para o concreto armado, deve-se, portanto, escolher um diagrama de cálculo que apresente a melhor concordância possível com dados experimentais, e que garanta suficiente segurança à sua utilização.

Segundo a NBR 6118:2003, para o concreto admite-se uma relação linear entre tensões e deformações para tensões menores que $0,5f_c$ e, para análises em estado limite último, pode ser empregado o diagrama idealizado (parábola-retângulo).

Já para o aço, a NBR 6118:2003 admite utilizar, tanto para estado limite de serviço como para estado limite último, o diagrama simplificado mostrado na figura 3.5.

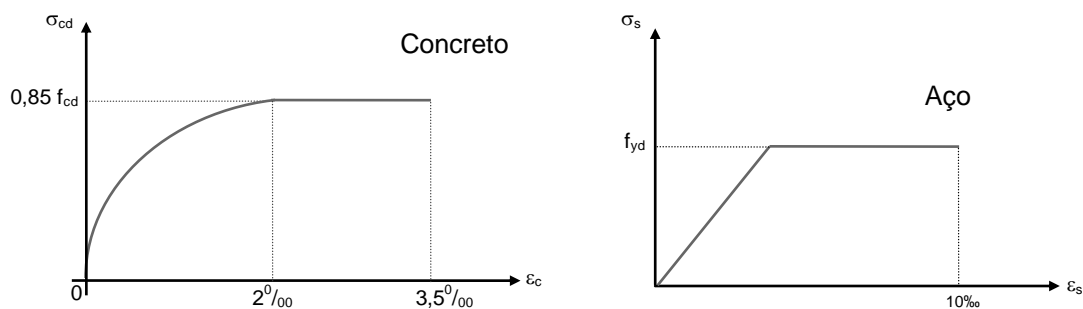


Figura 3.5 – Diagramas tensão-deformação idealizados para o concreto e para o aço

3.2.2.1 Análise Plástica

A análise plástica pode ser adotada para a consideração do comportamento não linear físico dos materiais. Ela é tratada no capítulo 14 - *Análise Estrutural*

da NBR 6118:2003 bem como no capítulo 5 – *Structural Analysis* do CEB-FIP (1993) Bulletin D'Information nº 195.

No item 14.5.4 da NBR 6118:2003, admite-se a análise plástica considerando os materiais de comportamento rígido-plástico perfeito ou elasto-plástico perfeito, (figura 3.6).



Figura 3.6 – Diagrama $\sigma \times \epsilon$ para materiais rígido-plástico perfeito e elasto-plástico perfeito

Embora adotar comportamento plástico para os elementos que compõem uma estrutura leve a projetos mais econômicos, em comparação ao comportamento elástico, este último impede que surjam deformações excessivas. No entanto, para fins de verificação do comportamento estrutural nos casos em que os esforços existentes são superiores aos previstos, a análise plástica possibilita o diagnóstico de possíveis problemas estruturais, através da identificação de pontos críticos.

No item 14.6.5, a NBR 6118:2003 admite que “*para verificações de estados limites últimos pode ser efetuada a análise plástica da estrutura, com a simulação de rótulas plásticas localizadas nas seções críticas*”.

A Teoria da Plasticidade apresenta-se de forma mais simplificada e, portanto mais prática, através do cálculo elasto-plástico. Nele, considera-se que, em seções denominadas críticas, surgem as chamadas rótulas plásticas, para as quais o momento atuante atinge o valor correspondente à plastificação (M_p). Os pontos mais comuns de formação dessas rótulas são:

- Nós da estrutura;
- Pontos de apoio;

- Pontos de aplicação de cargas concentradas;
- Pontos de momento máximo;
- Pontos menos resistentes da estrutura.

A NBR 6118:2003 recomenda que as rotações (θ_{pl}) dessas rótulas sejam verificadas a fim de obedecer aos limites impostos para cada uma das combinações de carregamento consideradas. Esses limites são função da profundidade relativa (x/d) da linha neutra na seção, para o momento fletor considerado na rótula.

A figura 3.7 reproduz a figura 14.7 da NBR 6118:2003, que determina, para razão a/d igual a 6 (a é a distância entre pontos de momento nulo da região que contém a seção plastificada e d a altura útil da seção). Para outras relações a/d , deve-se multiplicar os valores extraídos da figura 3.7 por:

$$\sqrt{\frac{\left(\frac{a}{d}\right)}{6}} \quad (3.14)$$

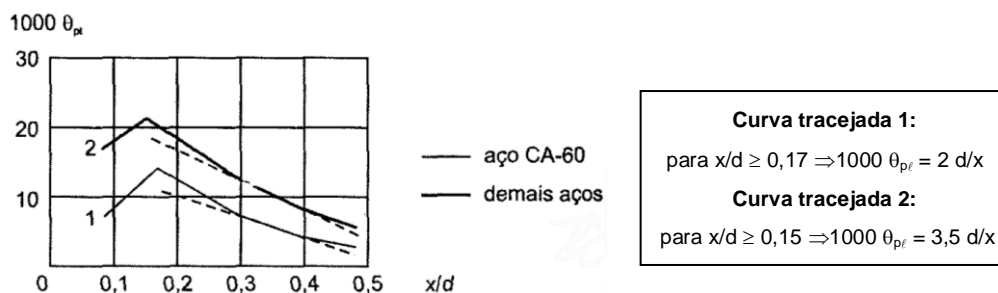


Figura 3.7 – Capacidade de rotação das rótulas plásticas

Para análise de estruturas através do método das rótulas plásticas, faz-se necessária a identificação do mecanismo de colapso com maior probabilidade de ocorrência (teoremas cinemático, estático e da unicidade, solução de sistema de inequações, projeto de peso mínimo) e, dele então se obtém uma estimativa dos deslocamentos.

A indicação desse tipo de análise é essencial para obter informações relativas ao comportamento das estruturas não obtidas através de uma análise elástica. Sua importância está na análise de estruturas que podem, em determinadas situações, precisar recorrer a reservas de resistência, a exemplo de estruturas submetidas a terremotos ou de estruturas esbeltas, sensíveis a mudanças nas condições de contorno.

Em LELIS (2000) é possível verificar que estruturas de concreto armado possuem pequena capacidade de rotação das rótulas plásticas. As seções de concreto armado, depois de atingido o momento de plastificação (M_p), não apresentam boa capacidade de desenvolver grandes curvaturas, portanto a aplicabilidade dos métodos de cálculo plástico para o concreto armado depende fundamentalmente do conhecimento da ductilidade das seções críticas, onde se formarão as rótulas plásticas.

Devido à simplicidade, alguns estudiosos a exemplo de INEL & OZMEN (2006), têm utilizado um processo não linear estático (pushover analysis) para analisar estruturas através do programa SAP 2000.

3.3 INTERAÇÃO SOLO-ESTRUTURA

Embora já exista um número considerável de trabalhos publicados sobre o assunto, tanto na literatura internacional como na literatura nacional, a exemplo dos vários trabalhos desenvolvidos pelas universidades brasileiras UFPE, UPE, USP, UnB, UERJ e COPPE – UFRJ, na prática do cálculo estrutural que engloba a obtenção dos esforços nos elementos estruturais, bem como a estimativa de cargas transmitidas ao terreno de fundação, a interação solo-estrutura é, normalmente, desconsiderada, sendo portanto, o cálculo baseado na hipótese de apoios indeslocáveis.

Dessa consideração decorre que os recalques são estimados isoladamente para cada elemento de fundação, a partir da hipótese de que esse elemento possa se deslocar de forma independente dos demais, ou seja, essa metodologia estabelece uma independência fictícia entre o solo de fundação e

a estrutura, desprezando os efeitos provocados na estrutura, em razão da deformação do solo.

Em virtude da real dependência existente, discute-se a modelagem numérica desse problema. A estrutura e os elementos de fundação têm solução, embora complexa, já mais conhecida; quanto ao solo, esse constitui o elemento mais complexo devido à variabilidade de características em que é encontrado na natureza, como heterogeneidade, anisotropia e comportamento não linear entre força e deslocamento, além dos efeitos da variação da quantidade de água presente em sua constituição. Portanto, o conhecimento da resposta do solo quando submetido a forças externas constitui um fator de fundamental importância na análise de problemas de interação solo-estrutura.

Essa avaliação da resposta do solo é feita da mesma forma que a estrutura, com base nas relações tensão-deformação, que constituem a descrição matemática das propriedades mecânicas dos materiais.

A maioria das análises de estruturas tem considerado para a interação solo-estrutura modelos de comportamento elástico-linear para a superestrutura e para o solo de fundação. Sabe-se, entretanto, que, no caso de estruturas esbeltas, a interação solo-estrutura pode influenciar sensivelmente o comportamento não linear geométrico da edificação. Por outro lado, a verificação da reserva de capacidade resistente dessas estruturas esbeltas por modelos não lineares físicos deve conduzir a estruturas mais seguras, daí a importância da verificação dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios esbeltos, considerando suas não linearidades de comportamento.

A partir da observação dos trabalhos publicados sobre a influência dos recalques e, conseqüentemente da interação entre solo, fundação e superestrutura, é possível perceber que, para avaliação do comportamento global de estruturas esbeltas, é necessário considerar ao menos duas hipóteses:

- Apoios rígidos na base da estrutura e;

- Apoios elásticos, com a consideração da interação solo-estrutura.

A hipótese de apoios rígidos, mais utilizada na prática dos escritórios de cálculo, baseia-se na ausência de recalques, ou na existência deles, porém dentro de limites considerados aceitáveis, tomando-os como compatíveis com a estrutura.

Segundo TERZAGHI e PECK (1961), “o projeto de uma estrutura de edifício ou de outra construção é, com raras exceções, baseado na hipótese de que a estrutura repousa em base indeformável. Na realidade, o peso de toda a estrutura comprime e deforma o solo subjacente e, em conseqüência, a hipótese do projeto nunca é inteiramente satisfeita. Se a base da estrutura permanece plana, o recalque é pouco importante porque as tensões na estrutura não se alteram. Por outro lado, se o peso da estrutura produz uma curvatura da área carregada, a base da estrutura torna-se também curva, e toda a estrutura é distorcida”.

A afirmação acima chama atenção para a possibilidade do surgimento de distorções angulares quando a base da estrutura sofre recalques diferenciais, (figura 3.8).

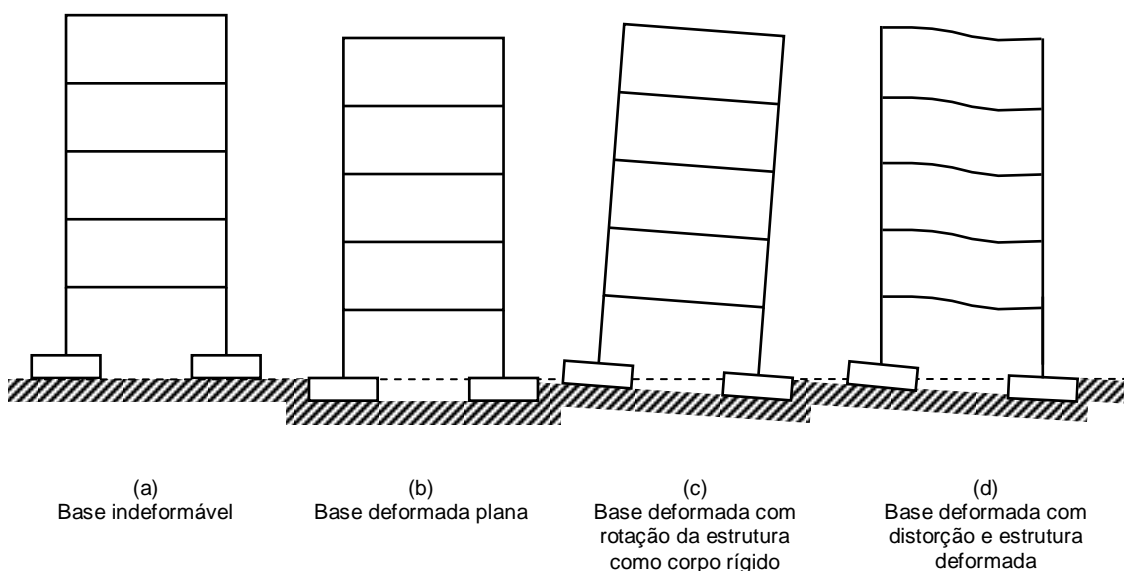


Figura 3.8 – Esquema de deformação de um edifício de acordo com a deformação da base

As tensões suplementares produzidas pelas distorções angulares podem provocar danos que vão desde o comprometimento da aparência, danos estéticos, passando por danos funcionais, podendo provocar os temidos danos estruturais.

3.3.1 Deslocamentos em Estruturas

Nas figuras 3.9 e 3.10, são ilustrados os deslocamentos aos quais estão sujeitas as estruturas.

- i) Recalque (absoluto), designado pela letra w , implica em um deslocamento vertical para baixo. Quando o deslocamento é para cima, denomina-se levantamento;
- ii) Recalque (ou levantamento) relativo ou diferencial designado por Δw , é a diferença entre os recalques de dois pontos diferentes e indica o movimento relativo entre os mesmos;
- iii) Rotação é designada por θ e descreve a variação da inclinação da reta que une dois pontos de referência da fundação;

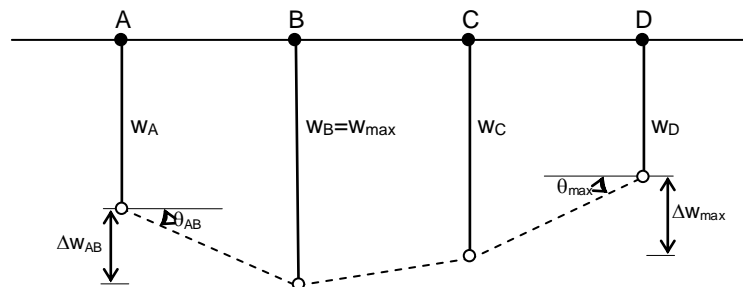


Figura 3.9 – Recalque absoluto (w), recalque diferencial (Δw) e rotação (θ)

- iv) Desaprumo é designado pela letra ω e descreve a rotação de corpo rígido da superestrutura como um todo ou parte dela;
- v) Rotação relativa ou distorção angular é representada por β e corresponde à rotação da reta que une dois pontos de referência, descontado o desaprumo da mesma. No caso de desaprumo nulo ($\omega=0$), o valor de β coincide com o valor de θ .

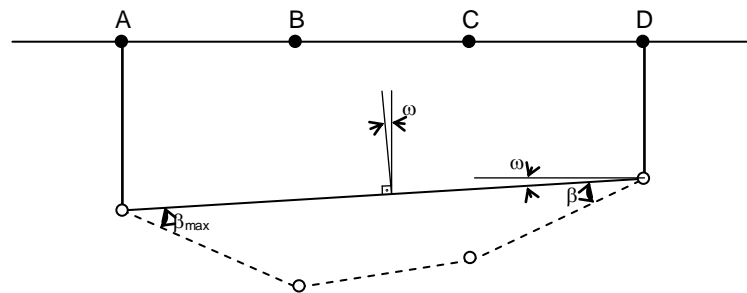


Figura 3.10 – Desaprumo (ω) e distorção angular (β)

Quanto ao recalque total sofrido por uma fundação, este decorre da soma de duas parcelas provocadas por fenômenos distintos: recalque por adensamento ou recalque no tempo (w_t) e recalque imediato (w_i).

O recalque por adensamento, típico das argilas saturadas sob carregamentos permanentes, resulta de deformações volumétricas provenientes da expulsão da água do solo e da diminuição do índice de vazios. O adensamento se processa com a dissipação das pressões neutras, lentamente com o decorrer do tempo devido à baixa permeabilidade das argilas, fato que dificulta a expulsão da água intersticial.

O recalque no tempo (w_t) se deve a dois processos: adensamento primário (w_a) e secundário (w_v).

O recalque por adensamento primário constitui uma parcela de recalque devido à redução de volume, ou seja, à diminuição do índice de vazios, provocado pela saída da fase líquida, em decorrência do aumento da poro-pressão. Para esse cálculo utiliza-se a Teoria do Adensamento unidimensional de Terzaghi que trata da evolução dos recalques com o tempo, cuja influência se dá de acordo com a permeabilidade do solo.

O recalque por adensamento secundário é normalmente considerado após o primário e indica que pode ocorrer deformação do solo mesmo com tensão efetiva constante. Ele é responsável pela chamada deformação lenta, e é um fenômeno viscoso que pode ocorrer em todos os materiais.

As fundações também podem sofrer recalques provenientes de deformações a volume constante, ou seja, sem redução do índice de vazios. Contrariamente ao adensamento, esses recalques, chamados de imediatos, processam-se em tempo muito curto, quase simultaneamente à aplicação do carregamento, em condições não-drenadas em argilas e em condições drenadas em areias.

Considerando um elemento de solo sob a base de uma fundação, a exemplo de uma sapata ou de um tubulão, o recalque imediato corresponde a uma distorção desse elemento, uma vez que não há redução do volume ou do índice de vazios. Por isso, segundo CINTRA, AOKI e ALBIERO (2003), muitos autores preferem a designação de recalque de distorção.

Esse tipo de recalque é calculado pela Teoria da Elasticidade e, por isso, é também chamado de recalque elástico, embora raramente seja recuperável. O uso dessa teoria é justificado por ser bem razoável a hipótese de comportamento linear até níveis de tensão inferiores à tensão admissível.

A expressão geral para cálculo do recalque final (w_f) está descrita na equação 3.15, e a figura 3.11 apresenta um esquema representando os recalques definidos anteriormente.

$$w_f = w_i + w_t \quad (3.15)$$

Sendo:

$$w_t = w_a + w_v \quad (3.16)$$

Onde:

w_i é o recalque imediato;

w_t é o recalque no tempo;

w_a é o recalque por adensamento primário;

w_v é o recalque por adensamento secundário.

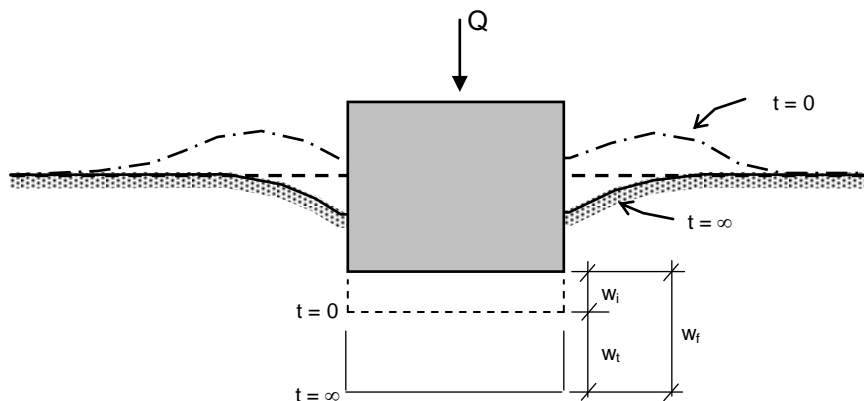


Figura 3.11 – Recalques de uma fundação superficial sob carga vertical centrada
(Fonte: VELLOSO e LOPES, 2004)

Segundo ALONSO (1985), para o cálculo do recalque imediato, utilizam-se as equações de meio elástico semi-infinito, embora o solo não seja um material elástico, homogêneo e isotrópico. Entretanto, para fins práticos, é possível considerar válidas tais aproximações a fim de obter resultados que atendam às grandezas de tensões e recalques envolvidos na prática da engenharia de fundações.

Dois modelos principais são utilizados para representação do solo neste tipo de análise. Em um deles o solo é modelado através de elementos de mola que podem apresentar comportamento linear (Hipótese de Winkler) ou não. No outro o solo é representado como um meio contínuo.

Winkler (1867) assumiu que a reação do solo em algum ponto sob uma estrutura de fundação dependeria apenas do recalque deste ponto, sendo absolutamente independente dos recalques dos pontos vizinhos. Adicionalmente, Winkler considerou a reação do solo como sendo proporcional ao recalque observado. Estava então idealizado o modelo mais simples de comportamento elástico linear do solo de fundação, que pode ser representado pela equação:

$$q(x, y) = k_s w(x, y) \quad (3.17)$$

Onde:

q é a tensão no solo de fundação;

k_s é o coeficiente de reação vertical;

w é o recalque.

A idealização do solo pelo modelo de Winkler pode ser fisicamente representada como um sistema de elementos de mola proximamente espaçados que serão deformados pela tensão diretamente aplicada a eles, (figura 3.12).

A constante de proporcionalidade k_s é usualmente chamada de *coeficiente de reação vertical*, mas recebe também as denominações de *coeficiente de recalque*, *módulo de reação do subsolo* ou *coeficiente de mola*.

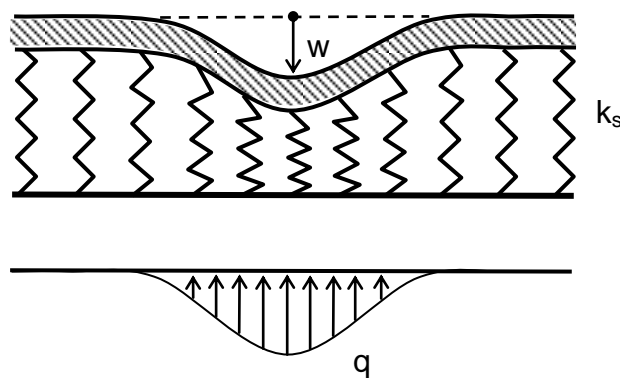


Figura 3.12 – Representação do Modelo de Winkler.

3.3.2 Deslocamentos e deformações limites

A fixação de deslocamentos e deformações limites considera três aspectos fundamentais: aparência visual, utilização e função, estabilidade e danos estruturais, que constituem os aspectos observados na fixação dos estados limites últimos e de serviço.

É importante ressaltar que as deformações admissíveis dependem da utilização da construção, e que a determinação das deformações admissíveis é feita, em geral, com base nos valores das distorções angulares.

Recalques absolutos elevados, mas de mesma ordem de grandeza em todos os elementos da fundação, as vezes provocam danos estéticos e/ou funcionais. Já os recalques diferenciais, são os responsáveis pelas distorções angulares, causadoras de danos estruturais. Entretanto, os recalques diferenciais normalmente são maiores quando os recalques absolutos são maiores, por isso a magnitude do recalque absoluto pode ser aceita como uma medida indireta para o recalque diferencial.

VELLOSO e LOPES (2004) apresentam uma tabela de classificação do dano, tendo em vista a facilidade de reparação, (Tabela 3.1). E Na figura 3.13, são apresentados os valores das distorções e danos associados, de acordo com Bjerrum (1963) e Vargas e Silva (1973), citados por VELLOSO e LOPES (2004).

Tabela 3.1 – Classificação dos danos - (Fonte: VELLOSO e LOPES, 2004)

CATEGORIA DO DANO	DANOS TÍPICOS	LARGURA APROXIMADA DA FISSURA (mm)
	Fissuras capilares: consideradas desprezíveis.	< 0,1
1	Fissuras finas: tratadas durante o acabamento normal.	< 1,0
2	Fissuras facilmente preenchidas: necessidade de um novo acabamento podendo causar infiltrações.	< 5,0
3	Fissuras que precisam ser reparadas por um pedreiro. Nos casos em que tornem a abrir, devem ser um revestimento adequado.	5 a 15 ou um número de fissuras > 3 por metro
4	Aberturas que exigem trabalho de reparação extensivo exigindo a substituição de panos de parede.	15 a 25 ou um número considerável de fissuras por metro
5	Aberturas que exigem um serviço de reparação envolvendo reconstrução parcial ou completa	> 25 ou um número expressivo de aberturas menores por metro

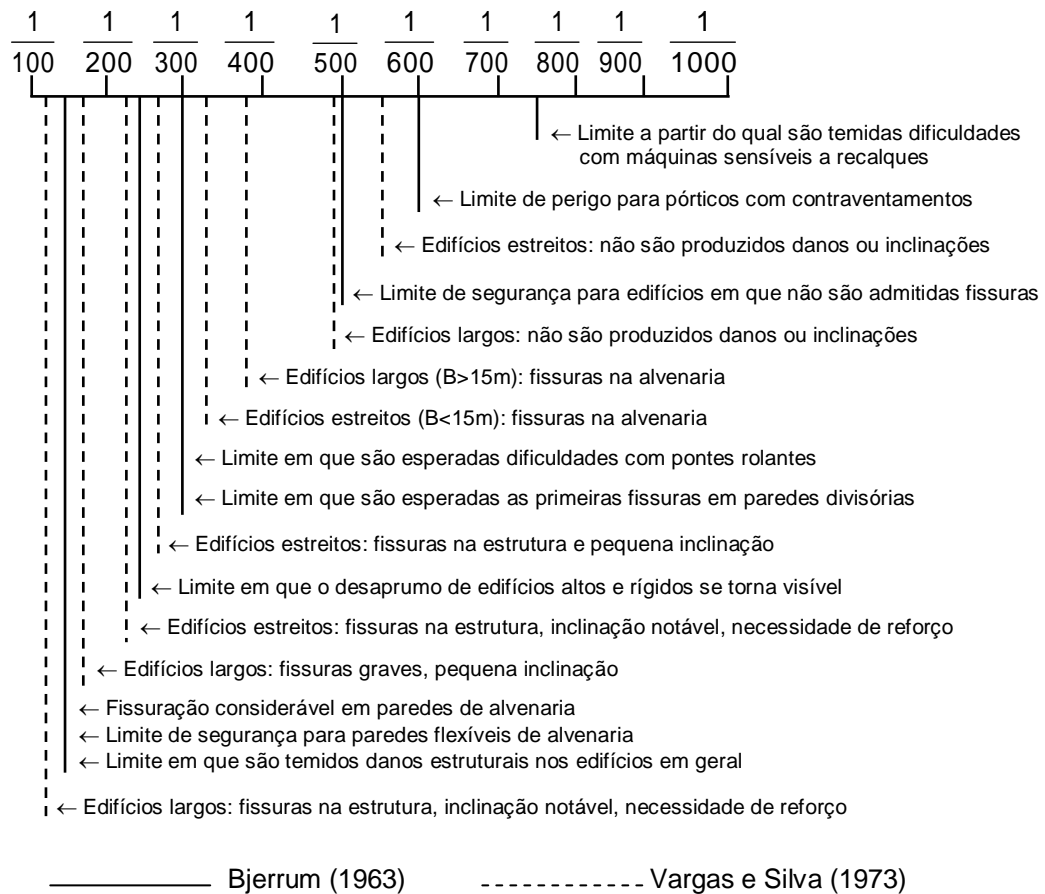


Figura 3.13 – Distorções angulares β e danos associados

Na prática, para fundações assentes em terrenos arenosos admite-se os seguintes limites: recalque absoluto máximo de 25 a 40mm para sapatas isoladas e 50 a 65mm para radiers, considerando um β limite igual a 1/500. No caso de fundações em argilas, admitem-se recalques absolutos limites de 65mm para sapatas e de 65 a 100mm para radiers.

Do ponto de vista da estrutura, a NBR 6118:2003 no item 11.3.3, destaca outros aspectos importantes, que se referem ao acréscimo de esforços provenientes de ações permanentes indiretas.

As ações permanentes indiretas são constituídas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, imperfeições geométricas, protensão, além daquelas provenientes de deslocamentos de apoio, que constituem o caso em questão.

O item 11.3.3.3 - Deslocamento de apoio, trata do problema de recalque, e especifica que os mesmos só devem ser considerados quando gerarem esforços significativos em relação ao conjunto das outras ações. Ainda segundo a norma, isso ocorre nos casos em que a estrutura é hiperestática e muito rígida, figura 3.8c, omitindo-se quanto ao caso da figura 3.8d.

A norma determina que o deslocamento de cada apoio deve ser avaliado em função das características físicas do correspondente material de fundação.

3.3.3 Método para consideração da interação solo-estrutura usado no Sistema Edifício

A consideração da interação solo-estrutura no Sistema Edifício é estabelecida através da técnica de subestruturação, que consiste em dividir uma estrutura em regiões menores denominadas subestruturas. A principal vantagem dessa técnica é possibilitar a realização de tipos distintos de análises para diferentes componentes da estrutura.

O sistema superestrutura-infra-estrutura-solo é admitido para efeito de análise como formado por duas subestruturas. A primeira representada pela superestrutura e a segunda formada pelo conjunto elementos de fundação e solo. Na figura 3.14 apresenta-se um exemplo de aplicação, no qual a superestrutura está discretizada por elementos de barra e o conjunto elementos de fundação e solo, por elementos finitos bi-dimensionais.

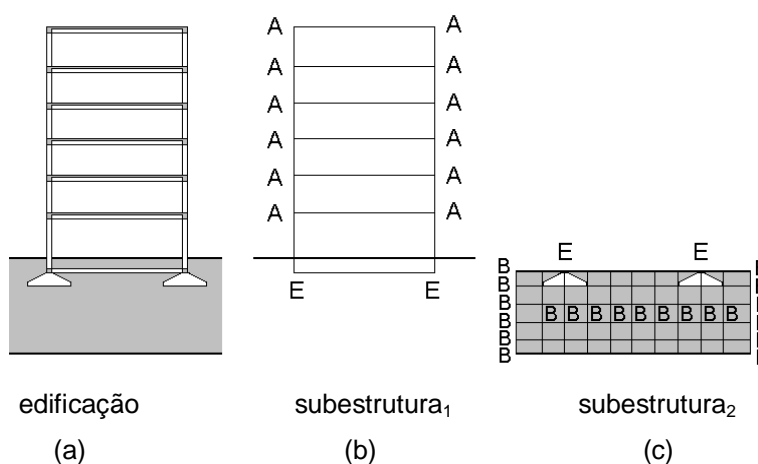


Figura 3.14 – Subestruturação para interação solo-estrutura adotada no Sistema Edifício
MOURA (1995)

Os graus de liberdade dos pontos nodais pertencentes apenas à subestrutura₁ (superestrutura) são denominados do tipo A, os pertencentes apenas à subestrutura₂ são ditos do tipo B e os relativos aos nós comuns às duas subestruturas são referidos como do tipo E. Admite-se que, bloqueando os graus de liberdade tipo E, as subestruturas não se desloquem como corpo rígido e fiquem assim completamente isoladas.

A implementação computacional da técnica de subestruturação aplicada ao problema de interação solo-estrutura foi desenvolvida e apresentada em MOURA (1995). Chamado de Módulo Interação, foi acoplado ao Sistema Computacional Edifício, conforme visto na figura 2.9.

3.4 ANÁLISE DINÂMICA

A condição de equilíbrio de uma estrutura sob a ação de qualquer solicitação é ser nula sua resultante, sejam as solicitações de caráter estático ou dinâmico. Uma dada solicitação tem caráter dinâmico em relação a uma estrutura quando as forças de inércia, que se desenvolvem na mesma, têm valores significativos em relação às demais solicitações que intervêm no equilíbrio dessa estrutura.

Em regime estático as solicitações atuam muito lentamente até atingirem o seu valor final, de forma a permitir desprezar-se a velocidade e a aceleração. No caso das solicitações variarem no tempo e dos elementos da estrutura adquirirem velocidade e aceleração de valor considerável, surge a necessidade de analisar a estrutura através das equações da Dinâmica das Estruturas.

A análise dinâmica consiste no estudo do comportamento de estruturas no tempo. Seu objetivo é a determinação da deformada dinâmica, seja através de deslocamentos, velocidades e acelerações adquiridas pelos elementos da estrutura ou através das frequências e modos de vibração da estrutura. Através desses dados, avalia-se a resposta da estrutura quando sob a ação de forças variáveis no tempo, a exemplo daquelas provocadas pelos sismos ou vento.

O vento e os sismos são considerados como solicitações dinâmicas do grupo das aleatórias que compreendem as ações dependentes do tempo $F(t)$, cujos valores são determinados através de distribuição estatística.

3.4.1 Modelo Matemático

Na maioria dos casos, o modelo matemático mais adequado para representar o comportamento dinâmico de uma estrutura é o oscilador de vários graus de liberdade, em que se considera a massa concentrada em um certo número de pontos. Para edifícios, é comum considerar a massa concentrada no nível dos pavimentos.

A) Equação de movimento para sistemas de um grau de liberdade

Para sistemas simples de um grau de liberdade a equação diferencial de movimento é uma equação diferencial linear de 2ª ordem de coeficientes constantes, não homogênea, dada por:

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = F \quad (3.18)$$

Onde: F é a força;

m é a massa;

c é o coeficiente de amortecimento;

k é a rigidez;

\ddot{u} é a aceleração;

\dot{u} é a velocidade;

u é o deslocamento.

A solução da equação 3.19 é escrita como sendo;

$$u = u_h + u_p \quad (3.19)$$

Onde u_h corresponde à solução homogênea associada à equação 3.19, denominada de solução em regime de oscilações ou vibrações livres, e u_p a solução particular, associada ao regime forçado.

$$m \cdot \ddot{u} + c \cdot \dot{u} + k \cdot u = 0 \quad (3.20)$$

Para o caso de sistemas de um grau de liberdade em regime de vibrações livres sem amortecimento, tem-se:

$$m \cdot \ddot{u} + k \cdot u = 0 \quad (3.21)$$

A solução da equação 3.21 é dada por:

$$u = A \cos \sqrt{\frac{k}{m}} t + B \sin \sqrt{\frac{k}{m}} t \quad (3.22)$$

Onde A e B são constantes que dependem das condições iniciais.

B) Equação de movimento para sistemas de vários graus de liberdade

A formulação das equações de equilíbrio, no caso de osciladores lineares de vários graus de liberdade, conduz a sistemas de equações diferenciais de 2ª ordem, descritos na equação 3.23.

- Eq. Geral da Dinâmica:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [C] \cdot \{\dot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{F\} \quad (3.23)$$

Onde: [M] é a matriz de massa;

[C] é a matriz de amortecimento;

[K] é a matriz de rigidez;

{F} é o vetor de forças externas;

{ \ddot{u} } é o vetor aceleração e;

{u} é o vetor deslocamento.

C) Equação dinâmica para vibrações livres não amortecidas

Admitindo-se cargas externas e amortecimento nulos, tem-se a equação em vibrações livres não amortecidas:

$$[M] \cdot \{\ddot{u}\} + [K] \cdot \{u\} = \{0\} \quad (3.24)$$

A solução da equação 3.24 para a hipótese de movimentos harmônicos de mesma frequência ω e amplitudes $\{u_i\}$ pode ser escrita como:

$$([K] - \omega^2 [M]) \cdot \{u_i\} = 0 \quad (3.25)$$

A equação 3.25 tem solução se:

$$\det([K] - \omega^2 [M]) = 0 \quad (3.26)$$

A equação 3.26 é chamada equação característica ou equação de frequências. A cada valor ω_i (auto-valor) corresponde uma família de auto-vetores associados $\alpha_i \{\phi_i\}$. Os valores ω_i são denominados frequências naturais e os valores associados de modos de vibração. O menor valor de ω_i é chamado de frequência fundamental da estrutura.

3.4.2 Solicitações devidas ao Vento

No caso do vento, a variável que representa o processo aleatório é a velocidade das rajadas $v(t)$ a qual pode-se atribuir características de variável estacionária num intervalo de tempo convenientemente escolhido (é comum considerar intervalos de 10 minutos ou 1 hora). Sendo assim, $v(t)$ tem um valor médio diferente de zero dado por:

$$v(t) = \bar{v} + v_1(t) \quad (3.27)$$

Em que \bar{v} corresponde a uma solicitação que atua geralmente em regime estacionário, resposta média, e $v_1(t)$ é a componente de turbulência que atua em regime dinâmico, resposta flutuante.

Em outras palavras, no vento natural, o módulo da velocidade instantânea do ar apresenta flutuações em torno da velocidade média \bar{v} designada por velocidade das rajadas. Admite-se que essa velocidade, mantida “praticamente” constante, provoca, nas edificações, efeitos puramente

estáticos. Já as flutuações de velocidade ou turbulências podem induzir, em estruturas flexíveis como os edifícios esbeltos, oscilações importantes na direção da velocidade média.

A NBR 6123:1988 considera que em edificações com frequência fundamental igual ou superior a 1Hz a resposta flutuante é pequena e, portanto, o efeito dinâmico causado pelo vento é pequeno, e 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 1Hz, 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.

As forças estáticas devidas ao vento são calculadas, segundo a NBR 6123:1988, a partir da velocidade característica (V_k). Essa velocidade transforma-se em pressão (q) e em força (F_a) através das expressões a seguir.

$$V_k = V_o \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.28)$$

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3.29)$$

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e \quad (3.30)$$

Onde V_o é a velocidade básica do vento, calculada como sendo a velocidade de uma rajada de 3s, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m de altura acima do terreno em campo aberto plano; e S_1 , S_2 e S_3 são fatores que levam em consideração a topografia, a rugosidade do terreno e as dimensões da edificação, e fatores estatísticos, respectivamente. A força de arrasto F_a que é a componente da força global na direção do vento depende do coeficiente de arrasto (C_a), encontrado na NBR 6123:1988, e da área efetiva global (A_e) que é a área da projeção ortogonal da edificação perpendicular à direção 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 150m; ou através de modelo discreto, aplicado a edificações com propriedades

variáveis com a altura. Neste trabalho, utiliza-se o modelo contínuo simplificado por esse adaptar-se bem ao tipo de estrutura analisado.

Para esse modelo, 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 freqüência, chamada de freqüência fundamental, pode ser obtida de expressões aproximadas ou exatas, através das equações da Dinâmica.

A resposta total é obtida através da equação 3.31, por meio do cálculo da variação da pressão em função da altura.

$$q(z) = \bar{q} \cdot b^2 \left[\left(\frac{z}{z_r} \right)^{2p} + \left(\frac{h}{z_r} \right)^p \cdot \left(\frac{z}{h} \right)^\gamma \cdot \frac{1+2\gamma}{1+\gamma+p} \xi \right] \quad (3.31)$$

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.

Na equação 3.31, p e b dependem da categoria de rugosidade do terreno (Tabela 20 da NBR 6123:1988) e ξ é o coeficiente de amplificação dinâmico, função das dimensões da edificação, da razão de amortecimento crítico e da freqüência fundamental, apresentado nos gráficos das figuras 14 a 18 da NBR 6123:1988 para as cinco categorias de rugosidade de terreno consideradas.

CAPÍTULO 4

METODOLOGIA PARA VERIFICAÇÃO DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL GLOBAL DE EDIFÍCIOS ALTOS EM CONCRETO ARMADO

4.1 PREÂMBULO

A metodologia apresentada a seguir, é definida por indicadores de comportamento global para verificação do comportamento estrutural de edifícios esbeltos.

Para obtenção dos indicadores, além de parâmetros geométricos, utilizam-se resultados de análises estáticas e dinâmicas, supondo os edifícios sobre base indeslocável (Hipótese A) e sobre base deslocável (Hipóteses B e C), ou seja, considerando-se a influência da interação solo-estrutura.

Através de análises estáticas obtêm-se deslocamentos globais e locais, coeficientes de rigidez efetiva, fatores de carga crítica e seus correspondentes fatores de amplificação, índices de esbeltez efetiva, além dos coeficientes de avaliação dos efeitos de 2ª 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.

Os efeitos não lineares geométricos são obtidos para o estado limite de serviço, no qual o comportamento dos materiais é suposto linear; e para o estado limite último, no qual se inclui de forma aproximada o efeito da não linearidade física. Esses resultados são obtidos com a aplicação do método

aproximado γ_z e de forma mais exata, pelo método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado, também chamado nesse trabalho por questão de simplificação, de método P-delta correto.

Das análises dinâmicas, têm-se como indicadores as frequências fundamentais, os coeficientes de amplificação dinâmica relativos ao vento na direção das rajadas e as acelerações para verificação do conforto humano.

Por fim, desenvolve-se um estudo baseado em uma análise não linear física que utiliza modelo elasto-plástico para a estrutura com o objetivo de quantificar a reserva de resistência, quando a estrutura é submetida a cargas superiores às aquelas que originaram o dimensionamento dos elementos.

4.2 INDICADORES DO COMPORTAMENTO ESTRUTURAL GLOBAL

4.2.1 INDICADOR: 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.

$$\beta_{x,y} = \frac{H}{L_{x,y}} \quad (4.1)$$

Onde 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 a figura 4.1.

Os limites para classificação das edificações segundo β são:

- $\beta_{x,y} \leq 4$edifício de pequena esbeltez;
- $4 < \beta_{x,y} \leq 6$edifício de média esbeltez;
- $\beta_{x,y} > 6$edifício de alta esbeltez.

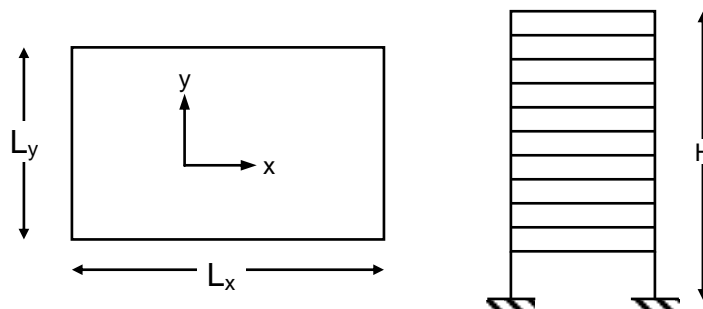


Figura 4.1 – Esquema em planta e em elevação – parâmetros geométricos

4.2.2 INDICADORES: Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios provocados pela ação do vento (d)

Os limites para os deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios são valores práticos utilizados para verificação em serviço, do estado limite de deformações excessivas da estrutura, indicados na tabela 13.2 da NBR 6118:2003.

A ação do vento é tomada segundo seu valor raro (característico F_{qk}) e segundo seu valor freqüente ($\psi_1 F_{qk}$). Sendo $\psi_1=0,3$, os deslocamentos e os limites referentes ao valor freqüente correspondem a 30% dos limites referentes ao valor característico. Neste trabalho, optou-se por apresentar os resultados das duas formas por compreender que embora seja a utilização do valor freqüente uma determinação da NBR 6118:2003, por vezes a utilização do valor raro é interessante por ter sido este o parâmetro utilizado até a versão anterior da mesma norma.

Os resultados baseiam-se em duas análises: elástica linear e não linear geométrica (Método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado para ELS – item 3.2.1). Para edifícios altos, as ações e deslocamentos limites associados são:

4.2.2.1 Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot}):

Ação do vento como variável principal tomada com seu valor raro (característico):

$$d_{\text{tot}} \leq \frac{H_{\text{tot}}}{500} \quad (4.2)$$

Ação do vento como variável principal tomada com seu valor freqüente ($\psi_1=0,30$, de acordo com tabela 13.2 da NBR 6118:2003):

$$d_{\text{tot}} \leq \frac{H_{\text{tot}}}{1700} \quad (4.3)$$

4.2.2.2 Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav}):

Ação do vento como variável principal tomada com seu valor raro (característico):

$$d_{\text{pav}} \leq \frac{H_{\text{pav}}}{250} \quad (4.4)$$

Ação do vento como variável principal tomada com seu valor freqüente ($\psi_1=0,30$, de acordo com tabela 13.2 da NBR 6118:2003):

$$d_{\text{pav}} \leq \frac{H_{\text{pav}}}{850} \quad (4.5)$$

Onde H_{tot} é a altura da edificação e H_{pav} é o desnível entre pavimentos.

4.2.3 INDICADOR: Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

Os coeficientes de rigidez K são obtidos a partir da aplicação sobre a estrutura de uma ação unitária na direção dos deslocamentos Δ . São calculados para a estrutura admitida na fase elástica (associados às ações em serviço, características), e na fase fissurada (associados às ações de cálculo). Neste último caso, a fissuração é considerada em caráter aproximado, admitindo-se como coeficiente redutor da rigidez para as vigas de 0,40 e para as colunas de 0,80, de acordo com o item 3.2.1.

$$K_{x,y,z} = \frac{1}{\Delta_{x,y,z}} \quad (4.6)$$

$K_{x,y,z}$ - coeficientes de rigidez efetiva global da edificação, segundo as direções preferenciais x, y, e z;

$\Delta_{x,y,z}$ - deslocamentos absolutos generalizados do pavimento superior provocados por ações unitárias associadas, obtidos de análises estáticas.

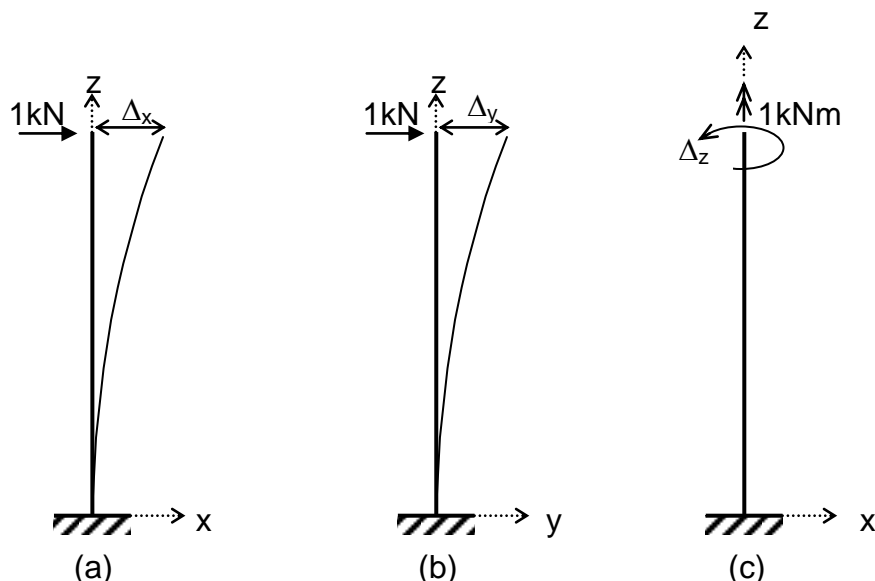


Figura 4.2 – Ilustração dos coeficientes de rigidez efetiva

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 por que passa uma mesma estrutura, elástica (rigidez plena) e fissurada (rigidez reduzida).

4.2.4 INDICADORES: Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})

Embora não citado em norma, um parâmetro importante para identificação de problemas relativos à estabilidade global de estruturas é a carga crítica de instabilidade do equilíbrio, conforme considerado em FONTE (1992). Neste

trabalho utiliza-se como indicador o fator de carga crítica f_{crit} , obtido conforme descrito na equação 4.7.

O fator f_{amp} é obtido a partir do respectivo f_{crit} e corresponde à amplificação dos efeitos não linearidades geométricos sobre os deslocamentos, no caso em que se consideram as ações em serviço, e sobre os esforços, no caso em que se consideram as ações com valores de cálculo. Portanto, f_{amp} pode ser entendido como um fator γ_z de melhor aproximação.

$$f_{crit} = \frac{P_{crit}}{P} \quad (4.7)$$

$$f_{amp} = \frac{f_{crit}}{f_{crit} - 1} \quad (4.8)$$

Na equação 4.7, P é o carregamento atuante com valor de referência e P_{crit} é o carregamento crítico, obtido de uma análise não linear geométrica baseada no método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado (item 3.2.1), através do SISTEMA EDIFÍCIO.

Para cálculo desses parâmetros, há duas situações de carregamento a considerar:

- SITUAÇÃO 1 – Ações com valores de serviço: $f_{crit} = f_{crit,k}$ e $f_{amp} = f_{amp,k}$, para a qual se considera para a rigidez, o valor correspondente a fase elástica, para as ações, os valores em serviço e, para o módulo de deformação longitudinal, o valor secante;
- SITUAÇÃO 2 – Ações com valores de cálculo: $f_{crit} = f_{crit,d}$ e $f_{amp} = f_{amp,d}$, para a qual se considera para a rigidez, o valor correspondente a fase fissurada, para as ações, os valores de cálculo e, para o módulo de deformação longitudinal, o valor secante.

No caso de ações com valores de cálculo, há necessidade de se considerar duas combinações de carregamento:

$$\text{Combinação 01: } F_d = 1,4 \cdot g + 1,4 \cdot 0,5 \cdot q + 1,4 \cdot \text{Vento} \quad (4.9)$$

$$\text{Combinação 02: } F_d = 1,4 \cdot g + 1,4 \cdot q + 1,4 \cdot 0,6 \cdot \text{Vento} \quad (4.10)$$

Onde:

g é a carga vertical permanente;

q é a sobrecarga vertical;

Vento é o carregamento de vento em uma direção determinada.

A partir das considerações de MACGREGOR e HAGE (1977), de FONTE (1992) e, admitindo-se que, conforme prescreve a NBR 6118:2003, os resultados de uma análise de 1ª ordem são adequados para projeto sempre que os efeitos de 2ª ordem não excedam mais do que 10% dos correspondentes a uma análise em 1ª ordem, tem-se:

$f_{crit} \geq 11$ uma análise de 1ª ordem é suficiente;

$5 \leq f_{crit} < 11$ uma análise de 2ª ordem é necessária;

$f_{crit} < 5$ não recomendável.

Ou, em termos do fator de amplificação global:

$f_{amp} \leq 1,10$ uma análise de 1ª ordem é suficiente;

$1,10 < f_{amp} \leq 1,25$ uma análise de 2ª ordem é necessária;

$f_{amp} > 1,25$ não recomendável.

Neste trabalho, analisa-se a magnitude dos efeitos de 2ª ordem tanto para as ações de cálculo como também para as ações de serviço.

4.2.5 INDICADOR: Coeficiente γ_z

Conforme citado no item 3.2.1, 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 $\gamma_z \leq 1,3$.

Neste trabalho, diferentemente do que recomenda a NBR 6118:2003, o coeficiente γ_z será calculado tanto para ações de cálculo como para ações de serviço, no intuito de compará-lo, nos dois casos, com os valores de f_{amp} .

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,r}}{M_{1,tot,r}}} \quad (4.11)$$

Onde:

$\Delta M_{tot,r}$ - soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estruturas, na combinação considerada, com seus valores representativos, pelos deslocamentos de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos de uma análise de 1ª ordem;

$M_{1,tot,r}$ - 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.

Este indicador é calculado segundo cada uma das direções X e Y consideradas como preferenciais. No caso de edificações retangulares em planta, têm-se as direções descritas na figura 4.3. Para tal, considera-se a estrutura na fase elástica (ações de serviço em caráter aproximado) e na fase fissurada (ações de cálculo), considerando-se como coeficientes de redução de rigidez para as vigas 0,40 e para os pilares 0,80; conforme item 3.2.1.

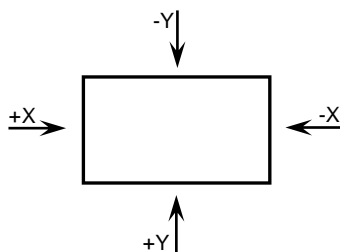


Figura 4.3 – Direções preferenciais de vento para edificações retangulares

4.2.6 INDICADOR: Parâmetro de Instabilidade α

Conforme citado em 3.2.1, o parâmetro α é utilizado para avaliar a sensibilidade de estruturas reticuladas simétricas quanto à não linearidade geométrica. Para tal, tem-se:

$$\alpha < \alpha_1 \quad (4.12)$$

$$\alpha = H_{\text{tot}} \cdot \sqrt{\frac{N_k}{E_{\text{cs}} \cdot I_c}} \quad (4.13)$$

$$\alpha_1 = \begin{cases} 0,2 + 0,1 \cdot n \Rightarrow n \leq 3 \\ \alpha_2 \Rightarrow n \geq 4 \end{cases} \quad (4.14)$$

Onde:

H_{tot} - é a altura total da estrutura;

N_k - é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura;

$E_{\text{cs}} I_c$ - representa 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);

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

4.2.7 INDICADOR: 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, conseqüentemente, as diferentes condições de apoio da estrutura, além do efeito da fissuração. A expressão que permite calcular λ_{ef} é:

$$\lambda_{ef} = \left[\frac{12 \cdot E_{cs} \cdot D \cdot A_p}{H} \right]^{1/2} \quad (4.15)$$

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto;

D – 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;

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);

H – 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:

- $\lambda_{ef} \leq 40$ pode-se desprezar os efeitos de 2ª ordem;
- $40 < \lambda_{ef} \leq 80$ esbeltez moderada;
- $80 < \lambda_{ef} \leq 100$ esbeltez média;
- $100 < \lambda_{ef} \leq 140$ esbeltez alta;
- $\lambda_{ef} > 140$ esbeltez muito alta.

Para o cálculo de λ_{ef} considera-se, neste trabalho, os elementos estruturais em regime elástico (rigidez plena) e em regime fissurado (rigidez reduzida), considerando-se como coeficientes de redução de rigidez para as vigas 0,40 e para os pilares 0,80; conforme item 3.2.1.

4.2.8 INDICADOR: Freqüência fundamental (f_1)

O valor da freqüência fundamental foi adotado como um indicador de comportamento dinâmico por possibilitar a verificação das estruturas quanto à sensibilidade aos efeitos dinâmicos.

Neste trabalho, as freqüências naturais associadas aos modos de deformação lateral serão obtidas de modo “exato” através da solução da equação 3.25 e de forma aproximada pela equação 4.16, constante da Tabela 19 da NBR 6123:1988, aqui reproduzida.

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{1}{0,05 + 0,015H} \quad (4.16)$$

Onde f_1 é a freqüência fundamental em Hertz e H é a altura em metros da edificação. A equação 4.16 é aplicável a estruturas apertadas de concreto, sem cortinas, tipo estudado neste trabalho.

4.2.9 INDICADOR: Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp})

Com o intuito de quantificar o caráter estático ou dinâmico do efeito do vento de acordo com a NBR 6123:1988, define-se, neste trabalho, um coeficiente de amplificação dinâmica na direção das rajadas conforme a seguir:

$$C_{amp}(X, Y) = \frac{Mt_{din}(X, Y)}{Mt_{est}(X, Y)} \quad (4.17)$$

$C_{amp}(X, Y)$ - coeficiente de amplificação dinâmica da ação do vento segundo a direção X ou segundo a direção Y ;

$Mt_{din}(X, Y)$ – momento de tombamento, em relação à base da edificação, devido ao carregamento dinâmico do vento obtido pelo método contínuo, de acordo com a NBR 6123:1988, para o período de recorrência de 50 anos (vida útil da estrutura);

$Mt_{est}(X, Y)$ - momento de tombamento, em relação à base da edificação, devido ao carregamento “estático” do vento obtido de acordo com a NBR 6123:1988.

Através desses valores de coeficiente de amplificação dinâmica, propõe-se a adoção do mesmo como majorador das ações “estáticas” do vento para cálculo da resposta dinâmica total aproximada, para estruturas com período

fundamental superior a 1s, ou seja, com freqüência inferior a 1Hz, consideradas pela NBR 6123:1988 como fracamente amortecidas, para as quais torna-se importante a resposta flutuante na direção do vento médio.

4.2.10 INDICADOR: Aceleração para verificação do conforto humano (a)

Quanto às vibrações induzidas pela ação do vento, a 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.

As acelerações são parâmetros importantes para verificação do conforto humano quanto às oscilações induzidas pelas forças flutuantes do vento.

Segundo a NBR 6123:1988, a amplitude máxima da aceleração em um nível z é obtida através da equação 4.18:

$$a_j = 4\pi^2 \cdot f_j^2 \cdot u_j \quad (4.18)$$

Onde f_j é a freqüência natural no modo j, e u_j o deslocamento no nível z devido à resposta flutuante no modo j.

A amplitude da aceleração, como indicação geral, não deve exceder o valor $0,1\text{m/s}^2$, segundo a NBR 6123:1988. Um critério mais completo é apresentado em CHANG (1967) que define zonas de conforto associadas aos valores das acelerações, conforme está reproduzido a seguir.

- $a \leq 0,05 \text{ m/s}^2$ zona 1 vibração imperceptível;
- $0,05 < a \leq 0,15 \text{ m/s}^2$ zona 2 vibração perceptível mas não incômoda;
- $0,15 < a \leq 0,50 \text{ m/s}^2$ zona 3 vibração incômoda;
- $0,50 < a \leq 1,50 \text{ m/s}^2$ zona 4 vibração muito incômoda;
- $a > 1,50 \text{ m/s}^2$ zona 5 vibração intolerável.

Para verificação do conforto humano, a NBR 6123:1988 recomenda que as verificações para a ação do vento sejam realizadas para o período de

recorrência de 10 anos. Para fins de comparação, neste trabalho as análises foram realizadas para os períodos de 2, 5, 10 e 50 anos.

4.2.11 INDICADOR: Fator de carga de colapso (f_{cc})

Objetiva-se analisar as estruturas com vistas a estudar seu comportamento, baseado em um modelo elasto-plástico para o material concreto armado, a fim de verificar a reserva de resistência dessas estruturas.

Adota-se como procedimento, processo semelhante ao adotado por INEL & OSMEN (2006) que consiste em aplicar um carregamento crescente a um pórtico plano extraído da estrutura real, através de um processo estático não linear chamado de “pushover analysis”, utilizando como ferramenta o programa SAP2000, cujo objetivo é identificar os pontos prováveis de surgimento das rótulas plásticas e qual carregamento provoca o colapso.

A relação força-deformação adotada baseia-se no guia FEMA-356 (Federal Emergency Management Agency), conforme figura 4.4, criado a partir do estudo do comportamento de construções americanas típicas em concreto armado.

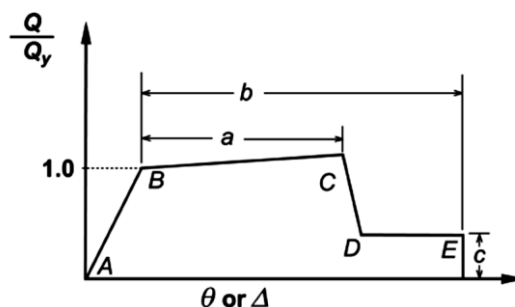


Figura 4.4 – Relação força-deslocamento para uma rótula plástica típica, FEMA-356

Na figura 4.4 encontram-se em destaque os pontos: A (origem), B (limite elástico), C (capacidade última – limite plástico), D (resistência residual) e E (falha total do material).

No intervalo entre B e C, onde ocorrem as deformações plásticas, são definidos três pontos que permitem analisar a proximidade ou não da ruína para uma

determinada solicitação. São eles: IO (Immediate Occupancy), LS (Life Safety) e CP (Collapse Prevention).

As seções dos elementos estruturais são marcadas por pontos que variam de cor conforme a rotação plástica θ_{pl} . A cor rosa caracteriza o surgimento de uma seção crítica, cuja tensão atingiu o limite elástico. A medida que a tensão aumenta por ocasião do aumento do carregamento, os pontos críticos mudam de cor, para azul escuro quando atingem IO, para azul claro quando atingem LS, para verde quando atingem CP e, finalmente, para amarelo quando atingem o limite plástico C. Os limites D e E caracterizam-se pelas cores laranja e vermelha, respectivamente, (figura 4.5).



Figura 4.5 – Escala de cores utilizada pelo programa SAP2000

Para realizar tal análise, foram feitas as seguintes considerações:

- a) As seções consideradas para aço e concreto são consequência do dimensionamento via programa TQS;
- b) As propriedades das rótulas plásticas (a, b e c da figura 4.4) são dependentes das propriedades da seção transversal (concreto e aço) e baseadas nas tabelas 6-7 e 6-8 de FEMA-356 (default hinge properties - programa SAP2000);

O carregamento é composto por cargas verticais (peso próprio, cargas permanentes, cargas variáveis) e pelo vento, tratado como puramente estático e como dinâmico de forma aproximada, através da amplificação por C_{amp} , descrito em 4.2.9. Essas cargas são multiplicadas por fatores de carga denominados FC que variam de 1 a f_{cc} , que corresponde ao fator de carga de colapso total ou parcial da estrutura.

CAPÍTULO 5

APLICAÇÃO DA METODOLOGIA PROPOSTA

5.1 ASPECTOS GERAIS

Os dados e os resultados a serem apresentados nesta seção correspondem à aplicação da metodologia proposta a três edifícios. Para tal, foram feitos processamentos utilizando os programas: SISTEMA EDIFÍCIO, TQS e SAP2000, com a finalidade de analisar o comportamento global dos mesmos.

Os edifícios escolhidos para análise, compostos por 25, 36 e 42 pavimentos, apresentam características semelhantes aos projetados atualmente na cidade do Recife.

5.1.1 Carregamentos atuantes

Como ações verticais foram considerados os seguintes carregamentos: peso próprio dos elementos estruturais (25kN/m^3), alvenaria de vedação em blocos cerâmicos ($12,50\text{kN/m}^3$) sobre vigas e lajes, revestimento das lajes (1kN/m^2) e sobrecarga de utilização para edifícios residenciais. A ação do vento foi considerada segundo as direções X e Y, de acordo com a NBR 6123:1988.

5.1.2 Modelos adotados

Para análises relativas às ações verticais nos pavimentos foi considerado o modelo grelha. Para as análises relativas à ação do vento, bem como o efeito combinado vento e cargas verticais, foi adotado o modelo pórtico espacial com a laje admitida como diafragma rígido de forma implícita.

5.1.3 Consideração da Interação solo-estrutura

Para os edifícios constantes deste capítulo, foram realizadas análises considerando as fundações como indeslocáveis, prática comum dos escritórios de projeto, e como deslocáveis (apoios elásticos), para a consideração da influência da interação solo-estrutura.

5.1.4 Tipos de Análises

Foram realizadas análises elásticas lineares globais para ações de serviço, análises não lineares geométricas completas para ações de serviço e ações de cálculo, bem como análises dinâmicas para cálculo dos valores das frequências naturais, com vistas ao cálculo da amplificação da ação do vento na direção das rajadas e ao cálculo das acelerações, sendo estas últimas, para verificação do conforto humano quanto às vibrações induzidas pela ação do vento. Também foram realizadas análises não lineares físicas, considerando o comportamento plástico dos materiais.

A seguir, descrevem-se os edifícios, as hipóteses consideradas para as fundações, bem como os resultados obtidos na forma de indicadores.

5.2 OS EDIFÍCIOS

5.2.1 Edifício 1 – 25 Pavimentos

5.2.1.1 O Material

Considerou-se para o edifício 1, a classe III de agressividade ambiental e a resistência característica do concreto (f_{ck}) de 35MPa. Para módulos de elasticidade longitudinal foram obtidos, segundo prescrição da NBR 6118:2003, os valores abaixo:

módulo de elasticidade longitudinal tangente - $E_{ci} = 33130\text{MPa}$;

módulo de elasticidade longitudinal secante - $E_{cs} = 28160\text{MPa}$.

5.2.1.2 A Estrutura

O edifício 1 é composto por 25 pavimentos: térreo, mezanino, 22 tipos e coberta; cada um com 2,80m de altura, atingindo 70m no total. As dimensões em planta são as especificadas na figura 5.1.

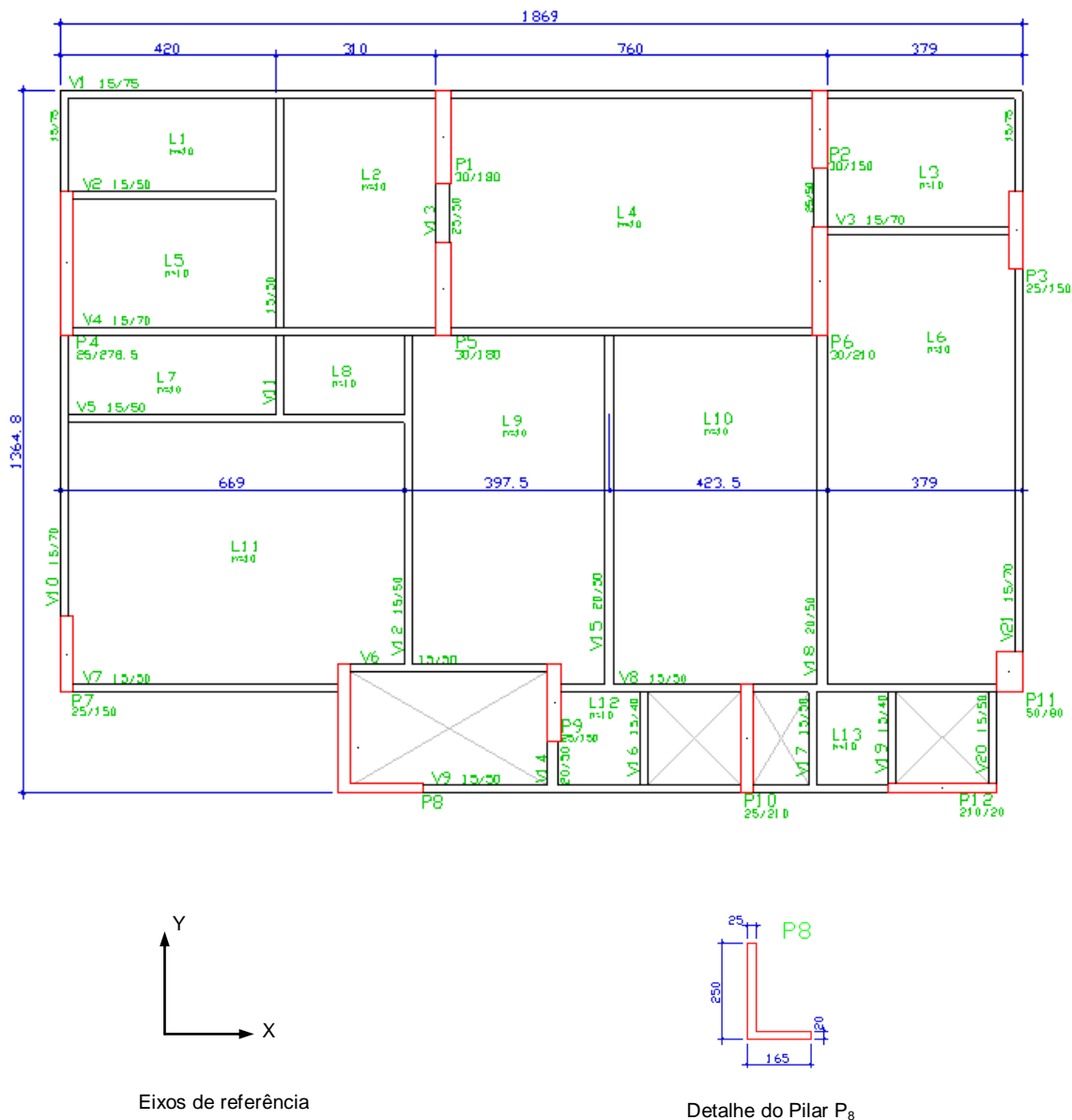


Figura 5.1 - Planta baixa de forma do pavimento-tipo – Edifício 1

Os pavimentos são compostos por lajes maciças de 10cm de espessura, vigas de alturas variando entre 40 e 75cm de altura e bases de 15cm, 20 ou 25cm. Os pilares, num total de 12, apresentam seção constante ao longo da altura e

compõem o sistema estrutural através de pórticos planos dispostos em duas direções ortogonais. O mapa de cargas encontra-se na tabela 5.1.

Tabela 5.1 – Mapa de cargas - Edifício 1

PILAR	CARGAS										
	VERTICAL	VENTO X					VENTO Y				
Nº	F _z	F _z	F _x	F _y	M _x	M _y	F _z	F _x	F _y	M _x	M _y
P1	10700	62	27	17	-90	84	2083	1	90	-650	0
P2	4000	-366	23	-23	112	71	1992	0	77	-426	0
P3	5100	536	13	-33	173	40	290	0	63	-371	1
P4	9400	-309	24	71	-937	73	731	0	102	-1692	0
P5	9100	-160	26	16	-90	80	-1893	0	90	-649	0
P6	9500	290	30	-27	261	92	-1745	1	98	-1000	2
P7	3500	-368	10	29	-186	33	-692	0	59	-337	1
P8	6600	-570	159	-11	958	1662	-272	-12	93	-2153	-540
P9	6000	438	14	-4	2	36	192	0	57	-351	1
P10	5400	-24	16	-22	164	46	-339	0	77	-849	2
P11	4000	557	31	-13	60	125	222	2	33	-132	6
P12	2000	-85	155	-1	3	1570	-568	7	4	-11	80

Obs: forças em kN e momentos em kNm.

5.2.1.3 A Fundação

Para o edifício 1, fez-se um estudo sobre base indeslocável (HIPÓTESE A) e, em seguida, sobre base deslocável, para o qual se considerou a interação solo-estrutura, segundo duas hipóteses, (HIPÓTESES B e C), distintas entre si apenas nas características do solo de fundação, de acordo com a figura 5.2.

O solo de fundação adotado é composto por uma espessa camada de 10m de areia, seguida de um bolsão de argila de 15m de espessura.

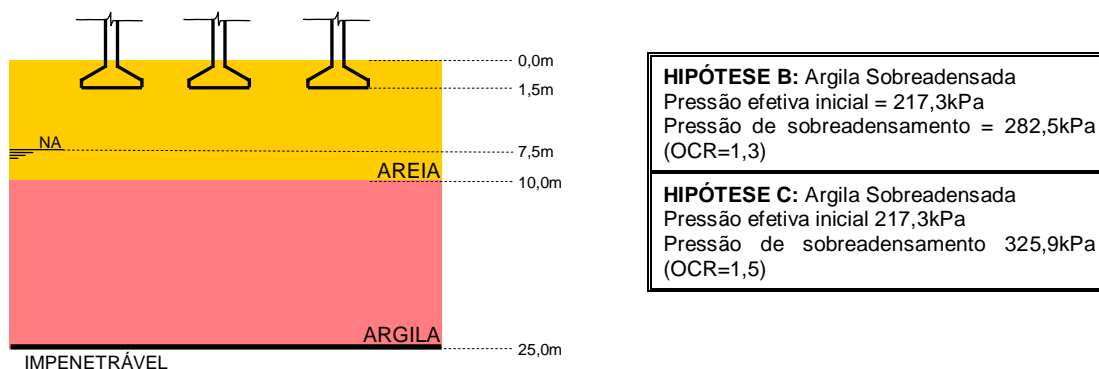


Figura 5.2 – Características do solo para as hipóteses B e C – Edifício 1

Para dimensionamento das sapatas, considerou-se a tensão de 0,5MPa, supondo a realização de um melhoramento sobre a camada de areia através de compactação, chegando-se à solução apresentada na figura 5.3.

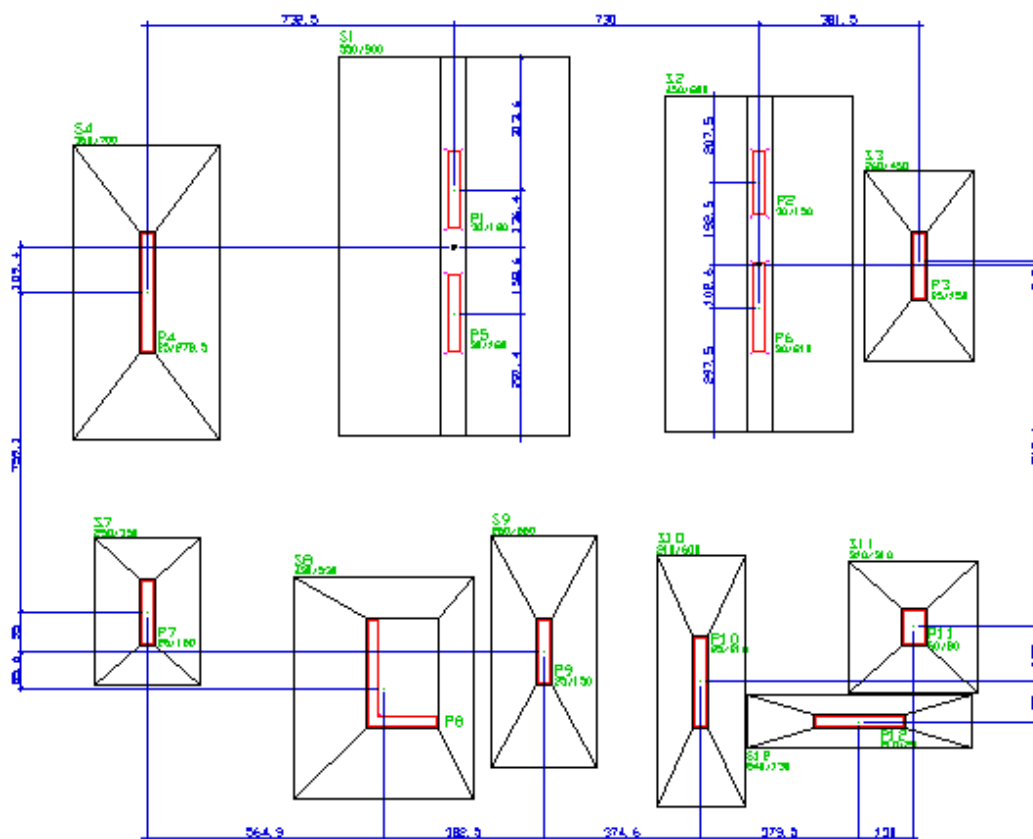


Figura 5.3 – Planta de fundação – Edifício 1

A partir da solução adotada para as fundações, foi possível avaliar os recalques para as hipóteses B e C. Na tabela 5.2 encontram-se os recalques iniciais para as duas hipóteses.

Tabela 5.2 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)		PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	
	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C		HIPÓTESE B	HIPÓTESE C
P1	117,1	66,6	P7	45,4	46,8
P2	93,2	62,7	P8	54,5	50,6
P3	50,5	52,0	P9	89,0	62,0
P4	49,8	51,3	P10	62,0	57,6
P5	117,1	66,6	P11	47,4	48,9
P6	93,2	62,7	P12	45,9	47,3

Admitindo-se os recalques dados na tabela 5.2 e o desaprumo nulo, o gráfico da figura 5.4 apresenta os 66 valores de rotações (θ) ou distorções angulares iniciais (β) para as hipóteses B e C, como também as linhas referentes aos limites 1/500 e 1/300.

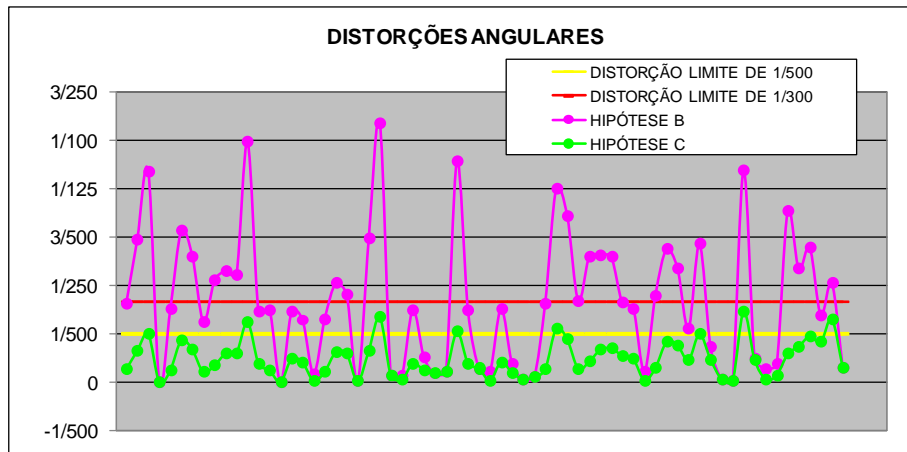


Figura 5.4 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1

Para a hipótese B, ocorrem recalques que resultam em cerca de 65% das distorções acima do limite 1/500 (Limite de segurança para edifícios em que não são admitidas fissuras). Desses valores, 28, ou seja, 42% do total, encontram-se acima do valor aceitável de 1/300 (Limite em que são esperadas as primeiras fissuras em paredes divisórias).

Já para a hipótese C, ocorrem distorções inferiores ao limite 1/300, e somente 6 valores que correspondem a 9% do total, encontram-se na faixa entre 1/500 e 1/300, configurando-se em uma solução para a qual a interação solo-estrutura é, na prática, considerada desnecessária.

Os coeficientes de rigidez dos apoios para as hipóteses B e C encontram-se na tabela 5.3.

Considerando-se uma análise de interação solo-estrutura, a partir dos valores de rigidez descritos na tabela 5.3 chega-se aos seguintes valores de recalques absolutos, chamados de recalques finais e suas respectivas distorções angulares, apresentados na tabela 5.4 e na figura 5.5.

Tabela 5.3 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B e C – Edifício 1

PILAR	HIPÓTESE B			HIPÓTESE C		
	RIGX	RIGY	RIGZ	RIGX	RIGY	RIGZ
01	616622,56	230281,88	91351,49	1084296,65	404937,95	160636,54
02	228824,77	72401,59	42904,64	340298,82	107672,68	63806,03
03	170589,69	56947,47	101090,19	165504,81	55250,00	98076,92
04	771059,33	192764,83	188830,86	748067,30	187016,83	183200,16
05	524417,31	195847,21	77691,45	922158,84	344386,48	136616,12
06	543458,83	171953,77	101898,53	808209,71	255722,60	151539,32
07	78715,94	40161,20	77109,50	76344,37	38951,21	74786,32
08	283061,56	186322,83	120923,42	274706,61	180823,26	117354,20
09	16990,564	35104,47	67400,58	243951,61	50403,23	96774,19
10	261374,64	32018,39	87124,88	281445,45	34477,07	93815,15
11	67595,13	67595,13	84405,99	65561,47	65561,47	81866,56
12	6137,87	105905,43	43582,48	5952,38	102704,99	42265,43

Unidade: kN, m, radianos.

Tabela 5.4 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)		PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	
	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C		HIPÓTESE B	HIPÓTESE C
P1	92,9	62,9	P7	52,8	50,5
P2	84,6	61,2	P8	57,5	52,5
P3	74,2	58,5	P9	63,7	55,3
P4	64,3	54,9	P10	59,2	54,3
P5	92,9	62,9	P11	57,5	53,2
P6	84,6	61,2	P12	54,8	52,5

Comparando-se as tabelas 5.2 e 5.4, percebe-se uma forte tendência de uniformização dos recalques. Para a hipótese B, a situação final resulta em apenas 38% das distorções, ou seja, 25 valores, acima do limite 1/500, dentre os quais apenas 6 valores, ou seja, 9% do total encontram-se acima do valor aceitável de 1/300.

Já para a hipótese C, a situação final apresenta recalques relativos pequenos responsáveis por distorções angulares inferiores a 1/500, como era de se esperar.

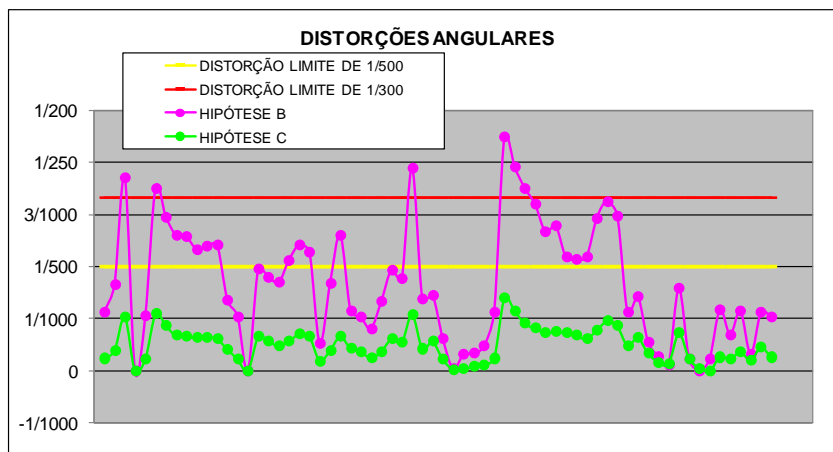


Figura 5.5 – Distorções angulares finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 1

5.2.1.4 A Ação do Vento

Segundo a NBR 6123:1988 e de acordo com as características do edifício 1, tem-se os seguintes parâmetros para determinação das forças estáticas relativas ao vento descritas na tabela 5.5.

V_0 – Velocidade básica = 30 m/s
 S_1 – Fator topográfico = 1
 S_2 – Categoria de rugosidade \Rightarrow IV
 S_2 – Classe da Edificação \Rightarrow C
 S_3 – Fator estatístico = 1
 Coeficientes de arrasto: $C_a(X) = 1,22$
 $C_a(Y) = 1,42$

Tabela 5.5 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 1

ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)	ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)
1	11,916	19,051	14	23,797	38,047
2	14,317	22,890	15	24,238	38,752
3	15,899	25,420	16	24,658	39,423
4	17,126	27,382	17	25,059	40,064
5	18,148	29,015	18	25,443	40,679
6	19,032	30,429	19	25,813	41,270
7	19,816	31,682	20	26,169	41,839
8	20,524	32,813	21	26,512	42,387
9	21,170	33,847	22	26,843	42,917
10	21,767	34,802	23	27,164	43,430
11	22,323	35,690	24	27,475	43,927
12	22,843	36,522	25	27,628	44,171
13	23,334	37,306			

5.2.1.5 Valores de indicadores de comportamento estrutural global

A) Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

De acordo com a figura 5.1, para a estrutura do edifício 1 tem-se $L_x = 18,75\text{m}$, $L_y = 13,65\text{m}$ e $H = 70\text{m}$. Aplicando-se esses valores à equação 4.1, chega-se aos índices de esbeltez de corpo rígido apresentados na tabela 5.6.

Tabela 5.6 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 1

Direção X	Direção Y
$\beta_x = H/L_x = 3,73$	$\beta_y = H/L_y = 5,13$

Considerando os limites indicados em 4.2.1 conclui-se que, segundo X, a estrutura é de pequena esbeltez, e, segundo Y, a mesma apresenta esbeltez mediana.

B) Deslocamentos resultantes do movimento lateral do edifício (d)

B.1) Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot})

Tabela 5.7 – Deslocamentos laterais totais (análises elásticas) – Edifício 1

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	4,32cm	1,30cm	6,86cm	2,06cm
N/L Geom. P-delta clássica	6,53cm	1,96cm	11,60cm	3,48cm
N/L Geom. P-delta correta	4,79cm	1,44cm	7,80cm	2,34cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	8,41cm	2,52cm	18,49cm	5,55cm
N/L Geom. P-delta clássica	10,40cm	3,12cm	44,21cm	13,26cm
N/L Geom. P-delta correta	9,99cm	3,00cm	28,57cm	8,57cm
HIPÓTESE C				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	8,31cm	2,49cm	17,02cm	5,11cm
N/L Geom. P-delta clássica	10,40cm	3,12cm	30,73cm	9,22cm
N/L Geom. P-delta correta	9,80cm	2,94cm	23,31cm	6,99cm
Limite para valor raro --- 14,0cm Limite para valor freqüente --- 4,12cm				

Na tabela 5.7 apresentam-se os valores de deslocamento lateral total, resultantes da ação do vento, segundo seus valores raros e freqüentes, e os limites correspondentes, obtidos segundo as equações 4.2 e 4.3, para as hipóteses A, B e C.

De acordo com os resultados pode-se observar que, segundo a direção X, os deslocamentos são inferiores aos valores admissíveis.

Já, segundo a direção Y, os deslocamentos são maiores e, para as hipóteses B e C, para as quais se considera a interação solo-estrutura, os valores apresentam-se maiores do que os recomendados.

Os valores de deslocamentos apresentados pelo edifício 1 para os 25 pavimentos encontram-se nas figuras 5.6 a 5.8, para as direções X e Y. Observe-se que as escalas horizontais são diferentes para as duas direções, com vistas a uma melhor visualização.

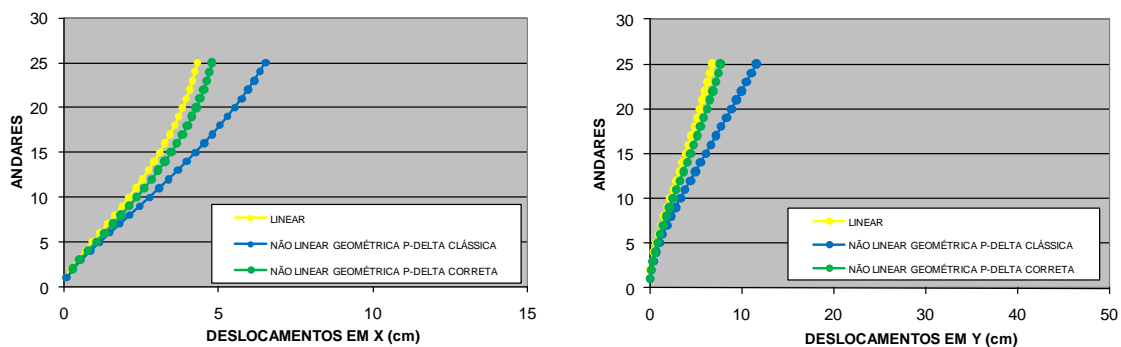


Figura 5.6 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1

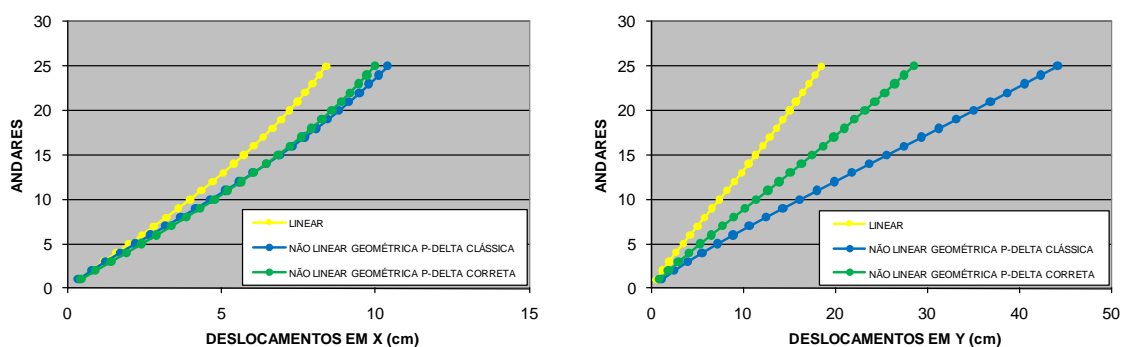


Figura 5.7 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1

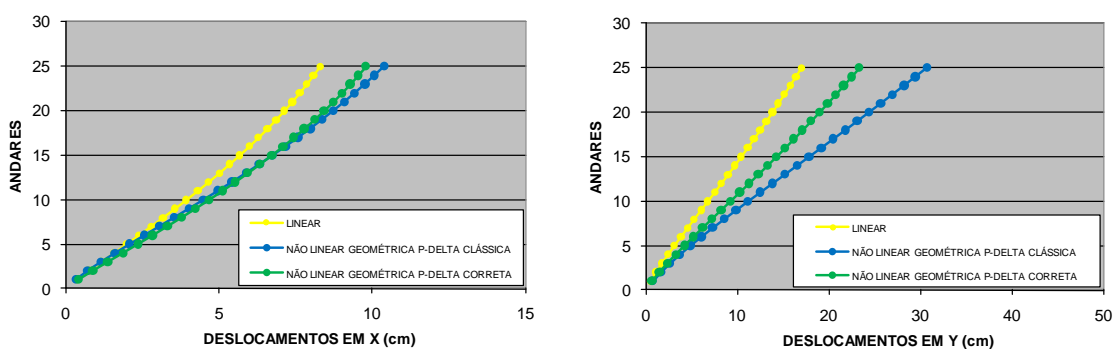


Figura 5.8 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1

Os gráficos das figuras 5.6 a 5.8 ilustram o erro provocado pela consideração das cargas verticais no cálculo da parcela linear, através da diferença de amplitude entre as curvas correspondentes a análise clássica e a correta, cujo objetivo é promover a correção.

B.2) Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav})

Tabela 5.8 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 1

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	0,24cm	0,07cm	0,34cm	0,10cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,32cm	0,10cm	0,57cm	0,17cm
N/L Geom. P-delta correta	0,27cm	0,08cm	0,38cm	0,11cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	0,42cm	0,13cm	0,80cm	0,24cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,50cm	0,15cm	1,90cm	0,57cm
N/L Geom. P-delta correta	0,50cm	0,15cm	1,24cm	0,37cm
HIPÓTESE C				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	0,41cm	0,12cm	0,74cm	0,22cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,49cm	0,15cm	1,34cm	0,40cm
N/L Geom. P-delta correta	0,49cm	0,15cm	1,02cm	0,31cm
Limite para valor raro --- 1,12cm Limite para valor freqüente --- 0,33cm				

Na tabela 5.8, apresentam-se os máximos valores de deslocamentos entre pavimentos ocorridos ao longo da altura resultantes da ação do vento, segundo seus valores raros e freqüentes, e os limites correspondentes, obtidos segundo as equações 4.4 e 4.5.

Verifica-se que para a direção X, todos são inferiores aos admissíveis para todas as hipóteses e, para a direção Y, os limites são ultrapassados para as hipóteses B e C, conforme ocorrido com os deslocamentos laterais totais.

C) Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

Aplicando-se uma ação unitária no nível do pavimento superior segundo as direções X, Y e Z, tem-se, a partir da equação 4.6, os valores de K apresentados na tabela 5.9.

Tabela 5.9 – Coeficientes de rigidez efetiva global - Edifício 1

HIPÓTESE A			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	7200,9	5314,9	702797,0
Fissurada	3930,1	3310,2	357208,2
HIPÓTESE B			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	3923,4	2279,9	550052,0
Fissurada	2497,5	1558,8	268934,8
HIPÓTESE C			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	3971,7	2451,7	553010,2
Fissurada	2512,5	1663,8	271050,1
Unidades: KN, metro, radiano			

O efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez cair 45,4% em X, 37,7% em Y e 49,2% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura fez a rigidez cair 45,5% em X, 57,1% em Y e 21,7% em Z. Já o efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez cair 65,3% em X, 70,7% em Y e 61,7% em Z. Desses valores é possível perceber que a perda de rigidez por ocasião da consideração da interação solo-estrutura é tão significativa quanto a

influência da fissuração, e que o efeito conjunto pode provocar sensível perda de rigidez, ver figuras 5.9 a 5.11.

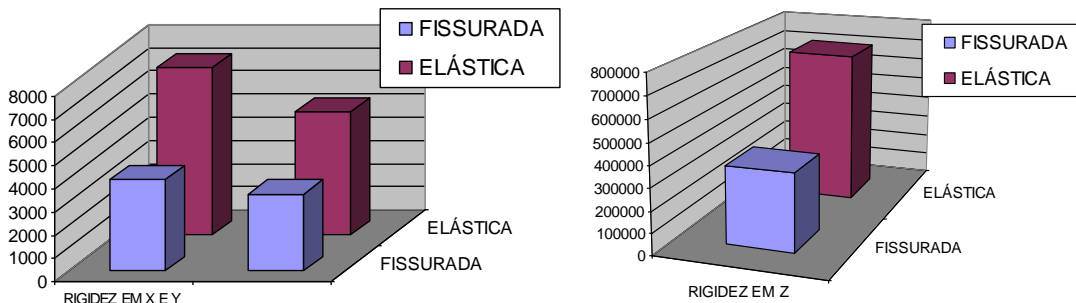


Figura 5.9 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese A, Edifício 1

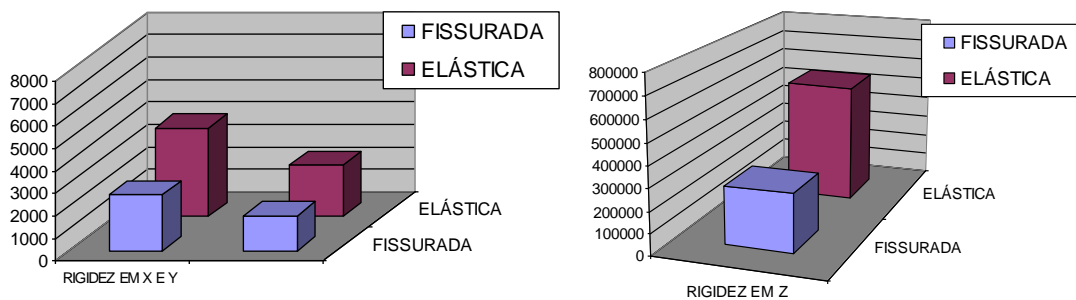


Figura 5.10 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese B, Edifício 1

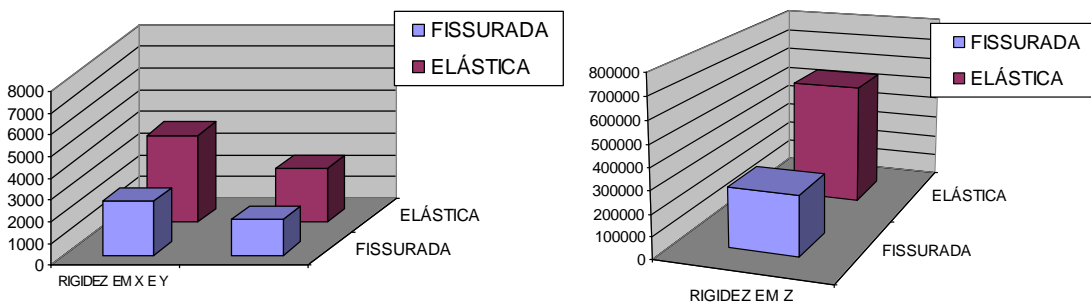


Figura 5.11 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese C, Edifício 1

D) Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})

Com vistas a obter o fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos, chega-se a partir das equações 4.7 e 4.8, aos valores de f_{crit} e f_{amp} da tabela 5.10, para ações de serviço e de cálculo, sendo estas últimas para as duas combinações descritas nas equações 4.9 e 4.10.

Quando não se considera a interação solo-estrutura (hipótese A), os resultados indicam a necessidade de avaliar os efeitos de 2ª ordem para as ações de serviço ($5 \leq f_{crit} < 11$ e $1,10 < f_{amp} \leq 1,25$), e para as ações de cálculo indicam alta sensibilidade da estrutura a esses efeitos, em geral, secundários, alertando para a necessidade de se rever o sistema estrutural por tratar-se de uma situação para a qual a utilização de métodos aproximados não é recomendável ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$).

Quando se considera a interação solo-estrutura (hipóteses B e C) a situação torna-se ainda mais desfavorável, por se tratar de uma situação não recomendável inclusive para as ações de serviço ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$). Portanto, a estrutura em questão, para qualquer uma das três hipóteses avaliadas, apresenta alta sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem.

Tabela 5.10 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 1

HIPÓTESE A				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	8,54	1,13	7,99	1,14
Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	3,51	1,40	3,28	1,44
	3,21	1,45	2,99	1,50
HIPÓTESE B				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	4,94	1,25	3,28	1,44
Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	2,44	1,70	1,94	2,06
	2,18	1,85	1,77	2,30
HIPÓTESE C				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	4,95	1,25	3,67	1,37
Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	2,49	1,67	2,03	1,97
	2,23	1,81	1,86	2,17

Nas figuras 5.12 a 5.14, apresentam-se os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura já mostrados nas figuras 5.6 a 5.8, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada pelo fator de amplificação f_{amp} dado na tabela 5.10.

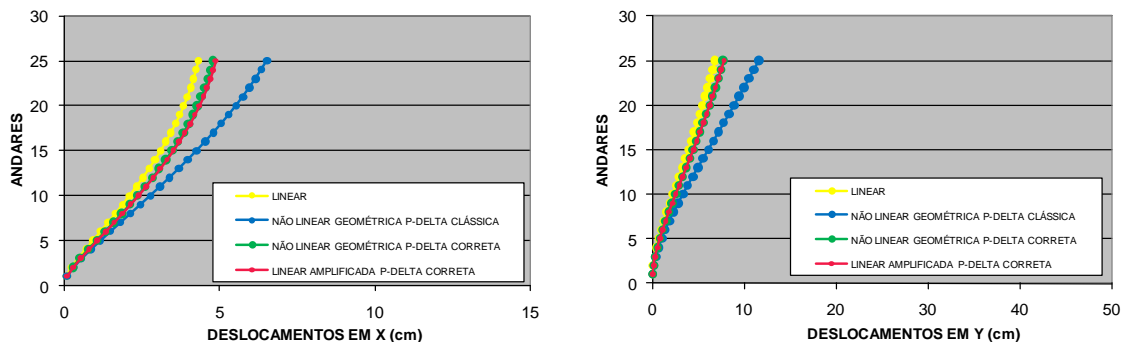


Figura 5.12 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1

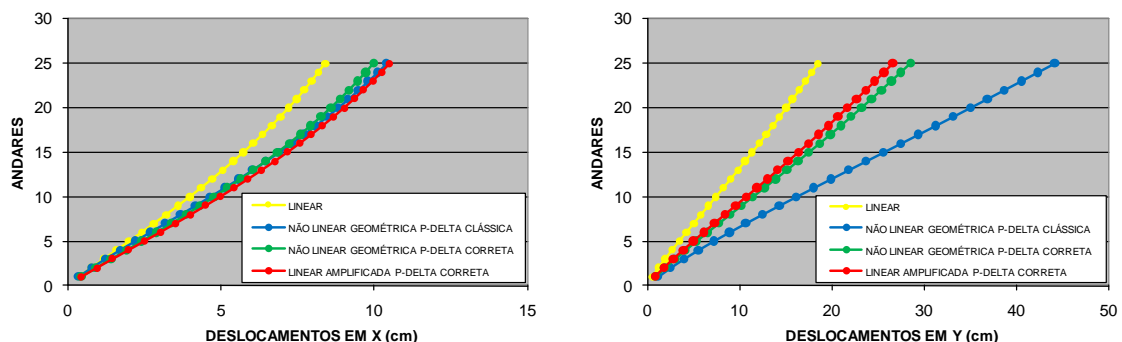


Figura 5.13 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1

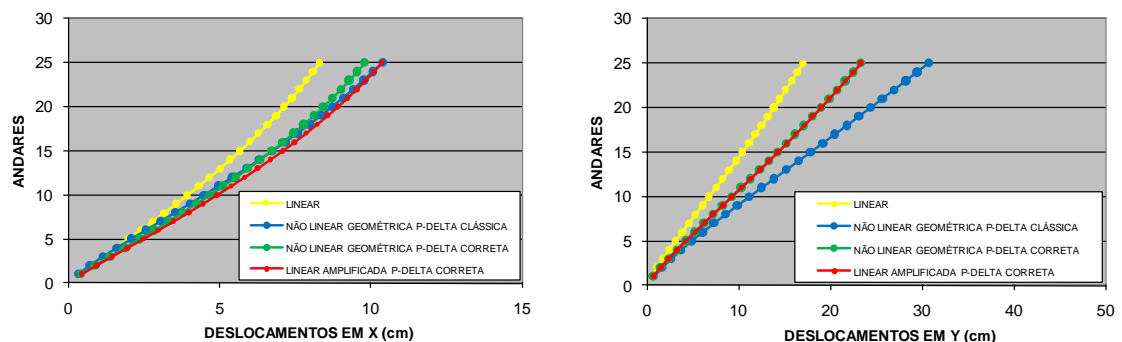


Figura 5.14 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1

Observe-se que as curvas que representam os deslocamentos resultantes das análises não linear geométrica correta (cor vermelha) e linear amplificada P-

delta correta (cor verde) estão sempre muito próximas ou coincidem, como ocorre na direção Y para as hipóteses A e C, mostrando-se como uma aproximação de excelente qualidade.

E) Coeficiente γ_z

Aplicando-se ao edifício 1 a equação 4.11, chega-se aos valores de γ_z a seguir:

Tabela 5.11 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 1

HIPÓTESE A			HIPÓTESE B			HIPÓTESE C		
Combinações	X	Y	Combinações	X	Y	Combinações	X	Y
Serviço	1,09	1,08	Serviço	1,18	1,30	Serviço	1,18	1,26
Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,25	1,18	Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,46	1,72	Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,45	1,61
	1,29	1,20		1,53	1,87		1,53	1,73

Tanto para as ações em serviço quanto para as ações de cálculo, os valores do coeficiente γ_z apresentam-se inferiores aos valores de f_{amp} , como se vê nos gráficos da figura 5.15.

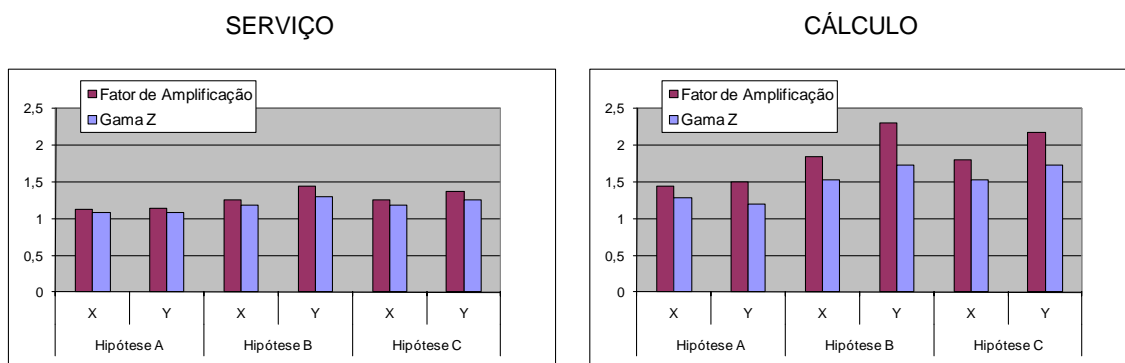


Figura 5.15 – Comparação entre f_{amp} e γ_z – Edifício 1

Sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 3,5% em X e 5,2% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 11% em X e de 20% em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura através da hipótese B, mais desfavorável, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 5,6% em X e 9,7% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 17,3% em X e de 18,7% em Y.

Observe-se também que apenas a hipótese A obedece ao limite de 1,30 para ações de cálculo. Para as demais hipóteses as diferenças entre os valores f_{amp} e γ_z são ainda mais representativas, o que demonstra grande sensibilidade da estrutura e precisão insuficiente do coeficiente γ_z na avaliação dos esforços.

As figuras 5.16 a 5.18 apresentam os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura já mostrados nas figuras 5.12 a 5.14, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada por γ_z dado na tabela 5.11.

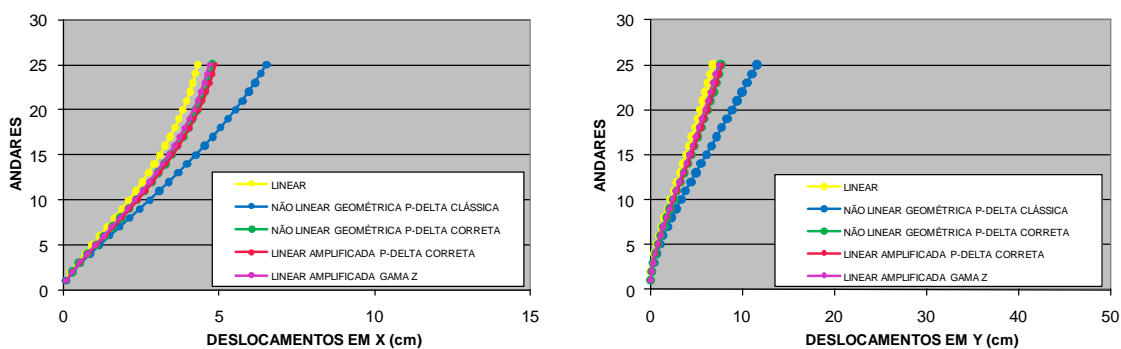


Figura 5.16 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 1

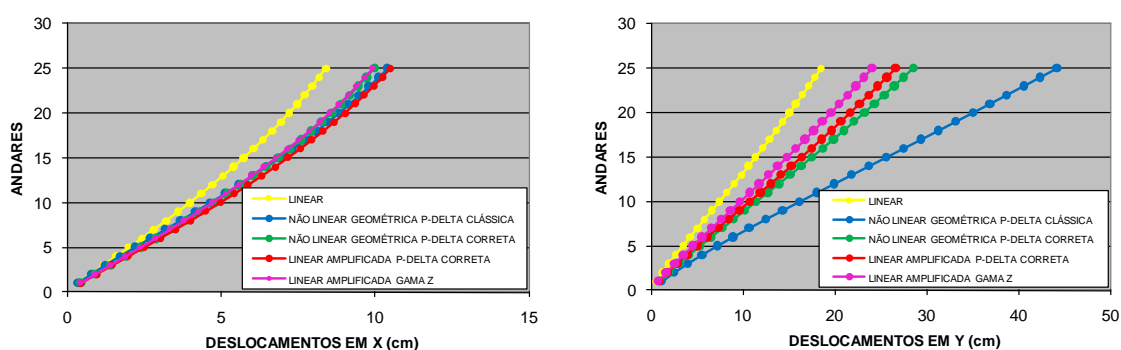


Figura 5.17 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 1

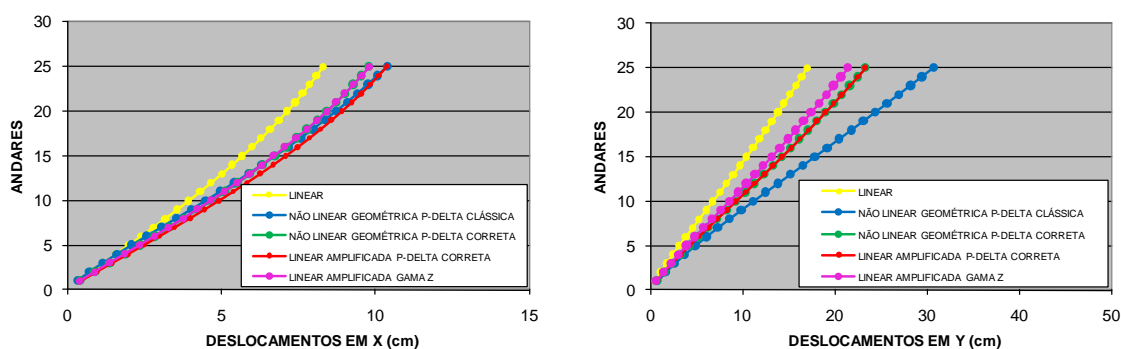


Figura 5.18 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 1

Os valores apresentados nas figuras 5.16 a 5.18 resultam em curvas bastante dispersas indicando uma diferença significativa na avaliação dos deslocamentos.

Nas figuras 5.19 a 5.21 apresentam-se os momentos fletores na extremidade inicial da viga V_4 para o vento na direção X, e na extremidade inicial da viga V_{13} para a direção Y, com seus valores de cálculo, como também considerando os majoradores γ_z e f_{amp} .

Para análise dos esforços, utilizou-se a combinação 1, oriunda da equação 4.9, não sendo necessário apresentar também os resultados para a combinação 2 por serem semelhantes.

A distribuição de momentos fletores ao longo da altura evidencia a sensível diferença entre os esforços majorados por f_{amp} e por γ_z , como também entre a consideração ou não da interação solo-estrutura. Esta última verificada pela diferença de traçado entre os gráficos referentes a hipótese A e os referentes às hipóteses B e C.

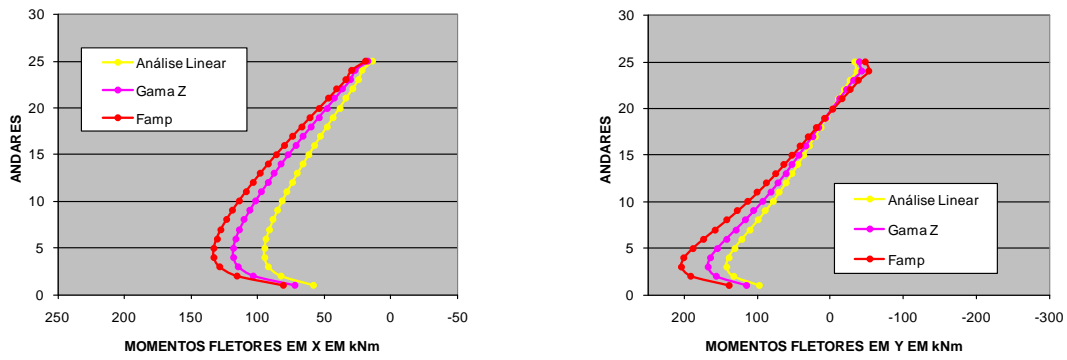


Figura 5.19 – Momentos fletores – Hipótese A, Edifício 1, Combinação 1

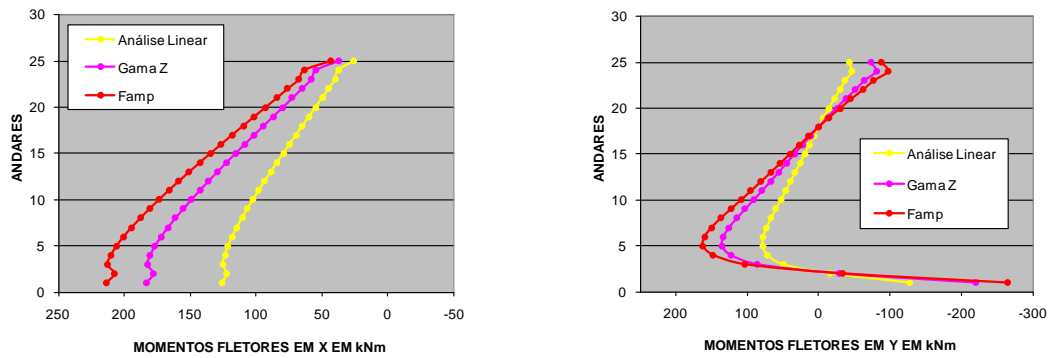


Figura 5.20 – Momentos fletores – Hipótese B, Edifício 1, Combinação 1

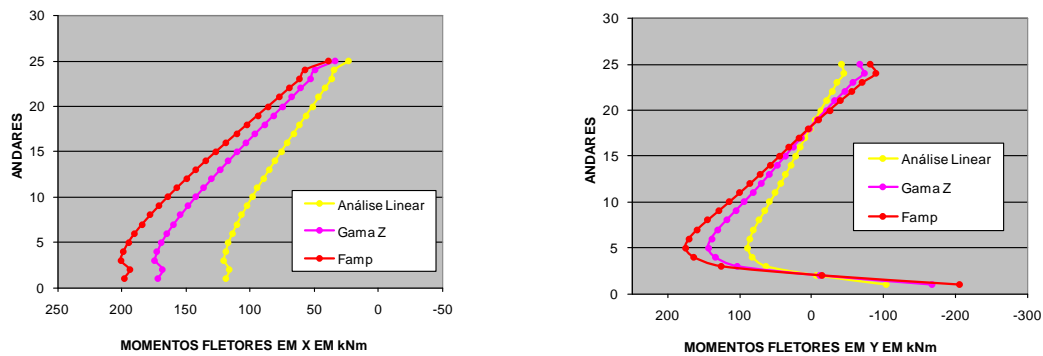


Figura 5.21 – Momentos fletores – Hipótese C, Edifício 1, Combinação 1

F) Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a equação 4.13, a estrutura do edifício 1 apresenta os seguintes valores para α :

Sendo $\alpha_1 = 0,6$ ($n \geq 4$), para ambas as direções $\alpha > \alpha_1$. Portanto, a estrutura é classificada como de nós móveis. Estes resultados mostram-se coerentes com os resultados obtidos através dos métodos do coeficiente γ_z e do fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos.

Tabela 5.12 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 1

Direção X	Direção Y
$\alpha_x = 1,26$	$\alpha_y = 0,91$

G) Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

De acordo com a equação 4.15, referente ao cálculo do índice de esbeltez efetiva segundo o CEB (1978), tem-se, para a estrutura do edifício 1, os valores apresentados na tabela 5.13.

Tabela 5.13 – Índices de esbeltez efetiva - Edifício 1

	HIPÓTESE A		HIPÓTESE B		HIPÓTESE C	
	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y
Reg. Elástico	66,6	89,8	86,5	113,4	85,9	109,4
Reg. Fissurado	90,1	111,7	108,4	137,2	108,1	132,8

Segundo esses resultados, a estrutura do edifício 1 para a hipótese A, é classificada como de esbeltez moderada em X e de esbeltez média em Y, em regime elástico. Já em regime fissurado, na direção X a esbeltez passa para média, enquanto que em Y torna-se alta.

Para as hipóteses B e C, em regime elástico a esbeltez é classificada como média na direção X e como alta na direção Y. Já em regime fissurado a situação agrava-se passando a ser de alta esbeltez em ambas as direções.

Através da figura 5.22 é possível perceber que, da mesma forma que ocorreu com a rigidez efetiva global, a esbeltez efetiva também é sensivelmente afetada pela fissuração e pela interação solo-estrutura.

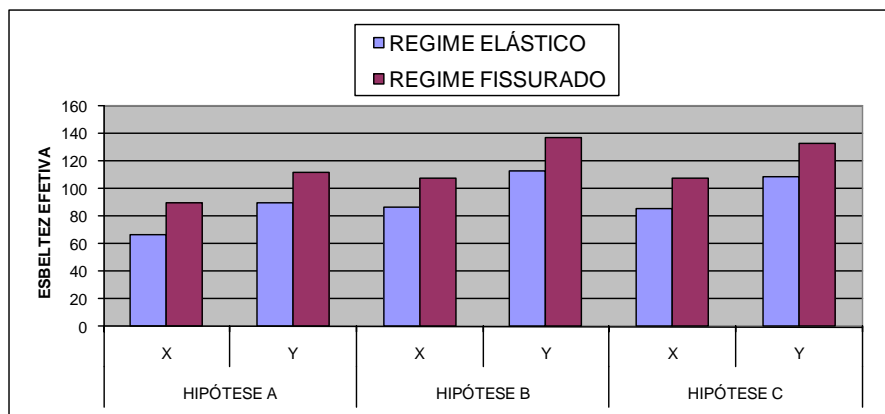


Figura 5.22 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 1

H) Freqüência fundamental (f_1)

A Tabela 5.14 apresenta os valores de freqüência fundamental obtidos para o edifício 1, segundo a NBR 6123:1988 através da equação 4.16, como também segundo a análise da estrutura global na condição de vibrações livres, pelo Método de Rayleigh-Ritz.

De acordo com os valores de freqüência apresentados na tabela 5.14 e através da figura 5.23, é possível perceber a grande diferença entre os valores encontrados através dos métodos de Rayleigh-Ritz e da NBR 6123:1988.

Tabela 5.14 – Freqüência fundamental – Edifício 1

HIPÓTESE A			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,903Hz	NBR 6123:1988	0,903Hz
Análise Dinâmica	0,261Hz	Análise Dinâmica	0,204Hz
HIPÓTESE B			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,903Hz	NBR 6123:1988	0,903Hz
Análise Dinâmica	0,081Hz	Análise Dinâmica	0,056Hz
HIPÓTESE C			
Modo lateral - Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,903Hz	NBR 6123:1988	0,903Hz
Análise Dinâmica	0,083Hz	Análise Dinâmica	0,063Hz

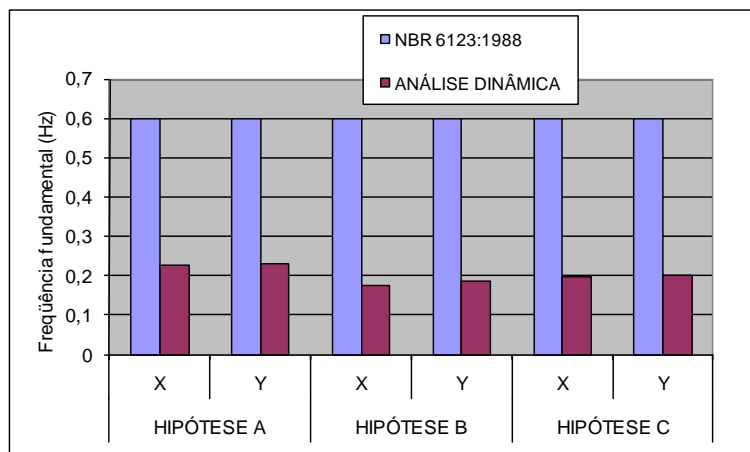


Figura 5.23 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 1

Além da grande diferença entre os resultados apresentados pelos dois métodos, nota-se que a expressão da NBR 6123:1988 não contempla as diferentes condições de apoio, fato que, segundo os resultados obtidos pelo método de Rayleigh-Ritz, é responsável por sensível mudança nos resultados, pois para a hipótese B, a frequência reduz 69% em X e 73% em Y, e para a hipótese C a redução é de 68% em X e de 70% em Y.

Na tabela 5.15 apresentam-se os valores de período e frequência referente aos 10 primeiros modos de vibração, calculados através do programa TQS, para a hipótese de apoios indeslocáveis.

Tabela 5.15 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 1

MODO DE VIBRAÇÃO	PERÍODO (s)	FREQÜÊNCIA (Hz)
1	5,961	0,168
2	3,920	0,255
3	3,034	0,330
4	1,829	0,547
5	0,964	1,037
6	0,942	1,062
7	0,856	1,168
8	0,601	1,665
9	0,431	2,322
10	0,409	2,443

Outro fato importante a ser observado é que a estrutura em questão apresenta frequência natural muito inferior a 1Hz por ambos os métodos, para as duas

direções e para todas as hipóteses. Segundo a NBR 6123:1988, isso indica que o carregamento proveniente da ação do vento baseado em forças “estáticas” não fornece bons resultados. Para casos como esse, torna-se obrigatório o cálculo da ação do vento através de métodos dinâmicos, a fim de considerar a resposta dinâmica total, apresentada na tabela 5.16.

Conforme visto em 4.2.9, nesse trabalho propõe-se ao invés da aplicação da ação do vento baseado em forças “estáticas”, prática comum dos escritórios de projeto, adotar um coeficiente de amplificação sobre as ações “estáticas” do vento (C_{amp}) de forma a obter uma resposta dinâmica total aproximada. Os valores do coeficiente C_{amp} serão conhecidos no item (I).

Tabela 5.16 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 1

DIREÇÃO X		
ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (kN)	
	HIPÓTESE A	HIPÓTESES B e C
1	4,078	4,242
2	6,034	6,412
3	7,584	8,169
4	9,014	9,819
5	10,378	11,414
6	11,698	12,974
7	12,989	14,514
8	14,259	16,039
9	15,513	17,555
10	16,756	19,066
11	17,991	20,573
12	19,219	22,079
13	20,443	23,585
14	21,663	25,091
15	22,880	26,599
16	24,096	28,109
17	25,310	29,622
18	26,525	31,138
19	27,739	32,657
20	28,953	34,179
21	30,168	35,705
22	31,384	37,235
23	32,600	38,769
24	33,819	40,307
25	34,428	41,077

DIREÇÃO Y		
ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (kN)	
	HIPÓTESE A	HIPÓTESES B e C
1	6.369	6,761
2	9.299	10,202
3	11.588	12,983
4	13.672	15,593
5	15.639	18,112
6	17.528	20,575
7	19.363	23,003
8	21.159	25,408
9	22.924	27,798
10	24.666	30,178
11	26.389	32,552
12	28.097	34,923
13	29.793	37,293
14	31.480	39,664
15	33.159	42,036
16	34.832	44,412
17	36.500	46,791
18	38.164	49,175
19	39.824	51,563
20	41.482	53,956
21	43.138	56,355
22	44.793	58,76
23	46.447	61,17
24	48.100	63,586
25	48.927	64,796

I) Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp})

A fim de obter a magnitude dos efeitos dinâmicos em relação aos estáticos, aplicou-se a equação 4.17 para as direções X e Y, obtendo-se os coeficientes de amplificação mostrados na tabela 5.17.

Tabela 5.17 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 1

HIPÓTESE A		HIPÓTESE B		HIPÓTESE C	
$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$	$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$	$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$
1,02	0,92	1,20	1,18	1,20	1,18

Os resultados apresentados na tabela 5.17 mostram que a amplificação dinâmica na direção das rajadas, segundo a hipótese A, é de apenas 2% para a direção X e de 0% para Y, por ser uma incoerência utilizar um majorador menor que a unidade. Porém, quando se considera o efeito da interação solo estrutura, percebe-se que o efeito dinâmico do vento assume maiores proporções com relação ao efeito estático atingindo 20% na direção X e 18% na direção Y para as hipóteses B e C.

Usando os valores da tabela 5.17 como amplificadores das ações “estáticas” do vento tem-se a situação apresentada nas figuras 5.24 e 5.25, que mostram as diferenças oriundas da consideração ou não da parcela flutuante no cálculo da ação do vento.

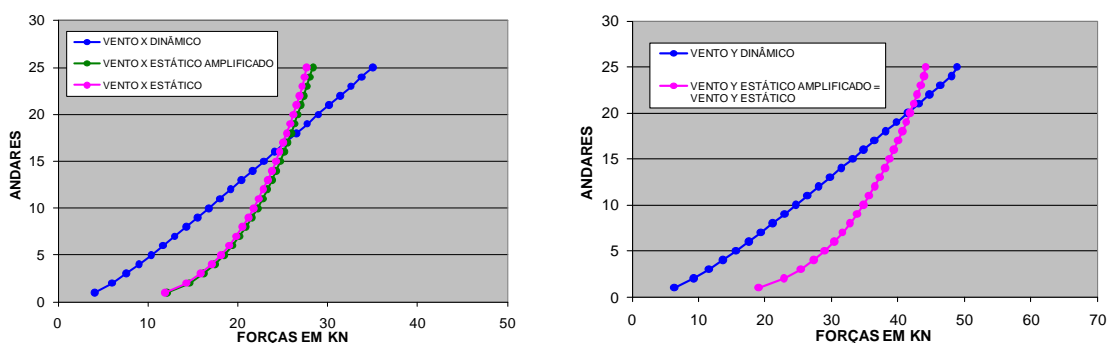


Figura 5.24 – Valores de ação do vento – Hipótese A, Edifício 1

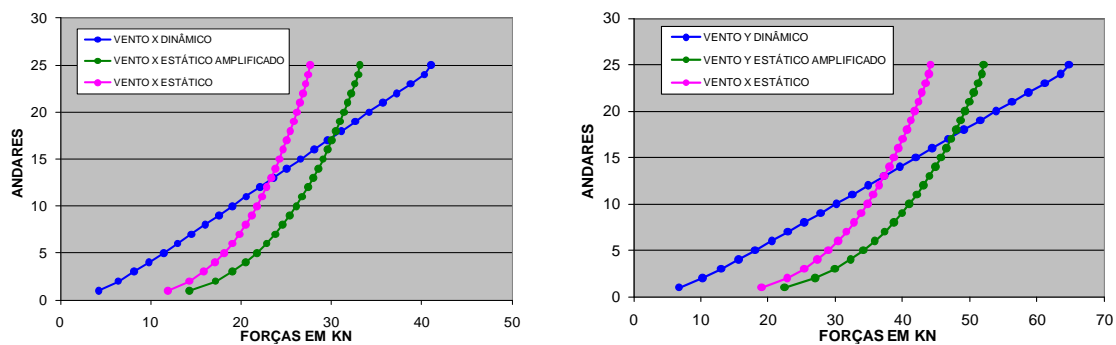


Figura 5.25 – Valores de ação do vento – Hipóteses B e C, Edifício 1

Os gráficos mostram que para os andares inferiores, considerar o vento como estático leva a valores conservadores, enquanto que para os andares superiores, cujo efeito de momento é mais relevante, esses valores estão aquém dos recomendados por norma.

Considerando-se a hipótese A, essas diferenças na amplitude da ação de vento são menos representativas, porém, quando se considera a interação solo-estrutura (hipóteses B e C) esse efeito é agravado, podendo ser atenuado através da adoção do coeficiente de amplificação C_{amp} .

J) Aceleração para verificação do conforto humano

Com vistas a verificar se a ação do vento sobre o edifício 1 pode provocar estados limites de serviço relacionados ao desconforto dos ocupantes, foram calculadas as acelerações, para os diversos níveis da edificação, segundo as três hipóteses adotadas.

Segundo a hipótese A direção X (figura 5.26), a estrutura encontra-se na zona 1 (vibração imperceptível) ao longo de toda a altura para os períodos de recorrências de 2, 5 e 10 anos. Para o período de 50 anos, a partir do 18º andar, a estrutura passa à zona 2 (vibração perceptível, mas não incômoda).

Já para a direção Y (figura 5.27), para os períodos de recorrência de 2 e 5 anos, a estrutura encontra-se na zona 1 (vibração imperceptível). Para os períodos de recorrência de 10 e 50 anos, a estrutura atinge a zona 2 (vibração

perceptível, mas não incômoda) a partir do 20º e do 16º andares, respectivamente.

Para as demais hipóteses (B e C) a estrutura permaneceu na zona 1 (vibração imperceptível) ao longo de toda a altura para todos os tempos de recorrência considerados, (figuras 5.28 a 5.31).

Da análise desses resultados percebe-se que a consideração da interação solo-estrutura, ou seja, que a deslocabilidade dos apoios (hipóteses B e C), reduz as acelerações provocadas pela ação do vento.

A indicação da NBR 6123:1988 relativa ao limite para a aceleração de não exceder o valor $0,1 \text{ m/s}^2$ não foi ultrapassada em nenhuma das hipóteses, para nenhum dos tempos de recorrência considerados.

Tabela 5.18 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0003	1	0,0004	1	0,0005	1	0,0010	1
2	5,6	0,0010	1	0,0014	1	0,0017	1	0,0031	1
3	8,4	0,0019	1	0,0026	1	0,0033	1	0,0058	1
4	11,2	0,0029	1	0,0040	1	0,0050	1	0,0088	1
5	14,0	0,0039	1	0,0054	1	0,0068	1	0,0119	1
6	16,8	0,0050	1	0,0069	1	0,0086	1	0,0152	1
7	19,6	0,0061	1	0,0083	1	0,0104	1	0,0184	1
8	22,4	0,0071	1	0,0098	1	0,0123	1	0,0217	1
9	25,2	0,0082	1	0,0113	1	0,0141	1	0,0250	1
10	28,0	0,0093	1	0,0128	1	0,0160	1	0,0282	1
11	30,8	0,0103	1	0,0142	1	0,0178	1	0,0314	1
12	33,6	0,0113	1	0,0156	1	0,0195	1	0,0345	1
13	36,4	0,0123	1	0,0170	1	0,0213	1	0,0375	1
14	39,2	0,0133	1	0,0183	1	0,0229	1	0,0405	1
15	42,0	0,0142	1	0,0196	1	0,0245	1	0,0433	1
16	44,8	0,0151	1	0,0208	1	0,0261	1	0,0460	1
17	47,6	0,0160	1	0,0220	1	0,0275	1	0,0486	1
18	50,4	0,0168	1	0,0231	1	0,0289	1	0,0510	2
19	53,2	0,0175	1	0,0241	1	0,0302	1	0,0533	2
20	56,0	0,0182	1	0,0250	1	0,0314	1	0,0554	2
21	58,8	0,0188	1	0,0259	1	0,0325	1	0,0573	2
22	61,6	0,0194	1	0,0267	1	0,0334	1	0,0590	2
23	64,4	0,0199	1	0,0274	1	0,0343	1	0,0605	2
24	67,2	0,0203	1	0,0280	1	0,0350	1	0,0618	2
25	70,0	0,0207	1	0,0285	1	0,0357	1	0,0630	2

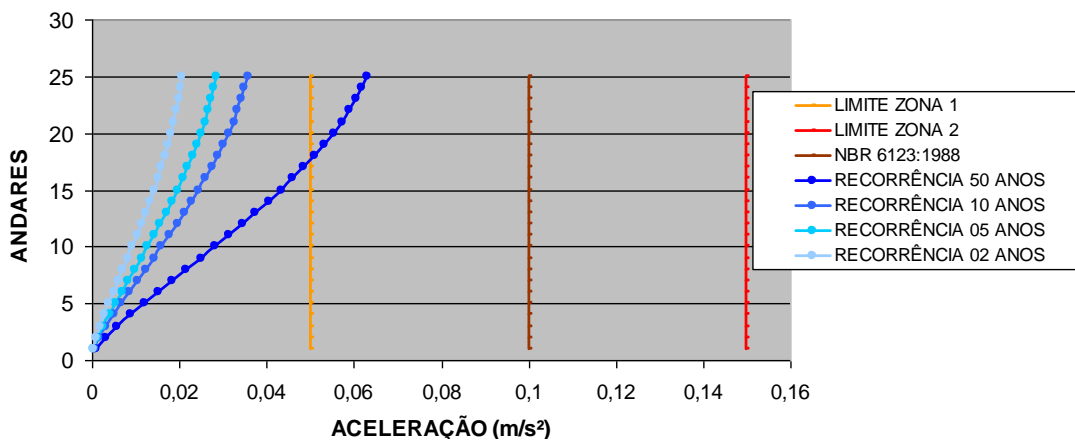


Figura 5.26 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 1

Tabela 5.19 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0002	1	0,0002	1	0,0003	1	0,0004	1
2	5,6	0,0006	1	0,0008	1	0,0011	1	0,0015	1
3	8,4	0,0012	1	0,0017	1	0,0024	1	0,0031	1
4	11,2	0,0021	1	0,0028	1	0,0040	1	0,0053	1
5	14,0	0,0031	1	0,0042	1	0,0060	1	0,0079	1
6	16,8	0,0043	1	0,0058	1	0,0083	1	0,0109	1
7	19,6	0,0056	1	0,0075	1	0,0108	1	0,0142	1
8	22,4	0,0070	1	0,0094	1	0,0135	1	0,0177	1
9	25,2	0,0084	1	0,0114	1	0,0163	1	0,0215	1
10	28,0	0,0100	1	0,0135	1	0,0193	1	0,0254	1
11	30,8	0,0116	1	0,0157	1	0,0224	1	0,0295	1
12	33,6	0,0132	1	0,0179	1	0,0256	1	0,0337	1
13	36,4	0,0149	1	0,0202	1	0,0288	1	0,0380	1
14	39,2	0,0166	1	0,0225	1	0,0321	1	0,0423	1
15	42,0	0,0183	1	0,0247	1	0,0354	1	0,0466	1
16	44,8	0,0200	1	0,0270	1	0,0386	1	0,0508	2
17	47,6	0,0216	1	0,0293	1	0,0418	1	0,0551	2
18	50,4	0,0233	1	0,0315	1	0,0450	1	0,0593	2
19	53,2	0,0249	1	0,0337	1	0,0482	1	0,0634	2
20	56,0	0,0265	1	0,0359	1	0,0513	2	0,0675	2
21	58,8	0,0281	1	0,0380	1	0,0543	2	0,0715	2
22	61,6	0,0296	1	0,0401	1	0,0573	2	0,0755	2
23	64,4	0,0312	1	0,0422	1	0,0602	2	0,0793	2
24	67,2	0,0326	1	0,0442	1	0,0631	2	0,0831	2
25	70,0	0,0341	1	0,0462	1	0,0660	2	0,0869	2

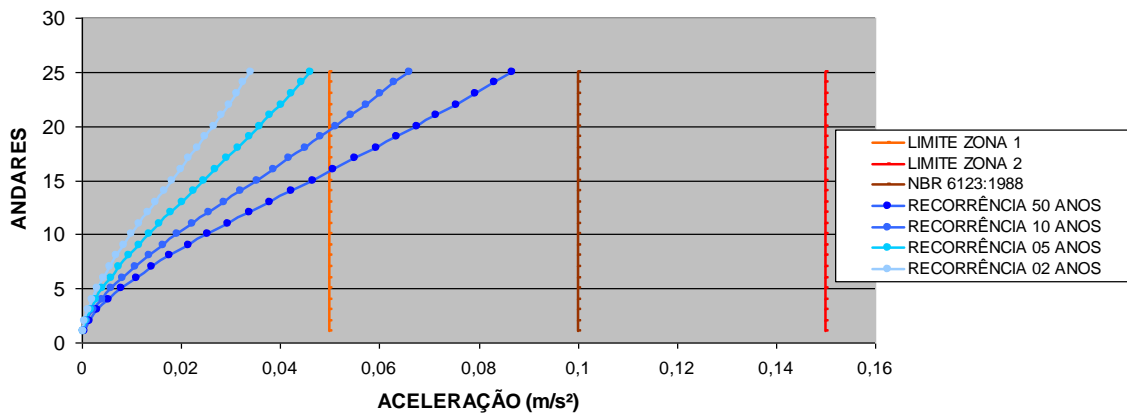


Figura 5.27 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 1

Tabela 5.20 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0002	1	0,0003	1	0,0004	1	0,0007	1
2	5,6	0,0005	1	0,0007	1	0,0008	1	0,0015	1
3	8,4	0,0007	1	0,0010	1	0,0013	1	0,0023	1
4	11,2	0,0010	1	0,0014	1	0,0018	1	0,0031	1
5	14,0	0,0012	1	0,0018	1	0,0023	1	0,0039	1
6	16,8	0,0015	1	0,0021	1	0,0027	1	0,0048	1
7	19,6	0,0017	1	0,0025	1	0,0032	1	0,0056	1
8	22,4	0,0020	1	0,0029	1	0,0037	1	0,0064	1
9	25,2	0,0023	1	0,0032	1	0,0042	1	0,0072	1
10	28,0	0,0025	1	0,0036	1	0,0046	1	0,0081	1
11	30,8	0,0028	1	0,0040	1	0,0051	1	0,0089	1
12	33,6	0,0030	1	0,0043	1	0,0056	1	0,0097	1
13	36,4	0,0033	1	0,0047	1	0,0060	1	0,0104	1
14	39,2	0,0035	1	0,005	1	0,0065	1	0,0112	1
15	42,0	0,0037	1	0,0054	1	0,0069	1	0,012	1
16	44,8	0,004	1	0,0057	1	0,0073	1	0,0127	1
17	47,6	0,0042	1	0,0060	1	0,0077	1	0,0134	1
18	50,4	0,0044	1	0,0063	1	0,0081	1	0,0141	1
19	53,2	0,0046	1	0,0066	1	0,0085	1	0,0147	1
20	56,0	0,0048	1	0,0069	1	0,0088	1	0,0153	1
21	58,8	0,0050	1	0,0071	1	0,0092	1	0,0159	1
22	61,6	0,0052	1	0,0074	1	0,0095	1	0,0165	1
23	64,4	0,0053	1	0,0076	1	0,0098	1	0,0171	1
24	67,2	0,0055	1	0,0079	1	0,0101	1	0,0176	1
25	70,0	0,0056	1	0,0081	1	0,0104	1	0,0181	1

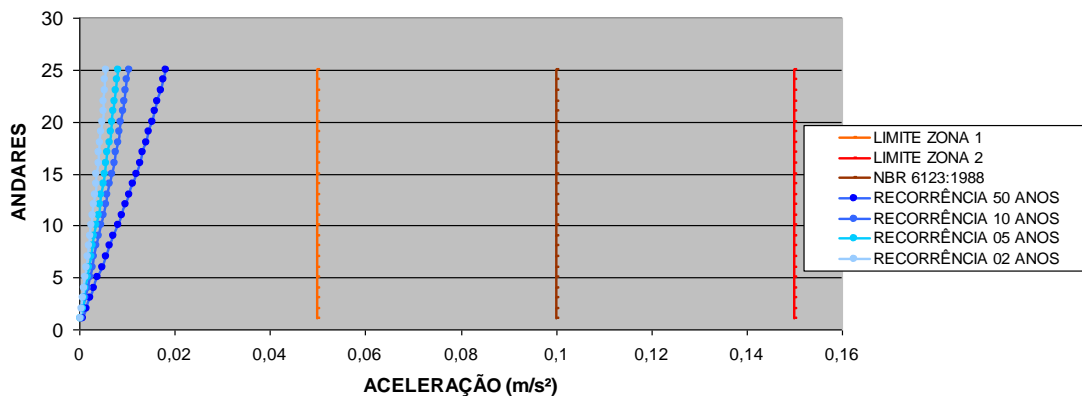


Figura 5.28 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 1

Tabela 5.21 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0002	1	0,0004	1	0,0004	1	0,0008	1
2	5,6	0,0005	1	0,0008	1	0,0009	1	0,0017	1
3	8,4	0,0008	1	0,0012	1	0,0015	1	0,0026	1
4	11,2	0,0011	1	0,0017	1	0,0021	1	0,0036	1
5	14,0	0,0015	1	0,0021	1	0,0026	1	0,0047	1
6	16,8	0,0018	1	0,0026	1	0,0032	1	0,0057	1
7	19,6	0,0022	1	0,0031	1	0,0039	1	0,0068	1
8	22,4	0,0025	1	0,0036	1	0,0045	1	0,0079	1
9	25,2	0,0029	1	0,0041	1	0,0051	1	0,0090	1
10	28,0	0,0032	1	0,0046	1	0,0058	1	0,0101	1
11	30,8	0,0036	1	0,0051	1	0,0064	1	0,0113	1
12	33,6	0,0039	1	0,0057	1	0,0070	1	0,0124	1
13	36,4	0,0043	1	0,0062	1	0,0077	1	0,0135	1
14	39,2	0,0046	1	0,0067	1	0,0083	1	0,0146	1
15	42,0	0,0050	1	0,0072	1	0,0089	1	0,0157	1
16	44,8	0,0053	1	0,0077	1	0,0095	1	0,0168	1
17	47,6	0,0057	1	0,0082	1	0,0102	1	0,0179	1
18	50,4	0,0060	1	0,0087	1	0,0108	1	0,0190	1
19	53,2	0,0064	1	0,0092	1	0,0114	1	0,0200	1
20	56,0	0,0067	1	0,0096	1	0,0120	1	0,0211	1
21	58,8	0,0070	1	0,0101	1	0,0125	1	0,0221	1
22	61,6	0,0073	1	0,0106	1	0,0131	1	0,0231	1
23	64,4	0,0077	1	0,0110	1	0,0137	1	0,0241	1
24	67,2	0,0080	1	0,0115	1	0,0143	1	0,0251	1
25	70,0	0,0083	1	0,0119	1	0,0148	1	0,0261	1

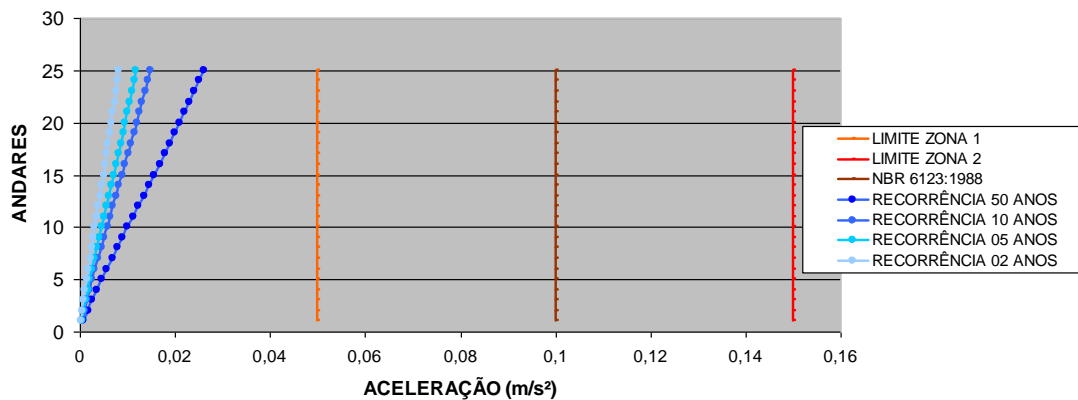


Figura 5.29 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 1

Tabela 5.22 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese C, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0002	1	0,0003	1	0,0004	1	0,0007	1
2	5,6	0,0005	1	0,0007	1	0,0009	1	0,0015	1
3	8,4	0,0007	1	0,0011	1	0,0014	1	0,0023	1
4	11,2	0,0010	1	0,0014	1	0,0018	1	0,0032	1
5	14,0	0,0013	1	0,0018	1	0,0023	1	0,0041	1
6	16,8	0,0015	1	0,0022	1	0,0028	1	0,0049	1
7	19,6	0,0018	1	0,0026	1	0,0033	1	0,0058	1
8	22,4	0,0021	1	0,0030	1	0,0038	1	0,0067	1
9	25,2	0,0024	1	0,0034	1	0,0043	1	0,0075	1
10	28,0	0,0026	1	0,0037	1	0,0048	1	0,0084	1
11	30,8	0,0029	1	0,0041	1	0,0053	1	0,0092	1
12	33,6	0,0031	1	0,0045	1	0,0058	1	0,0100	1
13	36,4	0,0034	1	0,0049	1	0,0062	1	0,0108	1
14	39,2	0,0036	1	0,0052	1	0,0067	1	0,0116	1
15	42,0	0,0039	1	0,0056	1	0,0071	1	0,0124	1
16	44,8	0,0041	1	0,0059	1	0,0076	1	0,0132	1
17	47,6	0,0043	1	0,0062	1	0,0080	1	0,0139	1
18	50,4	0,0046	1	0,0065	1	0,0084	1	0,0146	1
19	53,2	0,0048	1	0,0068	1	0,0088	1	0,0153	1
20	56,0	0,0050	1	0,0071	1	0,0092	1	0,0159	1
21	58,8	0,0052	1	0,0074	1	0,0095	1	0,0165	1
22	61,6	0,0054	1	0,0077	1	0,0099	1	0,0171	1
23	64,4	0,0055	1	0,0079	1	0,0102	1	0,0177	1
24	67,2	0,0057	1	0,0082	1	0,0105	1	0,0182	1
25	70,0	0,0059	1	0,0084	1	0,0108	1	0,0187	1

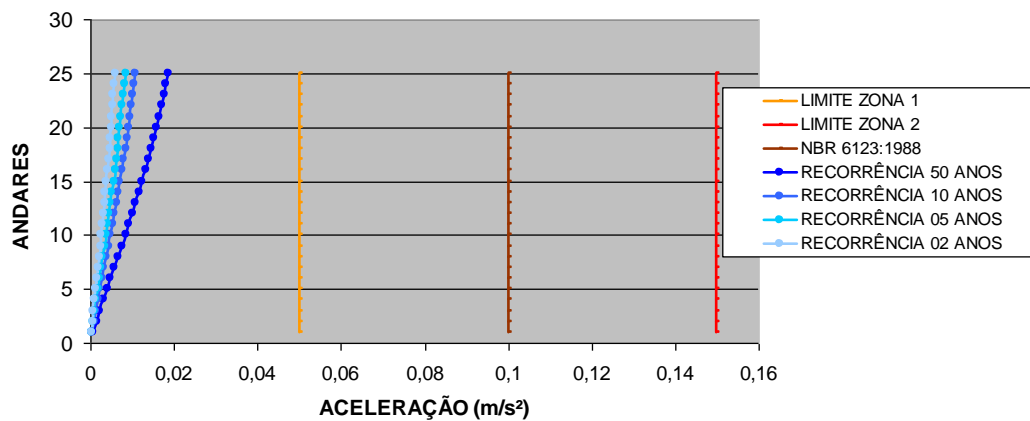


Figura 5.30 – Acelerações – Direção X, Hipótese C, Edifício 1

Tabela 5.23 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese C, Edifício 1

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,8	0,0003	1	0,0002	1	0,0003	1	0,0008	1
2	5,6	0,0006	1	0,0005	1	0,0007	1	0,0018	1
3	8,4	0,0009	1	0,0009	1	0,0011	1	0,0028	1
4	11,2	0,0013	1	0,0012	1	0,0015	1	0,0039	1
5	14,0	0,0016	1	0,0015	1	0,0019	1	0,0051	1
6	16,8	0,0020	1	0,0019	1	0,0023	1	0,0063	1
7	19,6	0,0024	1	0,0023	1	0,0028	1	0,0075	1
8	22,4	0,0028	1	0,0026	1	0,0033	1	0,0087	1
9	25,2	0,0032	1	0,0030	1	0,0037	1	0,0100	1
10	28,0	0,0036	1	0,0034	1	0,0042	1	0,0113	1
11	30,8	0,0040	1	0,0038	1	0,0047	1	0,0126	1
12	33,6	0,0044	1	0,0041	1	0,0052	1	0,0138	1
13	36,4	0,0049	1	0,0045	1	0,0056	1	0,0151	1
14	39,2	0,0053	1	0,0049	1	0,0061	1	0,0164	1
15	42,0	0,0057	1	0,0053	1	0,0066	1	0,0176	1
16	44,8	0,0061	1	0,0057	1	0,0070	1	0,0189	1
17	47,6	0,0065	1	0,0060	1	0,0075	1	0,0201	1
18	50,4	0,0069	1	0,0064	1	0,0079	1	0,0213	1
19	53,2	0,0073	1	0,0068	1	0,0084	1	0,0225	1
20	56,0	0,0076	1	0,0071	1	0,0088	1	0,0237	1
21	58,8	0,0080	1	0,0075	1	0,0093	1	0,0249	1
22	61,6	0,0084	1	0,0078	1	0,0097	1	0,0261	1
23	64,4	0,0088	1	0,0082	1	0,0101	1	0,0272	1
24	67,2	0,0091	1	0,0085	1	0,0106	1	0,0283	1
25	70,0	0,0095	1	0,0088	1	0,0110	1	0,0295	1

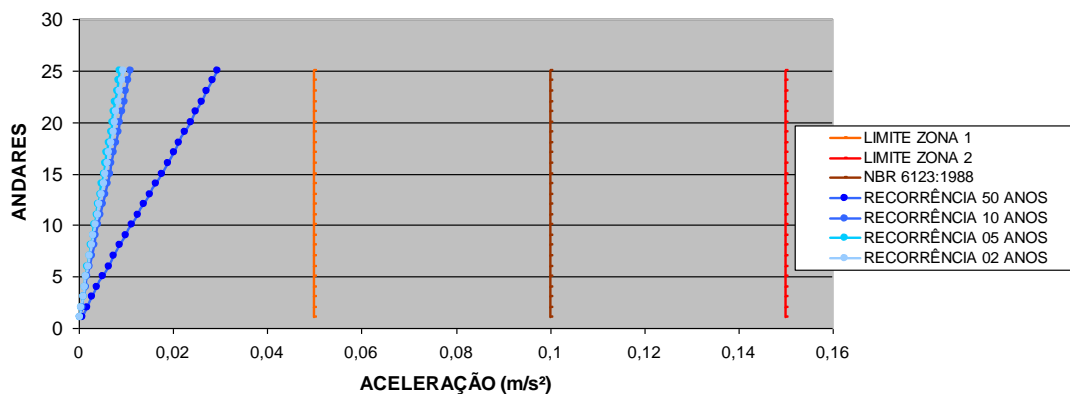


Figura 5.31 – Acelerações – Direção Y, Hipótese C, Edifício 1

K) Fator de carga de colapso (f_{cc})

A figura 5.32 apresenta o trecho da planta baixa de forma onde se localiza o pórtico escolhido para a realização da análise elasto-plástica, e um esquema do pórtico plano analisado.

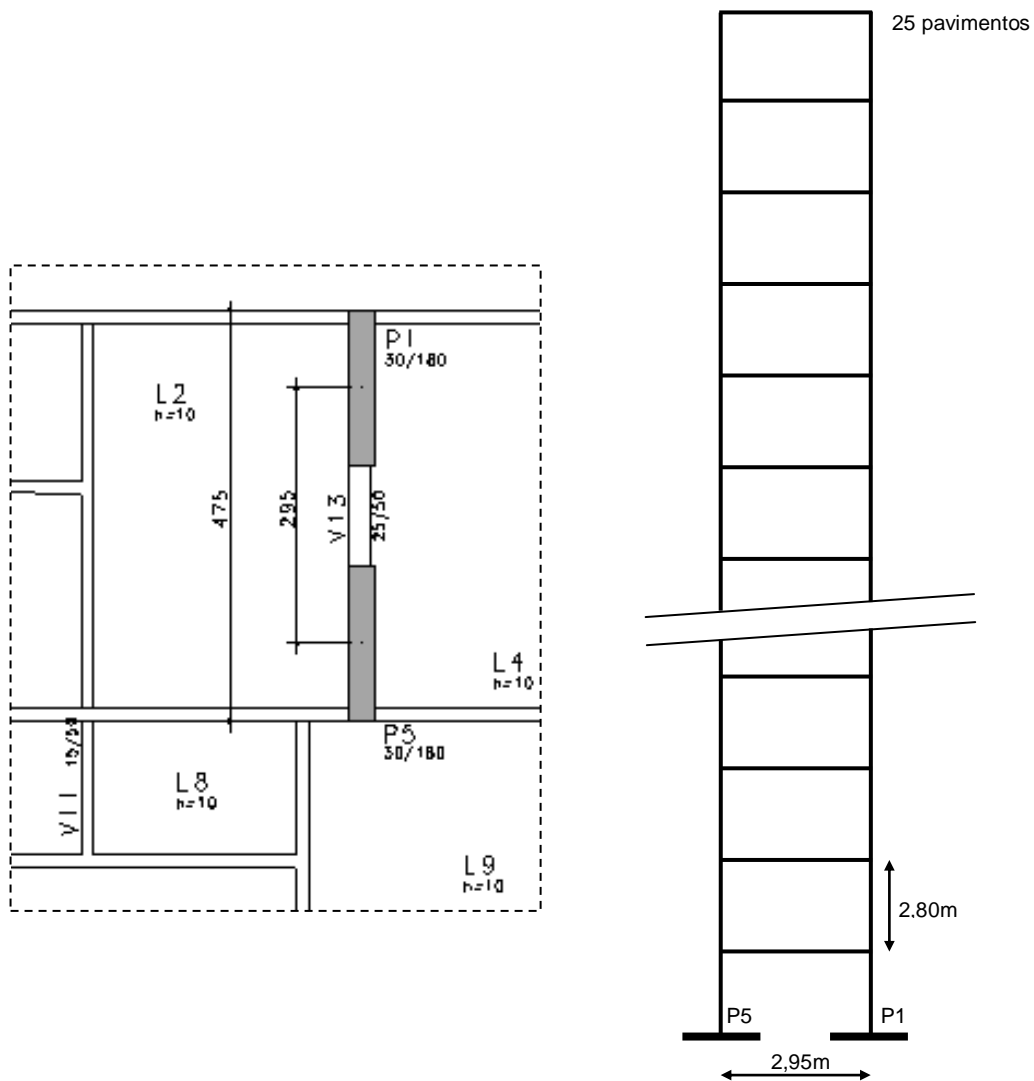


Figura 5.32 – Trecho da planta baixa de forma e pórtico plano – Edifício 1

As figuras 5.33 a 5.35 apresentam as configurações deformadas do pórtico plano para as hipóteses A, B e C, para as situações de carregamento especificadas em 4.2.11.

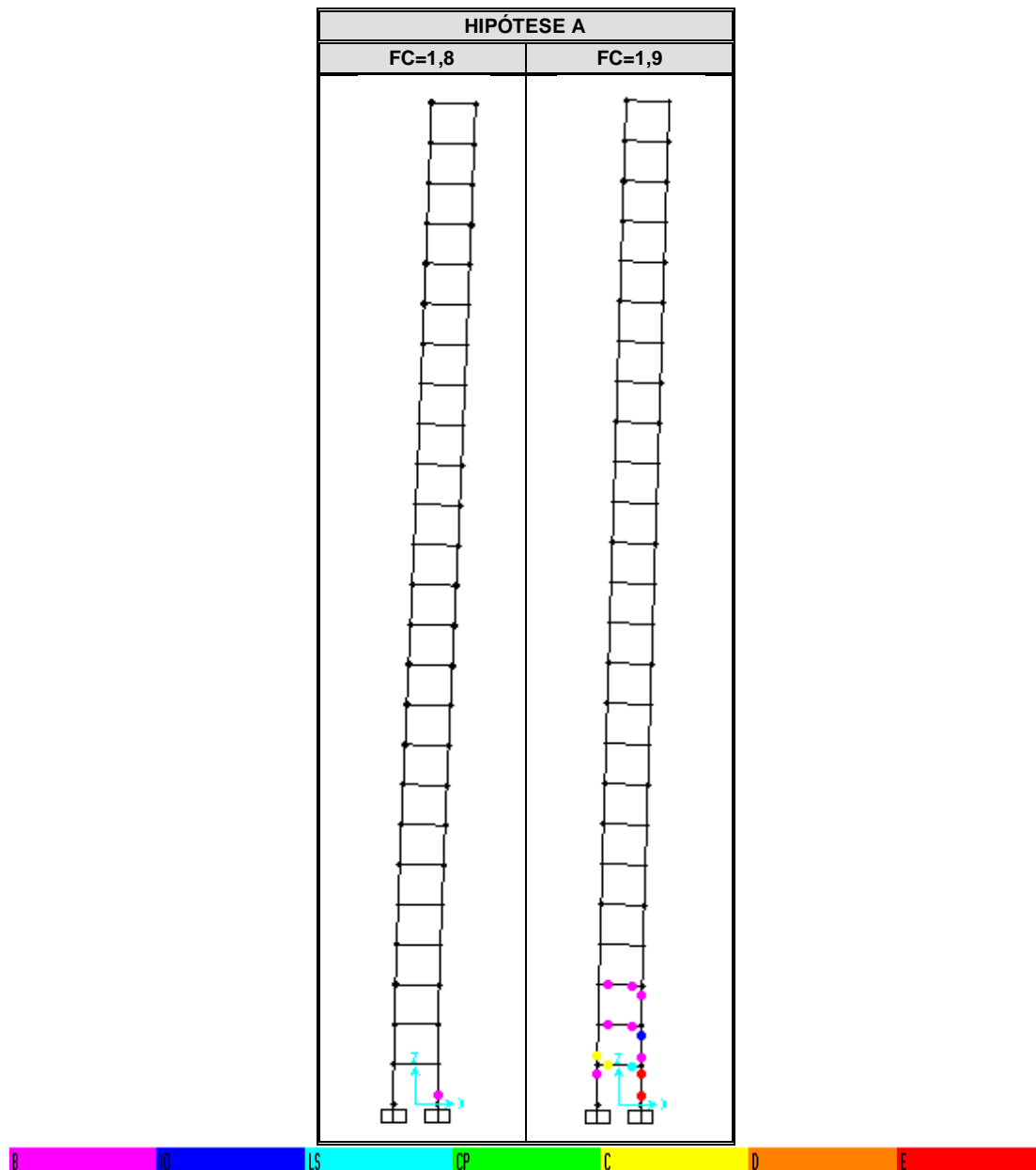


Figura 5.33 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 1

A figura 5.33 mostra que, de acordo com os critérios adotados, o pórtico plano extraído do edifício 1 apresenta, para a hipótese A, o primeiro ponto crítico cuja tensão atinge o limite elástico B para $FC=1,8$; alcançando uma configuração característica de colapso já para $FC=1,9$, para a qual ocorrem duas rótulas plásticas e dois pontos característicos de falha total do material. Portanto, para o edifício 1, hipótese A, $f_{cc} = 1,9$. Esses resultados demonstram pequena capacidade de redistribuição de esforços antes do colapso.

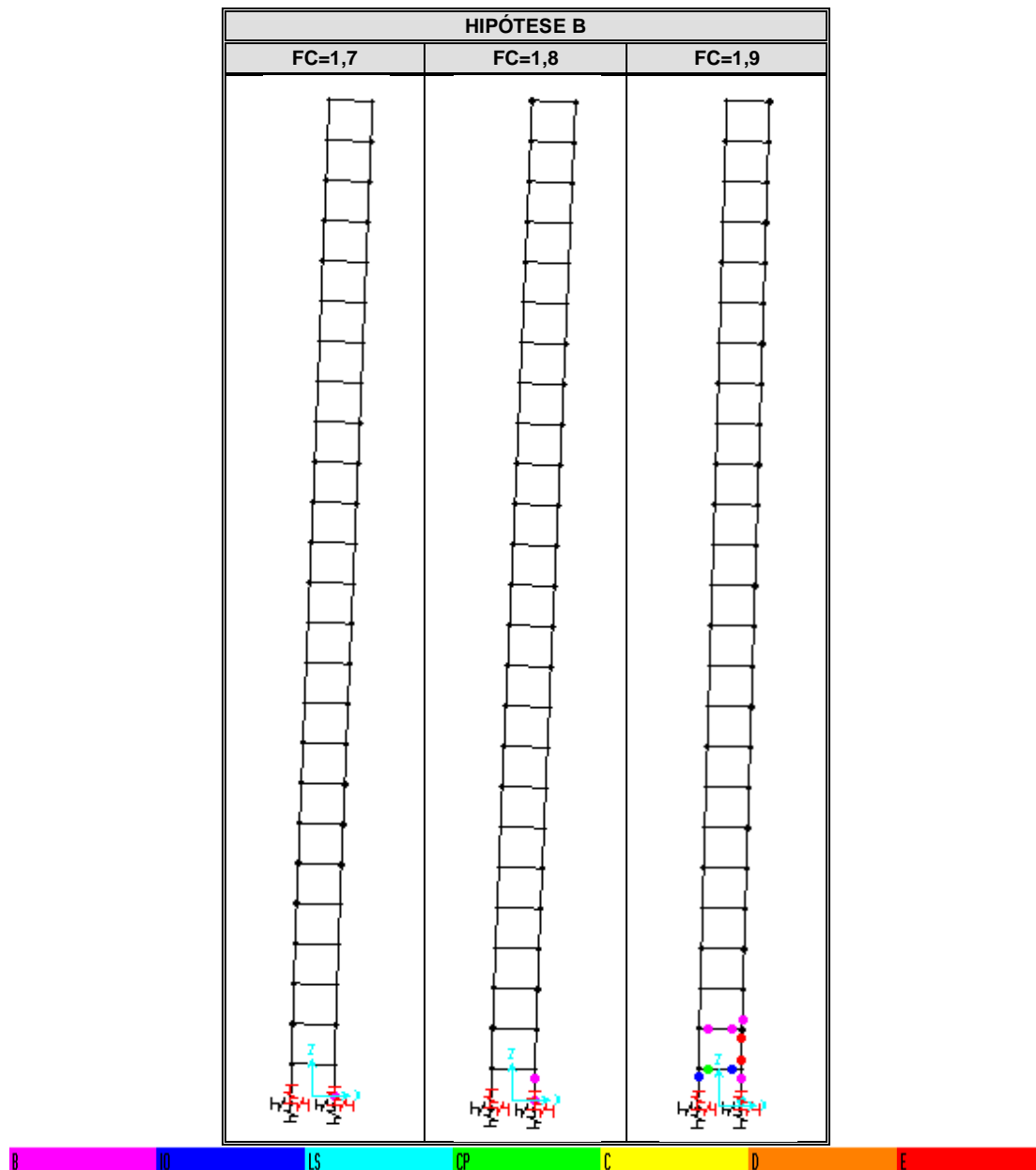


Figura 5.34 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 1

As figuras 5.34 e 5.35 mostram que, para as hipóteses B e C, o primeiro ponto crítico cuja tensão atinge o limite elástico B surge para $FC=1,7$, tendo-se caracterizado o colapso também para $FC=1,9$. Portanto, para o edifício 1, hipóteses B e C, $f_{cc} = 1,9$. Esses resultados sugerem um colapso um pouco menos abrupto quando se considera a interação solo-estrutura.

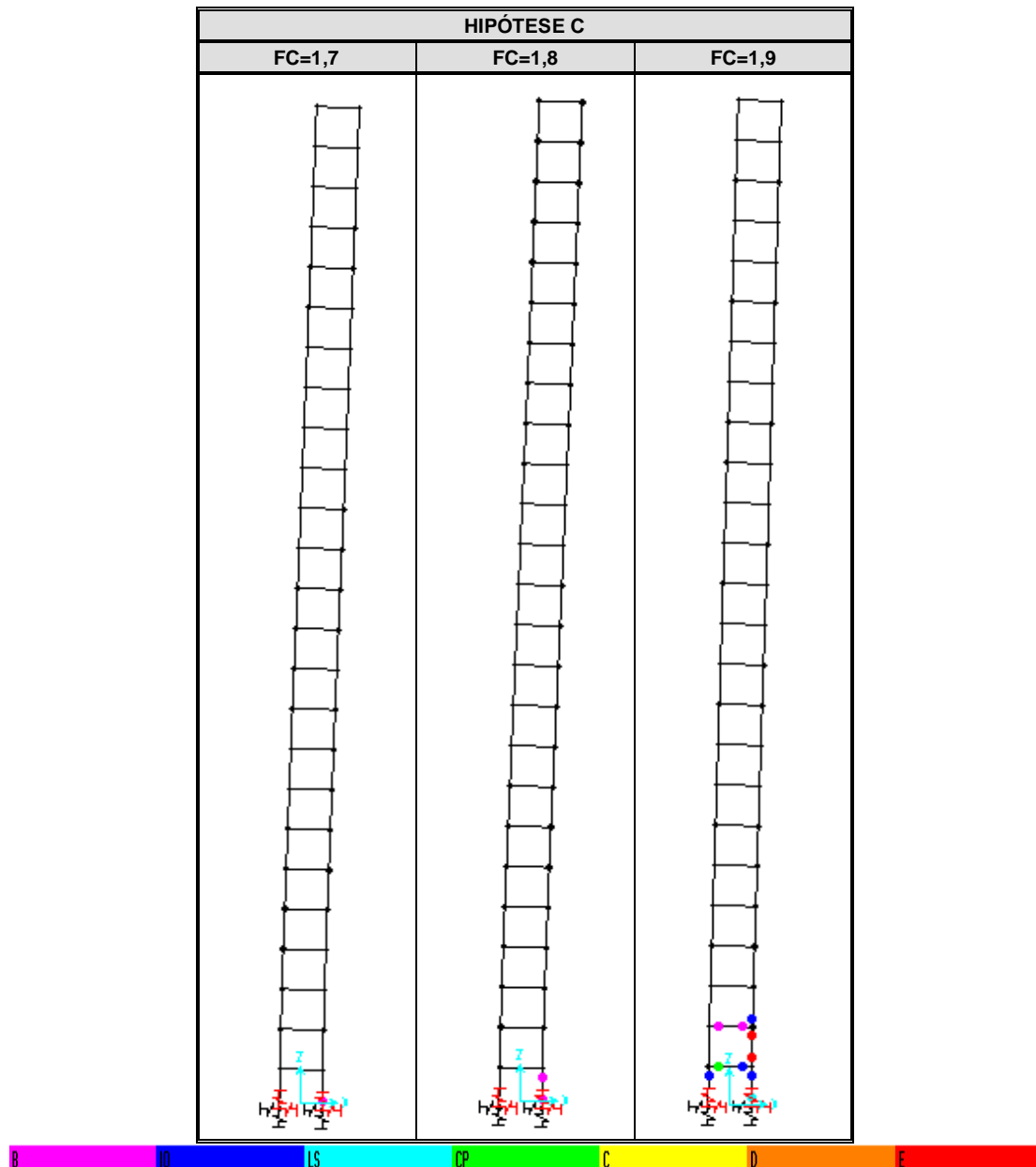


Figura 5.35 – Configurações deformadas – Hipótese C, Edifício 1

Utilizando-se os coeficientes C_{amp} cujos resultados encontram-se na tabela 5.17 como amplificadores da ação do vento, não houve alteração quanto ao fator de carga de colapso, inclusive para as hipótese B e C, para as quais esses coeficientes são mais significativos.

5.2.2 Edifício 2 – 36 Pavimentos

5.2.2.1 O Material

Considerou-se para o edifício 2 a classe III de agressividade ambiental e a resistência característica do concreto (f_{ck}) de 35MPa. Os módulos de elasticidade longitudinal foram obtidos, segundo a NBR 6118:2003:

módulo de elasticidade longitudinal tangente - $E_{ci} = 33130\text{MPa}$;

módulo de elasticidade longitudinal secante - $E_{cs} = 28160\text{MPa}$.

5.2.2.2 A Estrutura

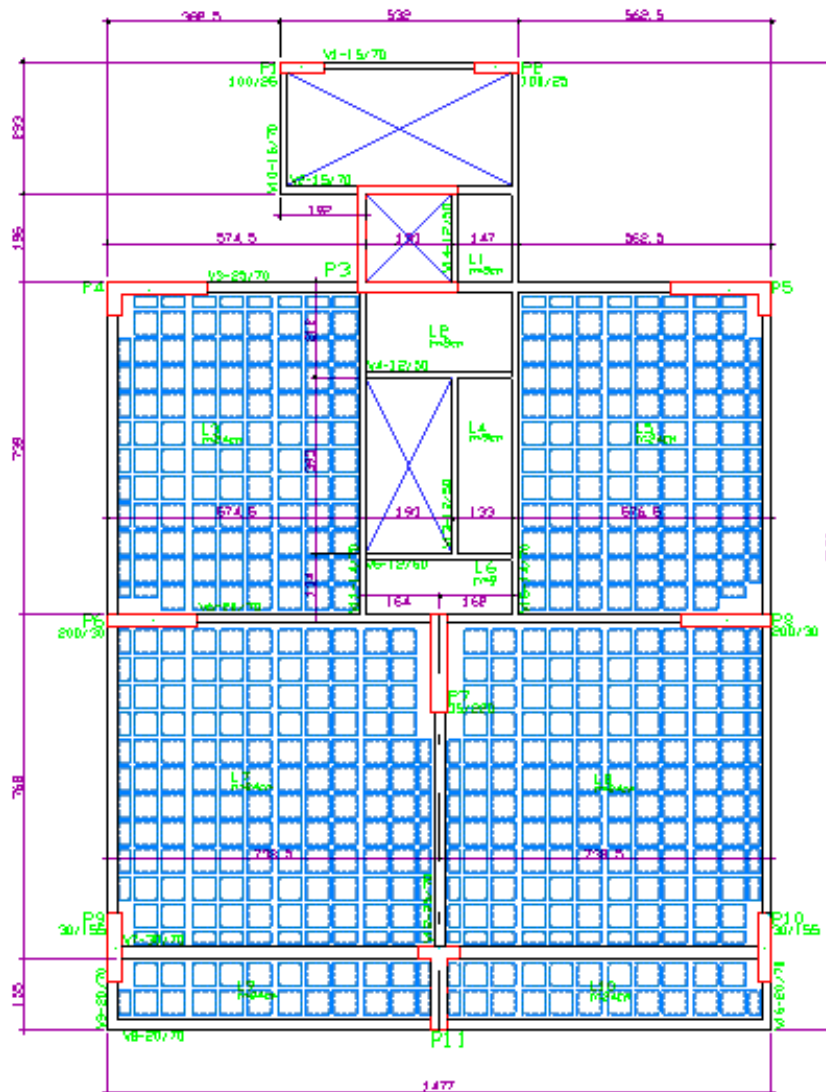


Figura 5.36 - Planta baixa da forma do pavimento-tipo – Edifício 2

O edifício 2 é composto por 36 pavimentos: térreo, mezanino, 33 tipos e coberta; cada um com 3m de altura, exceto o primeiro que mede 3,5m, atingindo uma altura total de 108,5m. As dimensões em planta encontram-se especificadas na figura 5.36.

Os pavimentos são compostos por lajes maciças de 9cm e lajes nervuradas bidirecionais de 24cm de altura total (capa 4cm e altura de nervura de 18cm). As vigas têm, em sua maioria, 70cm de altura, com bases entre 15 e 30cm, e os pilares não retangulares têm suas seções transversais especificadas na figura 5.37.

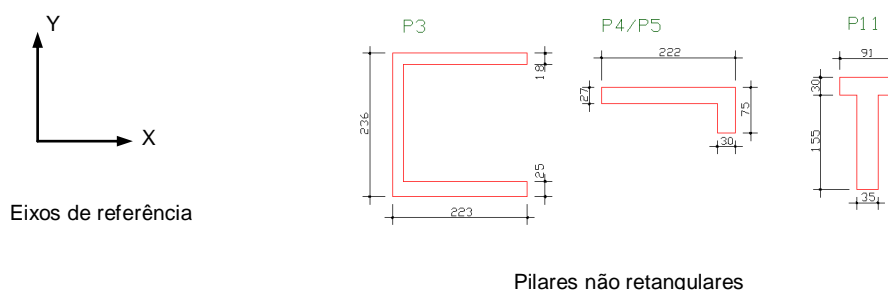


Figura 5.37 – Eixos de referência e detalhe dos pilares não-retangulares – Edifício 2

O mapa de cargas nas fundações proveniente do edifício 2 encontra-se na tabela 5.24.

Tabela 5.24 – Mapa de cargas - Edifício 2

PILAR	CARGAS										
	VERTICAL	VENTO X					VENTO Y				
	Nº	F _z	F _x	F _y	M _x	M _y	F _z	F _x	F _y	M _x	M _y
P1	2350	-816	23	-4	7	115	739	-8	5	-11	-15
P2	2240	1096	21	4	-6	113	836	-5	7	-14	-12
P3	17780	313	629	-89	910	4856	812	-64	315	-5440	-371
P4	5250	-4665	321	13	-220	2589	256	-30	7	-95	86
P5	7700	4030	331	-4	207	2608	639	-71	34	-149	-327
P6	11980	-2532	352	-10	26	2466	243	64	9	-28	102
P7	15430	-48	50	-6	19	145	697	3	95	-1400	5
P8	12150	2424	382	9	-25	2520	289	67	14	-37	100
P9	5670	-2186	52	-187	1794	145	-1082	8	509	-2151	12
P10	5920	2217	41	320	-1849	133	-1127	5	255	-2217	9
P11	13550	49	93	-41	89	460	-2315	26	74	-1142	44

Obs: forças em kN e momentos em kNm.

5.2.2.3 A Fundação

Considerou-se para o solo de fundação o seguinte perfil:

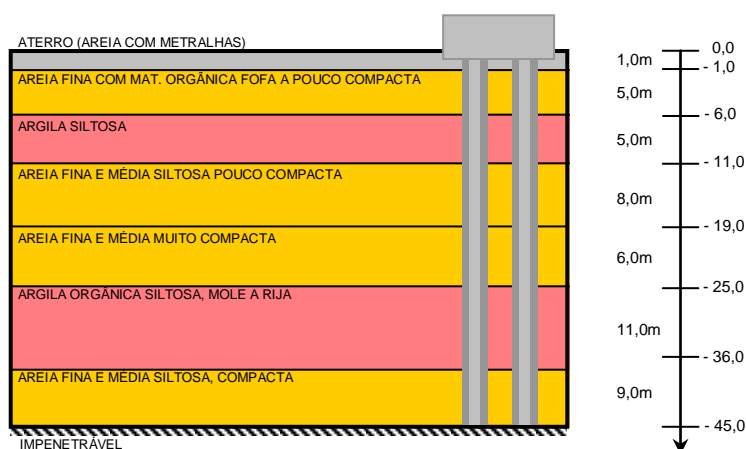


Figura 5.38 – Perfil característico do solo – Edifício 2

Fez-se um estudo sobre base indeslocável (HIPÓTESE A), cuja solução para a fundação pode ser vista na figura 5.39.

Partindo-se da solução adotada para a fundação em estacas metálicas compostas por perfis laminados de 45m de comprimento médio, para a consideração do efeito da interação solo-estrutura admitiu-se, em primeira análise, apenas a resistência de ponta das estacas (HIPÓTESE B) e; em segunda análise, sua resistência de ponta e o atrito lateral (HIPÓTESE C).

Os recalques iniciais decorrentes das hipóteses B e C encontram-se na tabela 5.25.

Tabela 5.25 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)		PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	
	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C		HIPÓTESE B	HIPÓTESE C
P1	21,1	9,4	P7	26,0	17,9
P2	20,1	8,1	P8	23,9	12,8
P3	27,9	18,0	P9	19,0	9,8
P4	13,5	3,6	P10	19,9	11,1
P5	17,3	8,1	P11	26,1	18,1
P6	23,5	12,6			

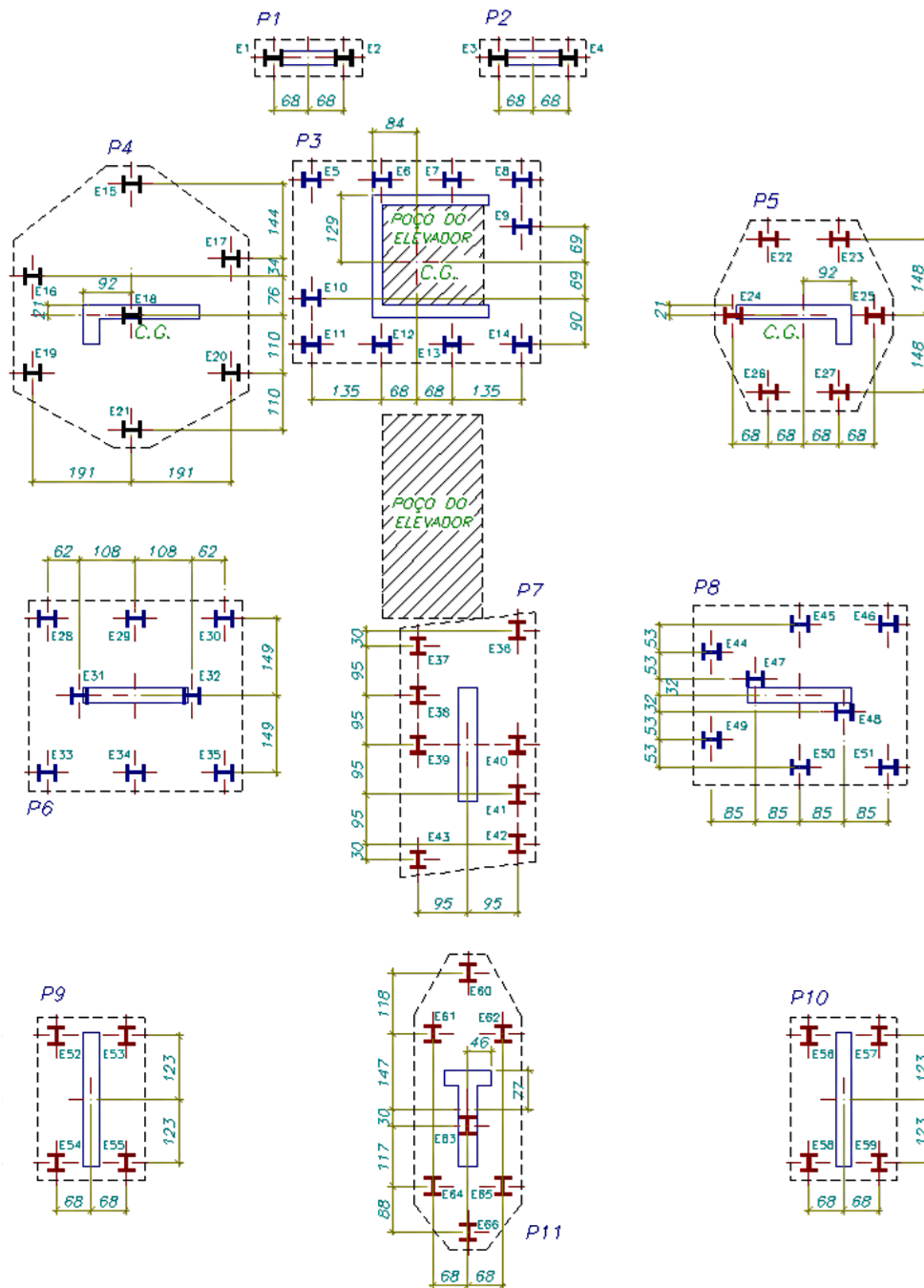


Figura 5.39 – Planta de fundação (Estaqueamento) - Edifício 2

Admitindo-se os recalques dados na tabela 5.25 e o desaprumo nulo, o gráfico da figura 5.40 apresenta os 55 valores de rotações (θ) ou distorções angulares iniciais (β) para as hipóteses B e C, como também as linhas referentes aos limites 1/500 e 1/300.

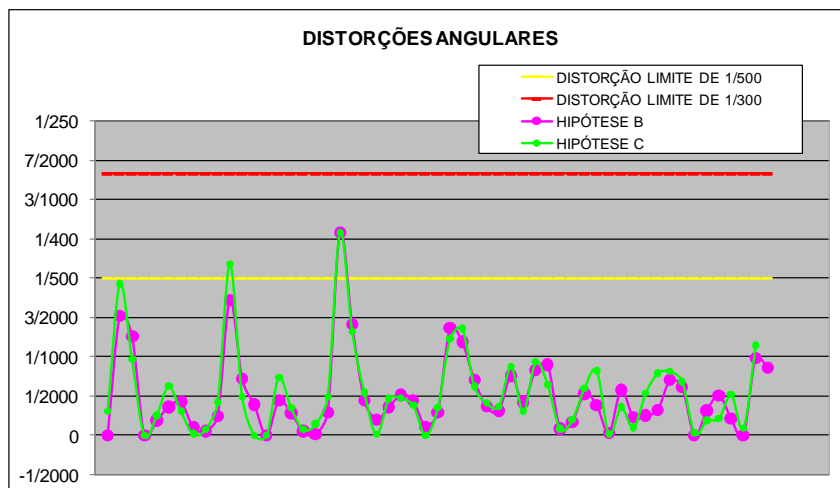


Figura 5.40 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2

De acordo com a figura 5.40, ambas as soluções apresentam distorções inferiores ao limite 1/300 e apenas 1 valor, num total de 55, acima do limite 1/500 segundo a hipótese B, ou seja, 1,8%; e apenas 2 valores segundo a hipótese C, representando apenas 3,6% do total. Os valores dos coeficientes de rigidez para as direções X, Y e Z são os apresentados na tabela 5.26.

Tabela 5.26 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B e C – Edifício 2

PILAR	HIPÓTESE B			HIPÓTESE C		
	RIGX	RIGY	RIGZ	RIGX	RIGY	RIGZ
01	15000	57000	111250	33700	128000	250000
02	15000	57000	111250	33700	140000	275000
03	1220000	1830000	636500	1900000	2840000	990000
04	1220000	987000	389000	4500000	3650000	1440000
05	810000	810000	445000	1730000	1730000	952000
06	930000	1125000	509200	1730000	2100000	947000
07	1860000	582000	593600	2700000	850000	862000
08	780000	780000	509230	1450000	1450000	947000
09	337500	150000	297000	660000	300000	580000
10	337500	2250000	297000	607500	405000	535000
11	2250000	315000	519400	3260000	457000	750000

Unidade: kN, m, radianos.

Considerando-se na análise de interação solo-estrutura os coeficientes de rigidez descritos na tabela 5.26, chega-se aos valores de recalques absolutos, aqui chamados de recalques finais, e respectivas distorções angulares, apresentados na tabela 5.27 e na figura 5.41.

Tabela 5.27 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)		PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	
	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C		HIPÓTESE B	HIPÓTESE C
P1	21,3	9,5	P7	24,7	16,3
P2	21,7	9,8	P8	23,6	13,2
P3	23,7	13,9	P9	21,0	11,0
P4	18,3	5,6	P10	21,9	12,6
P5	20,0	9,6	P11	24,9	16,8
P6	23,0	12,5			

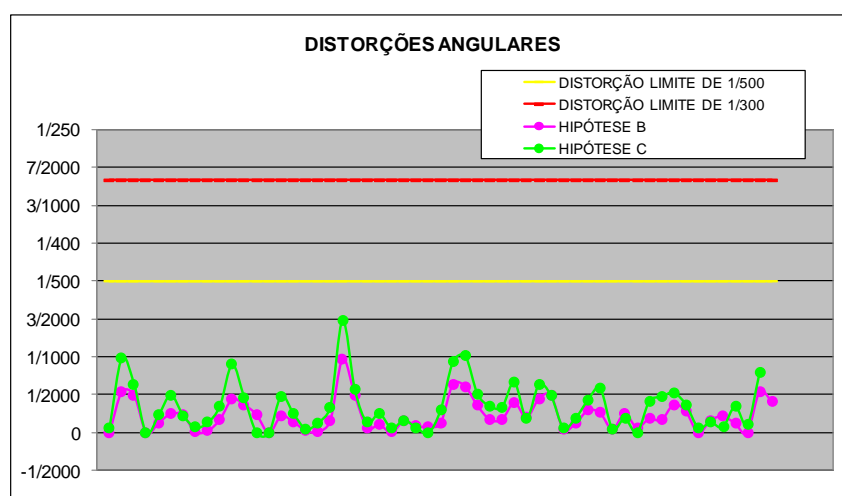


Figura 5.41 – Distorções angulares finais, com ISE – Hipóteses B e C – Edifício 2

Comparando-se as figuras 5.40 e 5.41, percebe-se uma sensível tendência de uniformização dos recalques com distorções finais abaixo do limite 1/500.

5.2.2.4 A Ação do Vento

Segundo a NBR 6123:1988 e de acordo com as características do edifício 2, tem-se os seguintes parâmetros para determinação das forças estáticas relativas ao vento descritas na tabela 5.28.

V_0 – Velocidade básica = 30 m/s
 S_1 – Fator topográfico = 1
 S_2 – Categoria de rugosidade \Rightarrow IV

S_2 – Classe da Edificação \Rightarrow C
 S_3 – Fator estatístico = 1
 Coeficientes de arrasto : $C_a(X) = 1,45$
 $C_a(Y) = 1,30$

Tabela 5.28 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 2

ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)	ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)
1	35,121	21,379	19	60,819	37,023
2	37,378	22,754	20	61,526	37,453
3	40,642	24,740	21	62,207	37,868
4	43,178	26,284	22	62,864	38,268
5	45,286	27,568	23	63,498	38,654
6	47,104	28,675	24	64,112	39,028
7	48,712	29,653	25	64,707	39,390
8	50,158	30,533	26	65,284	39,741
9	51,476	31,336	27	65,845	40,083
10	52,689	32,074	28	66,390	40,414
11	53,815	32,760	29	66,920	40,737
12	54,867	33,400	30	67,437	41,052
13	55,855	34,002	31	67,941	41,359
14	56,788	34,569	32	68,432	41,658
15	57,672	35,108	33	68,912	41,950
16	58,513	35,620	34	69,382	42,236
17	59,315	36,108	35	69,840	42,515
18	60,083	36,575	36	70,067	42,653

5.2.2.5 Valores de indicadores de comportamento estrutural global

A) Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

De acordo com a figura 5.36, para a estrutura do edifício 2 tem-se $L_x = 14,77\text{m}$, $L_y = 21,51\text{m}$ e $H = 108,5\text{m}$. Aplicando-se esses valores a equação 4.1, chega-se aos índices de esbeltez de corpo rígido apresentados na tabela 5.29.

Tabela 5.29 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 2

Direção X	Direção Y
$\beta_x = H/L_x = 7,35$	$\beta_y = H/L_y = 5,04$

Considerando os limites indicados em 4.2.1 conclui-se que o edifício 2 é de alta esbeltez segundo X e de média esbeltez segundo Y.

B) Deslocamentos resultantes do movimento lateral do edifício (d)

B.1) Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot})

Na tabela 5.30 apresentam-se os valores de deslocamento lateral total, resultantes da ação do vento, segundo seus valores raros e freqüentes, e os

limites correspondentes, obtidos segundo as equações 4.2 e 4.3, para as hipóteses A, B e C.

Tabela 5.30 – Deslocamentos laterais globais (análises elásticas) – Edifício 2

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	20,04cm	6,01cm	11,67cm	3,50cm
N/L Geom. P-delta clássica	22,84cm	6,85cm	14,51cm	4,35cm
N/L Geom. P-delta correta	22,01cm	6,60cm	12,90cm	3,87cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	32,03cm	9,61cm	17,12cm	5,14cm
N/L Geom. P-delta clássica	38,72cm	11,62cm	23,11cm	6,93cm
N/L Geom. P-delta correta	37,17cm	11,15cm	19,90cm	5,97cm
HIPÓTESE C				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	25,88cm	7,76cm	14,96cm	4,49cm
N/L Geom. P-delta clássica	31,65cm	9,50cm	21,58cm	6,47cm
N/L Geom. P-delta correta	29,31cm	8,79cm	17,22cm	5,17cm
Limite combinação rara --- 21,7cm Limite combinação freqüente --- 6,40cm				

De acordo com os resultados apresentados, observa-se que segundo a direção Y, os deslocamentos são inferiores aos admissíveis para as hipóteses A e C, e superiores somente para a hipótese B e quando a avaliação é feita com base na análise P-delta clássica. Para a direção X, todas as hipóteses apresentaram valores de deslocamentos superiores aos admissíveis.

Para o edifício 2, os valores de deslocamentos apresentados pelo edifício 2 para seus 36 pavimentos, encontram-se nas figuras 5.42 a 5.44, para as direções X e Y.

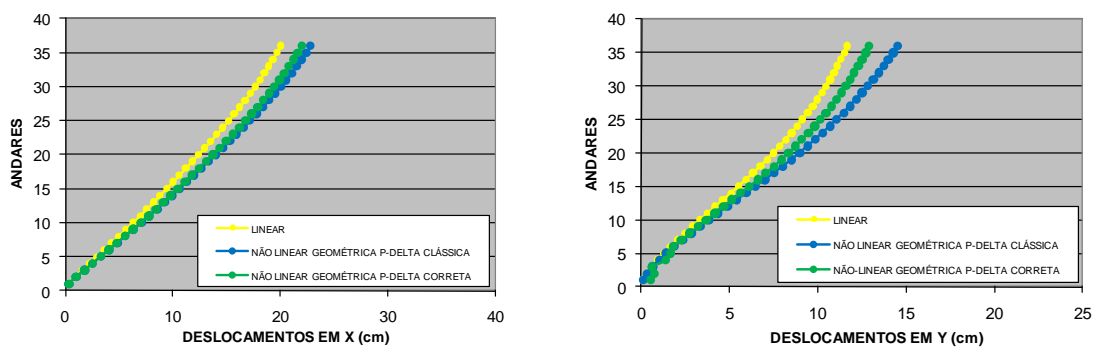


Figura 5.42 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2

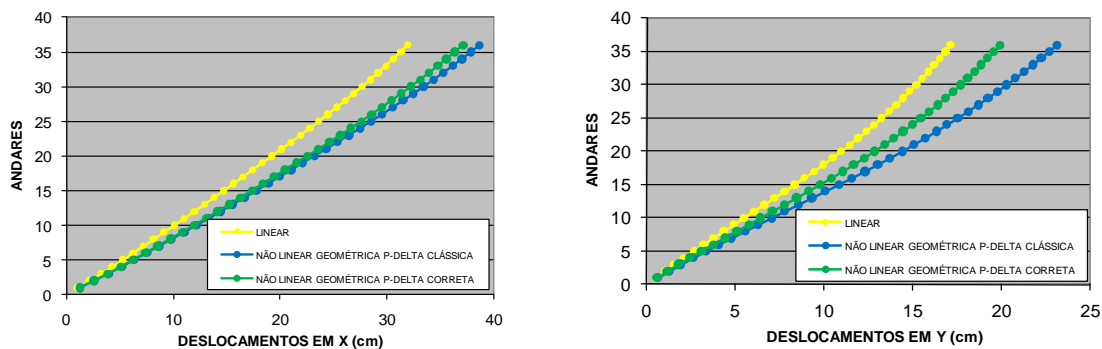


Figura 5.43 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2

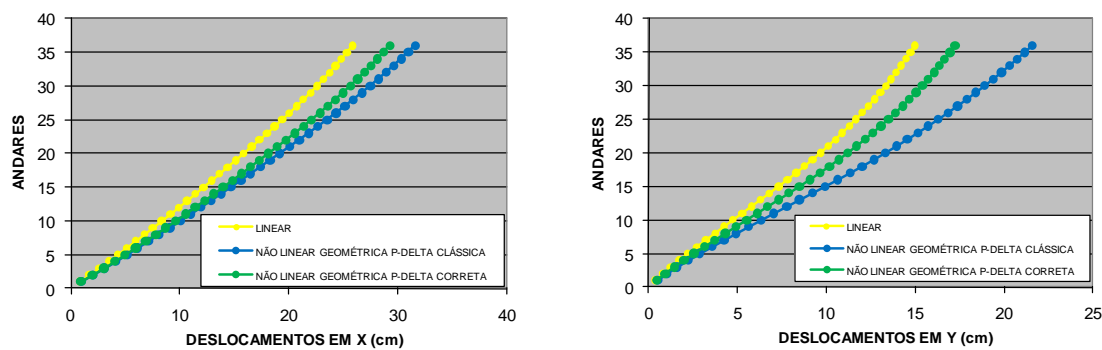


Figura 5.44 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) - Hipótese C, Edifício 2

As escalas utilizadas nas figuras 5.42 a 5.44 para X e Y são diferentes para facilitar a visualização. Observe-se que se mantém a coerência com relação a ordem crescente dos valores, partindo-se da análise linear, passando pela não linear correta e, por fim, atingindo-se os maiores valores através da análise p-

delta clássica. Estes últimos fortemente influenciados pela consideração equivocada da carga vertical no cálculo da parcela linear.

B.2) Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav})

Na tabela 5.31, apresentam-se os máximos valores de deslocamentos entre pavimentos ocorridos ao longo da altura resultantes da ação do vento, segundo seus valores raros e freqüentes, e os limites correspondentes, obtidos segundo as equações 4.4 e 4.5.

Da tabela 5.31 verifica-se que para a direção Y todos os valores são inferiores aos admissíveis para todas as hipóteses consideradas. Na direção X, os limites são ultrapassados para a hipótese B.

Tabela 5.31 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 2

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	0,70cm	0,21cm	0,44cm	0,13cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,78cm	0,23cm	0,54cm	0,16cm
N/L Geom. P-delta correta	0,78cm	0,23cm	0,49cm	0,15cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	1,09cm	0,33cm	0,57cm	0,17cm
N/L Geom. P-delta clássica	1,33cm	0,40cm	0,76cm	0,23cm
N/L Geom. P-delta correta	1,31cm	0,39cm	0,67cm	0,20cm
HIPÓTESE C				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	0,92cm	0,28cm	0,52cm	0,16cm
N/L Geom. P-delta clássica	1,11cm	0,33cm	0,72cm	0,22cm
N/L Geom. P-delta correta	1,07cm	0,32cm	0,60cm	0,18cm
Limite combinação rara --- 1,20cm Limite combinação freqüente --- 0,35cm				

C) Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

Aplicando-se uma ação unitária ao nível do pavimento superior segundo as direções X, Y e Z, têm-se, a partir da equação 4.6, os valores de K apresentados na tabela 5.32.

Tabela 5.32 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Edifício 2

HIPÓTESE A			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	5297,2	5500,0	641020,0
Fissurada	3293,0	3050,0	319500,0
HIPÓTESE B			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	3478,0	3950,0	568180,0
Fissurada	2500,0	2420,0	281700,0
HIPÓTESE C			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	4223,0	4472,0	591700,0
Fissurada	2840,0	2630,0	295800,0
Unidades: KN, metro, radiano			

O efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez cair 37,8% em X, 44,5% em Y e 50,2% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura, menos significativo em relação à fissuração, fez a rigidez cair 34,4% em X, 28,2% em Y e 11,4% em Z. Já o efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez cair 52,8% em X, 56% em Y e 56,1% em Z.

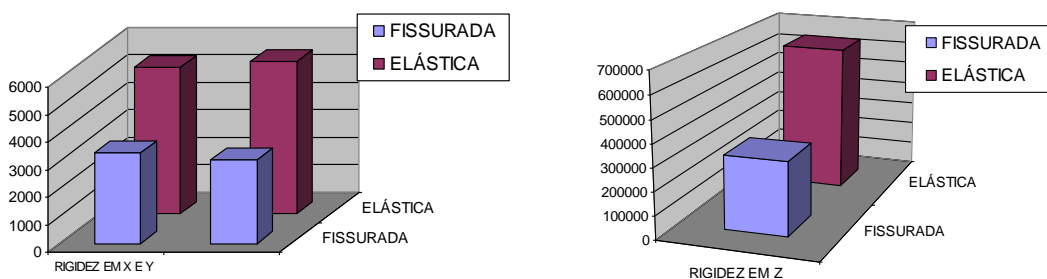


Figura 5.45 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese A, Edifício 2

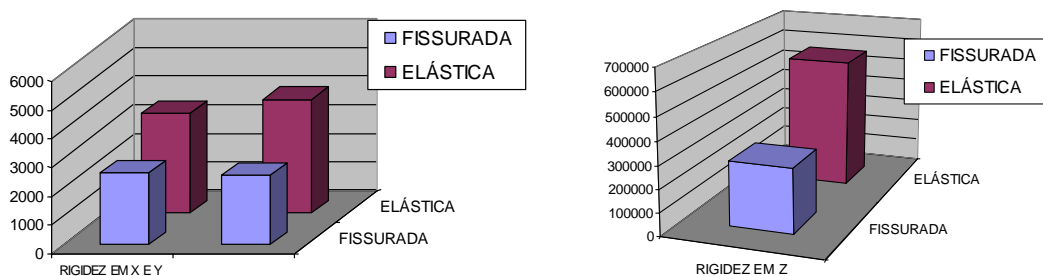


Figura 5.46 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese B, Edifício 2

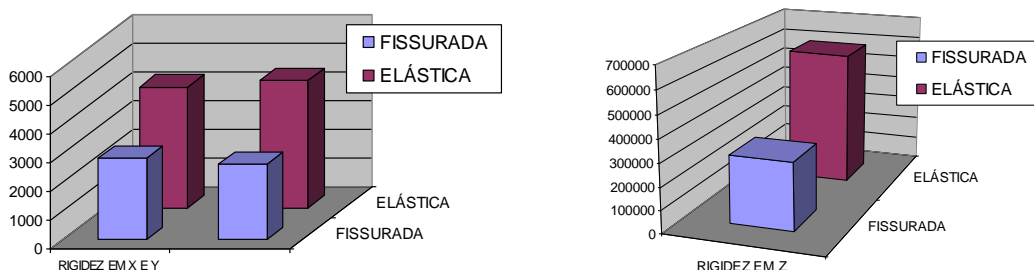


Figura 5.47 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Hipótese C, Edifício 2

D) Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})

Com vistas a obter o fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos, chega-se a partir das equações 4.7 e 4.8, aos valores de f_{crit} e f_{amp} da tabela 5.33, para ações de serviço e de cálculo, sendo estas últimas para as duas combinações descritas nas equações 4.9 e 4.10.

Tabela 5.33 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 2

HIPÓTESE A				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	10,00	1,10	8,00	1,14
Cálculo	4,21	1,37	3,50	1,40
$K_v=0,4 \quad K_p=0,8$	3,85	1,35	3,14	1,46
HIPÓTESE B				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	6,66	1,18	5,70	1,21
Cálculo	3,20	1,46	2,68	1,60
$K_v=0,4 \quad K_p=0,8$	2,80	1,56	2,40	1,72
HIPÓTESE C				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	7,62	1,15	6,20	1,19
Cálculo	3,44	1,40	2,86	1,53
$K_v=0,4 \quad K_p=0,8$	3,06	1,49	2,55	1,65

Os resultados obtidos para as três hipóteses indicam a necessidade de se considerar os efeitos de 2ª ordem para as ações de serviço ($5 \leq f_{crit} < 11$ e 1,10

$f_{amp} \leq 1,25$), e para as ações de cálculo indicam alta sensibilidade da estrutura a esses efeitos, em geral, secundários, alertando para a necessidade de se rever o sistema estrutural por se tratar de uma situação para a qual a utilização de métodos aproximados não é recomendável ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$).

Nas figuras 5.48 a 5.50, apresentam-se os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura, calculados através de análise linear, não linear geométrica P-delta clássica e não linear geométrica correta, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada pelo fator f_{amp} , dado na tabela 5.33.

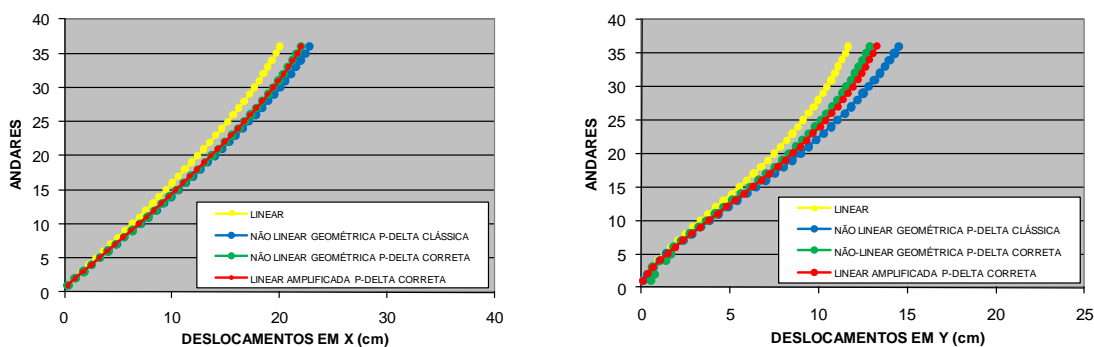


Figura 5.48 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2

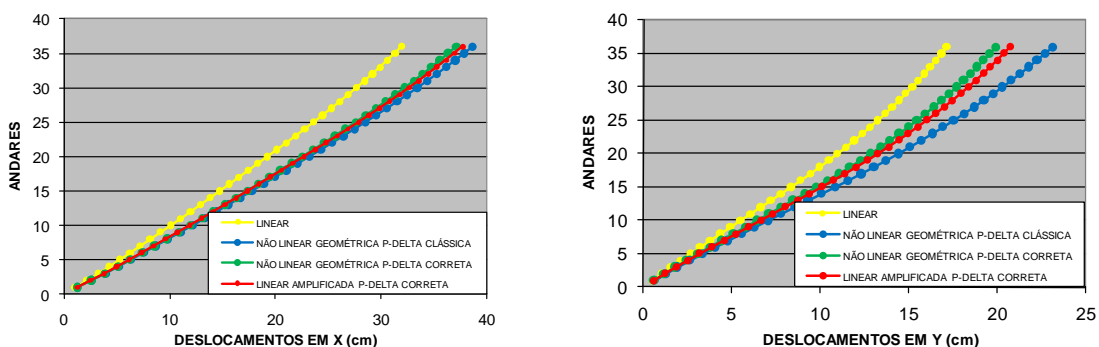


Figura 5.49 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2

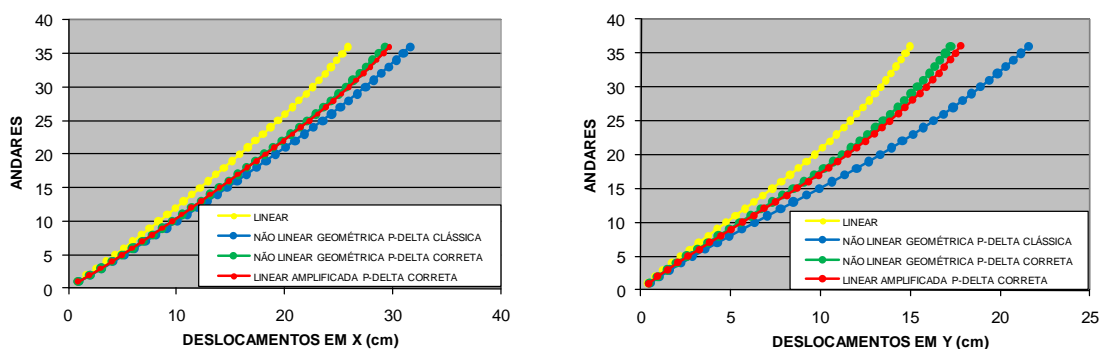


Figura 5.50 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 2

E) Coeficiente γ_z

Aplicando-se ao edifício 2 a equação 4.11, chega-se aos valores de γ_z apresentados na tabela 5.34. Sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 3,6% em X e 3,5% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 14% em X e de 16,4% em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura através da hipótese B, mais desfavorável, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 5,1% em X e 4,1% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 17,9% em X e de 22,1% em Y. Observe-se também que essa hipótese não obedece ao limite 1,30.

Tabela 5.34 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 2

HIPÓTESE A			HIPÓTESE B			HIPÓTESE C		
Combinação	X	Y	Combinação	X	Y	Combinação	X	Y
Serviço	1,06	1,10	Serviço	1,12	1,16	Serviço	1,09	1,11
Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,14	1,20	Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,24	1,30	Cálculo $K_v=0,4$ $K_p=0,8$	1,18	1,26
	1,16	1,22		1,28	1,34		1,21	1,30

As diferenças entre os fatores f_{amp} e γ_z tanto para ações de serviço como de cálculo ficam mais evidentes através da comparação apresentada na figura 5.51, que tem como objetivo mostrar a perda de aproximação do método γ_z .

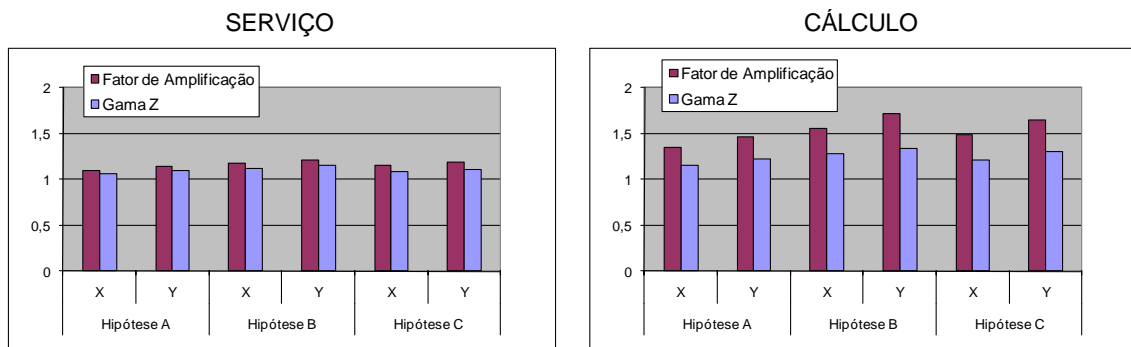


Figura 5.51 – Comparação entre f_{amp} e γ_Z – Edifício 2

As figuras 5.52 a 5.54 apresentam os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura já mostrados nas figuras 5.48 a 5.50, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada pelo coeficiente γ_Z dado na tabela 5.34. Esses valores ocasionam curvas dispersas cujos maiores valores são apresentados pela análise p-delta clássica, hipótese B, direção Y.

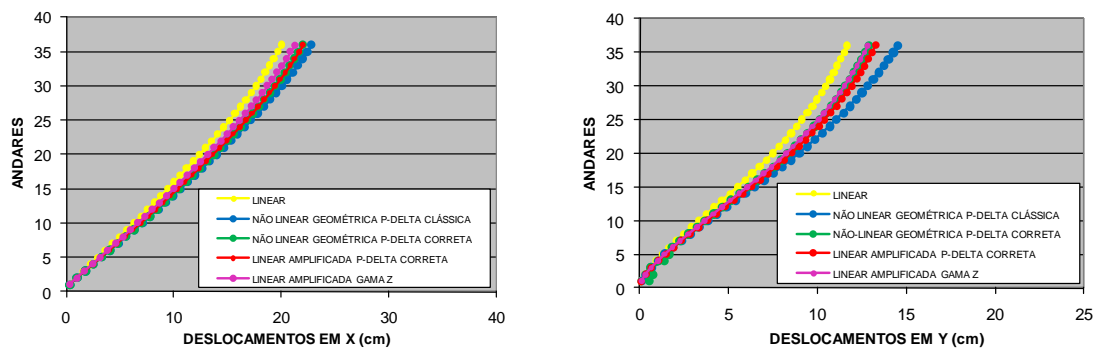


Figura 5.52 – Deslocamentos laterais em cm (comb. rara) – Hipótese A, Edifício 2

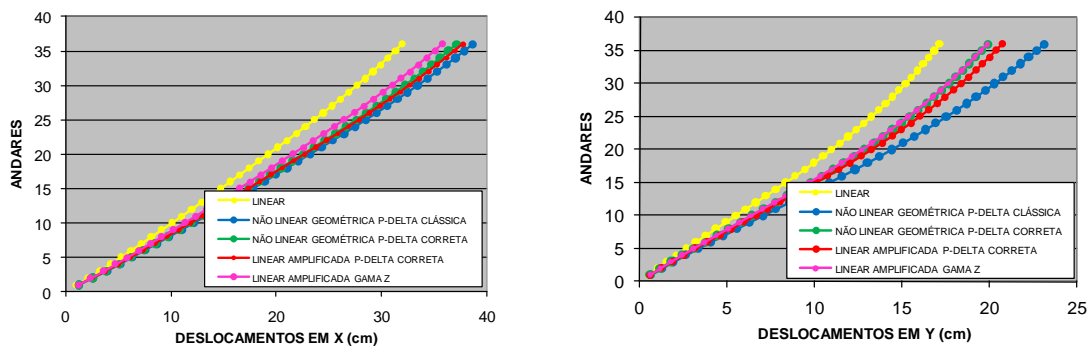


Figura 5.53 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese B, Edifício 2

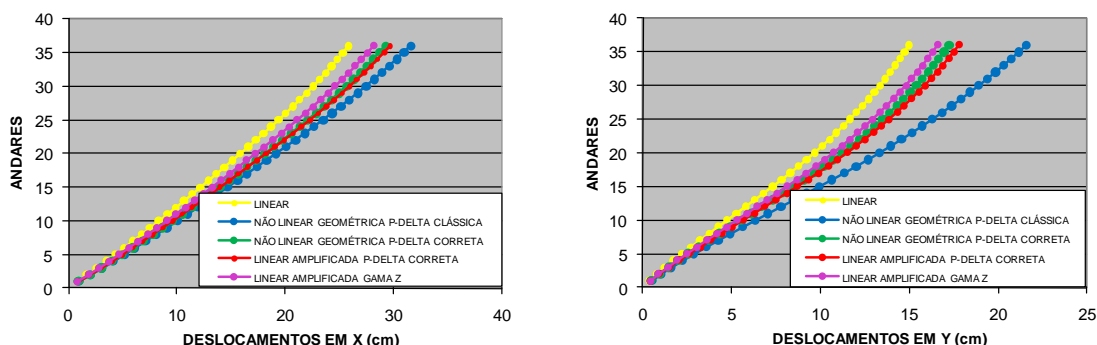


Figura 5.54 – Deslocamentos laterais totais em cm (comb. rara) – Hipótese C, Edifício 2

Nas figuras 5.55 a 5.57 apresentam-se os momentos fletores ocorridos na extremidade inicial da viga V_6 para o vento na direção X, e na extremidade inicial da viga V_{12} para o vento na direção Y, com seus valores de cálculo, como também considerando os majoradores γ_z e f_{amp} para a combinação 1.

Observando os resultados percebe-se uma sensível diferença entre os mesmos. A distância entre as curvas vermelha e rosa mostram a diferença de magnitude dos momentos fletores avaliados mediante amplificação por γ_z e por f_{amp} . Os valores obtidos pelo método γ_z são inferiores aos obtidos por f_{amp} demonstrando falta de precisão por parte do método γ_z para o edifício em análise.

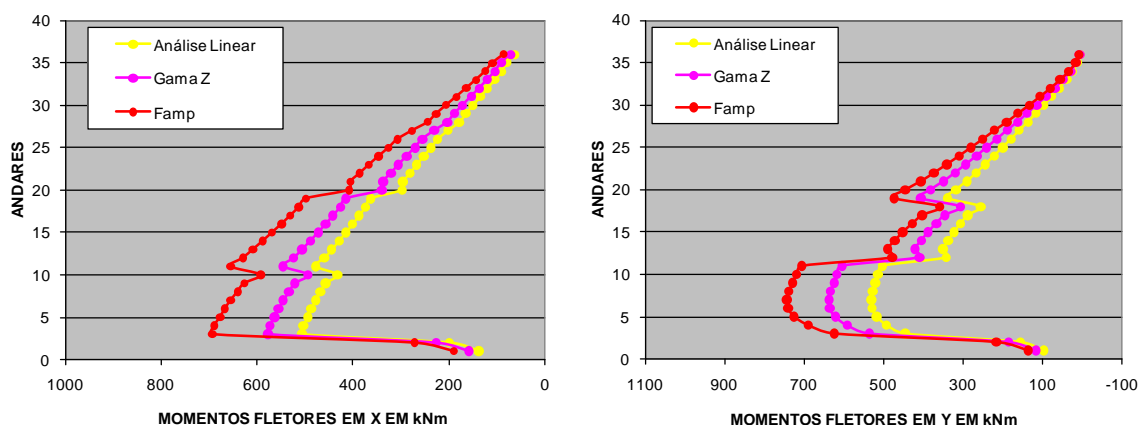


Figura 5.55 – Momentos fletores – Hipótese A, Edifício 2

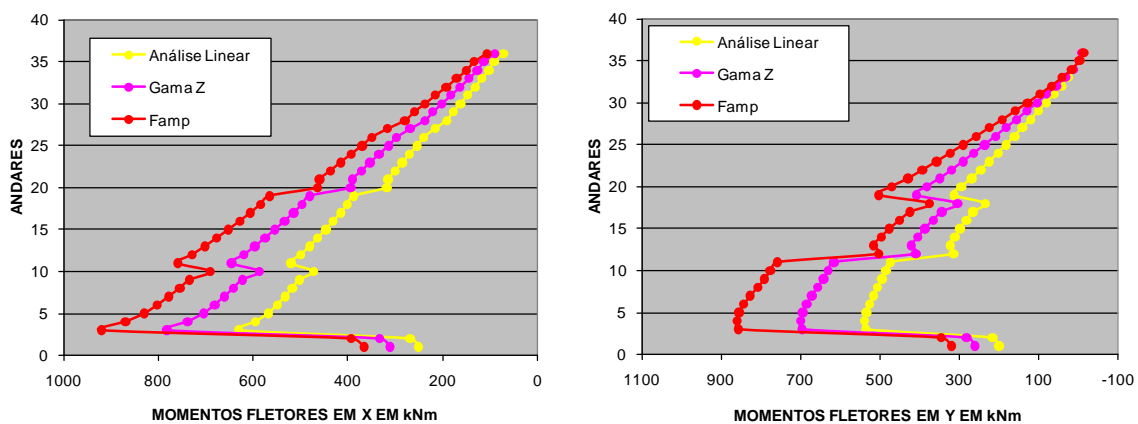


Figura 5.56 – Momentos fletores – Hipótese B, Edifício 2

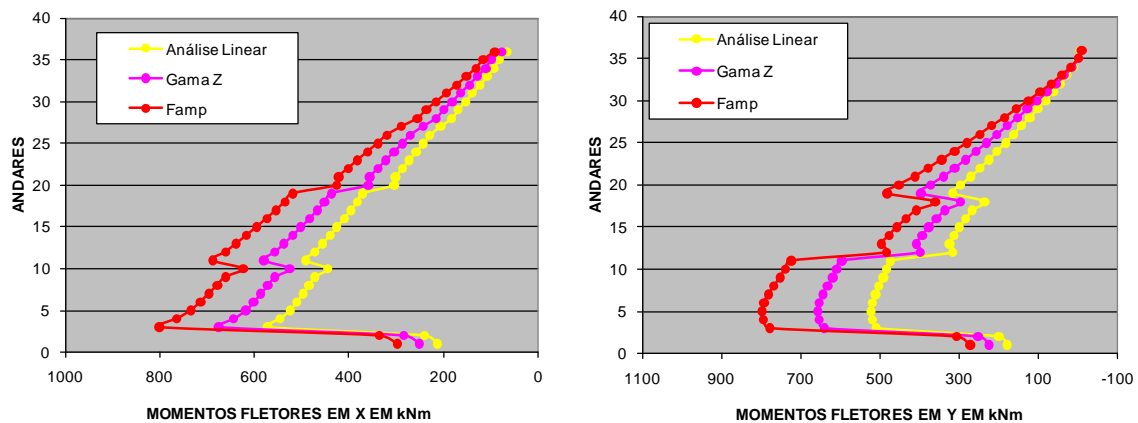


Figura 5.57 – Momentos fletores – Hipótese C, Edifício 2

F) Parâmetro de Instabilidade α

De acordo com a equação 4.13, a estrutura do edifício 2 apresenta os seguintes valores para α :

Tabela 5.35 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 2

Direção X	Direção Y
$\alpha_x = 0,79$	$\alpha_y = 0,91$

Sendo $\alpha_1 = 0,6$ ($n \geq 4$), para ambas as direções $\alpha > \alpha_1$. Portanto, a estrutura é classificada como de nós móveis. Estes resultados mostram-se coerentes com

os resultados obtidos através dos métodos do coeficiente γ_z e do fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos.

G) Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

De acordo com a equação 4.15, referente ao cálculo do índice de esbeltez efetiva segundo o CEB (1978), tem-se:

Tabela 5.36 – Índices de esbeltez efetiva – Edifício 2

	HIPÓTESE A		HIPÓTESE B		HIPÓTESE C	
	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y
Reg. Elástico	63,0	62,0	77,8	73,0	71,0	67,0
Reg. Fissurado	80,0	83,0	92,0	93,0	86,0	89,4

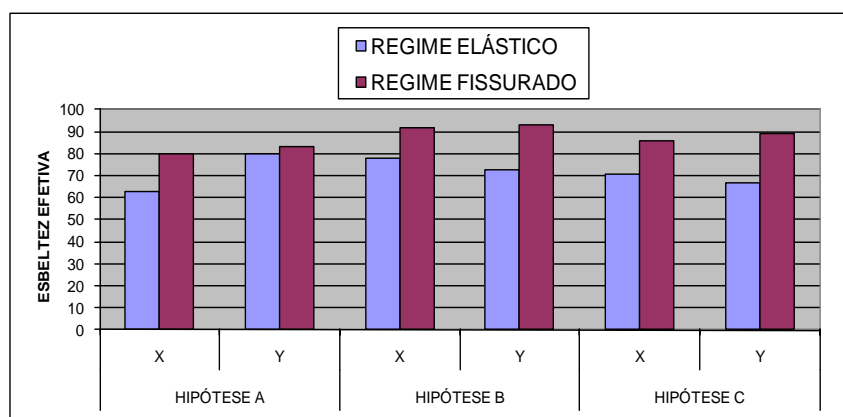


Figura 5.58 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 2

Os resultados apresentados na tabela 5.36 e na figura 5.58 permitem classificar a estrutura do edifício 2 para as três hipóteses, como de esbeltez moderada, segundo as duas direções, considerando a mesma trabalhando em regime elástico. Para o regime fissurado, esses valores aumentam de forma a classificá-la como de esbeltez mediana, porém de forma menos marcante se comparado ao que ocorreu com o edifício 1.

H) Freqüência fundamental (f_1)

A tabela 5.37 apresenta os valores de freqüência fundamental obtidos para o edifício 2, segundo a NBR 6123:1988, através da equação 4.16, como também

segundo a análise da estrutura global na condição de vibrações livres, pelo Método de Rayleigh-Ritz.

Para o edifício 2, semelhante ao que ocorreu ao edifício 1, a análise da estrutura global na condição de vibrações livres mostrou valores baixos da frequência fundamental, indicando que a estrutura pode estar sujeita a efeitos dinâmicos significativos e, portanto, não é recomendável utilizar o carregamento proveniente da ação do vento baseado em forças “estáticas”.

Tabela 5.37 – Frequência fundamental – Edifício 2

HIPÓTESE A			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,600Hz	NBR 6123:1988	0,600Hz
Análise Dinâmica	0,228Hz	Análise Dinâmica	0,230Hz
HIPÓTESE B			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,600Hz	NBR 6123:1988	0,600Hz
Análise Dinâmica	0,174Hz	Análise Dinâmica	0,185Hz
HIPÓTESE C			
Modo lateral - Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,600Hz	NBR 6123:1988	0,600Hz
Análise Dinâmica	0,196Hz	Análise Dinâmica	0,199Hz

A tabela 5.37 também mostra uma enorme discrepância entre os valores obtidos através da expressão da NBR 6123:1988 e uma análise dinâmica mais elaborada, mais evidente através do gráfico da figura 5.59.

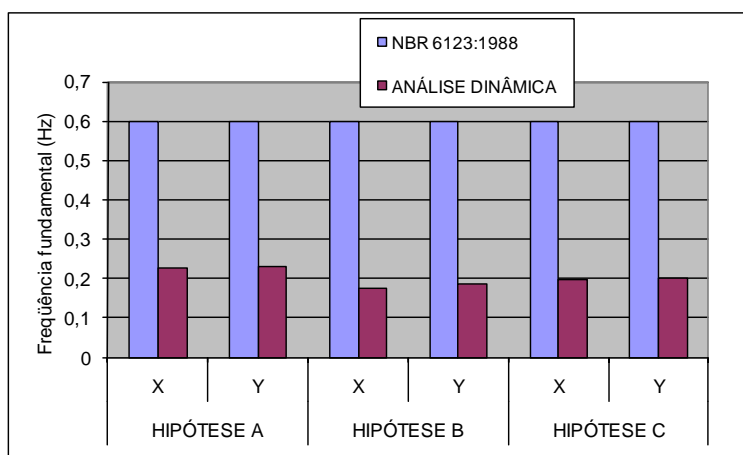


Figura 5.59 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 2

É importante verificar que a diferença nas condições de apoio provoca redução no valor da frequência para a hipótese B de 23,7% em X e de 19,6% em Y, e para a hipótese C a redução é de 14% em X e de 13,5% em Y.

Recomenda-se, portanto, o cálculo da ação do vento através de métodos dinâmicos, a fim de considerar a resposta dinâmica total apresentada na tabela 5.38 ou, conforme proposto em 4.2.9, adota-se um coeficiente de amplificação sobre as ações “estáticas” do vento (C_{amp}), de forma a obter uma resposta dinâmica total aproximada. Os valores do coeficiente C_{amp} serão conhecidos no item (I).

Tabela 5.38 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 2

DIREÇÃO X				DIREÇÃO Y			
ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (KN)			ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (KN)		
	HIPÓTESE A	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C		HIPÓTESE A	HIPÓTESE B	HIPÓTESE C
1	14,772	14,887	14,821	1	9,054	9,100	9,057
2	17,929	18,158	18,026	2	11,036	11,127	11,043
3	21,161	21,507	21,307	3	13,065	13,203	13,076
4	24,029	24,499	24,228	4	14,877	15,064	14,891
5	26,682	27,283	26,936	5	16,561	16,800	16,580
6	29,193	29,929	29,504	6	18,161	18,454	18,184
7	31,603	32,477	31,972	7	19,702	20,050	19,729
8	33,936	34,954	34,366	8	21,198	21,604	21,230
9	36,211	37,375	36,703	9	22,661	23,125	22,697
10	38,439	39,753	38,995	10	24,097	24,620	24,138
11	40,630	42,097	41,251	11	25,512	26,096	25,557
12	42,791	44,414	43,477	12	26,910	27,556	26,960
13	44,927	46,708	45,680	13	28,294	29,003	28,349
14	47,042	48,983	47,863	14	29,667	30,439	29,726
15	49,140	51,243	50,029	15	31,030	31,867	31,095
16	51,223	53,491	52,182	16	32,385	33,288	32,455
17	53,293	55,728	54,323	17	33,734	34,704	33,809
18	55,353	57,957	56,454	18	35,078	36,114	35,158
19	57,404	60,178	58,577	19	36,417	37,521	36,502
20	59,448	62,394	60,693	20	37,752	38,925	37,843
21	61,485	64,605	62,804	21	39,084	40,327	39,180
22	63,517	66,812	64,91	22	40,414	41,727	40,516
23	65,544	69,016	67,012	23	41,742	43,125	41,849
24	67,567	71,218	69,110	24	43,069	44,523	43,181
25	69,587	73,418	71,206	25	44,394	45,920	44,512
26	71,604	75,617	73,301	26	45,718	47,317	45,842
27	73,620	77,816	75,393	27	47,042	48,713	47,172
28	75,633	80,014	77,485	28	48,366	50,11	48,501
29	77,646	82,212	79,576	29	49,690	51,508	49,830
30	79,658	84,411	81,667	30	51,013	52,906	51,160
31	81,669	86,61	83,758	31	52,338	54,305	52,490
32	83,680	88,81	85,848	32	53,662	55,705	53,820
33	85,691	91,011	87,94	33	54,987	57,106	55,151
34	87,702	93,214	90,032	34	56,313	58,508	56,483
35	89,713	95,418	92,125	35	57,640	59,912	57,816
36	90,719	96,521	93,172	36	58,304	60,614	58,482

Na tabela 5.39 apresentam-se os valores de período e frequência referente aos 10 primeiros modos de vibração, calculados através do programa TQS, para a hipótese de apoios indeslocáveis.

Tabela 5.39 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 2

MODO DE VIBRAÇÃO	PERÍODO (s)	FREQÜÊNCIA (Hz)
1	4,372	0,229
2	4,154	0,241
3	3,106	0,322
4	1,316	0,760
5	1,271	0,787
6	0,918	1,089
7	0,697	1,435
8	0,676	1,479
9	0,479	2,086
10	0,464	2,154

I) Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp})

A fim de obter a magnitude dos efeitos dinâmicos em relação aos estáticos, aplica-se a equação 4.17 para as direções X e Y, obtendo-se os coeficientes de amplificação mostrados na tabela 5.40.

Tabela 5.40 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 2

HIPÓTESE A		HIPÓTESE B		HIPÓTESE C	
$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$	$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$	$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$
1,07	1,12	1,13	1,16	1,10	1,13

Os resultados apresentados na tabela 5.40 mostram que a amplificação dinâmica na direção das rajadas varia entre 7% e 13% para a direção X e de 12% a 16% para Y, segundo as hipóteses consideradas. Comparando os resultados sobre apoios indeslocáveis dos edifícios 1 e 2, percebe-se que para o edifício 2 essa amplificação é mais significativa por se tratar de um edifício mais alto, porém a influência sobre eles do efeito da interação solo-estrutura é menor.

Usando os valores da tabela 5.40 como amplificadores das ações “estáticas” do vento tem-se a situação apresentada nas figuras 5.60 a 5.62. Novamente, se verificam diferenças relevantes de amplitude de força, entre a consideração ou não da parcela flutuante no cálculo da ação do vento.

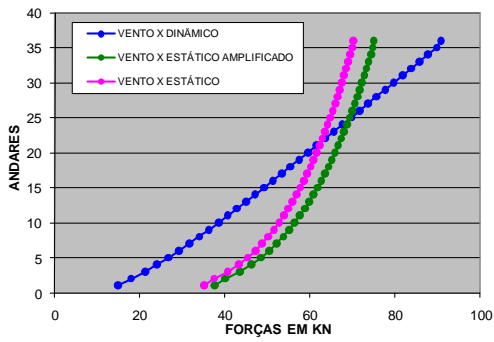


Figura 5.60 – Valores de ação do vento – Hipótese A, Edifício 2

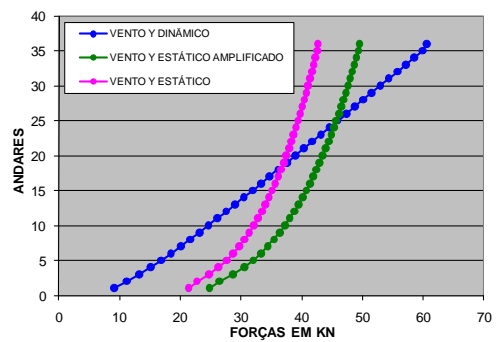
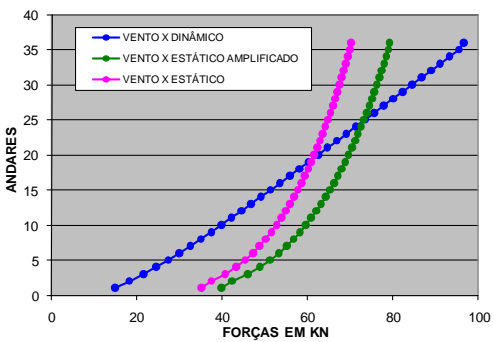
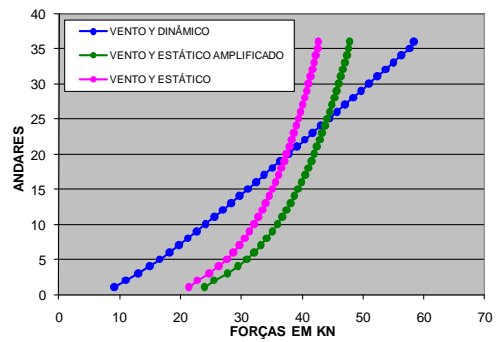


Figura 5.61 – Valores de ação do vento – Hipótese B, Edifício 2

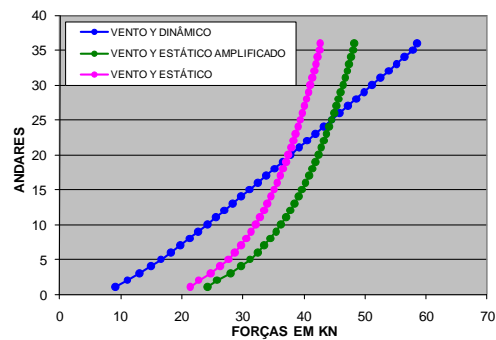
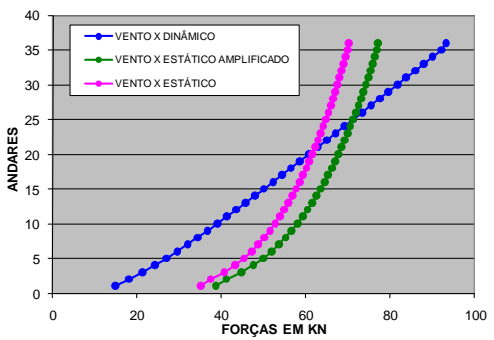


Figura 5.62 – Valores de ação do vento – Hipótese C, Edifício 2

Observando as figuras 5.60 a 5.62, percebe-se que a adoção do coeficiente C_{amp} como majorador da ação estática do vento traduz-se numa tentativa de redução do erro cometido quando da não consideração do vento total.

J) Aceleração para verificação do conforto humano (a)

Para a hipótese A, segundo X, a aceleração provocada pelo vento atinge níveis incômodos a partir do andar 26 para o período de 50 anos. Para os demais períodos não são atingidos níveis incômodos. Entretanto, de acordo com a NBR 6123:1988, a aceleração ultrapassa o limite recomendado a partir do andar 18, para o período de 50 anos, e a partir do andar 28, para o período de 10 anos; não ocorrendo nos demais períodos, (ver tabela 5.41 e figura 5.63).

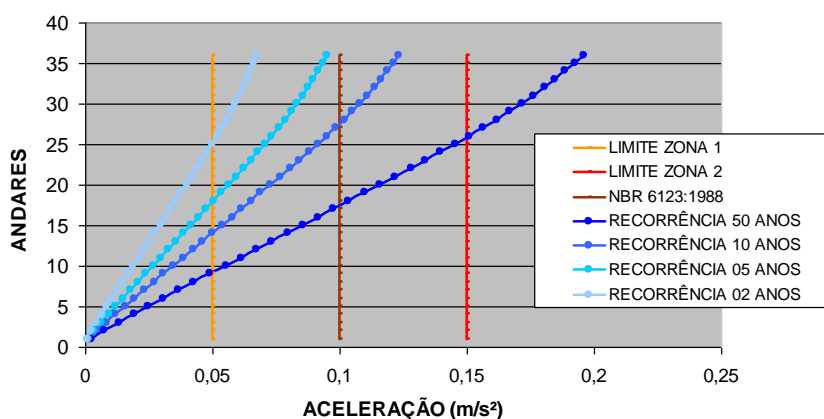


Figura 5.63 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 2

Segundo a direção Y, não são atingidos níveis incômodos, porém o limite recomendado por norma é ultrapassado a partir do andar 25, para o período de recorrência de 50 anos, (ver tabela 5.42 e figura 5.64).

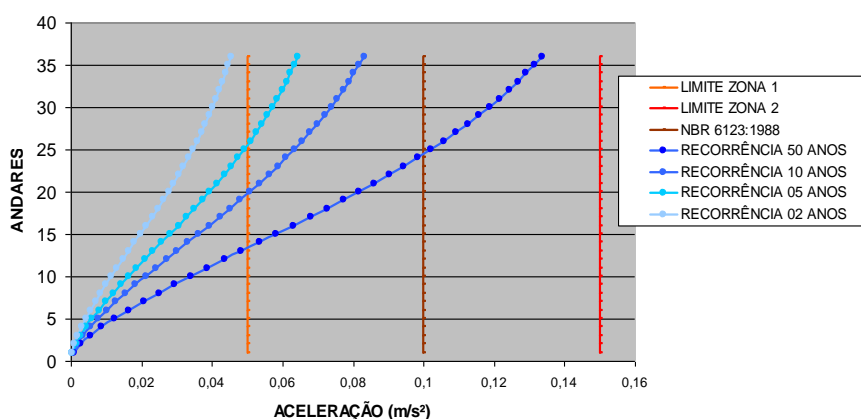


Figura 5.64 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 2

Tabela 5.41 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0009	1	0,0012	1	0,0016	1	0,0026	1
2	6,5	0,0026	1	0,0036	1	0,0047	1	0,0075	1
3	9,5	0,0046	1	0,0065	1	0,0084	1	0,0133	1
4	12,5	0,0066	1	0,0093	1	0,0120	1	0,0191	1
5	15,5	0,0086	1	0,0121	1	0,0157	1	0,0249	1
6	18,5	0,0106	1	0,0149	1	0,0194	1	0,0308	1
7	21,5	0,0127	1	0,0179	1	0,0231	1	0,0367	1
8	24,5	0,0148	1	0,0208	1	0,0270	1	0,0428	1
9	27,5	0,0169	1	0,0238	1	0,0308	1	0,049	1
10	30,5	0,019	1	0,0268	1	0,0347	1	0,0552	2
11	33,5	0,0211	1	0,0298	1	0,0386	1	0,0614	2
12	36,5	0,0232	1	0,0327	1	0,0424	1	0,0674	2
13	39,5	0,0253	1	0,0357	1	0,0462	1	0,0734	2
14	42,5	0,0274	1	0,0386	1	0,0500	2	0,0795	2
15	45,5	0,0295	1	0,0416	1	0,0539	2	0,0856	2
16	48,5	0,0316	1	0,0445	1	0,0577	2	0,0916	2
17	51,5	0,0336	1	0,0474	1	0,0615	2	0,0976	2
18	54,5	0,0357	1	0,0504	2	0,0653	2	0,1037	*** 2
19	57,5	0,0378	1	0,0533	2	0,0690	2	0,1097	2
20	60,5	0,0399	1	0,0563	2	0,0729	2	0,1158	2
21	63,5	0,042	1	0,0592	2	0,0768	2	0,1219	2
22	66,5	0,0441	1	0,0622	2	0,0806	2	0,128	2
23	69,5	0,0461	1	0,0651	2	0,0843	2	0,1339	2
24	72,5	0,0482	1	0,0679	2	0,0880	2	0,1398	2
25	75,5	0,0501	2	0,0707	2	0,0916	2	0,1455	2
26	78,5	0,052	2	0,0734	2	0,0951	2	0,151	3
27	81,5	0,0539	2	0,076	2	0,0985	2	0,1564	3
28	84,5	0,0557	2	0,0786	2	0,1018	*** 2	0,1617	3
29	88,5	0,0575	2	0,081	2	0,1050	2	0,1668	3
30	90,5	0,0591	2	0,0834	2	0,1080	2	0,1716	3
31	93,5	0,0607	2	0,0856	2	0,1110	2	0,1763	3
32	96,5	0,0622	2	0,0878	2	0,1137	2	0,1807	3
33	99,5	0,0637	2	0,0898	2	0,1163	2	0,1848	3
34	102,5	0,065	2	0,0917	2	0,1188	2	0,1887	3
35	105,5	0,0663	2	0,0935	2	0,1211	2	0,1924	3
36	108,5	0,0675	2	0,0952	2	0,1233	2	0,1959	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Tabela 5.42 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0003	1	0,0004	1	0,0006	1	0,0009	1
2	6,5	0,0010	1	0,0014	1	0,0018	1	0,0028	1
3	9,5	0,0019	1	0,0027	1	0,0035	1	0,0056	1
4	12,5	0,0030	1	0,0043	1	0,0055	1	0,0088	1
5	15,5	0,0042	1	0,006	1	0,0078	1	0,0125	1
6	18,5	0,0056	1	0,0079	1	0,0102	1	0,0165	1
7	21,5	0,0070	1	0,01	1	0,0128	1	0,0206	1
8	24,5	0,0085	1	0,012	1	0,0155	1	0,025	1
9	27,5	0,0100	1	0,0142	1	0,0183	1	0,0295	1
10	30,5	0,0116	1	0,0164	1	0,0212	1	0,034	1
11	33,5	0,0131	1	0,0187	1	0,0241	1	0,0387	1
12	36,5	0,0148	1	0,021	1	0,0271	1	0,0435	1
13	39,5	0,0164	1	0,0233	1	0,0301	1	0,0484	1
14	42,5	0,0181	1	0,0257	1	0,0332	1	0,0534	2
15	45,5	0,0198	1	0,0281	1	0,0363	1	0,0583	2
16	48,5	0,0215	1	0,0305	1	0,0393	1	0,0632	2
17	51,5	0,0231	1	0,0328	1	0,0423	1	0,0681	2
18	54,5	0,0247	1	0,0351	1	0,0453	1	0,0728	2
19	57,5	0,0263	1	0,0373	1	0,0481	1	0,0774	2
20	60,5	0,0278	1	0,0394	1	0,0509	2	0,0818	2
21	63,5	0,0292	1	0,0415	1	0,0536	2	0,0861	2
22	66,5	0,0307	1	0,0435	1	0,0562	2	0,0903	2
23	69,5	0,0320	1	0,0455	1	0,0588	2	0,0944	2
24	72,5	0,0334	1	0,0474	1	0,0611	2	0,0983	2
25	75,5	0,0347	1	0,0492	2	0,0635	2	0,1021	*** 2
26	78,5	0,0359	1	0,051	2	0,0657	2	0,1057	2
27	81,5	0,0371	1	0,0527	2	0,0679	2	0,1092	2
28	84,5	0,0382	1	0,0543	2	0,0700	2	0,1126	2
29	88,5	0,0393	1	0,0558	2	0,0720	2	0,1158	2
30	90,5	0,0403	1	0,0573	2	0,0739	2	0,1188	2
31	93,5	0,0413	1	0,0586	2	0,0756	2	0,1216	2
32	96,5	0,0422	1	0,0599	2	0,0773	2	0,1243	2
33	99,5	0,0431	1	0,0612	2	0,0789	2	0,1269	2
34	102,5	0,0439	1	0,0623	2	0,0803	2	0,1292	2
35	105,5	0,0446	1	0,0634	2	0,0817	2	0,1315	2
36	108,5	0,0454	1	0,0644	2	0,0831	2	0,1337	2

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Para a hipótese B, segundo a direção X, igualmente à hipótese A, a aceleração provocada pelo vento atinge níveis incômodos somente a partir do andar 26, para o período de recorrência de 50 anos, não ocorrendo para os demais. Já, de acordo com a NBR 6123:1988, a aceleração ultrapassa o limite recomendado a partir do andar 17, para o período de recorrência de 50 anos, e a partir do andar 32, para o período de recorrência de 10 anos; não ocorrendo nos demais períodos, (ver tabela 5.43 e figura 5.65).

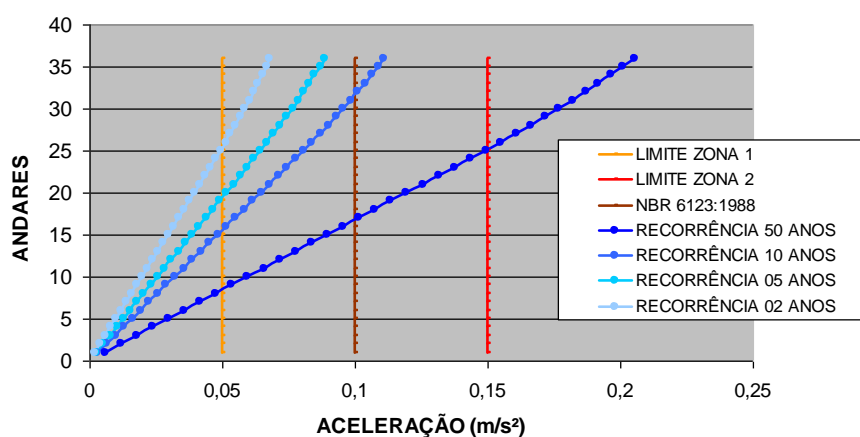


Figura 5.65 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 2

Segundo a direção Y, não são atingidos níveis incômodos, porém o limite recomendado por norma é ultrapassado a partir do andar 25, para o período de recorrência de 50 anos, (ver tabela 5.44 e figura 5.66).

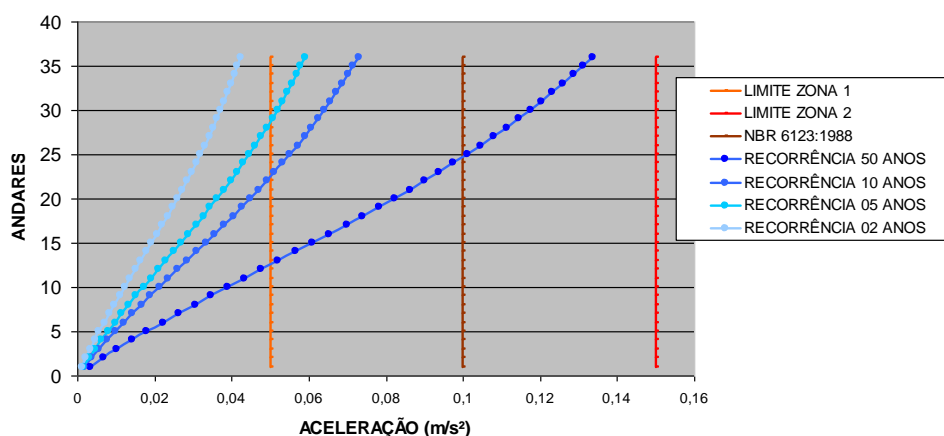


Figura 5.66 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 2

Tabela 5.43 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0019	1	0,0025	1	0,0031	1	0,0057	1
2	6,5	0,0039	1	0,0051	1	0,0064	1	0,0118	1
3	9,5	0,0060	1	0,0078	1	0,0097	1	0,0180	1
4	12,5	0,0079	1	0,0103	1	0,0129	1	0,0239	1
5	15,5	0,0098	1	0,0129	1	0,0161	1	0,0297	1
6	18,5	0,0118	1	0,0154	1	0,0192	1	0,0356	1
7	21,5	0,0137	1	0,0179	1	0,0224	1	0,0415	1
8	24,5	0,0157	1	0,0205	1	0,0257	1	0,0474	1
9	27,5	0,0177	1	0,0231	1	0,0289	1	0,0535	2
10	30,5	0,0197	1	0,0257	1	0,0322	1	0,0595	2
11	33,5	0,0217	1	0,0284	1	0,0355	1	0,0656	2
12	36,5	0,0237	1	0,0309	1	0,0387	1	0,0716	2
13	39,5	0,0257	1	0,0335	1	0,0419	1	0,0775	2
14	42,5	0,0277	1	0,0361	1	0,0452	1	0,0835	2
15	45,5	0,0296	1	0,0387	1	0,0484	1	0,0895	2
16	48,5	0,0316	1	0,0413	1	0,0517	2	0,0955	2
17	51,5	0,0336	1	0,0439	1	0,0549	2	0,1015	*** 2
18	54,5	0,0356	1	0,0465	1	0,0582	2	0,1075	2
19	57,5	0,0376	1	0,0491	2	0,0614	2	0,1135	2
20	60,5	0,0396	1	0,0517	2	0,0647	2	0,1195	2
21	63,5	0,0416	1	0,0543	2	0,0680	2	0,1256	2
22	66,5	0,0436	1	0,0569	2	0,0712	2	0,1317	2
23	69,5	0,0456	1	0,0595	2	0,0745	2	0,1377	2
24	72,5	0,0476	1	0,0621	2	0,0777	2	0,1436	2
25	75,5	0,0495	2	0,0646	2	0,0808	2	0,1494	2
26	78,5	0,0514	2	0,0670	2	0,0839	2	0,1551	3
27	81,5	0,0532	2	0,0695	2	0,0870	2	0,1607	3
28	84,5	0,0551	2	0,0719	2	0,0900	2	0,1662	3
29	88,5	0,0569	2	0,0742	2	0,0929	2	0,1717	3
30	90,5	0,0586	2	0,0765	2	0,0957	2	0,1769	3
31	93,5	0,0603	2	0,0787	2	0,0985	2	0,1821	3
32	96,5	0,0620	2	0,0809	2	0,1012	*** 2	0,1870	3
33	99,5	0,0636	2	0,0829	2	0,1038	2	0,1918	3
34	102,5	0,0651	2	0,0849	2	0,1063	2	0,1965	3
35	105,5	0,0666	2	0,0869	2	0,1087	2	0,2010	3
36	108,5	0,0680	2	0,0888	2	0,1111	2	0,2053	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Tabela 5.44 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0011	1	0,0015	1	0,0018	1	0,0033	1
2	6,5	0,0021	1	0,0030	1	0,0036	1	0,0067	1
3	9,5	0,0033	1	0,0046	1	0,0056	1	0,0103	1
4	12,5	0,0045	1	0,0063	1	0,0077	1	0,0142	1
5	15,5	0,0057	1	0,0080	1	0,0099	1	0,0181	1
6	18,5	0,0070	1	0,0098	1	0,0121	1	0,0222	1
7	21,5	0,0083	1	0,0116	1	0,0143	1	0,0263	1
8	24,5	0,0096	1	0,0134	1	0,0166	1	0,0305	1
9	27,5	0,0110	1	0,0153	1	0,0189	1	0,0347	1
10	30,5	0,0123	1	0,0172	1	0,0213	1	0,0390	1
11	33,5	0,0137	1	0,0191	1	0,0236	1	0,0433	1
12	36,5	0,0151	1	0,0210	1	0,0260	1	0,0477	1
13	39,5	0,0165	1	0,0230	1	0,0284	1	0,0521	2
14	42,5	0,0179	1	0,0250	1	0,0309	1	0,0566	2
15	45,5	0,0193	1	0,0269	1	0,0333	1	0,0610	2
16	48,5	0,0207	1	0,0289	1	0,0357	1	0,0654	2
17	51,5	0,0221	1	0,0308	1	0,0381	1	0,0698	2
18	54,5	0,0234	1	0,0327	1	0,0404	1	0,0741	2
19	57,5	0,0247	1	0,0345	1	0,0427	1	0,0782	2
20	60,5	0,0260	1	0,0363	1	0,0449	1	0,0823	2
21	63,5	0,0273	1	0,0381	1	0,0471	1	0,0863	2
22	66,5	0,0285	1	0,0398	1	0,0492	2	0,0902	2
23	69,5	0,0297	1	0,0415	1	0,0512	2	0,0939	2
24	72,5	0,0309	1	0,0431	1	0,0532	2	0,0976	2
25	75,5	0,0320	1	0,0447	1	0,0552	2	0,1012	*** 2
26	78,5	0,0331	1	0,0462	1	0,0571	2	0,1047	2
27	81,5	0,0342	1	0,0477	1	0,0590	2	0,1081	2
28	84,5	0,0352	1	0,0492	2	0,0607	2	0,1114	2
29	88,5	0,0362	1	0,0506	2	0,0625	2	0,1146	2
30	90,5	0,0372	1	0,0519	2	0,0641	2	0,1176	2
31	93,5	0,0381	1	0,0532	2	0,0657	2	0,1205	2
32	96,5	0,0390	1	0,0544	2	0,0673	2	0,1233	2
33	99,5	0,0399	1	0,0556	2	0,0687	2	0,1260	2
34	102,5	0,0407	1	0,0568	2	0,0702	2	0,1286	2
35	105,5	0,0415	1	0,0579	2	0,0715	2	0,1312	2
36	108,5	0,0423	1	0,0590	2	0,0729	2	0,1336	2

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Para a hipótese C, segundo a direção X, a aceleração provocada pelo vento atinge níveis incômodos somente a partir do andar 27, para o período de recorrência de 50 anos, não ocorrendo para os demais. Já, de acordo com a NBR 6123:1988, a aceleração ultrapassa o limite recomendado a partir do andar 18, para o período de recorrência de 50 anos, e a partir do andar 31, para o período de recorrência de 10 anos; não ocorrendo nos demais períodos, (ver tabela 5.45 e figura 5.67).

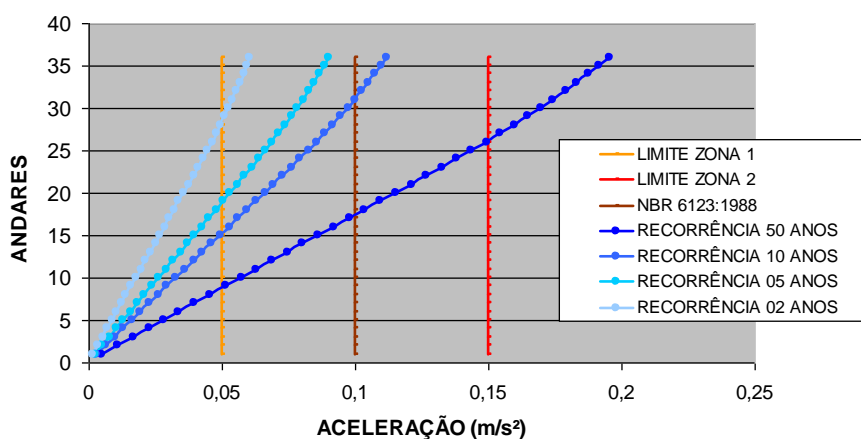


Figura 5.67 – Acelerações – Direção X, Hipótese C, Edifício 2

Segundo a direção Y, não são atingidos níveis incômodos como também não é ultrapassado o limite recomendado por norma, para todos os períodos de recorrência, (ver tabela 5.46 e figura 5.68).

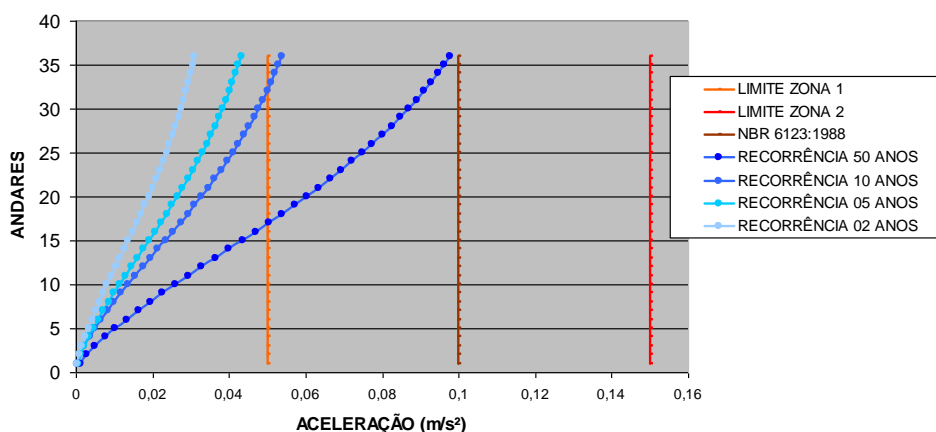


Figura 5.68 – Acelerações – Direção Y, Hipótese C, Edifício 2

Tabela 5.45 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese C, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0016	1	0,0023	1	0,0029	1	0,0050	1
2	6,5	0,0034	1	0,0050	1	0,0062	1	0,0108	1
3	9,5	0,0052	1	0,0078	1	0,0097	1	0,0169	1
4	12,5	0,0070	1	0,0104	1	0,0130	1	0,0226	1
5	15,5	0,0088	1	0,0130	1	0,0162	1	0,0282	1
6	18,5	0,0105	1	0,0157	1	0,0194	1	0,0339	1
7	21,5	0,0123	1	0,0183	1	0,0227	1	0,0396	1
8	24,5	0,0141	1	0,0210	1	0,0260	1	0,0454	1
9	27,5	0,0159	1	0,0237	1	0,0294	1	0,0513	2
10	30,5	0,0177	1	0,0264	1	0,0328	1	0,0572	2
11	33,5	0,0196	1	0,0291	1	0,0362	1	0,0631	2
12	36,5	0,0214	1	0,0318	1	0,0395	1	0,0689	2
13	39,5	0,0232	1	0,0345	1	0,0428	1	0,0746	2
14	42,5	0,0250	1	0,0371	1	0,0461	1	0,0804	2
15	45,5	0,0268	1	0,0398	1	0,0494	2	0,0862	2
16	48,5	0,0286	1	0,0425	1	0,0528	2	0,0920	2
17	51,5	0,0304	1	0,0452	1	0,0561	2	0,0978	2
18	54,5	0,0322	1	0,0478	1	0,0594	2	0,1036	*** 2
19	57,5	0,0339	1	0,0505	2	0,0627	2	0,1094	2
20	60,5	0,0358	1	0,0532	2	0,0661	2	0,1152	2
21	63,5	0,0376	1	0,0559	2	0,0694	2	0,1211	2
22	66,5	0,0394	1	0,0586	2	0,0728	2	0,1269	2
23	69,5	0,0412	1	0,0613	2	0,0761	2	0,1327	2
24	72,5	0,0429	1	0,0639	2	0,0793	2	0,1383	2
25	75,5	0,0446	1	0,0664	2	0,0825	2	0,1438	2
26	78,5	0,0463	1	0,0689	2	0,0856	2	0,1493	2
27	81,5	0,0480	1	0,0714	2	0,0886	2	0,1546	3
28	84,5	0,0496	2	0,0738	2	0,0916	2	0,1598	3
29	88,5	0,0512	2	0,0761	2	0,0945	2	0,1648	3
30	90,5	0,0527	2	0,0784	2	0,0973	2	0,1697	3
31	93,5	0,0542	2	0,0806	2	0,1000	*** 2	0,1745	3
32	96,5	0,0556	2	0,0827	2	0,1026	2	0,1790	3
33	99,5	0,0569	2	0,0847	2	0,1051	2	0,1833	3
34	102,5	0,0582	2	0,0866	2	0,1075	2	0,1875	3
35	105,5	0,0594	2	0,0884	2	0,1098	2	0,1915	3
36	108,5	0,0606	2	0,0902	2	0,1120	2	0,1953	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Tabela 5.46 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese C, Edifício 2

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	3,5	0,0004	1	0,0005	1	0,0004	1	0,0011	1
2	6,5	0,0009	1	0,0013	1	0,0011	1	0,0029	1
3	9,5	0,0016	1	0,0022	1	0,0022	1	0,0051	1
4	12,5	0,0024	1	0,0033	1	0,0036	1	0,0076	1
5	15,5	0,0033	1	0,0046	1	0,0050	1	0,0103	1
6	18,5	0,0042	1	0,0059	1	0,0066	1	0,0133	1
7	21,5	0,0052	1	0,0072	1	0,0083	1	0,0163	1
8	24,5	0,0062	1	0,0086	1	0,0100	1	0,0195	1
9	27,5	0,0072	1	0,0100	1	0,0118	1	0,0227	1
10	30,5	0,0082	1	0,0115	1	0,0137	1	0,0260	1
11	33,5	0,0093	1	0,0130	1	0,0156	1	0,0294	1
12	36,5	0,0104	1	0,0145	1	0,0175	1	0,0329	1
13	39,5	0,0115	1	0,0161	1	0,0195	1	0,0364	1
14	42,5	0,0126	1	0,0176	1	0,0215	1	0,0399	1
15	45,5	0,0137	1	0,0192	1	0,0235	1	0,0435	1
16	48,5	0,0149	1	0,0207	1	0,0254	1	0,0470	1
17	51,5	0,0160	1	0,0223	1	0,0274	1	0,0504	2
18	54,5	0,0170	1	0,0238	1	0,0293	1	0,0538	2
19	57,5	0,0181	1	0,0252	1	0,0311	1	0,0571	2
20	60,5	0,0191	1	0,0266	1	0,0329	1	0,0603	2
21	63,5	0,0201	1	0,0280	1	0,0346	1	0,0634	2
22	66,5	0,0210	1	0,0293	1	0,0363	1	0,0664	2
23	69,5	0,0219	1	0,0306	1	0,0380	1	0,0693	2
24	72,5	0,0228	1	0,0319	1	0,0395	1	0,0722	2
25	75,5	0,0237	1	0,0331	1	0,0411	1	0,0749	2
26	78,5	0,0245	1	0,0342	1	0,0425	1	0,0775	2
27	81,5	0,0253	1	0,0353	1	0,0439	1	0,0801	2
28	84,5	0,0261	1	0,0364	1	0,0453	1	0,0825	2
29	88,5	0,0268	1	0,0374	1	0,0466	1	0,0848	2
30	90,5	0,0275	1	0,0384	1	0,0478	1	0,0870	2
31	93,5	0,0282	1	0,0393	1	0,0489	1	0,0891	2
32	96,5	0,0288	1	0,0402	1	0,0500	2	0,0910	2
33	99,5	0,0294	1	0,0410	1	0,0510	2	0,0929	2
34	102,5	0,0299	1	0,0418	1	0,0520	2	0,0946	2
35	105,5	0,0305	1	0,0425	1	0,0529	2	0,0963	2
36	108,5	0,0310	1	0,0432	1	0,0538	2	0,0979	2

Da análise dos resultados verifica-se pequena influência das condições de apoio, quanto ao conforto humano, além do que, ao contrário do que se percebe quando se trata de estabilidade global, à medida que as fundações tornam-se mais flexíveis, as acelerações diminuem, reduzindo o desconforto.

K) Fator de carga de colapso (f_{cc})

A figura 5.69 apresenta o trecho da planta baixa de forma onde se localiza o pórtico escolhido para a realização da análise elasto-plástica, e a figura 5.70 apresenta um esquema do pórtico plano analisado.

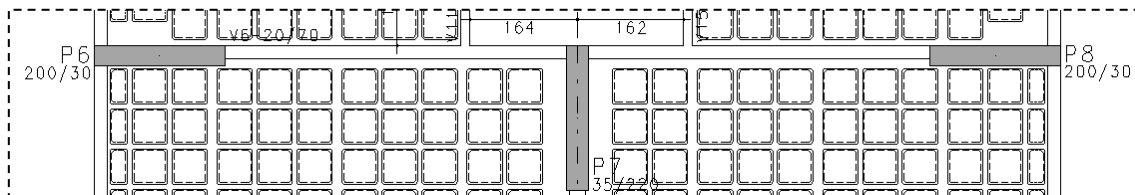


Figura 5.69 – Trecho da planta baixa de forma – Edifício 2

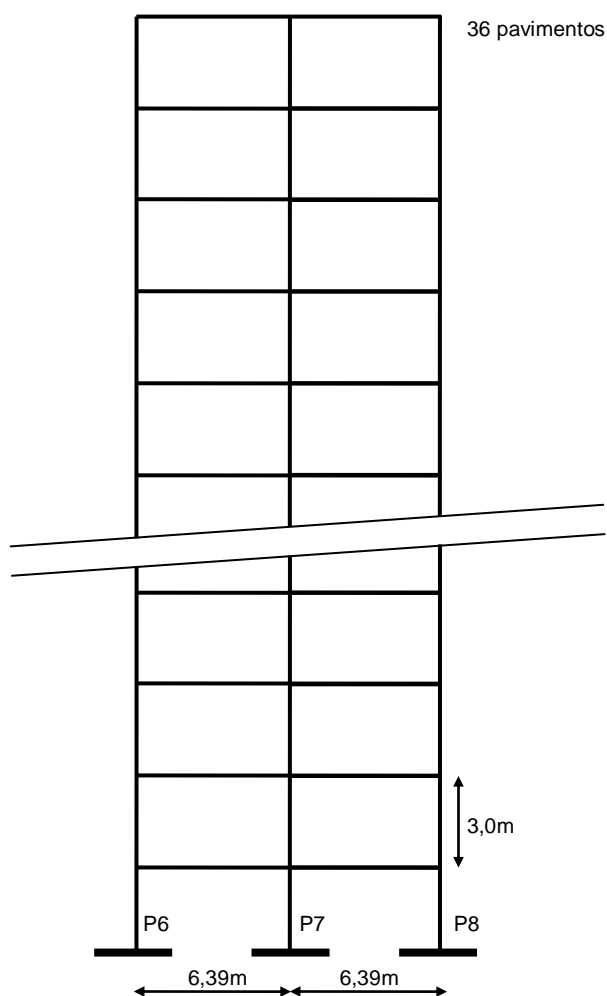


Figura 5.70 – Esquema do pórtico plano – Edifício 2

As figuras 5.71 a 5.73 apresentam as configurações deformadas do pórtico plano da figura 5.70 para as hipóteses A, B e C, para as situações de carregamento especificadas em 4.2.11.

A figura 5.71 mostra que, de acordo com os critérios adotados, o pórtico plano extraído do edifício 2 apresenta, para a hipótese A, o primeiro ponto crítico para $FC=1,0$. O número de pontos críticos aumenta a medida em que crescem os valores de FC . O limite B é ultrapassado somente para $FC=2,0$ e o colapso é atingido para $FC=2,3$. Portanto, para o edifício 2, hipótese A, $f_{cc} = 2,3$.

A figura 5.72 mostra que, para a hipótese B, um número maior de pontos críticos surgem para $FC=1,0$, além do que o colapso ocorre mais cedo, para $FC=2,18$. Para a hipótese C, figura 5.73, ocorre situação semelhante a B porém com o colapso ocorrendo para $FC=2,2$. Portanto, para o edifício 2, hipótese B, $f_{cc}=2,18$ e para a hipótese C $f_{cc}=2,2$.

A comparação entre os resultados sugere pequena influência da interação solo-estrutura sobre o fator de colapso, cerca de 5,2% de redução, entretanto demonstra sensível influência quanto ao número de pontos críticos formados para valores baixos de FC .

Quanto a consideração da ação do vento amplificada pelos valores de C_{amp} dados na tabela 5.40, para a hipótese A o valor de f_{cc} reduziu-se de 2,3 para 2,2, cerca de 5%; para a hipótese B f_{cc} reduziu-se de 2,18 para 1,9, cerca de 13%; e para a hipótese C, a redução foi de 2,2 para 1,95, cerca de 12%, como se pode ver através das figuras 5.74 a 5.76. A consideração do efeito conjunto da interação solo-estrutura e da amplificação da ação do vento reduziu f_{cc} de 2,3 para 1,9, cerca de 17,4%.

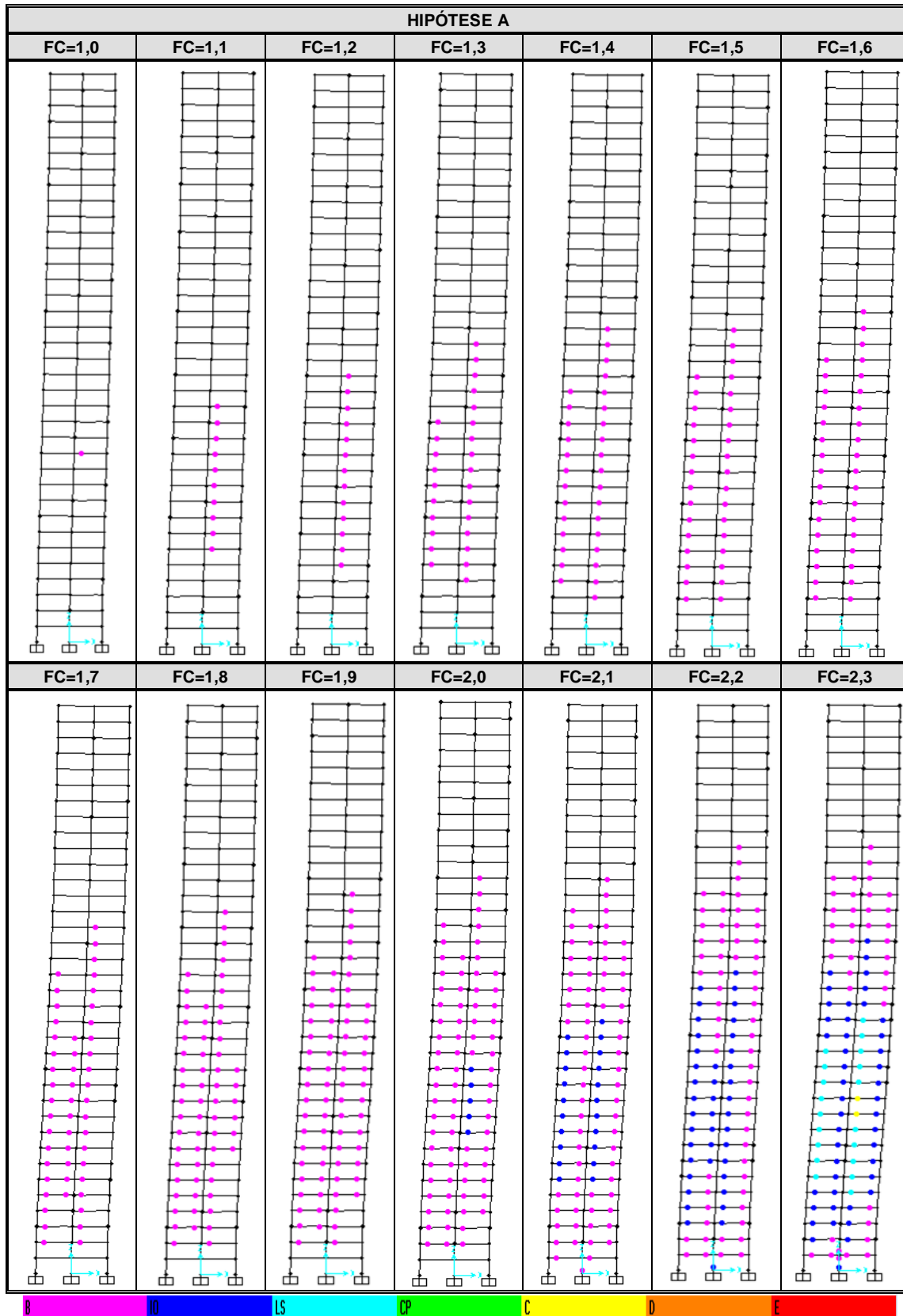


Figura 5.71 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 2

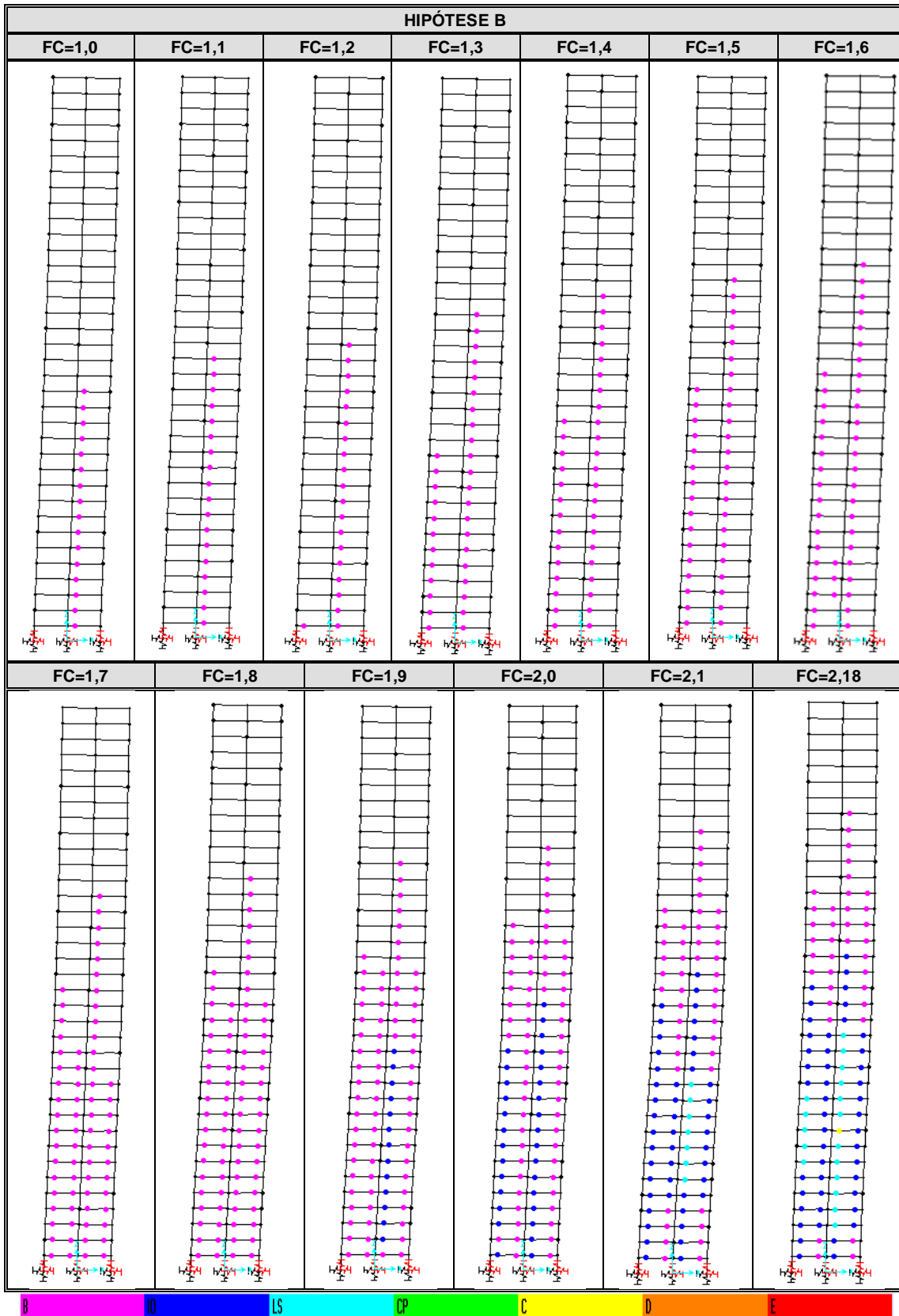


Figura 5.72 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 2

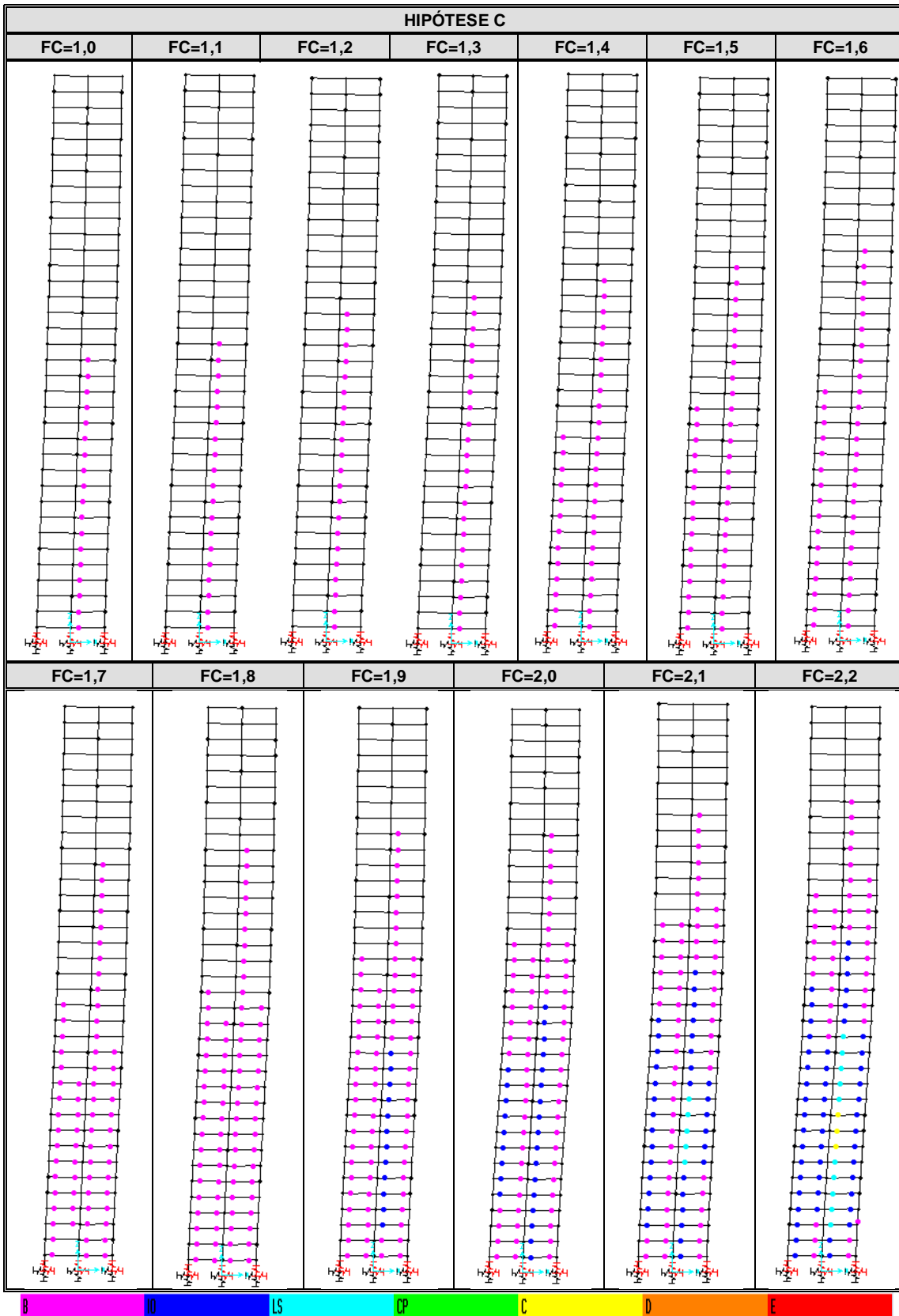


Figura 5.73 – Configurações deformadas – Hipótese C, Edifício 2

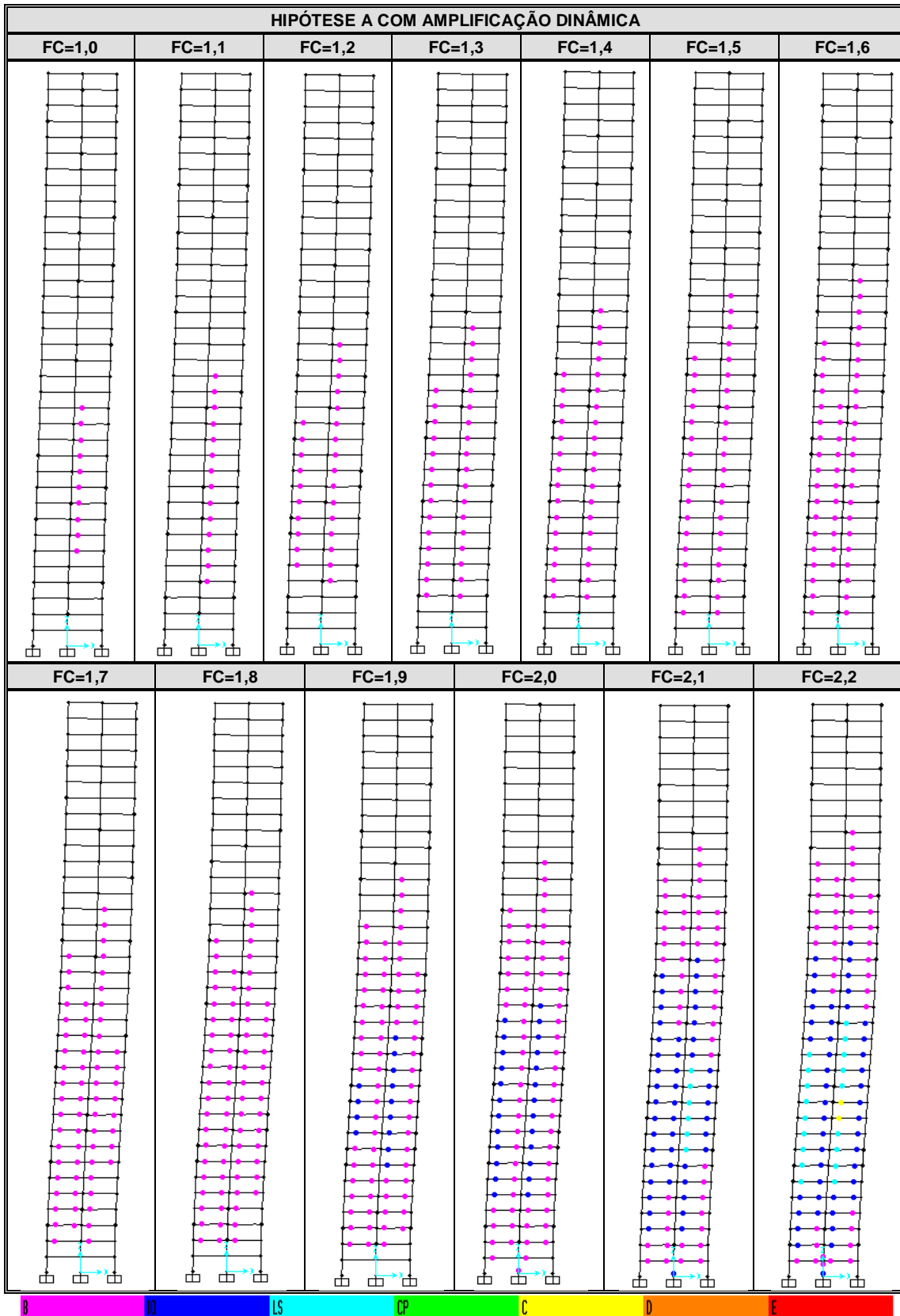


Figura 5.74 – Configurações deformadas – Hipótese A + Amplificação Dinâmica, Edifício 2

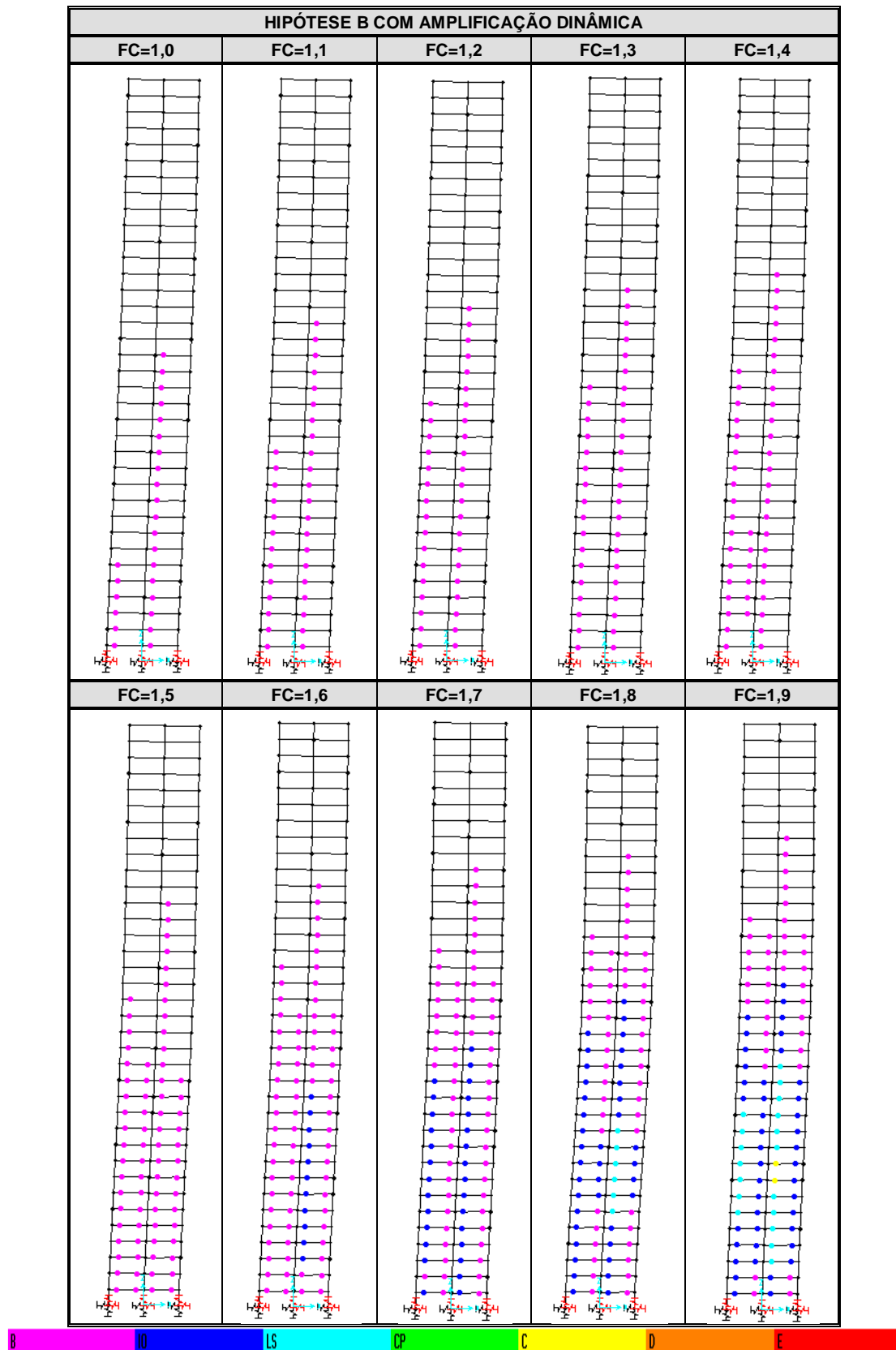


Figura 5.75 – Configurações deformadas – Hipótese B + Amplificação Dinâmica, Edifício 2

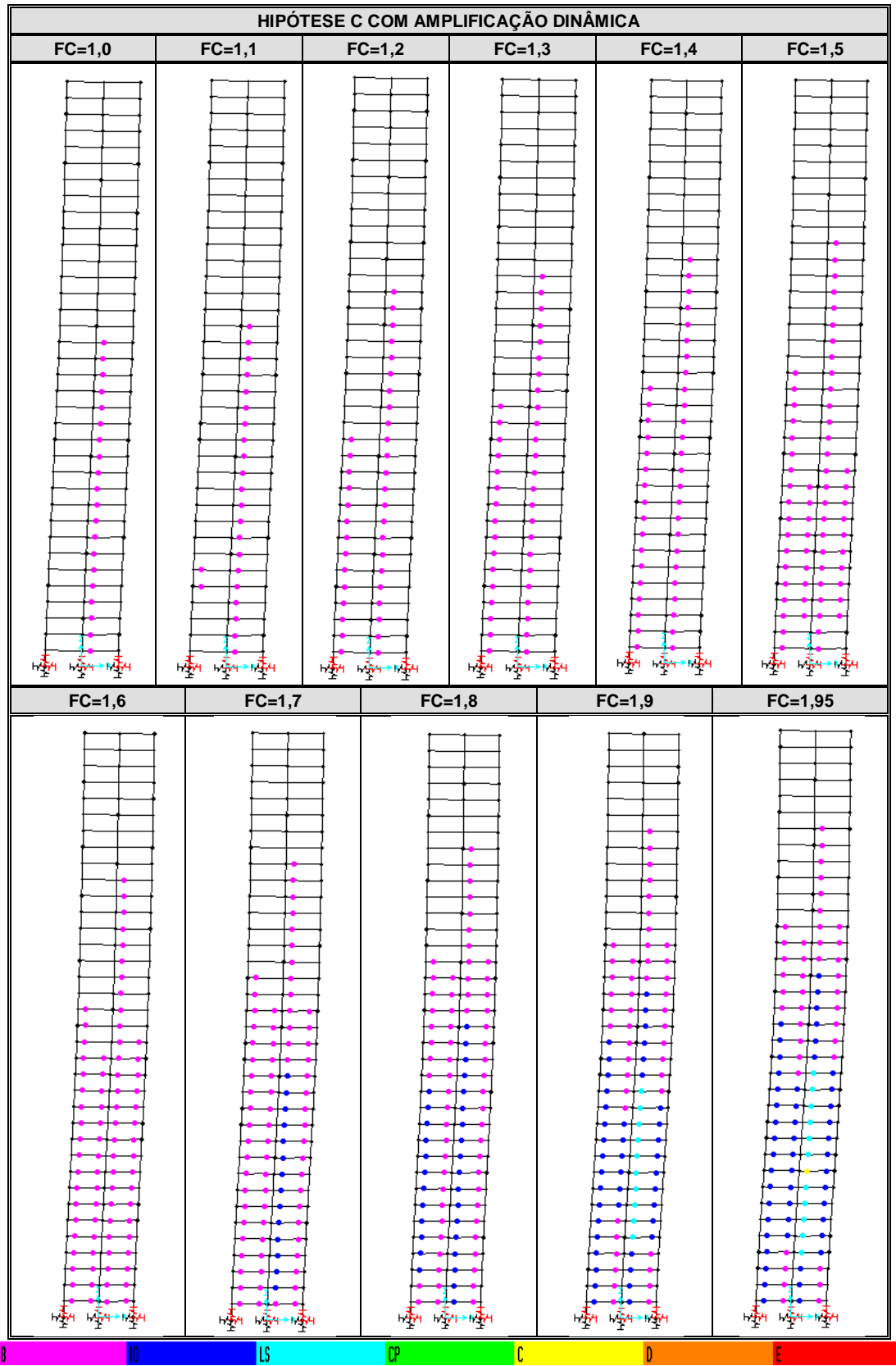


Figura 5.76 – Configurações deformadas – Hipótese C + Amplificação Dinâmica, Edifício 2

5.2.3 Edifício 3 – 42 Pavimentos

5.2.3.1 O Material

Considerou-se para o edifício 3, a classe II de agressividade ambiental, e a resistência característica do concreto (f_{ck}) assume o valor de 40MPa para a fundação e para os 11 primeiros pavimentos; de 35MPa para o 12° até o 23° pavimento; e 30MPa para os demais pavimentos. Para módulos de elasticidade longitudinal foram utilizados, portanto, segundo prescrição da NBR 6118:2003, os valores a seguir:

Tabela 5.47 – Resistência característica e módulo de elasticidade – Edifício 3

PAVIMENTOS	f_{ck} (MPa)	E_{ci} (MPa)	E_{cs} (MPa)
Fundação ao 11°	40	35417,5	30104,9
12° ao 23°	35	33130,0	28160,5
24° ao 42°	30	30672,5	26071,6

5.2.3.2 A Estrutura

O edifício 3 é composto por 42 pavimentos, com altura de 2,95m cada, resultando numa altura total de 123,9m. Trata-se de um edifício com dimensões em planta de acordo com a figura 5.77 e sistema estrutural constituído por pórticos planos segundo duas direções ortogonais.

Os pavimentos são compostos por lajes maciças de 8cm e lajes nervuradas bidirecionais de 26cm de altura total (capa 5cm e altura de nervura 21cm). As vigas do contorno tem 12cm x 140cm, enquanto que as internas têm, em sua maioria, 15cm x 70cm que, em alguns trechos devido a exigências arquitetônicas, assumem a seção 30cm x 45cm.

O mapa de cargas correspondente a estrutura do edifício 3 encontra-se na tabela 5.48.

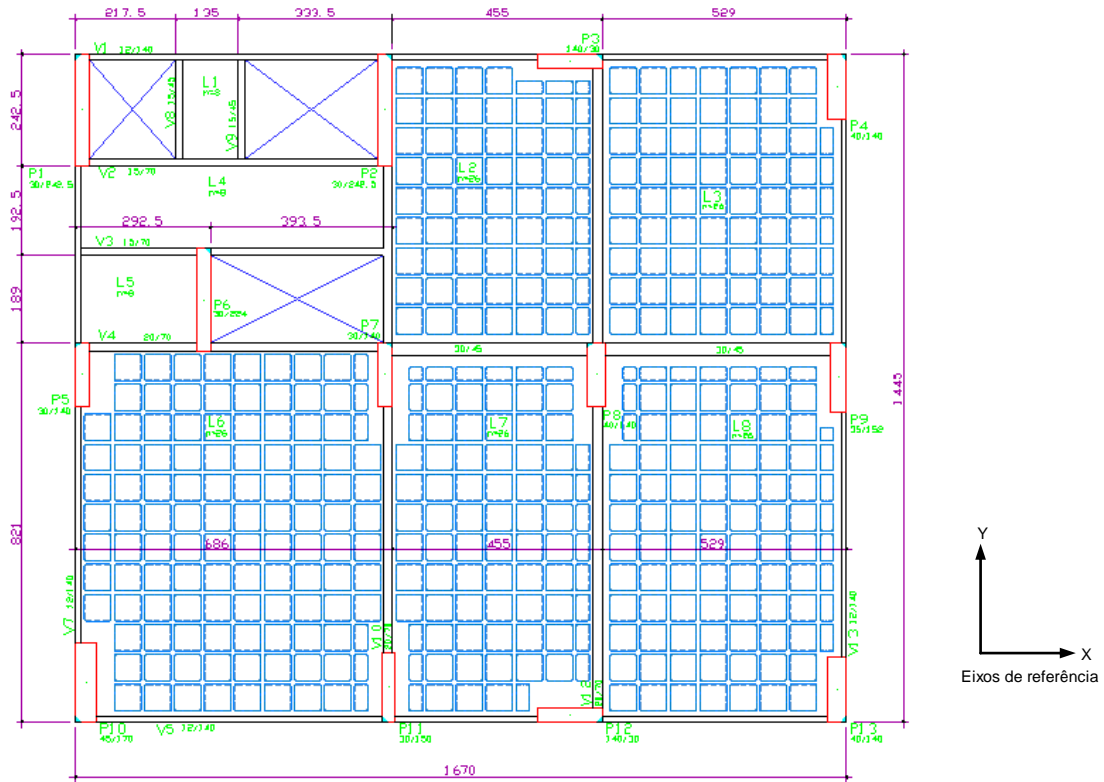


Figura 5.77 - Planta baixa da forma do pavimento-tipo – Edifício 3

Tabela 5.48 – Mapa de cargas - Edifício 3

PILAR	CARGAS										
	VERTICAL	VENTO X					VENTO Y				
		F _z	F _z	F _x	F _y	M _x	M _y	F _z	F _x	F _y	M _x
P1	7610	-2135	67	-46	232	182	3749	-4	264	-2136	-11
P2	10940	-1795	86	39	-10	200	2169	-3	445	-2846	-11
P3	6580	563	504	1	-2	1921	1866	-32	17	-41	-143
P4	6180	2992	74	5	-57	229	2772	-9	195	-1014	-20
P5	6450	-1583	47	7	27	114	-707	4	75	-437	4
P6	8060	-332	89	0	97	195	644	-1	235	-1886	-3
P7	9100	-74	53	-5	11	120	-662	-3	118	-582	-4
P8	13250	444	75	3	-20	232	-101	0	148	-860	-1
P9	7860	2038	49	6	-58	163	-149	0	207	-1122	0
P10	9010	-1991	102	-15	110	383	-3638	7	128	-1108	25
P11	8800	-1554	57	-14	23	129	-1608	3	108	-680	7
P12	7350	387	491	3	-3	1965	-1792	37	13	-37	142
P13	6670	2996	75	13	-59	236	-2764	7	165	-980	18

Obs: forças em kN e momentos em kNm.

5.2.3.3 A Fundação

Para o edifício 3, fez-se um estudo sobre base indeslocável (HIPÓTESE A) e, em seguida, considerou-se o efeito da interação solo-estrutura através da solução em estacas de concreto armado moldadas no local (HIPÓTESE B), definida a partir do perfil de solo da figura 5.78 e do mapa de cargas da tabela 5.48.

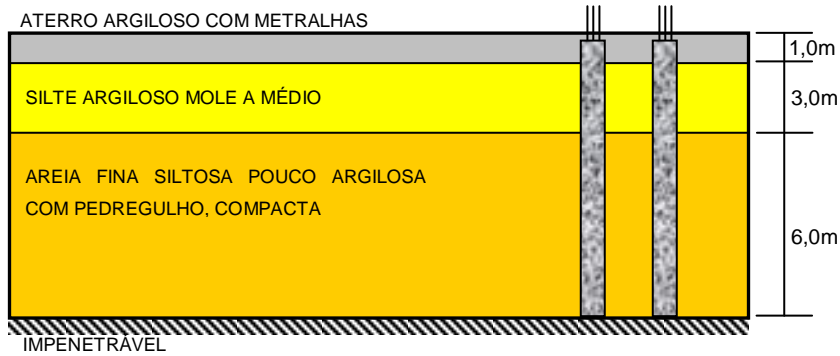


Figura 5.78 – Perfil característico do solo – Edifício 3

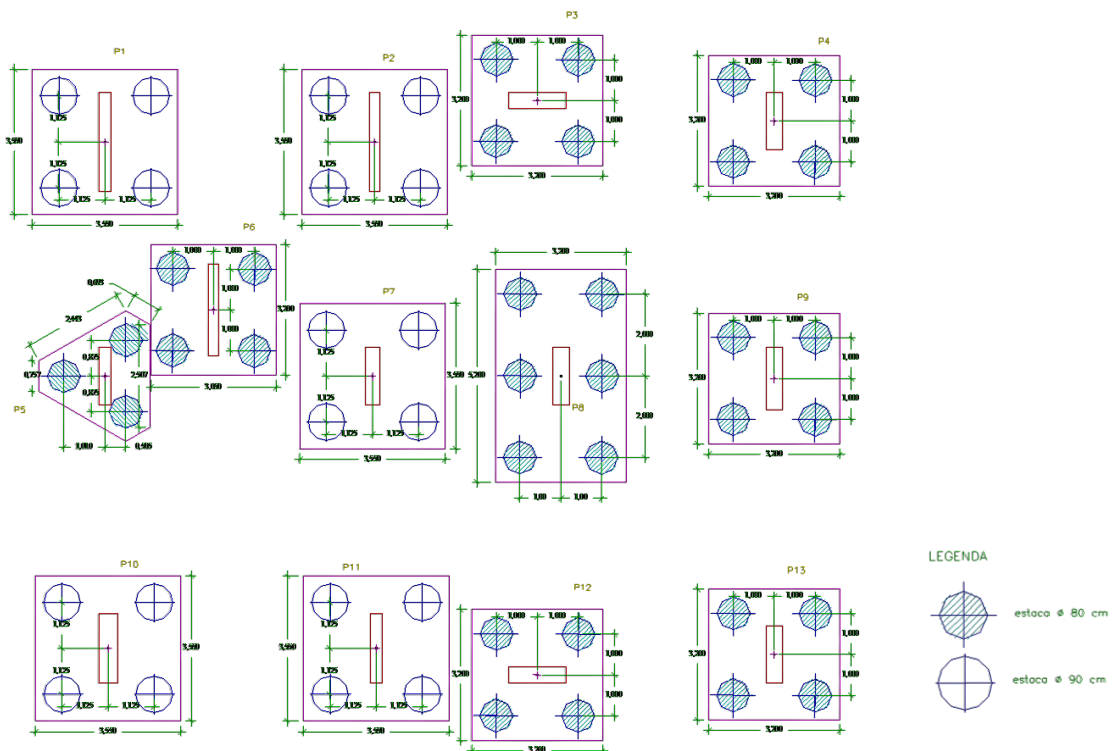


Figura 5.79 – Planta de fundação (Estaqueamento) – Edifício 3

Os recalques iniciais decorrentes da hipótese B encontram-se na tabela 5.49. Deles é possível perceber que a solução adotada para a fundação leva a valores pequenos de recalque.

Tabela 5.49 – Recalques absolutos iniciais, sem ISE – Hipótese B, Edifício 3

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)
	HIPÓTESE B		HIPÓTESE B
P1	1,40	P8	2,05
P2	2,02	P9	1,84
P3	1,54	P10	1,66
P4	1,44	P11	1,62
P5	2,01	P12	1,72
P6	1,88	P13	1,56
P7	1,68		

Admitindo-se os recalques dados na tabela 5.49 e o desaprumo nulo, o gráfico da figura 5.80 apresenta os 78 valores de rotações (θ) ou distorções angulares iniciais (β) para a hipótese B, como também as linhas referentes aos limites 1/500 e 1/300. Observe-se que os valores de distorção também são pequenos e, portanto, o efeito da interação em termos de distorção angular torna-se também pequeno.

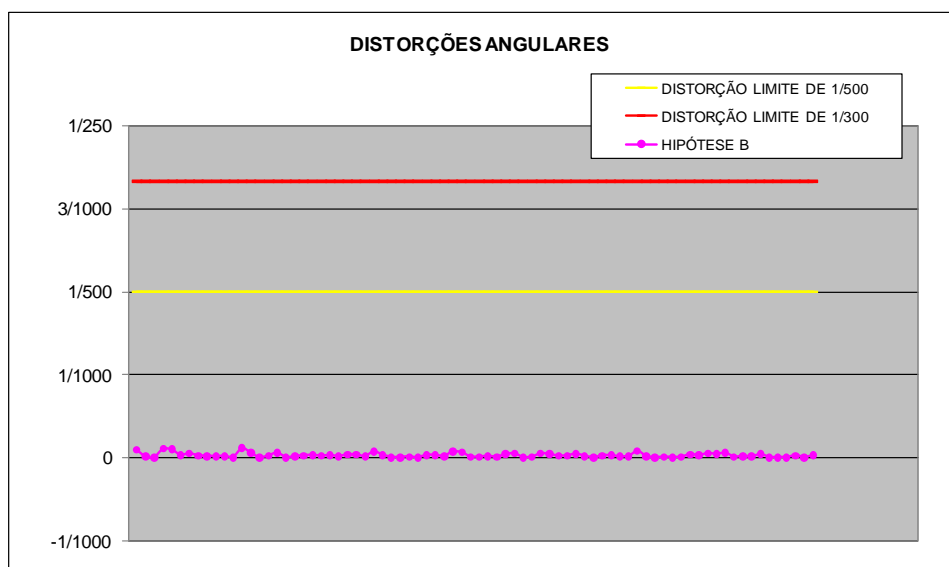


Figura 5.80 – Distorções angulares iniciais, sem ISE – Hipótese B, Edifício 3

Os valores de recalque para a hipótese B resulta nos valores para os coeficientes de rigidez nas direções X, Y e Z apresentados na tabela 5.50.

Tabela 5.50 – Coeficientes de Rigidez – Hipóteses B – Edifício 3

PILAR	HIPÓTESE B		
	RIGX	RIGY	RIGZ
01	6854000	6854000	5417110
02	6854000	6854000	5417110
03	6854000	6854000	5417110
04	6854000	6854000	5417110
05	4278990	4278990	4278990
06	4278990	4278990	4278990
07	4278990	4278990	4278990
08	4278990	4278990	4278990
09	4278990	4278990	4278990
10	1638000	1638000	3215430
11	17123280	6451610	6451610
12	6854000	6854000	5417110
13	6854000	6854000	5417110

Unidade: kN, m, radianos.

A partir dos valores de rigidez descritos na tabela 5.50 chega-se aos seguintes valores de recalques absolutos, chamados de recalques finais, apresentados na tabela 5.51, que levam a distorções igualmente pequenas. Esses resultados, na prática, não justificariam uma análise considerando a interação solo-estrutura, porém, devido a grande altura e conseqüente esbeltez da estrutura, as duas condições foram analisadas.

Tabela 5.51 – Recalques absolutos finais, com ISE – Hipótese B, Edifício 3

PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)	PILAR	RECALQUES ABSOLUTOS (mm)
	HIPÓTESE B		HIPÓTESE B
P1	1,46	P8	2,03
P2	1,97	P9	1,81
P3	1,57	P10	1,68
P4	1,47	P11	1,64
P5	1,95	P12	1,71
P6	1,86	P13	1,58
P7	1,69		

5.2.3.4 A Ação do Vento

Segundo a NBR 6123:1988 e de acordo com as características do edifício 3, tem-se os seguintes parâmetros para determinação das forças estáticas relativas ao vento descritas na tabela 5.52.

V_0 – Velocidade básica = 30 m/s
 S_1 – Fator topográfico = 1
 S_2 – Categoria de rugosidade \Rightarrow II

S_2 – Classe da Edificação \Rightarrow C
 S_3 – Fator estatístico = 1
 Coeficientes de arrasto : $C_a(X) = 1,41$
 $C_a(Y) = 1,49$

Tabela 5.52 – Forças estáticas devidas ao vento nas direções X e Y – Edifício 3

ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)	ANDAR	FORÇAS EM X (KN)	FORÇAS EM Y (KN)
1	24,557	29,359	22	44,834	53,602
2	28,123	33,622	23	45,230	54,076
3	30,407	36,354	24	45,613	54,533
4	32,134	38,418	25	45,983	54,976
5	33,545	40,105	26	46,342	55,405
6	34,749	41,545	27	46,690	55,821
7	35,805	42,807	28	47,028	56,225
8	36,748	43,935	29	47,357	56,618
9	37,603	44,956	30	47,676	57,000
10	38,386	45,893	31	47,987	57,372
11	39,109	46,758	32	48,291	57,735
12	39,783	47,563	33	48,587	58,088
13	40,414	48,317	34	48,876	58,434
14	41,007	49,027	35	49,158	58,771
15	41,568	49,697	36	49,434	59,101
16	42,100	50,333	37	49,703	59,424
17	42,607	50,939	38	49,968	59,739
18	43,090	51,517	39	50,226	60,049
19	43,553	52,070	40	50,480	60,352
20	43,997	52,601	41	50,728	60,649
21	44,423	53,111	42	50,851	60,796

5.2.3.5 Valores de indicadores de comportamento estrutural global

A) Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

De acordo com a figura 5.77, para a estrutura do edifício 3 tem-se $L_x = 16,70\text{m}$, $L_y = 14,45\text{m}$ e $H = 123,9\text{m}$, Aplicando-se esses valores à equação 4.1 chega-se aos índices de esbeltez de corpo rígido apresentados na tabela 5.53.

Tabela 5.53 – Índices de esbeltez de corpo rígido – Edifício 3

Direção X	Direção Y
$\beta_x = H/L_x = 7,42$	$\beta_y = H/L_y = 8,57$

Considerando os limites indicados em 4.2.1. conclui-se que o edifício 3 apresenta índices de alta esbeltez de corpo rígido para ambas as direções.

B) Deslocamentos resultantes do movimento lateral do edifício (d)

B.1) Deslocamento lateral total do edifício (d_{tot})

Na tabela 5.54 apresentam-se os valores de deslocamento lateral total, resultantes da ação do vento, segundo seus valores raros e freqüentes, e os limites correspondentes, obtidos segundo as equações 4.2 e 4.3, para as hipóteses A e B.

Tabela 5.54 – Deslocamentos laterais globais (análises elásticas) – Edifício 3

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Linear	14,36cm	4,31cm	15,29cm	4,59cm
N/L Geom. P-delta clássica	15,58cm	4,67cm	18,57cm	5,57cm
N/L Geom. P-delta correta	15,28cm	4,58cm	16,32cm	4,90cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Elástica linear	15,17cm	4,55cm	16,27cm	4,88cm
N/L Geom. P-delta clássica	16,58cm	4,97cm	20,48cm	6,14cm
N/L Geom. P-delta correta	16,20cm	4,86cm	17,47cm	5,24cm
Limite combinação rara --- 24,89cm Limite combinação freqüente --- 7,32cm				

De acordo com os resultados apresentados na tabela 5.54, pode-se observar que, segundo as direções X e Y, os deslocamentos são inferiores aos admissíveis.

Os valores de deslocamentos apresentados pelo edifício 3 para os 42 pavimentos encontram-se nas figuras 5.81 e 5.82 segundo as direções X e Y, Observe-se que, para esse edifício, foi utilizada a mesma escala para as duas

direções, devido ao fato do edifício apresentar valores próximos de deslocamento para ambas as direções.

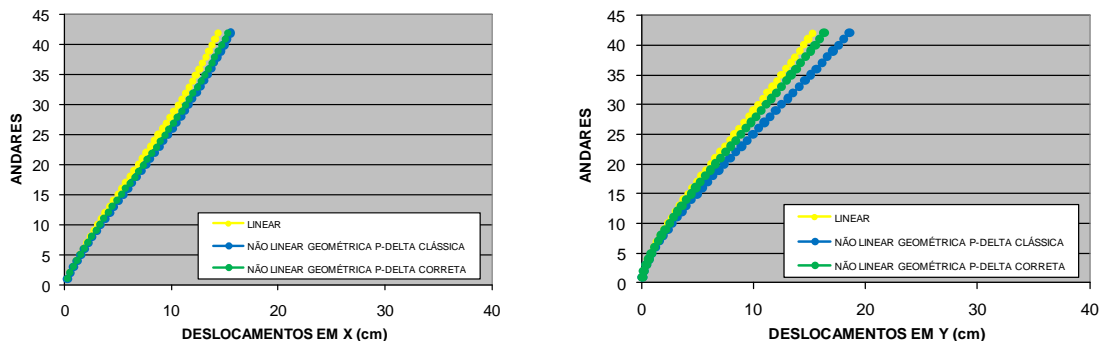


Figura 5.81 – Deslocamentos laterais totais (combinação rara) – Hipótese A, Edifício 3

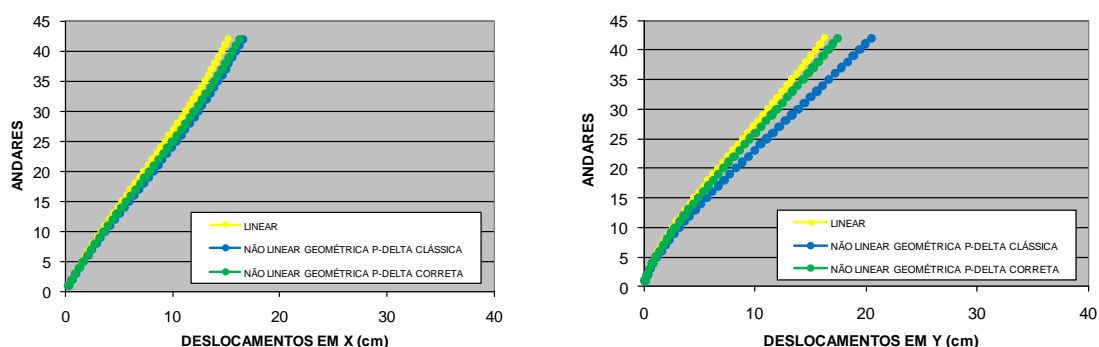


Figura 5.82 – Deslocamentos laterais totais (combinação rara) – Hipótese B, Edifício 3

Os gráficos das figuras 5.81 e 5.82 ilustram as diferenças entre a consideração ou não das cargas verticais no cálculo da parcela linear do método p-delta, mais significativas para a direção Y. Embora seja o edifício mais alto que os anteriores, essas diferenças são menores, mostrando uma menor sensibilidade a esses efeitos.

B.2) Deslocamento lateral entre pavimentos (d_{pav})

Na Tabela 5.55 encontram-se valores de deslocamentos locais máximos ocorridos ao longo da altura do edifício 3, provocados pela ação do vento, Igualmente aos deslocamentos globais, esses valores não ultrapassam aqueles indicados por norma como admissíveis.

Tabela 5.55 – Deslocamentos laterais locais (análises elásticas) – Edifício 3

HIPÓTESE A				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Elástica linear	0,39cm	0,12cm	0,43cm	0,13cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,43cm	0,13cm	0,52cm	0,16cm
N/L Geom. P-delta correta	0,41cm	0,12cm	0,46cm	0,14cm
HIPÓTESE B				
Análise	Ação do vento direção X		Ação do vento direção Y	
	Valor raro	Valor freqüente	Valor raro	Valor freqüente
Elástica linear	0,41cm	0,12cm	0,45cm	0,13cm
N/L Geom. P-delta clássica	0,45cm	0,14cm	0,56cm	0,17cm
N/L Geom. P-delta correta	0,44cm	0,13cm	0,48cm	0,14cm
Limite combinação rara --- 1,18cm Limite combinação freqüente --- 0,35cm				

C) Coeficientes de rigidez efetiva global (K)

Aplicando-se uma carga unitária ao nível do pavimento superior segundo as direções X, Y e Z, tem-se, a partir da equação 4.6, os valores de K apresentados na tabela 5.56.

O efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez cair 26,9% em X, 21,4% em Y e 48,5% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura fez a rigidez cair 31% em X, 29% em Y e 4,7% em Z. Já o efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez cair 45,5% em X, 41,8% em Y e 50,8% em Z.

Tabela 5.56 – Coeficientes de rigidez efetiva global – Edifício 3

HIPÓTESE A			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	6452	6557	1814882
Fissurada	4717	5155	934579
HIPÓTESE B			
	Direção X	Direção Y	Direção Z
Elástica	4448	4651	1730104
Fissurada	3521	3817	892857
Unidades: KN, metro, radiano			



Figura 5.83 – Coeficientes de rigidez global – Hipótese A, Edifício 3

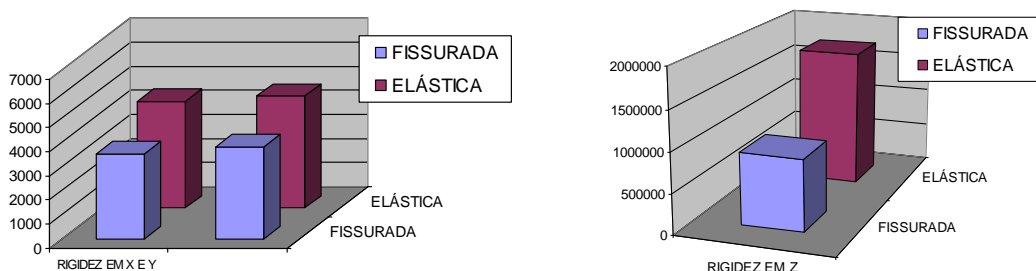


Figura 5.84 – Coeficiente de rigidez global – Hipótese B, Edifício 3

D) Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})

Tabela 5.57 – Fatores de carga crítica e de amplificação – Edifício 3

HIPÓTESE A				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	14,44	1,07	15,79	1,07
Cálculo	7,61	1,15	8,91	1,13
$K_v=0,4$ $K_p=0,8$	6,96	1,17	8,17	1,14
HIPÓTESE B				
Ações	Direção X		Direção Y	
	f_{crit}	f_{amp}	f_{crit}	f_{amp}
Serviço	13,80	1,08	15,08	1,07
Cálculo	7,27	1,16	8,54	1,13
$K_v=0,4$ $K_p=0,8$	6,65	1,18	7,81	1,15

Com vistas a obter o fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos, chega-se, a partir das equações 4.7 e 4.8, aos valores de f_{crit} e

f_{amp} da tabela 5.57, para ações de serviço e de cálculo, sendo estas últimas para as duas combinações descritas nas equações 4.9 e 4.10.

Os resultados obtidos para as duas hipóteses indicam que para as ações de serviço uma análise de primeira ordem é suficiente ($f_{crit} \geq 11$ e $f_{amp} \leq 1,10$) e, para as ações de cálculo deve-se avaliar os efeitos de 2ª ordem ($5 \leq f_{crit} < 11$ e $1,10 < f_{amp} \leq 1,25$). Diferentemente do que ocorreu para os edifícios 1 e 2, o edifício 3 apresenta valores altos para f_{crit} e, conseqüentemente, valores baixos para f_{amp} .

Nas figuras 5.85 e 5.86, apresentam-se os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura, calculados através de análise linear, não linear geométrica p-delta clássica e não linear geométrica p-delta correta, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada pelo fator f_{amp} , dado na tabela 5.57.

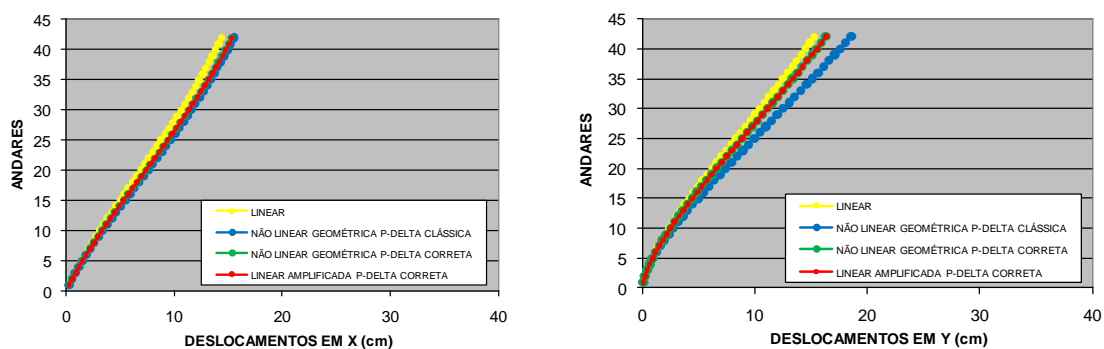


Figura 5.85 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese A, Edifício 3

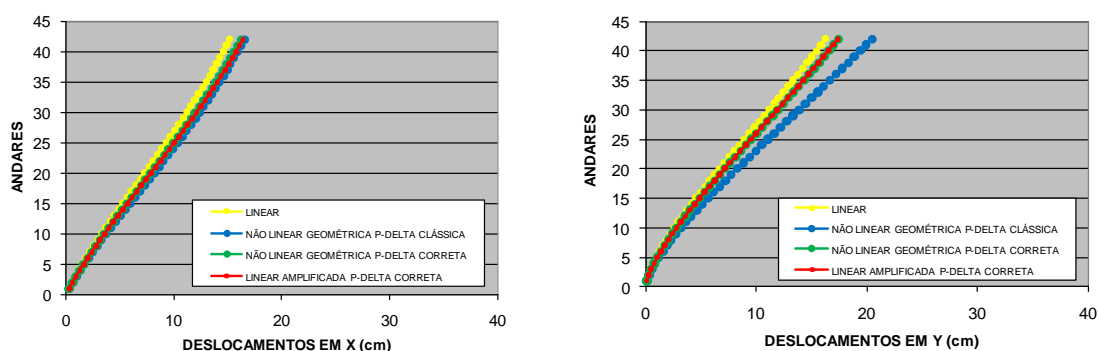


Figura 5.86 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese B, Edifício 3

Os resultados apresentados mostram que os deslocamentos lineares amplificados por f_{amp} , coincidem com resultados obtidos através de análise não linear geométrica p-delta correta.

E) Coeficiente γ_z

Aplicando-se a equação 4.11, chega-se aos seguintes valores de γ_z :

Tabela 5.58 – Coeficientes γ_z para combinações de serviço e de cálculo – Edifício 3

HIPÓTESE A			HIPÓTESE B		
Combinações	X	Y	Combinações	X	Y
Serviço	1,06	1,05	Serviço	1,07	1,06
Cálculo $K_v=0,4 K_p=0,8$	1,12	1,10	Cálculo $K_v=0,4 K_p=0,8$	1,13	1,11
	1,14	1,11		1,14	1,12

Sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 0,9% em X e 1,9% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 2,6% em X e em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 0,9% em X e em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 3,4% em X e de 2,6% em Y. Portanto, tanto para as ações de serviço quanto para as ações de cálculo, a superioridade de f_{amp} sobre γ_z é bem menos representativa para o edifício 3 do que para os edifícios 1 e 2.

A figura 5.87 apresenta graficamente as diferenças entre f_{amp} e γ_z , para as ações de serviço e de cálculo.

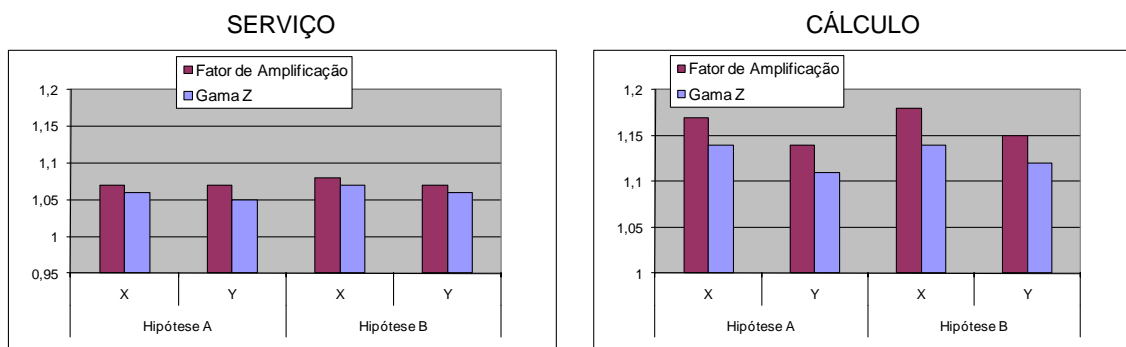


Figura 5.87 – Comparação entre f_{amp} e γ_Z – Edifício 3

As figuras 5.88 e 5.89 apresentam os deslocamentos laterais sofridos pela estrutura já mostrados nas figuras 5.85 e 5.86, além dos deslocamentos calculados mediante análise linear amplificada pelo coeficiente γ_Z dado na tabela 5.58.

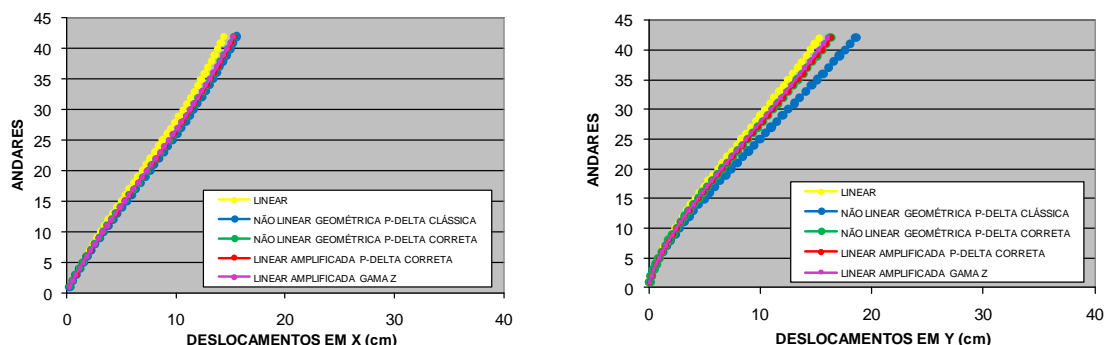


Figura 5.88 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese A, Edifício 3

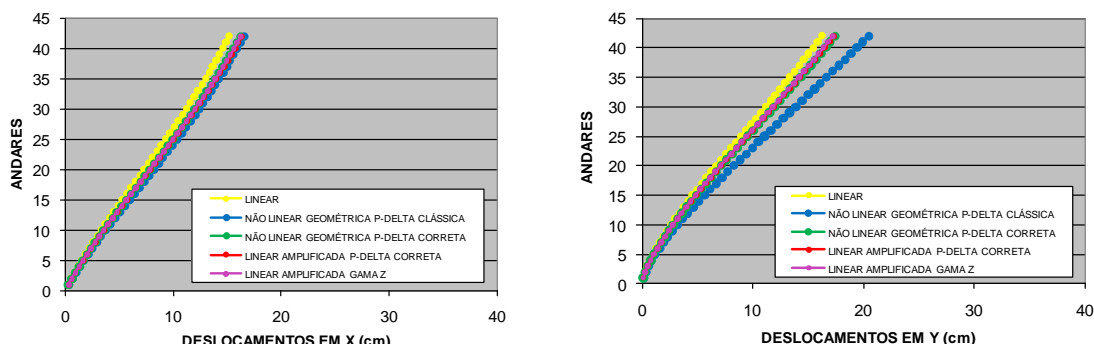


Figura 5.89 – Deslocamentos laterais (ações em serviço) – Hipótese B, Edifício 3

Os valores próximos de fator de amplificação (f_{amp}) e coeficiente γ_z , incorrem em valores amplificados de deslocamento também próximos. Os únicos valores que se mantêm distantes dos demais são os obtidos mediante análise p-delta clássica, principalmente para a hipótese B, direção Y.

Nas figuras 5.90 e 5.91 apresentam-se os esforços de flexão ocorridos na extremidade inicial da viga V_5 , para o vento na direção X, e na extremidade inicial da viga V_{10} , para o vento na direção Y, e os respectivos valores majorados de γ_z e f_{amp} para a combinação 1.

A distribuição de momentos fletores, ao contrário dos demais edifícios, apresenta pequenas diferenças de magnitude tanto entre os valores majorados por f_{amp} e γ_z , como entre os valores com e sem interação solo-estrutura.

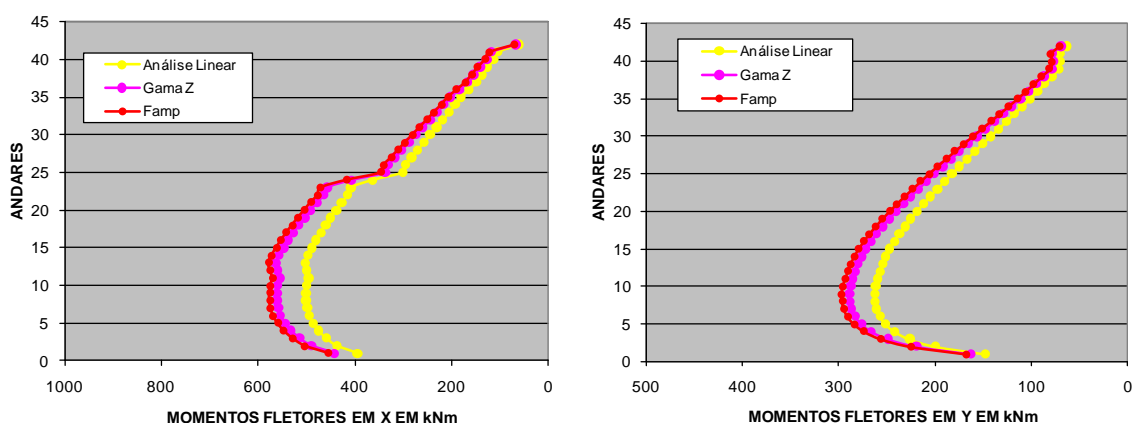


Figura 5.90 – Momentos fletores na viga V_1 – Hipótese A, Edifício 3

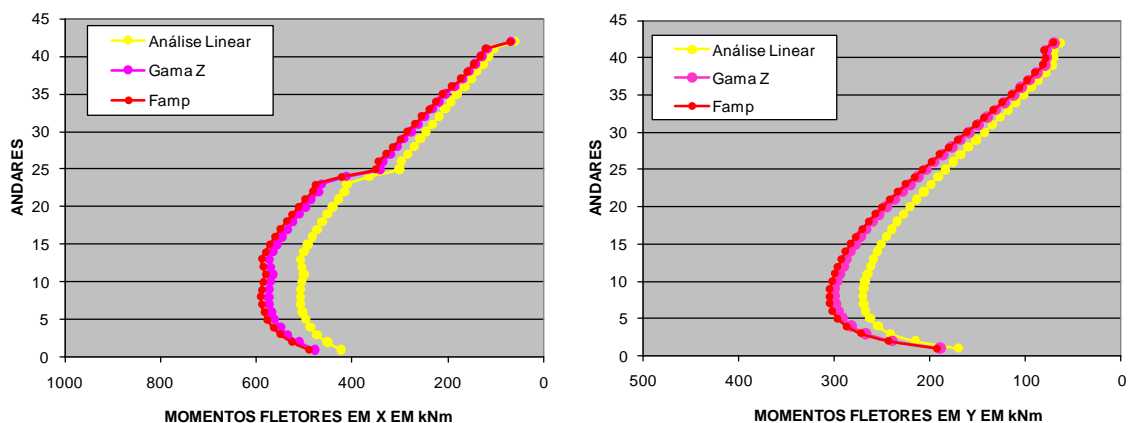


Figura 5.91 – Momentos fletores na viga V_1 – Hipótese B, Edifício 3

F) Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a equação 4.13, a estrutura do edifício 3 apresenta os seguintes valores para α :

Tabela 5.59 – Parâmetro de instabilidade α - Edifício 3

Direção X	Direção Y
$\alpha_x = 0,88$	$\alpha_y = 0,73$

Sendo $\alpha_1 = 0,6$ ($n \geq 4$), para ambas as direções $\alpha > \alpha_1$. Portanto, a estrutura é classificada como de nós móveis. Estes resultados mostram-se coerentes com os resultados obtidos através dos métodos do coeficiente γ_z e do fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos.

G) Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

De acordo com a equação 4.15, referente ao cálculo do índice de esbeltez efetiva segundo o CEB (1978), tem-se:

Tabela 5.60 – Índices de esbeltez efetiva – Edifício 3

	HIPÓTESE A		HIPÓTESE B	
	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y	DIREÇÃO X	DIREÇÃO Y
Reg. Elástico	53,8	53,4	55,1	54,7
Reg. Fissurado	63,0	60,2	64,1	61,5

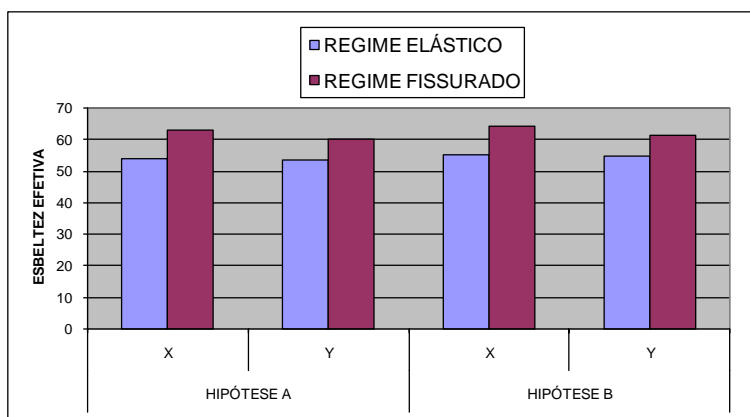


Figura 5.92 – Comparação entre os valores de índice de esbeltez efetiva – Edifício 3

Os resultados apresentados na tabela 5.60 permitem classificar a estrutura do edifício 3 como de esbeltez moderada, segundo as duas hipóteses e as duas direções consideradas, tanto em regime elástico ou em regime fissurado.

Em comparação com os edifícios anteriores, a influência da fissuração foi menos representativa, e a influência da interação foi ainda menor.

H) Freqüência fundamental (f_1)

A tabela 5.61 e a figura 5.93 apresentam os valores de freqüência fundamental obtidos para o edifício 3, segundo a NBR 6123:1988, através da equação 4.16, como também segundo a análise da estrutura global na condição de vibrações livres, pelo método de Rayleigh-Ritz.

Tabela 5.61 – Freqüência natural – Edifício 3

HIPÓTESE A			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,524Hz	NBR 6123:1988	0,524Hz
Análise Dinâmica	0,255Hz	Análise Dinâmica	0,263Hz
HIPÓTESE B			
Modo lateral – Direção X		Modo lateral - Direção Y	
NBR 6123:1988	0,524Hz	NBR 6123:1988	0,524Hz
Análise Dinâmica	0,198Hz	Análise Dinâmica	0,207Hz

Da mesma forma que os demais edifícios, o edifício 3 também apresenta valores baixos de freqüência natural, indicando sensibilidade significativa aos efeitos dinâmicos do vento, como também grande diferença entre os valores obtidos através da expressão da NBR 6123:1988 e uma análise dinâmica mais elaborada.

As diferenças provocadas pela consideração da interação solo-estrutura reduzem os valores da freqüência em 22,4% para X e em 21,6% para Y.

Na tabela 5.62 apresentam-se os valores de período e freqüência referente aos 10 primeiros modos de vibração, calculados através do programa TQS, para a hipótese de apoios indeslocáveis.

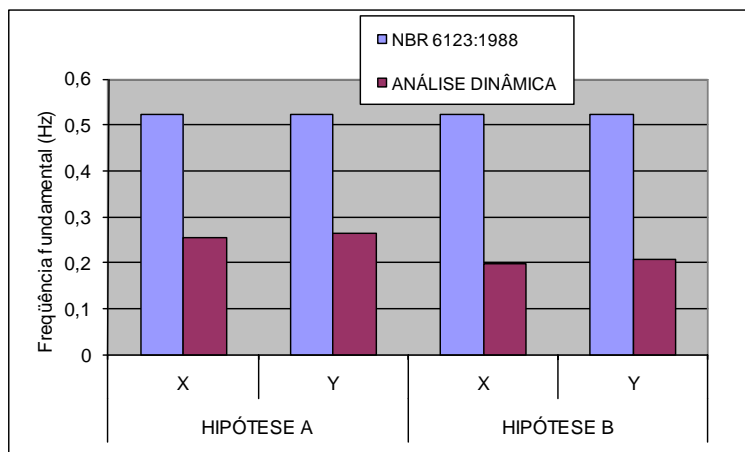


Figura 5.93 – Comparação entre valores de frequência natural – Edifício 3

Tabela 5.62 – Modos de vibração, períodos e frequências (fonte: TQS) – Edifício 3

MODO DE VIBRAÇÃO	PERÍODO (s)	FREQÜÊNCIA (Hz)
1	4,372	0,229
2	4,154	0,241
3	3,106	0,322
4	1,316	0,760
5	1,271	0,787
6	0,918	1,089
7	0,697	1,435
8	0,676	1,479
9	0,479	2,086
10	0,464	2,154

Conforme visto, para o edifício 3 também não é recomendável utilizar o carregamento proveniente da ação do vento baseado em forças “estáticas”. Nesse caso, recomenda-se o cálculo da ação do vento através de métodos dinâmicos, a fim de considerar a resposta dinâmica total (tabela 5.63) ou através da adoção de um coeficiente de amplificação sobre as ações “estáticas” do vento (C_{amp}) como resposta dinâmica total aproximada.

Tabela 5.63 – Ação do vento (parcela média + parcela flutuante) – Edifício 3

DIREÇÃO X		
ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (KN)	
	HIPÓTESE A	HIPÓTESE B
1	12,076	12,124
2	15,342	15,453
3	17,713	17,884
4	19,747	19,983
5	21,593	21,897
6	23,318	23,692
7	24,958	25,405
8	26,535	27,057
9	28,064	28,663
10	29,556	30,233
11	31,017	31,774
12	32,455	33,293
13	33,872	34,793
14	35,273	36,278
15	36,66	37,751
16	38,036	39,213
17	39,402	40,666
18	40,759	42,112
19	42,11	43,551
20	43,454	44,986
21	44,793	46,417
22	46,128	47,844
23	47,46	49,268
24	48,788	50,690
25	50,114	52,111
26	51,438	53,530
27	52,76	54,948
28	54,081	56,365
29	55,401	57,783
30	56,72	59,200
31	58,038	60,617
32	59,356	62,034
33	60,674	63,452
34	61,992	64,871
35	63,311	66,290
36	64,629	67,711
37	65,949	69,132
38	67,268	70,555
39	68,589	71,978
40	69,91	73,404
41	71,232	74,830
42	71,893	75,544

DIREÇÃO Y		
ANDAR	FORÇA TOTAL = MÉDIA + FLUTUANTE (KN)	
	HIPÓTESE A	HIPÓTESE B
1	14,423	14,452
2	18,309	18,377
3	21,125	21,231
4	23,538	23,684
5	25,725	25,913
6	27,767	27,998
7	29,705	29,981
8	31,568	31,890
9	33,373	33,743
10	35,133	35,551
11	36,857	37,324
12	38,551	39,069
13	40,221	40,790
14	41,871	42,492
15	43,504	44,177
16	45,123	45,849
17	46,73	47,510
18	48,326	49,161
19	49,914	50,804
20	51,494	52,440
21	53,068	54,070
22	54,637	55,696
23	56,201	57,317
24	57,761	58,936
25	59,318	60,551
26	60,873	62,164
27	62,425	63,775
28	63,975	65,385
29	65,524	66,994
30	67,071	68,602
31	68,618	70,210
32	70,165	71,818
33	71,71	73,425
34	73,256	75,033
35	74,802	76,641
36	76,348	78,250
37	77,895	79,860
38	79,442	81,471
39	80,99	83,082
40	82,538	84,695
41	84,088	86,309
42	84,863	87,116

I) Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp})

A fim de obter a magnitude dos efeitos dinâmicos em relação aos estáticos, aplica-se a equação 4.17 para as direções X e Y, obtendo-se os coeficientes de amplificação mostrados na tabela 5.64.

Tabela 5.64 – Coeficientes de amplificação dinâmica – Edifício 3

HIPÓTESE A		HIPÓTESE B	
$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$	$C_{amp}(X)$	$C_{amp}(Y)$
1,16	1,15	1,21	1,18

Devido a sua grande altura, o edifício 3 apresenta grande sensibilidade aos efeitos dinâmicos. A tabela 5.64 apresenta índices que demonstram a necessidade de amplificação segundo a hipótese A da ordem de 16%, e de 21% para a hipótese B. São estes os maiores valores encontrados, comparando-se os três edifícios em estudo.

Usando os valores da tabela 5.64 como amplificadores das ações “estáticas” do vento tem-se a situação apresentada nas figuras 5.94 e 5.95. Deles, se observa pequena diferença entre as hipóteses A e B, por ser neste caso, a interação solo-estrutura pouco representativa, entretanto se verifica novamente grandes diferenças entre os valores estático e dinâmicos da ação do vento, minimizadas através do uso de C_{amp} .

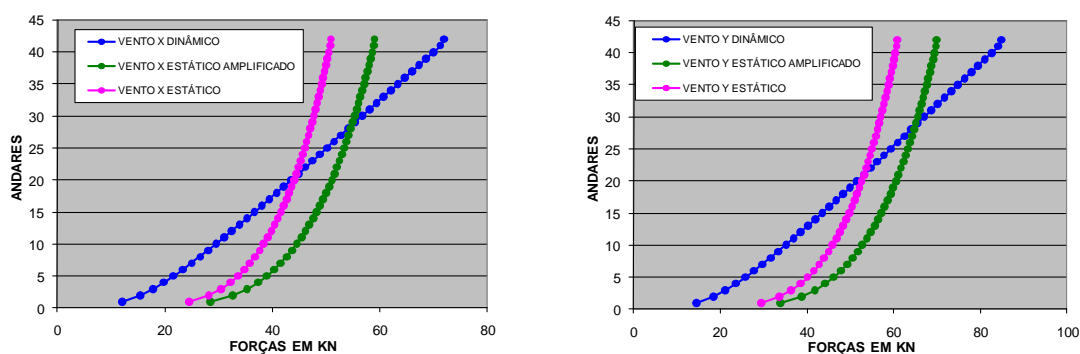


Figura 5.94 – Valores de ação do vento – Hipótese A, edifício 3

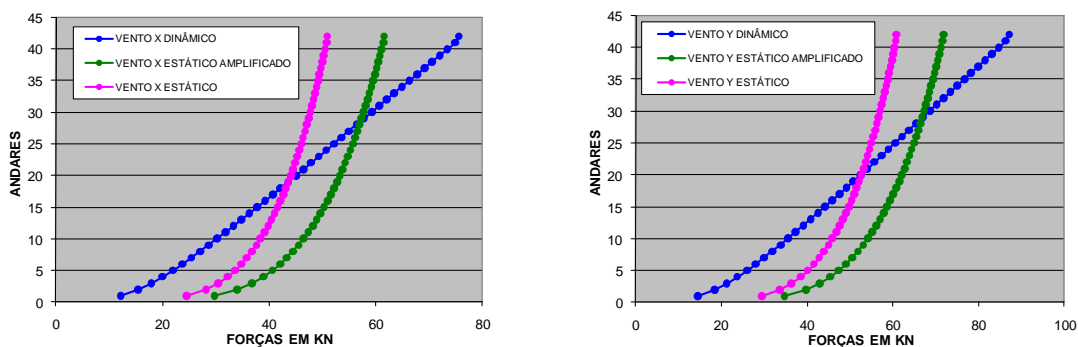


Figura 5.95 –Valores de ação do vento – Hipótese B, edifício 3

J) Aceleração para verificação do conforto humano

Com vistas a verificar se a ação do vento sobre o edifício 3 pode provocar estados limites de serviço relacionados ao desconforto dos ocupantes, foram calculadas as acelerações para os níveis da edificação e hipóteses adotadas.

Para a hipótese A, segundo X, a aceleração provocada pelo vento atinge níveis incômodos a partir do andar 40 para o período de recorrência de 50 anos. Para os demais períodos não são atingidos níveis incômodos. Entretanto, de acordo com a NBR 6123:1988, a aceleração ultrapassa o limite recomendado para o período de 50 anos a partir do andar 27, (ver tabela 5.65 e figura 5.96).

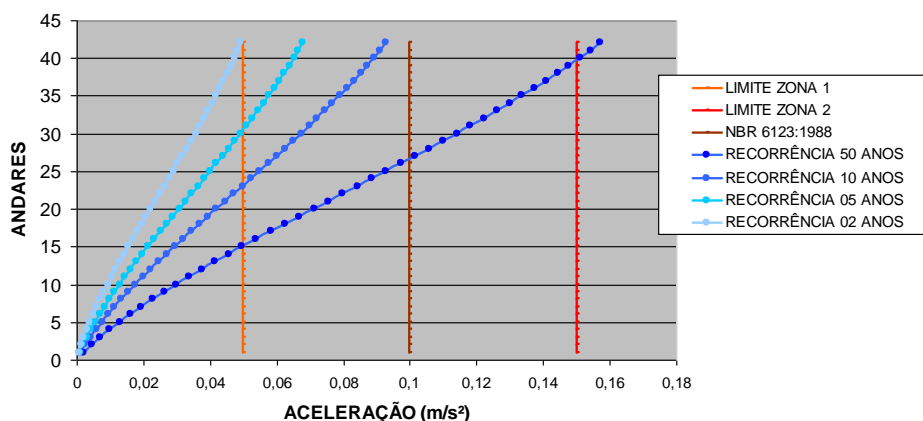


Figura 5.96 – Acelerações – Direção X, Hipótese A, Edifício 3

Segundo a direção Y, pelo critério de CHANG (1967), níveis incômodos de aceleração são atingidos a partir do andar 35, porém, segundo a NBR 6123:1988, o conforto fica comprometido já a partir do andar 26, para o período

de recorrência de 50 anos. Para o período de 10 anos, somente o limite da norma é ultrapassado a partir do andar 40 e, para os demais períodos, as acelerações não atingem níveis alarmantes, (ver tabela 5.66 e figura 5.97).

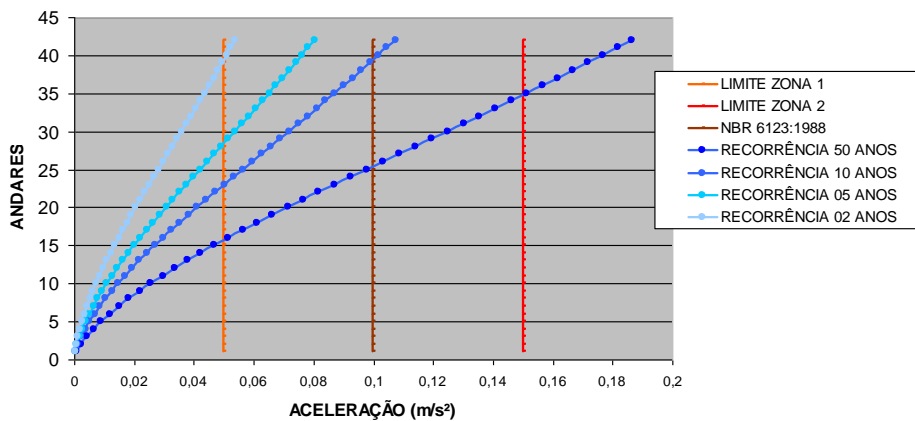


Figura 5.97 – Acelerações – Direção Y, Hipótese A, Edifício 3

Tabela 5.65 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese A, Edifício 3

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,95	0,0006	1	0,0009	1	0,0012	1	0,0020	1
2	5,90	0,0014	1	0,0019	1	0,0026	1	0,0045	1
3	8,85	0,0022	1	0,0031	1	0,0042	1	0,0071	1
4	11,80	0,0031	1	0,0043	1	0,0059	1	0,0099	1
5	14,75	0,004	1	0,0056	1	0,0076	1	0,0129	1
6	17,70	0,005	1	0,0069	1	0,0095	1	0,0160	1
7	20,65	0,006	1	0,0083	1	0,0114	1	0,0193	1
8	23,60	0,0071	1	0,0098	1	0,0134	1	0,0227	1
9	26,55	0,0082	1	0,0113	1	0,0155	1	0,0263	1
10	29,50	0,0094	1	0,0129	1	0,0177	1	0,0299	1
11	32,45	0,0105	1	0,0145	1	0,0199	1	0,0336	1
12	35,40	0,0117	1	0,0162	1	0,0221	1	0,0375	1
13	38,35	0,013	1	0,0179	1	0,0245	1	0,0415	1
14	41,30	0,0143	1	0,0197	1	0,0269	1	0,0456	1
15	44,25	0,0156	1	0,0215	1	0,0294	1	0,0497	1
16	47,20	0,0169	1	0,0233	1	0,0319	1	0,0539	2
17	50,15	0,0182	1	0,0252	1	0,0344	1	0,0582	2
18	53,10	0,0196	1	0,027	1	0,0369	1	0,0625	2
19	56,05	0,0209	1	0,0289	1	0,0395	1	0,0668	2
20	59,00	0,0223	1	0,0308	1	0,0420	1	0,0712	2
21	61,95	0,0236	1	0,0326	1	0,0446	1	0,0755	2
22	64,90	0,025	1	0,0345	1	0,0472	1	0,0799	2
23	67,85	0,0264	1	0,0364	1	0,0498	1	0,0842	2
24	70,80	0,0277	1	0,0383	1	0,0523	2	0,0886	2
25	73,75	0,0291	1	0,0402	1	0,0549	2	0,0929	2
26	76,70	0,0304	1	0,042	1	0,0575	2	0,0973	2
27	79,65	0,0318	1	0,0439	1	0,0600	2	0,1016	*** 2
28	82,60	0,0331	1	0,0457	1	0,0625	2	0,1058	2
29	85,55	0,0344	1	0,0476	1	0,0650	2	0,1100	2
30	88,50	0,0357	1	0,0493	1	0,0674	2	0,1141	2
31	91,45	0,037	1	0,0511	2	0,0698	2	0,1182	2
32	94,40	0,0383	1	0,0528	2	0,0722	2	0,1222	2
33	97,35	0,0395	1	0,0545	2	0,0745	2	0,1262	2
34	100,30	0,0407	1	0,0562	2	0,0768	2	0,1300	2
35	103,25	0,0419	1	0,0578	2	0,0790	2	0,1337	2
36	106,20	0,043	1	0,0594	2	0,0812	2	0,1374	2
37	109,15	0,0441	1	0,0609	2	0,0833	2	0,1410	2
38	112,10	0,0452	1	0,0624	2	0,0853	2	0,1445	2
39	115,05	0,0463	1	0,0639	2	0,0873	2	0,1478	2
40	118,00	0,0473	1	0,0653	2	0,0893	2	0,1511	3
41	120,95	0,0483	1	0,0666	2	0,0911	2	0,1542	3
42	123,90	0,0492	1	0,0679	2	0,0928	2	0,1571	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Tabela 5.66 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese A, Edifício 3

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,95	0,0002	1	0,0003	1	0,0004	1	0,0007	1
2	5,90	0,0006	1	0,0009	1	0,0012	1	0,0022	1
3	8,85	0,0012	1	0,0018	1	0,0024	1	0,0041	1
4	11,80	0,0018	1	0,0028	1	0,0037	1	0,0064	1
5	14,75	0,0026	1	0,0039	1	0,0052	1	0,0090	1
6	17,70	0,0034	1	0,0051	1	0,0068	1	0,0119	1
7	20,65	0,0043	1	0,0065	1	0,0086	1	0,0150	1
8	23,60	0,0053	1	0,0079	1	0,0105	1	0,0183	1
9	26,55	0,0063	1	0,0094	1	0,0126	1	0,0219	1
10	29,50	0,0074	1	0,011	1	0,0147	1	0,0256	1
11	32,45	0,0085	1	0,0127	1	0,0170	1	0,0296	1
12	35,40	0,0097	1	0,0145	1	0,0194	1	0,0336	1
13	38,35	0,0109	1	0,0163	1	0,0218	1	0,0379	1
14	41,30	0,0122	1	0,0182	1	0,0244	1	0,0423	1
15	44,25	0,0135	1	0,0202	1	0,0270	1	0,0469	1
16	47,20	0,0149	1	0,0222	1	0,0297	1	0,0516	2
17	50,15	0,0163	1	0,0243	1	0,0325	1	0,0564	2
18	53,10	0,0177	1	0,0264	1	0,0353	1	0,0613	2
19	56,05	0,0191	1	0,0286	1	0,0382	1	0,0663	2
20	59,00	0,0206	1	0,0308	1	0,0411	1	0,0714	2
21	61,95	0,0221	1	0,033	1	0,0441	1	0,0766	2
22	64,90	0,0236	1	0,0353	1	0,0471	1	0,0818	2
23	67,85	0,0251	1	0,0375	1	0,0501	2	0,0871	2
24	70,80	0,0267	1	0,0398	1	0,0532	2	0,0924	2
25	73,75	0,0282	1	0,0421	1	0,0563	2	0,0978	2
26	76,70	0,0298	1	0,0445	1	0,0594	2	0,1032	*** 2
27	79,65	0,0313	1	0,0468	1	0,0625	2	0,1086	2
28	82,60	0,0329	1	0,0491	1	0,0656	2	0,1140	2
29	85,55	0,0344	1	0,0515	2	0,0687	2	0,1194	2
30	88,50	0,036	1	0,0538	2	0,0718	2	0,1248	2
31	91,45	0,0376	1	0,0561	2	0,0749	2	0,1302	2
32	94,40	0,0391	1	0,0584	2	0,0780	2	0,1355	2
33	97,35	0,0406	1	0,0607	2	0,0811	2	0,1409	2
34	100,30	0,0422	1	0,0630	2	0,0841	2	0,1461	2
35	103,25	0,0437	1	0,0652	2	0,0871	2	0,1514	3
36	106,20	0,0452	1	0,0675	2	0,0901	2	0,1566	3
37	109,15	0,0467	1	0,0697	2	0,0931	2	0,1617	3
38	112,10	0,0481	1	0,0719	2	0,0960	2	0,1668	3
39	115,05	0,0496	1	0,0741	2	0,0989	2	0,1718	3
40	118,00	0,0510	2	0,0762	2	0,1018	*** 2	0,1768	3
41	120,95	0,0524	2	0,0783	2	0,1046	2	0,1817	3
42	123,90	0,0538	2	0,0804	2	0,1074	2	0,1866	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Para a hipótese B, segundo a direção X, o edifício não atinge níveis incômodos de aceleração, e o limite determinado pela NBR 6123:1988 só é ultrapassado a partir do andar 40 e, somente para o período de recorrência de 50 anos, (ver tabela 5.67 e figura 5.98).

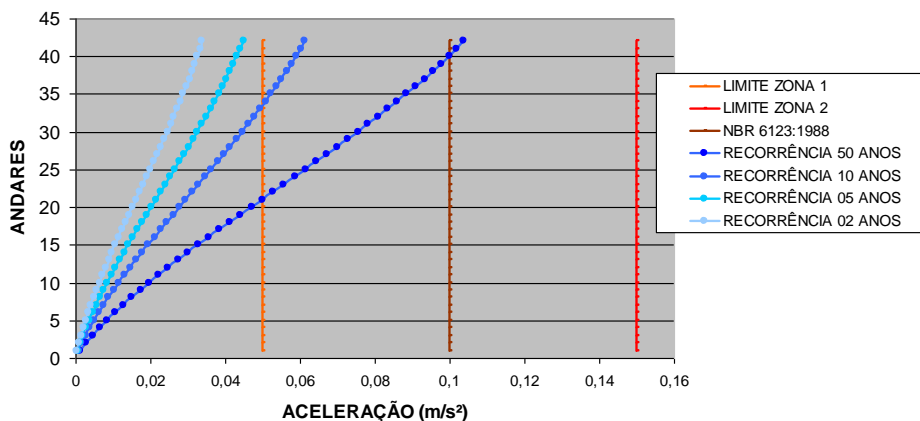


Figura 5.98 – Acelerações – Direção X, Hipótese B, Edifício 3

Segundo a direção Y, igualmente ao que ocorreu na hipótese A, pelo critério de CHANG (1967), níveis incômodos de aceleração são atingidos a partir do andar 40, porém, segundo a NBR 6123:1988, o conforto fica comprometido já a partir do andar 26, para o período de 50 anos. Para o período de 10 anos, somente o limite da norma é ultrapassado a partir do andar 40 e, para os demais períodos, as acelerações não atingem níveis alarmantes, (ver tabela 5.68 e figura 5.99).

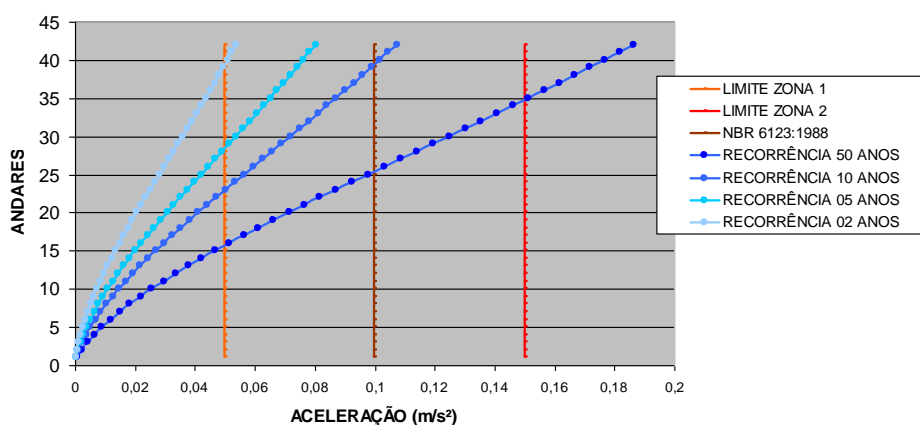


Figura 5.99 – Acelerações – Direção Y, Hipótese B, Edifício 3

Tabela 5.67 – Verificação do conforto humano – Direção X, Hipótese B, Edifício 3

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,95	0,0004	1	0,0006	1	0,0008	1	0,0013	1
2	5,90	0,001	1	0,0013	1	0,0017	1	0,0029	1
3	8,85	0,0015	1	0,002	1	0,0028	1	0,0047	1
4	11,80	0,0021	1	0,0028	1	0,0039	1	0,0066	1
5	14,75	0,0028	1	0,0037	1	0,005	1	0,0085	1
6	17,70	0,0035	1	0,0046	1	0,0063	1	0,0106	1
7	20,65	0,0042	1	0,0055	1	0,0076	1	0,0128	1
8	23,60	0,0049	1	0,0065	1	0,0089	1	0,015	1
9	26,55	0,0057	1	0,0075	1	0,0103	1	0,0174	1
10	29,50	0,0065	1	0,0085	1	0,0117	1	0,0198	1
11	32,45	0,0073	1	0,0096	1	0,0131	1	0,0222	1
12	35,40	0,0081	1	0,0107	1	0,0146	1	0,0248	1
13	38,35	0,009	1	0,0119	1	0,0162	1	0,0274	1
14	41,30	0,0098	1	0,013	1	0,0178	1	0,0301	1
15	44,25	0,0107	1	0,0142	1	0,0194	1	0,0329	1
16	47,20	0,0116	1	0,0154	1	0,0211	1	0,0357	1
17	50,15	0,0126	1	0,0166	1	0,0227	1	0,0385	1
18	53,10	0,0135	1	0,0179	1	0,0244	1	0,0413	1
19	56,05	0,0144	1	0,0191	1	0,0261	1	0,0442	1
20	59,00	0,0154	1	0,0203	1	0,0278	1	0,0471	1
21	61,95	0,0163	1	0,0216	1	0,0295	1	0,0500	2
22	64,90	0,0173	1	0,0228	1	0,0312	1	0,0529	2
23	67,85	0,0182	1	0,0241	1	0,0329	1	0,0557	2
24	70,80	0,0191	1	0,0253	1	0,0346	1	0,0586	2
25	73,75	0,0201	1	0,0266	1	0,0363	1	0,0615	2
26	76,70	0,021	1	0,0278	1	0,038	1	0,0644	2
27	79,65	0,0219	1	0,029	1	0,0397	1	0,0672	2
28	82,60	0,0229	1	0,0303	1	0,0414	1	0,07	2
29	85,55	0,0238	1	0,0315	1	0,043	1	0,0728	2
30	88,50	0,0247	1	0,0326	1	0,0446	1	0,0755	2
31	91,45	0,0255	1	0,0338	1	0,0462	1	0,0782	2
32	94,40	0,0264	1	0,035	1	0,0478	1	0,0809	2
33	97,35	0,0273	1	0,0361	1	0,0493	1	0,0835	2
34	100,30	0,0281	1	0,0372	1	0,0508	2	0,086	2
35	103,25	0,0289	1	0,0383	1	0,0523	2	0,0885	2
36	106,20	0,0297	1	0,0393	1	0,0537	2	0,0909	2
37	109,15	0,0305	1	0,0403	1	0,0551	2	0,0933	2
38	112,10	0,0312	1	0,0413	1	0,0565	2	0,0956	2
39	115,05	0,0319	1	0,0423	1	0,0578	2	0,0978	2
40	118,00	0,0326	1	0,0432	1	0,0591	2	0,1000	*** 2
41	120,95	0,0333	1	0,0441	1	0,0603	2	0,102	2
42	123,90	0,0339	1	0,0449	1	0,0614	2	0,1039	2

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

Tabela 5.68 – Verificação do conforto humano – Direção Y, Hipótese B, Edifício 3

Nível nº	Altura (m)	02 ANOS		05 ANOS		10 ANOS		50 ANOS	
		Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)	Aceleração (m/s ²)	Conforto (zona)
1	2,95	0,0002	1	0,0003	1	0,0004	1	0,0007	1
2	5,90	0,0006	1	0,0009	1	0,0012	1	0,0022	1
3	8,85	0,0012	1	0,0018	1	0,0024	1	0,0041	1
4	11,80	0,0018	1	0,0028	1	0,0037	1	0,0064	1
5	14,75	0,0026	1	0,0039	1	0,0052	1	0,009	1
6	17,70	0,0034	1	0,0051	1	0,0068	1	0,0119	1
7	20,65	0,0043	1	0,0065	1	0,0086	1	0,015	1
8	23,60	0,0053	1	0,0079	1	0,0105	1	0,0183	1
9	26,55	0,0063	1	0,0094	1	0,0126	1	0,0219	1
10	29,50	0,0074	1	0,011	1	0,0147	1	0,0256	1
11	32,45	0,0085	1	0,0127	1	0,017	1	0,0296	1
12	35,40	0,0097	1	0,0145	1	0,0194	1	0,0336	1
13	38,35	0,0109	1	0,0163	1	0,0218	1	0,0379	1
14	41,30	0,0122	1	0,0182	1	0,0244	1	0,0423	1
15	44,25	0,0135	1	0,0202	1	0,027	1	0,0469	1
16	47,20	0,0149	1	0,0222	1	0,0297	1	0,0516	2
17	50,15	0,0163	1	0,0243	1	0,0325	1	0,0564	2
18	53,10	0,0177	1	0,0264	1	0,0353	1	0,0613	2
19	56,05	0,0191	1	0,0286	1	0,0382	1	0,0663	2
20	59,00	0,0206	1	0,0308	1	0,0411	1	0,0714	2
21	61,95	0,0221	1	0,033	1	0,0441	1	0,0766	2
22	64,90	0,0236	1	0,0353	1	0,0471	1	0,0818	2
23	67,85	0,0251	1	0,0375	1	0,0501	2	0,0871	2
24	70,80	0,0267	1	0,0398	1	0,0532	2	0,0924	2
25	73,75	0,0282	1	0,0421	1	0,0563	2	0,0978	2
26	76,70	0,0298	1	0,0445	1	0,0594	2	0,1032	2
27	79,65	0,0313	1	0,0468	1	0,0625	2	0,1086	*** 2
28	82,60	0,0329	1	0,0491	1	0,0656	2	0,114	2
29	85,55	0,0344	1	0,0515	2	0,0687	2	0,1194	2
30	88,50	0,036	1	0,0538	2	0,0718	2	0,1248	2
31	91,45	0,0376	1	0,0561	2	0,0749	2	0,1302	2
32	94,40	0,0391	1	0,0584	2	0,078	2	0,1355	2
33	97,35	0,0406	1	0,0607	2	0,0811	2	0,1409	2
34	100,30	0,0422	1	0,063	2	0,0841	2	0,1461	2
35	103,25	0,0437	1	0,0652	2	0,0871	2	0,1514	3
36	106,20	0,0452	1	0,0675	2	0,0901	2	0,1566	3
37	109,15	0,0467	1	0,0697	2	0,0931	2	0,1617	3
38	112,10	0,0481	1	0,0719	2	0,096	2	0,1668	3
39	115,05	0,0496	1	0,0741	2	0,0989	2	0,1718	3
40	118,00	0,051	2	0,0762	2	0,1018	*** 2	0,1768	3
41	120,95	0,0524	2	0,0783	2	0,1046	2	0,1817	3
42	123,90	0,0538	2	0,0804	2	0,1074	2	0,1866	3

*** Limite da NBR 6123:1988 para acelerações (0,1m/s²) ultrapassado

K) Fator de carga de colapso (f_{cc})

A figura 5.100 apresenta o trecho da planta baixa de forma onde se localiza o pórtico escolhido para a realização da análise elasto-plástica, e um esquema do pórtico plano analisado.

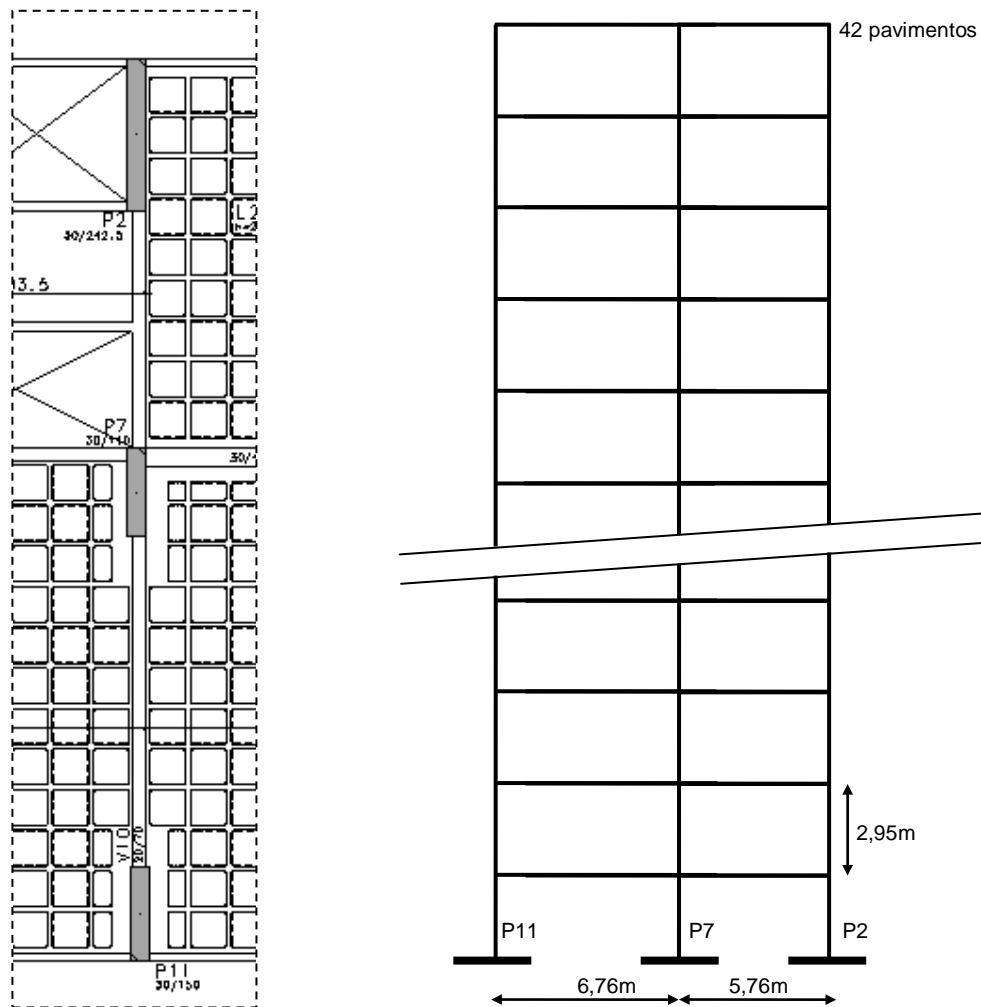


Figura 5.100 – Trecho da planta baixa de forma e pórtico plano – Edifício 3

As figuras 5.101 e 5.102 apresentam as configurações deformadas do pórtico plano para as hipóteses A e B, para as situações de carregamento especificadas em 4.2.11.

De acordo com os critérios adotados, o pórtico plano extraído do edifício 3 apresenta, para as hipóteses A e B, pontos críticos cujas tensões estão próximas ao limite B já para $FC=1$. Esses pontos, diferentemente dos demais edifícios, ocorrem primeiro nos andares superiores para os quais a resistência do concreto é menor. Para fatores de carga superiores a unidade, o número de pontos críticos eleva-se até superar o limite B para $FC=1,4$ e atingir o colapso para $FC=1,8$. Os resultados das duas hipóteses são semelhantes devido aos baixos valores de recalques e distorções e consequentes valores altos de coeficientes de rigidez do solo, mostrando-se a interação solo-estrutura como pouco influente. Portanto, para o edifício 3, hipóteses A e B, $f_{cc} = 1,8$.

Quanto a consideração da ação do vento amplificada por C_{amp} dados na tabela 5.64, para a hipótese A, o valor de f_{cc} reduziu-se de 1,8 para 1,53, cerca de 15%; e para a hipótese B, reduziu-se de 1,8 para 1,46, cerca de 19%, como se pode ver através das figuras 5.103 e 5.104. Essa redução, mais significativa para o edifício 3, deve-se ao fato dos valores de C_{amp} serem os maiores, em comparação aos valores encontrados para os edifícios 1 e 2.

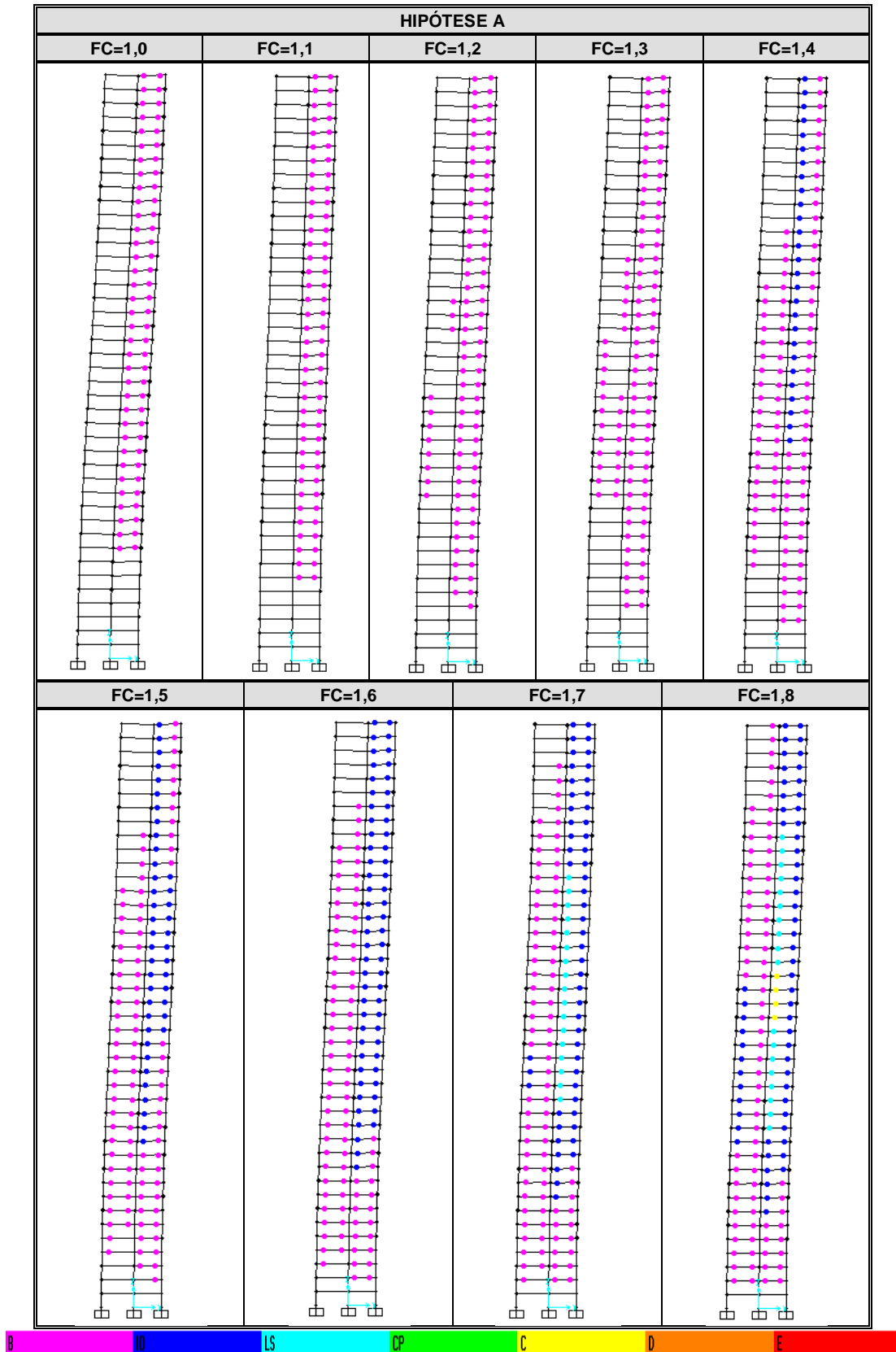


Figura 5.101 – Configurações deformadas – Hipótese A, Edifício 3

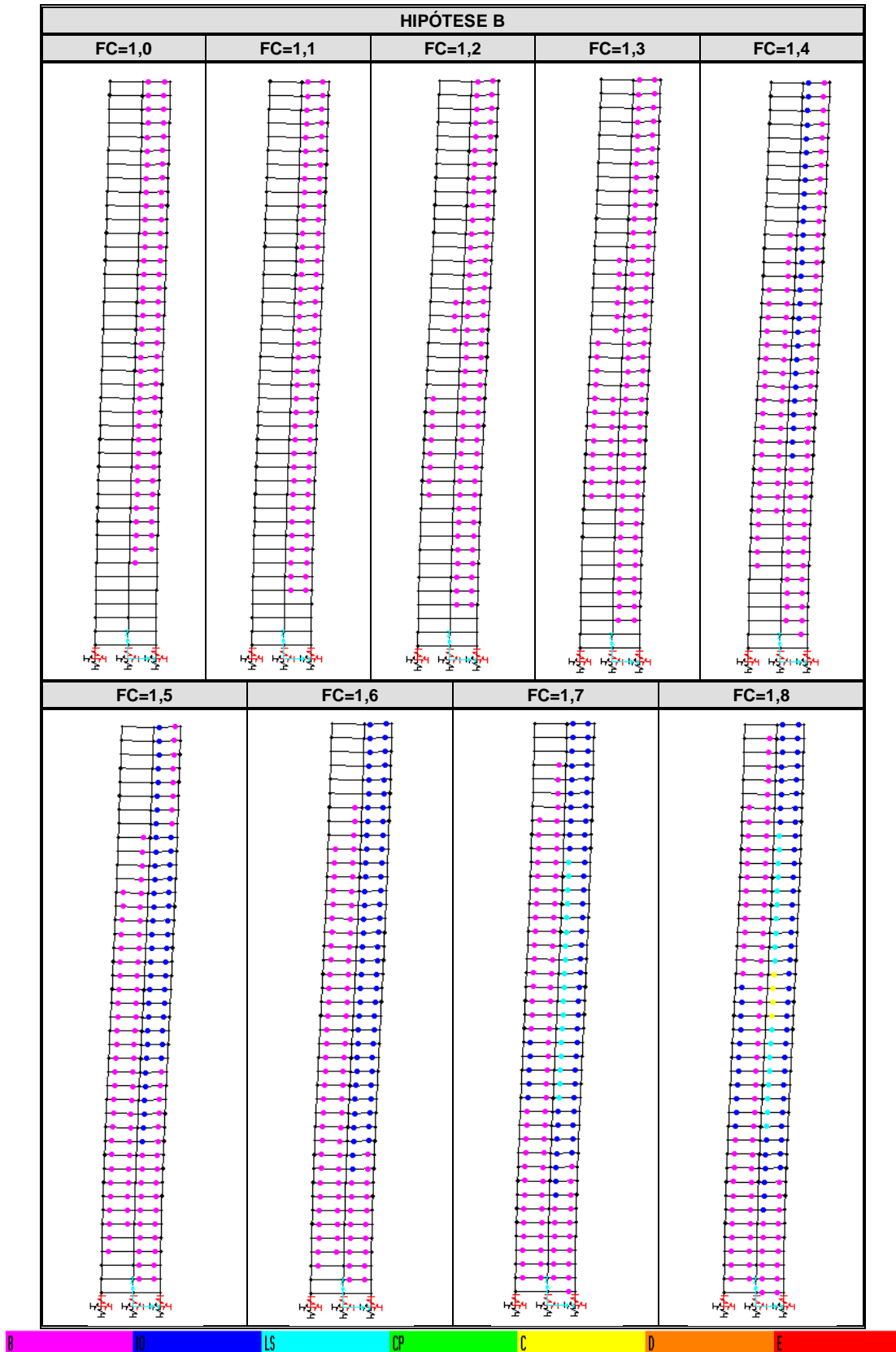


Figura 5.102 – Configurações deformadas – Hipótese B, Edifício 3

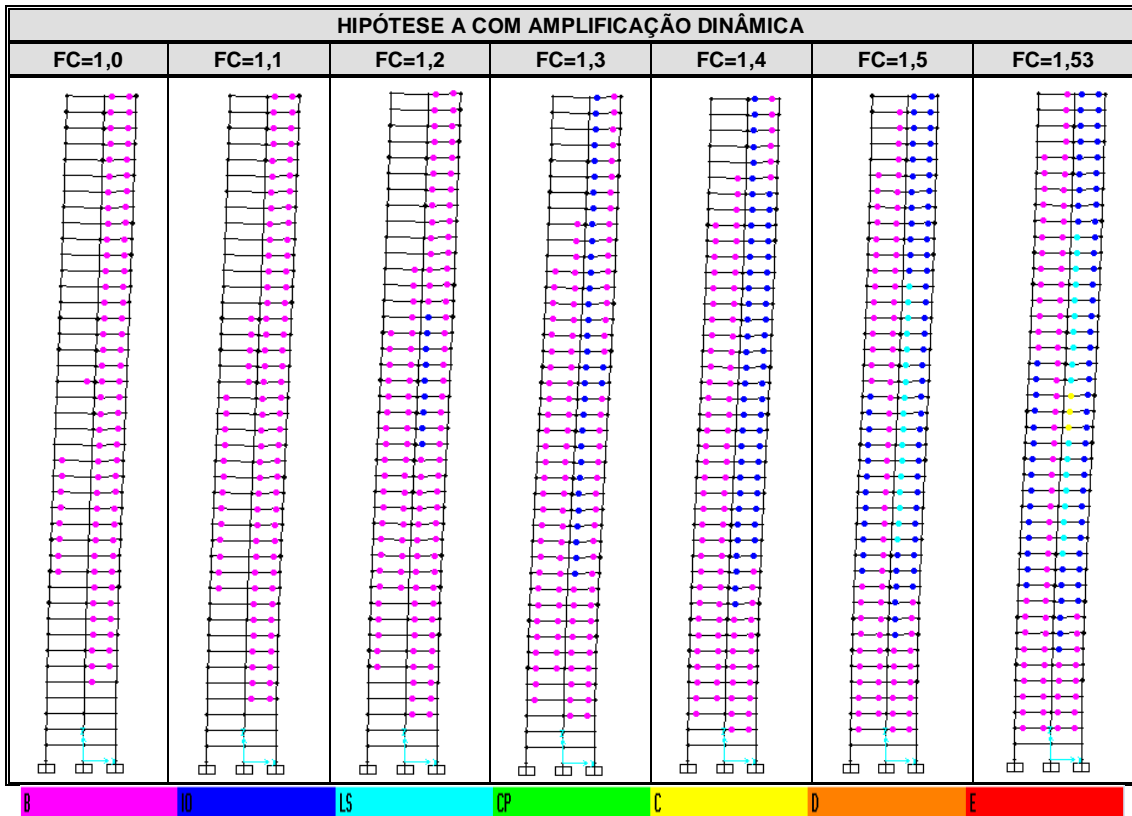


Figura 5.103 – Configurações deformadas – Hipótese A + Amplificação Dinâmica, Edifício 3

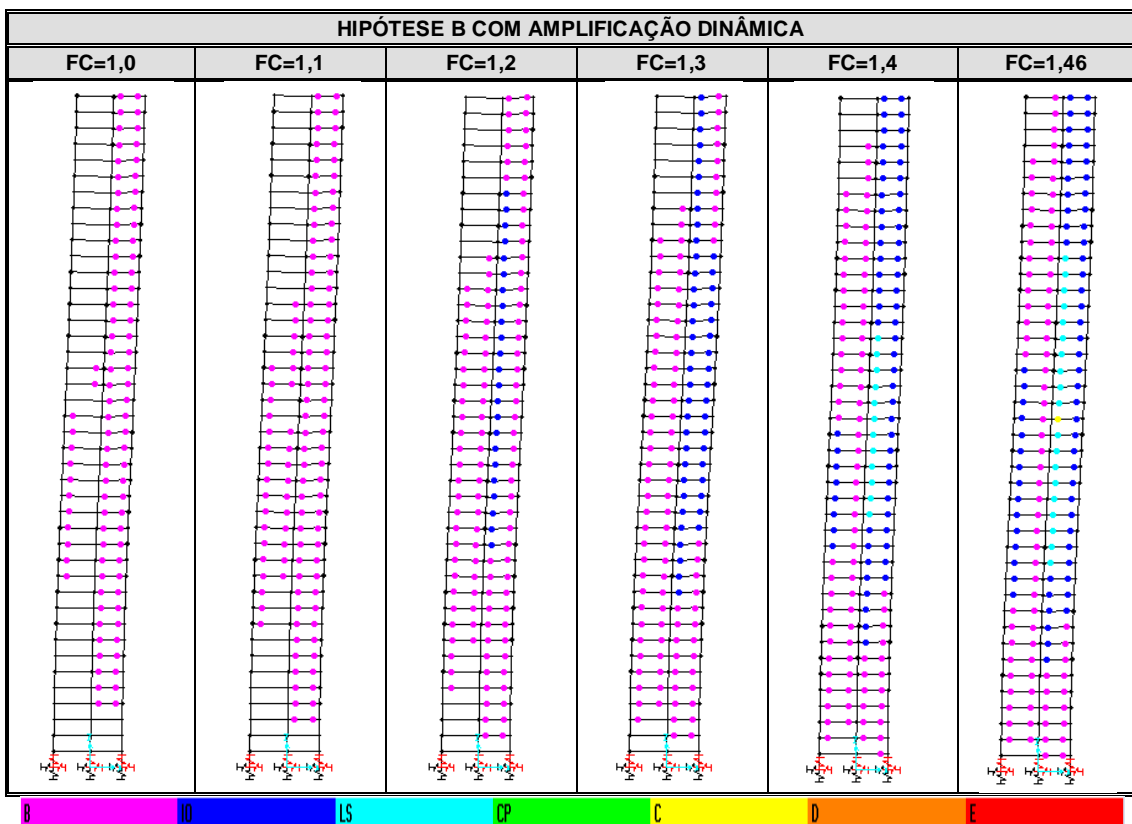


Figura 5.104 – Configurações deformadas – Hipótese B + Amplificação Dinâmica, Edifício 3

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E CONSIDERAÇÕES FINAIS

6.1 CONCLUSÕES

O estudo apresenta resultados na forma de indicadores obtidos de análises estáticas, dinâmicas, lineares e não lineares, aplicados a três estruturas considerando diferentes situações de apoio.

A) INDICADOR: Índice de esbeltez de corpo rígido (β)

O edifício 3 é classificado como de alta esbeltez segundo as direções X e Y. O edifício 2 é de alta esbeltez segundo X e de média esbeltez segundo Y. Já o edifício 1 é de pequena esbeltez segundo X e de média esbeltez segundo Y. O edifício 3 é pois, o que apresenta maior esbeltez de corpo rígido.

B) INDICADOR: Deslocamentos resultantes do movimento lateral dos edifícios provocados pela ação do vento (d)

Os três edifícios têm seus limites respeitados se apenas a análise elástica linear e a hipótese de apoios rígidos forem consideradas. Considerando a interação solo-estrutura e a não linearidade geométrica através dos métodos P-delta clássico e P-delta correto, que consiste na correta aplicação a estruturas de concreto armado, os limites são ultrapassados para os edifícios 1 e 2, mostrando a importância e a necessidade da consideração desses efeitos e o acerto da metodologia proposta.

A consideração dos efeitos de 2ª ordem (P-delta) para avaliação dos deslocamentos, normalmente não levada em conta em escritórios de projeto, mostrou-se importante para os edifícios estudados. O método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado permite considerar o efeito das cargas verticais apenas nos efeitos de 2ª ordem relativos ao vento, diferentemente do que ocorre com o método P-delta clássico que apresenta os maiores deslocamentos.

Os deslocamentos no topo dos três edifícios mostram que os resultados obtidos através do método P-delta clássico superam os obtidos através do método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado em 4,1% a 54,7% para o edifício 1, em 3,8% a 25,3% para o edifício 2, e em 2% a 17,2% para o edifício 3.

C) INDICADOR: Coeficiente de rigidez efetiva global (K)

A análise do coeficiente de rigidez efetiva global mostra significativa perda de rigidez por ocasião da fissuração, como também pela consideração da interação solo-estrutura, para os três edifícios analisados.

Para o edifício 1 o efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez lateral cair 45,4% em X, 37,7% em Y e 49,2% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 45,5% em X, 57,1% em Y e 21,7% em Z. Já o efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 65,3% em X, 70,7% em Y e 61,7% em Z.

Para o edifício 2 o efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez lateral cair 37,8% em X, 44,5% em Y e 50,2% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 34,4% em X, 28,2% em Y e 11,4% em Z. Já o efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 52,8% em X, 56% em Y e 56,1% em Z.

Para o edifício 3 o efeito exclusivo da fissuração fez a rigidez lateral cair 26,9% em X, 21,4% em Y e 48,5% em Z. O efeito exclusivo da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 31% em X, 29% em Y e 4,7% em Z. Já o

efeito conjunto da fissuração e da interação solo-estrutura fez a rigidez lateral cair 45,5% em X, 41,8% em Y e 50,8% em Z.

D) INDICADOR: Fator de carga crítica de instabilidade do equilíbrio global (f_{crit}) e correspondente fator de amplificação dos efeitos não lineares geométricos (f_{amp})

Os resultados obtidos para os três edifícios indicam que os efeitos de 2ª ordem são mais significativos para o edifício 1, seguido pelos edifícios 2 e 3.

Para o edifício 1, quando não se considera a interação solo-estrutura (hipótese A), os resultados indicam a necessidade de avaliar os efeitos de 2ª ordem para as ações de serviço ($5 \leq f_{crit} < 11$ e $1,10 < f_{amp} \leq 1,25$), e para as ações de cálculo indicam alta sensibilidade da estrutura a esses efeitos, em geral, secundários, alertando para a necessidade de se rever o sistema estrutural por tratar-se de uma situação para a qual a utilização de métodos aproximados não é recomendável ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$). Quando se considera a interação solo-estrutura (hipóteses B e C) a situação torna-se ainda mais desfavorável, por tratar-se de uma situação não recomendável inclusive para as ações de serviço ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$).

Para o edifício 2, os resultados obtidos para as três hipóteses indicam a necessidade de se considerar os efeitos de 2ª ordem para as ações de serviço ($5 \leq f_{crit} < 11$ e $1,10 < f_{amp} \leq 1,25$), e para as ações de cálculo indicam a necessidade de se rever o sistema estrutural por tratar-se de uma situação não recomendável ($f_{crit} < 5$ e $f_{amp} > 1,25$).

Para o edifício 3, os resultados obtidos para as duas hipóteses indicam que para as ações de serviço uma análise de primeira ordem é suficiente ($f_{crit} \geq 11$ e $f_{amp} \leq 1,10$) e que, para as ações de cálculo, deve-se avaliar os efeitos de 2ª ordem ($5 \leq f_{crit} < 11$ e $1,10 < f_{amp} \leq 1,25$).

E) INDICADOR: Coeficiente γ_z

Os valores obtidos para γ_z foram menores do que os valores de f_{amp} para os três edifícios analisados. A consequência disso é que os valores de deslocamentos e mais fortemente, dos esforços amplificados pelos respectivos valores de γ_z , são inferiores aos amplificados por f_{amp} , mostrando imprecisão do método do coeficiente γ_z principalmente para os edifícios 1 e 2, considerando ou não a interação solo-estrutura.

Para o edifício 1, sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 3,5% em X e 5,2% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 11% em X e de 20% em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 5,6% em X e 9,7% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 17,3% em X e de 18,7% em Y.

Para o edifício 2, sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 3,6% em X e 3,5% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 14% em X e de 16,4% em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 5,1% em X e 4,1% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 17,9% em X e de 22,1% em Y.

Para o edifício 3, sem a consideração da interação solo-estrutura, para as ações de serviço, γ_z é menor que f_{amp} 0,9% em X e 1,9% em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 2,6% em X e em Y. Quando se considera a interação solo-estrutura, para as ações de serviço γ_z é menor que f_{amp} 0,9% em X e em Y. Para as ações de cálculo essa diferença passa a ser de 3,4% em X e de 2,6% em Y.

Em resumo, para as ações de serviço, o método γ_z apresenta boa aproximação para os três edifícios. Para as ações de cálculo, as aproximações não são boas para os edifícios 1 e 2, recomendando-se, por isso, o método P-delta aplicado corretamente a estruturas de concreto armado, chamado neste trabalho de método P-delta correto.

F) INDICADOR: Parâmetro de instabilidade α

Os resultados obtidos para o parâmetro α mostram que as três estruturas necessitam de análises mais acuradas, pois todas apresentam sensibilidade quanto à não linearidade geométrica ($\alpha > \alpha_1$).

G) INDICADOR: Índice de esbeltez efetiva (λ_{ef})

Ao contrário do que ocorreu com o índice de esbeltez de corpo rígido, os resultados relativos aos índices de esbeltez efetiva indicam o edifício 1 como o mais esbelto, atingindo índices de alta esbeltez para as hipóteses B e C. O edifício 2 é classificado como de esbeltez moderada evoluindo para esbeltez média para as hipóteses B e C. Já o edifício 3 apresenta índices de esbeltez moderada para ambas as hipóteses.

Os resultados mostram que o sistema estrutural pode contribuir direta e fortemente para a esbeltez da estrutura, que sofre grande influência também da rigidez estrutura-solo.

H) INDICADOR: Freqüência fundamental (f_1)

Os resultados relativos às freqüências mostram a imprecisão da expressão da NBR 6123:1988, e a conseqüente necessidade de avaliação dinâmica de forma mais precisa para esses edifícios, prática normalmente não observada em escritórios de projeto. As três estruturas apresentam freqüências fundamentais bem inferiores a 1Hz, portanto muito sensíveis a efeitos dinâmicos provocados pela ação do vento.

I) INDICADOR: Coeficiente de amplificação dinâmica, relativo ao carregamento do vento na direção das rajadas (C_{amp})

Os resultados obtidos para C_{amp} mostram a sensibilidade dos edifícios com relação a altura, portanto maior para o edifício 3 ($C_{amp} = 1,16$), seguido pelo edifício 2 ($C_{amp} = 1,12$) e, por último pelo edifício 1 ($C_{amp} = 1,02$). Mostram-se também sensíveis às condições de apoio da edificação, portanto maiores

quando se considera a interação solo-estrutura, aumentando de 1,16 para 1,21 para o edifício 3; de 1,12 para 1,16 para o edifício 2; e de 1,02 para 1,20 para o edifício 1.

A partir dessa análise, propõe-se a adoção de C_{amp} como amplificador das ações estáticas do vento como forma de considerar seu efeito dinâmico.

J) INDICADOR: Aceleração para verificação do conforto humano (a)

Quanto ao cálculo das acelerações com vistas a avaliar o conforto humano, verifica-se que os maiores valores são os apresentados pelos edifícios 2 e 3, que atingem níveis incômodos para o período de recorrência de 50 anos, considerando ou não a interação solo-estrutura. Diferentemente dos demais, o edifício 1 apresenta ao longo de toda sua altura, níveis de aceleração baixos capazes de provocar vibração imperceptível ou, no máximo, perceptível, porém não incômoda, considerando ou não a interação solo-estrutura.

Outro fato interessante mostrado através desses resultados é que, ao contrário dos demais indicadores, a consideração da interação solo-estrutura provoca redução nos valores das acelerações, melhorando a sensação de conforto.

K) INDICADOR: Fator de carga de colapso (f_{cc})

Os resultados obtidos de fator de carga de colapso revelam que, para o edifício 1, o colapso ocorre para $FC=1,9$, não sendo possível captar diferenças no comportamento do pórtico quanto a mudanças nas condições de apoio ou quanto à amplificação da ação do vento, devido às características do sistema estrutural.

Para o edifício 2, observa-se uma maior reserva de resistência devido a um sistema estrutural melhor definido, que permite adiar o colapso para $FC=2,3$. Com a consideração da interação solo-estrutura, ocorre redução de 5% dessa reserva, mesma redução obtida considerando-se a influência da amplificação da ação do vento. A consideração do efeito conjunto da interação solo-

estrutura e da amplificação da ação do vento reduziu f_{cc} de 2,3 para 1,9, cerca de 17,4%.

Para o edifício 3, não há evidência da influência da interação solo-estrutura no valor de f_{cc} , porém quanto à amplificação da ação do vento a redução é de 15%, e a consideração conjunta da interação solo-estrutura e da amplificação da ação do vento reduz f_{cc} de 1,8 para 1,46, cerca de 19%.

Observe-se também que o edifício 1 apresenta um número pequeno de pontos críticos, ao contrário das demais estruturas, que apresentam maior capacidade de redistribuição de esforços, comprovada através da ocorrência de número elevado de pontos críticos, antes do surgimento das primeiras rótulas plásticas.

6.2 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A metodologia proposta, baseada em indicadores do comportamento estrutural global, é capaz de avaliar com precisão adequada a influência da fissuração, do sistema estrutural, do comportamento não linear geométrico, do comportamento dinâmico e do efeito da interação solo-estrutura, que se mostra determinante no comportamento estrutural de edifícios esbeltos, inclusive para ações de serviço.

Os resultados apresentados mostram também a necessidade de avaliar o comportamento estrutural de edifícios altos e ou esbeltos, mediante a consideração dos efeitos de 2ª ordem através do método P-delta correto, pois tem sido freqüente a aplicação incorreta do método P-delta clássico em inúmeras publicações, devido a uma interpretação equivocada do conteúdo do item 15.7.3 da NBR 6118:2003, que trata da consideração aproximada da não linearidade física nos efeitos de 2ª ordem.

Outro fato a destacar é que, enquanto que, do ponto de vista geotécnico, os resultados mostram a influência positiva da interação solo-estrutura através da uniformização de recalques e da redução das distorções angulares, por outro lado, do ponto de vista estrutural, verifica-se a influência negativa evidenciada pelo aumento da sensibilidade aos efeitos de 2ª ordem, pela redução da rigidez

e da frequência fundamental e uma conseqüente perda de reserva de resistência.

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.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas.** NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro. Brasil.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.** NBR 6122:1996 – Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro. Brasil.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.** NBR 6118:2003 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Rio de Janeiro. Brasil.
- ACI – American Concrete Institute (1995).** ACI 318-95 - Building code requirements for structural concrete and commentary. Farmington Hills. October.
- ALAMGIR, M.; MIURA, N.; POOROOSHASB, H. B & MADHAV, M. R. (1996).** Deformation analysis of soft ground reinforced by columnar inclusions. Computers and Geotechnics, Vol. 18, N° 4, pp. 267-290.
- ALMEIDA, F. P. A. (2003).** Aplicação do acoplamento entre MEC e o MEF para o estudo da interação dinâmica elasto-plástica entre o solo e estruturas. 285p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. São Carlos. Brasil.
- ALMEIDA, V. S. (2003).** Análise da interação solo não-homogêneo/estrutura via acoplamento MEC/MEF. 192p, Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. Brasil.
- ALMEIDA, V. S.; PAIVA, J. B. (2004).** Análise da interação solo não-homogêneo/fundação empregando o MEC juntamente com a técnica da rigidez sucessiva. In: Jornadas Sud-Americanas de Ingeniería Estructural – Universidad Nacional de Cuyo. Mendoza. Argentina.
- ALVES, A. M. L.; LOPES, F. R.; ARAGÃO, C. J. G. (2000).** Proposta de método de projeto de fundações superficiais em solos granulares melhorados por estacas de compactação. In: 4º Congresso de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia (SEFE IV).
- ANDRADE, I. J. P. (1998).** Análise não linear geométrica e física de estruturas reticuladas espaciais. 308p, Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife. Brasil.
- AOKI, N. (1997).** Aspectos geotécnicos da interação estrutura-maciço de solos. In: XXVIII Jornadas sul-americanas de Engenharia Estructural – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. Vol. 1, p. vii. São Carlos, Brasil.

- AOKI, N.; LOPES, F.R. (1975).** Estimating stress and settlements due to deep foundation. In: Vº Congresso Panamericano de Mecânica de Suelos e Ingenieria de Fundaciones. Buenos Aires, Argentina.
- AQUINO, R. D.; SALTARELLI, M.; ALMEIDA, V. S. (2008).** Comparação entre modelo contínuo e discreto na análise do conjunto solo-fundação-edifício. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural. Santiago, Chile. 26 al 30 de Mayo.
- AVILÉS, J.; PÉREZ-ROCHA, L. E. (2003).** Soil structure interaction in yielding systems. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 32, pp. 1749-1771.
- AVILÉS, J.; PÉREZ-ROCHA, L. E. (2005).** Influence of foundation flexibility on R_u and C_u factors. Journal of Structural Engineering. Vol. 131, pp. 221-230. February.
- BARATA, F. E. (1986).** Recalques de edifícios sobre fundações diretas em terrenos de compressibilidade rápida e com a consideração da rigidez da estrutura. Tese (concurso para professor titular do Departamento de Construção Civil da Escola de Engenharia da UFRJ). Rio de Janeiro.
- BECK, H.; KÖNIG, G. (1966).** Restraining forces in the analysis of tall buildings. Symposium on Tall Buildings, Proceedings, Pergamon Press. Oxford.
- BLAAUWENDRAAD, J. (1972).** Realistic analysis of reinforced concrete framed structures. Heron. V.18. Nº.4. 31p.
- BI, J. H.; CONG, R.; ZHANG, L. H. (2004).** Analysis of second-order effects in frame. Transactions of Tianjin University. V.10, Nº.1. pp 16-18. March. China.
- BORGES, A. C. L. (1999).** Análise de pilares esbeltos de concreto armado solicitados a flexo-compressão oblíqua. 98p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- BORGES, A. C. L.; FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CAVALCANTI, G. A. A. (2009).** Análise de comportamento estrutural de um edifício esbelto de 42 pavimentos. 51º Congresso Brasileiro do Concreto. Curitiba.
- BRANTLEY, R., FAFITIS, A. (1998).** Effects of geometric nonlinearity and cracking on concrete planar frames. Proc Int Conf Comput Methods Compos Mater CADCOMP. p 517-526. Montreal, Can.

- CADAMURO JR. (1997).** Dimensionamento de pilares esbeltos de concreto armado com seção qualquer solicitados por flexão composta oblíqua. 124p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- CALVETTI, F.; PRISCO, C.; NOVA, R. (2004).** Experimental and numerical analysis of soil-pipe interaction. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 131, N° 12, pp. 1292-1299. December.
- CÂMARA, A. A. (1998).** A malha como geratriz. Dissertação (Mestrado), MDU. Universidade Federal de Pernambuco (CTG/UFPE). Recife, Brasil.
- CANETTA, G. e NOVA, R. (1989).** A numerical method for the analysis of ground improved by columnar inclusions. Computers and Geotechnics. Vol. 7, pp. 99-114.
- CEB/FIP - COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1978).** Manual of Buckling and Instability. London, Thomas Telford.
- CEB/FIP - COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (1993).** CEB-FIP Model Code 1990. London, Thomas Telford.
- CHAMECKI, S. (1954).** Consideração da rigidez da estrutura no cálculo dos recalques da fundação. Em I Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Porto Alegre vol. 1, pp. 35-80.
- CHANG, F. K. (1967).** Wind and movement in tall buildings. ASCE, pp.70-72, August.
- CHAVES, J. C. (2001).** Uso da tecnologia GPS na monitoração de deformação: sistemas, etapas e experimentos. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. (2003).** Tensão admissível em fundações diretas. 1ª edição, Rima Editora. São Carlos, SP. Brasil.
- COLARES, G. M. (2006).** Programa para análise da interação solo-estrutura no projeto de edifícios. 83p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- CRACK, J.; STANLEY, H. (2002).** Structural design of high-rise building structures. Concrete. Vol. 36. N° 9, pp. 53-56. London.
- DUTTA, S. C.; ROY, R. (2002).** A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. Computers and Structures. Vol. 80, pp. 1579-1594.

- FARIAS, M. M.; NAKAI, T.; SHAHIN, H. M.; PEDROSO, D. M.; PASSOS, P. G. O.; HINOKIO, M. (2005).** Ground densification due to sand compaction piles. Soils and Foundations. Vol. 45, N° 2, pp.167-180. April.
- DANZIGER, B. R.; CARVALHO, E. M. L.; COSTA, R. V. (2006).** Análise da interação solo-estrutura de uma edificação com fundações diretas em areia. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Curitiba, vol.2 p.943-948.
- FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY, FEMA 356. (2000).** Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings. Washington DC.
- FERRO, N. C. P. (1999).** Uma combinação MEC/MEF para análise da interação solo-estrutura. 181p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- FONTE, A. O. C.; SORIANO, H. L. (1990).** Influência do Efeito Construtivo Incremental em Edifícios Altos. II Seminário EPUSP Sobre Estruturas de Concreto, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.
- FONTE, A. O. C. (1992).** Análise não linear geométrica de edifícios altos. Tese (Doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, Brasil.
- FONTE, A. O. C. (1994).** Análise Estrutural de Edifícios Altos por Computador: Sistema Edifício. XV CILAMCE, pp. 919-927, Belo Horizonte, Brasil.
- FONTE, A. O. C.; PONTES FILHO, I. D. S.; JUCÁ, J. F. T. (1994).** Interação Solo-Estrutura em Edifícios Altos. X Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Fundações, pp. 2398-246, Foz do Iguaçu, Brasil.
- FONTE, F. L. F. (2000).** Análise da interação solo-estrutura em edifícios. 129p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco, Recife, Brasil.
- FONTE, F. L. F.; FONTE, A. O. C. (2005).** Um sistema computacional para análise de interação solo-estrutura de edifícios de múltiplos andares. 5° Simpósio Brasileiro de Aplicações de Informática em Geotecnia. Belo Horizonte, MG.
- FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H. E. e PEDROSA, A. V. A. C. (2005).** Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado construídos na cidade do Recife. 47° Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Anais pp. 274-285. Olinda, PE.

- FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; BORGES, A. C. L. (2007)** Análise do comportamento estrutural de um edifício esbelto de 36 pavimentos. 49º Congresso Brasileiro do Concreto – IBRACON. Bento Gonçalves, RS.
- FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; BORGES, A. C. L. (2008)** Influência da interação solo-estrutura no comportamento estrutural global de edifícios altos. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural. Santiago, Chile. 26 al 30 de Mayo.
- FRANCO, M.; VASCONCELOS, A. C. (1991)**. Practical assessment of second order effects in tall buildings. In: COLLOQUIUM ON THE CEB/FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings. p. 307-324.
- FURLONG, R. W. (1981)**. Rational analysis of multistory concrete structures. Concrete International: Design and Construction. V.3, N°6. pp. 29-35. Jun.
- GOSCHY, B. (1978)**. Soil-foundation-structure interaction. Journal of the Structural Division, ASCE, vol. 104, n. ST5, pp. 749-761.
- GONÇALVES, J. C. (2004)**. Avaliação da influência dos recalques das fundações na variação de cargas dos pilares de um edifício. 126p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, Brasil.
- GUSMÃO, A. D. (1990)**. Estudo da interação solo-estrutura e sua influência em recalques de edificações. 165p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE. Rio de Janeiro, Brasil.
- GUSMÃO A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. (1994)**. Avaliação da Influência da interação solo-estrutura em edificações. X COBRAMSEF. Vol. 1, pp. 67-74, Foz do Iguaçu. PR.
- GUSMÃO A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. e PACHECO, J. L. (2000)**. Interação solo-estrutura em um edifício com fundação em terreno melhorado. Simpósio sobre Interação solo-estrutura. São Carlos, SP.
- GUSMÃO A. D.; GUSMÃO FILHO, J. A. e MAIA, G. B. (2000)**. Medições de recalque de um prédio em Recife. Simpósio sobre Interação solo-estrutura. São Carlos, SP.
- HOLANDA JR., O. G. (1998)**. Interação solo-estrutura para edifícios de concreto armado sobre fundações diretas. 191p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.

- HOUSTON, T. W.; COSTANTINO, C. J.; HOUSSAIN, Q.; STONE, N. E. (2002).** Foundation design considerations for a pile supported critical facility. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 22, pp. 1169-1174.
- HU, L.; PU, J. (2004).** Testing and modeling of soil-structure interface. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. pp.851-860. August.
- IWAMOTO, R. K. (2000).** Alguns aspectos dos efeitos da interação solo-estrutura em edifícios de múltiplos andares com fundação profunda. 140p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- JORDÃO, D. R. (2003).** Estabilidade global de edifícios sobre fundações profundas, considerando a interação estrutura – solo. 142p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- KOÇAK, S.; MENGI, Y. (2000).** A simple soil-structure interaction model. Applied Mathematics Modeling. Vol. 24, pp. 607-635.
- LLERENA, C. A. E. (2009).** Análise de estruturas submetidas a terremotos pela técnica do meio contínuo. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- LI, K. S. (1995).** Discussion: Foundation uniform pressure and soil-structure interaction. Journal of Geotechnical Engineering. December.
- LOPÉZ-YÁNEZ, P. A. (1992)** Análise sísmica de edifícios pela técnica do meio contínuo. 156p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- MACGREGOR, J. G.; HAGE, S. E. (1977).** Stability Analysis and Design of Concrete Frames; Journal of Structural Engineering. Div. ASCE, v. 103, pp1953-1970.
- MARTINS, J. F. (1998).** Influência da inércia de rotação e da força cortante nas frequências naturais e na resposta dinâmica de estruturas de barras. 158p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- MARTINS, C. H. (2001).** Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios de andares múltiplos com núcleos resistentes, considerando a rigidez transversal a flexão das lajes. 208p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.

- MASIH, R. (1994).** Foundation uniform pressure and soil-structure interaction. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 120, Nº 11, pp. 2064-2071. November.
- MATHEWS, G. S.; MACGREGOR, J. G. (1977).** Second-order analysis and design of reinforced concrete frames. University of Alberta, Department of Civil Engineering, Structural Engineering Report. Nº.60. 95p Jan.
- MENDIS, P. A., DARVALL, P. L. (1988).** Stability analysis of softening frames. Journal of Structural Engineering. Vol. 114, No 5, pp. 1057-1072. May.
- MENDONÇA, A. V. (1997).** Análise da interação placa-estaca-solo via combinação do método dos elementos finitos com o método dos elementos de contorno. 151p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, Brasil.
- MENDONÇA, H. M. X. (2005).** Sobre a modelagem de problemas da Engenharia Geotécnica pelo método dos elementos finitos. 157p. Dissertação (Mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Brasil.
- MEYERHOF, G. G. (1953).** Some recent foundation research and its application to design. Structural Engineering, Londres, vol. 31, pp. 151-167.
- MILFONT, M. L. B. (1999).** Interação solo-estrutura de fundações em grelha sobre base elástica. 146p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, Brasil.
- MITASOV, V. M.; ADISCHEV, V. V. (2005).** New calculation techniques for reinforced concrete. Proc. Int. Conf. Applic. Codes Design Regul. Pp. 655-662. Dundee, Scotland.
- MO, Y. L. (1986).** Moment redistribution in reinforced concrete frames. Chung-kuo Kung Ch'eng Hsueh K'an/Journal of the Chinese Institute of Engineers. V.9, Nº2 pp.105-116. Mar.
- MOURA, A. R. L. U. (1995).** Interação solo-estrutura em edifícios. 135p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, Brasil.
- NAKAGUMA, R. K.; SILVA, C. M. F.; MORAES, J. T. L. (2008).** Efeitos de deslocamento de estruturas de edifícios – Observações experimentais. XXXIII Jornadas Sudamericanas de Ingenieria Estructural, Santiago, Chile. 26 al30 de Mayo.
- OVUNC, B. A.; REN, T. (1996).** Nonlinearities in the analysis of frames. Comput Struct. V. 61. Nº.6. pp. 1177-1184. Dec.

- PAULA, C. F. (2001).** Contribuição das respostas numéricas não-lineares estática e dinâmica de estruturas reticuladas planas. 128p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- PERDIGÃO, R. S. (2000).** Roteiro para dimensionamento não linear de edifícios de concreto armado segundo as normas americanas. 105p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, Brasil.
- PERLOFF, W. H. (1975).** Foundation engineering handbook - 4th Chapter: Pressure, distribution and settlement. WINTERKORN, H. F. & FANG, H, 1st edition. Litton Educational Publishing, Inc. New York, USA.
- PI, Y. L.; BRADFORD, M. A.; UY, B. (2006).** Second-order nonlinear inelastic analysis of composite steel-concrete members I: Theory. Journal of Structural Engineering. V.132. N^o.5. pp. 751-761. May.
- PINTO, J. V. (1997).** Comportamento estrutural de torres de telecomunicação de concreto armado. 109p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. Recife, PE. Brasil.
- PINTO, R. S. (2002).** Análise não linear das estruturas de contraventamento de edifícios em concreto armado. 204p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- POULOS, H. G. (1975).** Settlement analysis of structural foundation systems. 4th South-East Asian Conference on Soil Engineering, Kuala Lumpur, Vol. 4, pp. 52-62.
- RAVARA, A. (1969).** Dinâmica das Estruturas. Lisboa, Portugal. Editora LNEC.
- RIBEIRO, D. B. (2005).** Análise da interação solo-estrutura via acoplamento MEC-MEF. 121p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos, SP, Brasil.
- RIGGS, H. R.; WAAS, G. (1985).** Influence of foundation flexibility on soil-structure interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 13, pp. 597-615.
- SAFAK, E. (1995).** Detection and identification of soil-structure interaction in buildings from vibrations recordings. Journal of Structural Engineering. Vol. 121, N^o 5, pp. 899-906. May.
- SAYLAN, S.; TORIDIS, T. G.; KHOZEIMEH, K. (1985).** Seismic analysis of three-dimensional soil-structure interaction system on a rectangular base. Computers and Structures. Vol. 20, N^o 1-3, pp. 355-363.

- SEKULOVIC, M.; PRASCEVIC, Z. (1985).** Computer programme for analysis of reinforced concrete structures. Engineering Software IV: Proceedings of the 4th International Conference. p 10.45-10.59. London, Engl.
- SILVA, M. K.; CARVALHO, E. M. L.; DANZIGER, B. R. (2006).** Interação solo-estrutura. Um caso de obra envolvendo medições de deformação de pilares. In: XIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações. Curitiba, vol.2 p.833-838.
- STAVRIDIS, L. T. (2002).** Simplified analysis of layered soil-structure interaction. Journal of Structural Engineering. Vol. 128, Nº 2, pp. 224-230. February.
- STEWART, J. P.; FENVES, G. L.; SEED, R. B. (1999a).** Seismic soil-structure interaction in buildings I: analytical methods. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 125, Nº 1, pp. 26-37. January.
- STEWART, J. P.; FENVES, G. L.; SEED, R. B. (1999b).** Seismic soil-structure interaction in buildings II: empirical findings. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 125, Nº 1, pp. 38-48. January.
- TARANATH, B. S. (1998).** Steel, Concrete, & Composite – Design of Tall Buildings. McGraw-Hill, New York.
- TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1961).** Mecânica dos Solos na Prática da Engenharia. Sedegra, Rio de Janeiro, Brasil.
- VASCONCELOS, A. C. (1992).** O Concreto no Brasil – Records, Realizações, História. Vol.I, São Paulo, Brasil, Editora PINI.
- VASCONCELOS, A. C. (2002).** O Concreto no Brasil – Pré-fabricação, Monumentos, Fundações. Vol.III, São Paulo, Brasil, Studio Nobel.
- VASCONCELOS F^o. A. (1984).** Edifícios de Andares Múltiplos, Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, Brasil, Edições COTEC.
- VASCONCELOS F^o. A.; BELLONI, G. (2000).** Análise comparativa de modelos clássicos para cálculo da estrutura de um edifício alto em concreto armado submetido á ação do vento. In: XXI CILAMCE – Congresso Ibero-latino-americano de Mecânica Computacional. Rio de Janeiro.
- VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. (2004).** Fundações. Volume 1. 1^a edição. Oficina de textos. São Paulo.
- VELLOSO D. A.; SANTA MARIA P. E. L.; LOPES F. R. (1998).** Fundações – Teoria e Prática. Capítulo 4: Princípios e Modelos Básicos de Análise. Vários autores, vários editores. 2^a edição, São Paulo, Pini.

- VELLOSO, P. P. C. (1979).** Fundações: aspectos geotécnicos. 2ª edição revista e ampliada. Editora da Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, Brasil.
- WEI, W.; ZHU, A.; LIU, Y.; BAI, S. (2006).** Design methods of reinforced concrete frame column considering $P-\delta$ effect. Jianzhu Jiegou Xuebao/Journal of Building Structures. V.27, N°5. October.
- WOLF, J. P.; SONG, C. (1996).** Static stiffness of unbounded soil by finite element method. Journal of Geotechnical Engineering. Vol. 122, N° 4, pp. 267-273. April.
- WU, W. H.; WANG, J. F.; LIN, C. C. (2001).** Systematic assessment of irregular building-soil interaction using efficient modal analysis. Earthquake Engineering and Structural Dynamics. Vol. 30, pp 573-594.
- YERLI, H. R.; TEMEL, B.; KIRAL, E. (1998).** Transient infinite elements for 2D soil-structure interaction analysis. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. Vol. 124, N° 10, pp976-988. October.
- ZHAO, J. X. (1997).** Discussion: Detection and identification of soil-structure interaction in buildings from vibrations recordings. Journal of Structural Engineering. May.

APÊNDICE A:

Método P-delta adaptado a estruturas de concreto armado aplicado a um pórtico plano de 14 andares

A.1) DADOS DA ESTRUTURA

Para aplicação do método P-delta adaptado a estruturas de concreto armado, também chamado de P-delta correto por questões de simplificação, apresenta-se um pórtico plano de 14 pavimentos, integrante da estrutura de contraventamento de um edifício real.

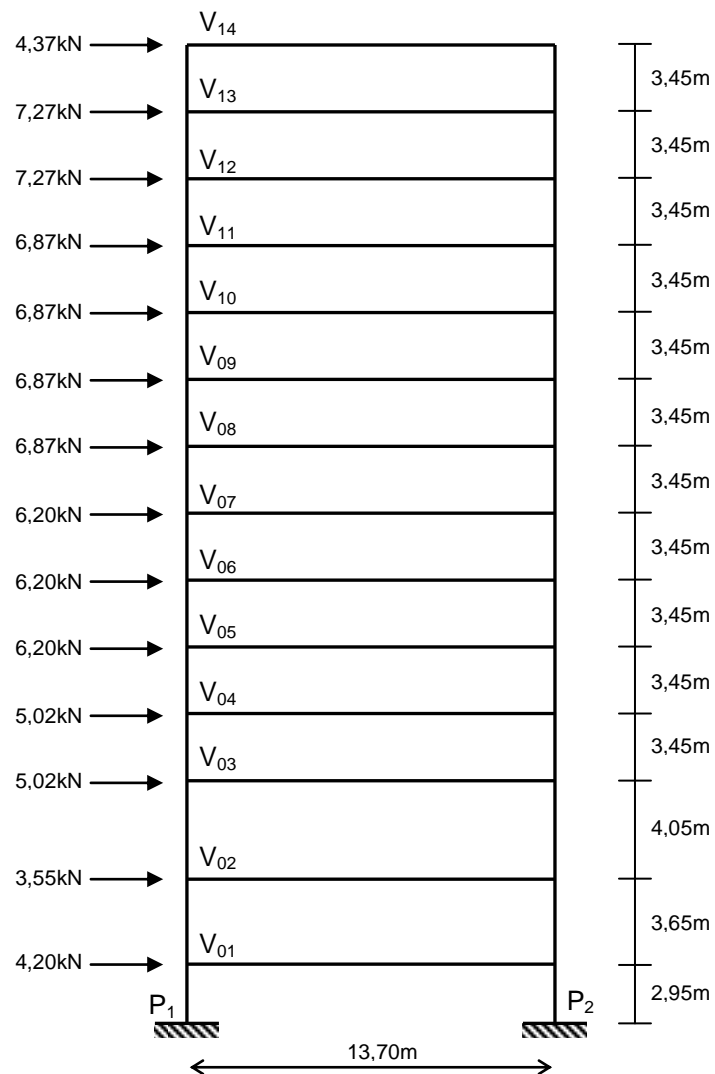


Figura A.1 – Esquema de pórtico plano de 14 andares

As vigas têm seção retangular de 30cm de base e 72cm de altura e os pilares apresentam seção 72cm x 72cm.

Para o pórtico em estudo considerou-se resistência característica do concreto 35MPa e, conseqüente módulo de elasticidade secante de 28160MPa. As cargas verticais são provenientes do carregamento permanente e sobrecarga. O carregamento horizontal proveniente do vento, foi calculado de acordo com a NBR 6123:1988, a partir dos parâmetros abaixo. Seus valores encontram-se na figura A.1.

V_0 – Velocidade básica = 30 m/s

S_1 – Fator topográfico = 1

S_2 – Categoria de rugosidade \Rightarrow II

S_2 – Classe da Edificação \Rightarrow B

S_3 – Fator estatístico = 1

Coefficiente de arrasto - $C_a(X) = 1,35$

A.2) ANÁLISES REALIZADAS

Para aplicação e ilustração do método proposto, foram realizadas as análises descritas a seguir.

1. Análise elástica linear clássica para ação do vento com valor característico;
2. Análise elástica não linear geométrica P-delta clássica para as cargas verticais e de vento, com valores característicos;
3. Análise elástica não linear geométrica P-delta correta para as cargas verticais e de vento, com valores característicos;
4. Análise elástica linear clássica sem consideração da não linearidade física através do multiplicador 1 no cálculo da rigidez dos elementos $(EI)_{sec}$ (rigidez integral), para ações de cálculo;
5. Análise linear com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo da rigidez dos elementos $(EI)_{sec}$ (rigidez fissurada), para ações de cálculo;
6. Análise não linear geométrica P-delta clássica com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo de $(EI)_{sec}$, para ações de cálculo;

7. Obtenção da parcela não linear com consideração aproximada da não linearidade física através do multiplicador 0,4 para vigas e 0,8 para pilares no cálculo de $(EI)_{sec}$, através da subtração dos resultados de (6) e (5);
8. Análise não linear geométrica P-delta correta com consideração aproximada da não linearidade física, para ações de cálculo, obtida da soma dos resultados de (4) e (7).

A.3) RESULTADOS

Neste item são apresentados os resultados obtidos para o pórtico plano de 14 andares da figura A.1, relacionados aos deslocamentos do último andar (14º andar) para ações com valores de serviço (análises 1 a 3), e aos esforços nos elementos: pilar (P_2) e vigas (V_1 a V_{14}), para as análises baseadas em ações com valores de cálculo (análises 4 a 8).

A.3.1) Análises para ações em serviço

1. Análise elástica linear clássica para ação do vento com valor característico:
 - Translação no nível do 14º andar: 3,210cm
2. Análise elástica não linear geométrica P-delta clássica para as cargas verticais e de vento, com valores característicos:
 - Translação no nível do 14º andar:
 - i. Parcela linear: 3,229cm
 - ii. Parcela não linear: 0,206cm
 - iii. Total (linear + não linear): 3,435cm
3. Análise elástica não linear geométrica P-delta correta para as cargas verticais e de vento, com valores característicos:
 - Translação no nível do 14º andar:
 - i. Parcela linear: 3,210cm

- ii. Parcela não linear: 0,206cm
- iii. Total (linear + não linear): 3,416cm

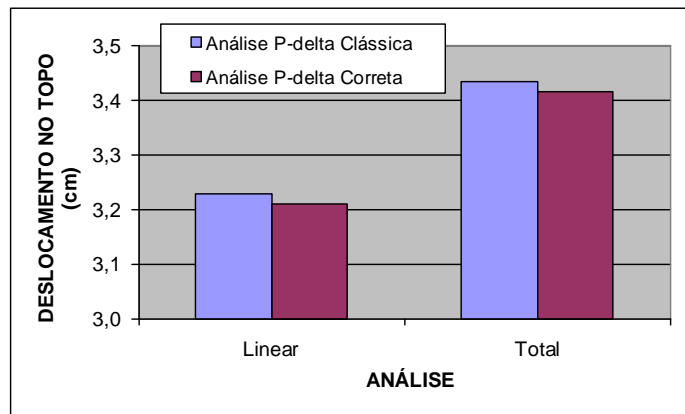


Figura A.2 – Valores de deslocamento no topo obtidos de (2) e (3)

Os resultados apresentam diferenças relativas à não consideração das ações verticais no cálculo dos deslocamentos no caso (1) e à consideração delas no caso (2). O caso (3) apresenta o resultado do deslocamento total como sendo a soma da parcela linear obtida em (1) com a parcela não linear obtida em (2). A pequena diferença observada deve-se ao fato do pórtico ser geometricamente simétrico e o carregamento vertical com baixo grau de assimetria.

A importância da análise P-delta correta deve-se ao fato de que os limites estabelecidos pela NBR 6118:2003, para os deslocamentos laterais globais absolutos e relativos (entre andares), referem-se, exclusivamente, à ação do vento, enquanto que, para a análise P-delta clássica, os deslocamentos fornecidos referem-se aos carregamentos ação do vento e cargas verticais agindo concomitantemente.

A.3.2) Análises para ações de cálculo

As análises (4) a (8) têm o objetivo de avaliar de forma correta os efeitos de 2ª ordem. Por se tratarem de análises com ações de cálculo, os resultados serão apresentados para os esforços nos elementos.

○ **PILAR P₂**

- **COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES LINEARES COM RIGIDEZ INTEGRAL (4) E FISSURADA (5)**

Tabela A.1 – Momentos fletores na extremidade inferior dos 14 lances do pilar P₂

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(4)	(5)	(7)
14	-18,520	-26,413	-2,994
13	-34,834	-48,932	-6,107
12	-46,697	-64,884	-9,598
11	-56,074	-76,537	-13,335
10	-64,644	-85,929	-17,304
09	-72,620	-93,420	-21,246
08	-79,852	-98,778	-24,762
07	-85,730	-101,101	-27,277
06	-90,927	-100,409	-28,013
05	-94,078	-94,156	-25,937
04	-92,539	-78,051	-19,82
03	-84,465	-47,997	-8,503
02	-17,337	47,005	19,069
01	87,989	175,068	43,77

A figura A.3 mostra os momentos fletores, relativos à ação do vento com valores de cálculo para a extremidade inferior do pilar P₂, segundo as análises: elástica linear com rigidez plena (4), linear com rigidez fissurada (5), parcela não linear P-delta com rigidez fissurada (7).

A análise correta compreende a superposição de (4) com (7). Os softwares de análise estrutural fornecem como resultado da análise não linear P-delta os obtidos em (6), ou seja, através da superposição de (5) e (7), denominada análise P-delta clássica. É neste ponto que ocorre o erro, porque a aproximação do efeito da fissuração através de coeficientes de redução de rigidez, (0,40 para vigas e 0,80 para colunas), só é válida para o cálculo da parcela não linear (7). Portanto, utilizar a análise P-delta clássica incorre em um equívoco que vem sendo observado em grande quantidade de projetos.

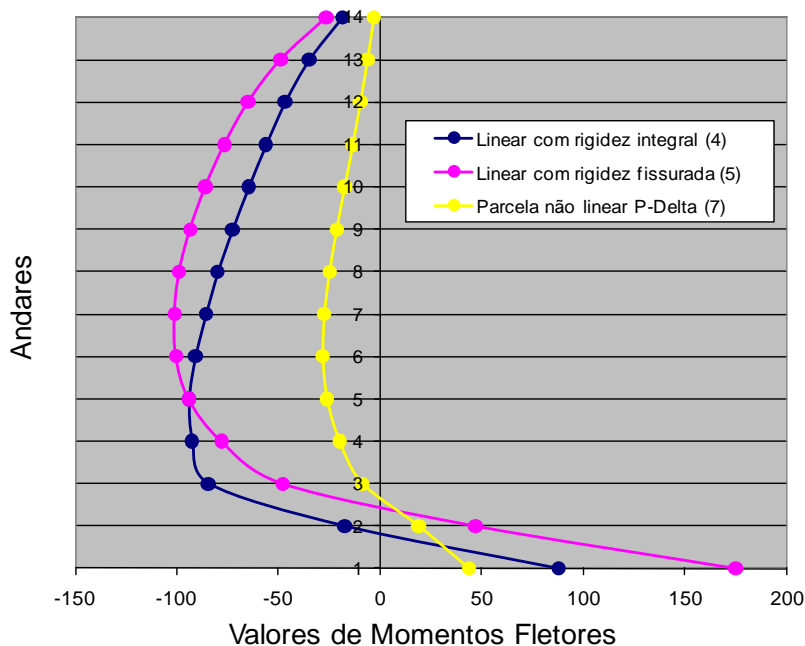


Figura A.3 – Momentos fletores na extremidade inferior de P₂

A tabela A.2 mostra os erros percentuais cometidos ao se considerar na parcela linear os resultados da análise (5) ao invés da análise (4). Deve-se entender que a falta de clareza no item 15.7.3 da NBR 6118:2003 concorre fortemente para esse equívoco.

Tabela A.2 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (4) e (5) para a extremidade inferior do pila P₂

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(4)	(5)	Erro
14	-18,520	-26,413	42,2%
13	-34,834	-48,932	40,4%
12	-46,697	-64,884	38,9%
11	-56,074	-76,537	36,5%
10	-64,644	-85,929	32,9%
09	-72,620	-93,420	28,6%
08	-79,852	-98,778	23,7%
07	-85,730	-101,101	17,9%
06	-90,927	-100,409	10,4%
05	-94,078	-94,156	1,0%
04	-92,539	-78,051	15,6%
03	-84,465	-47,997	43,2%
02	-17,337	47,005	172,2%
01	87,989	175,068	98,9%

▪ COMPARAÇÃO ENTRE OS MOMENTOS FLETORES NA EXTREMIDADE INFERIOR OBTIDOS SEGUNDO AS ANÁLISES (6) E (8)

Tabela A.3 – Momentos fletores na extremidade inferior dos 14 lances do pilar P₂

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(6)	(8)	(4)	Erro
14	-29,407	-21,514	-18,520	36,7%
13	-55,039	-40,941	-34,834	34,4%
12	-74,482	-56,295	-46,697	32,3%
11	-89,872	-69,409	-56,074	29,4%
10	-103,233	-81,948	-64,644	25,9%
09	-114,666	-93,866	-72,620	22,2%
08	-123,540	-104,614	-79,852	18,3%
07	-128,378	-113,007	-85,730	13,3%
06	-128,422	-118,94	-90,927	8,4%
05	-120,093	-120,015	-94,078	0,1%
04	-97,871	-112,359	-92,539	13,3%
03	-56,500	-92,968	-84,465	39,0%
02	66,074	1,732	-17,337	***
01	218,838	131,759	87,989	66,0%

Os valores da tabela A.3 e o gráfico da figura A.4 mostram diferenças significativas entre a análise p-delta correta e a análise p-delta clássica. No caso estudado, a adoção da análise clássica em lugar da correta, conduz a erros que variam de 0,1% a 66%.

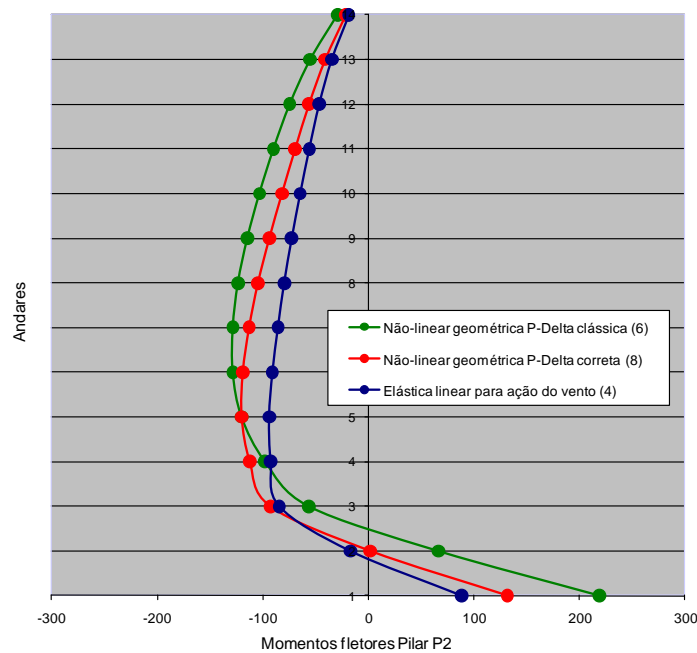


Figura A.4 – Momentos fletores na extremidade inferior de P₂

A tabela A.4 mostra os valores e o gráfico da figura A.5 ilustra as diferenças significativas entre as amplificações não lineares obtidas através dos dois métodos. Observe-se o fato de que todas as amplificações não lineares obtidas pelo método P-delta adaptado a estruturas de concreto armado são maiores do que a unidade, ao contrário do método P-delta clássico, que apresenta entre os seus valores, amplificação inconsistente para o nível 3.

Tabela A.4 – Valores de amplificações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e P-delta correta referentes aos momentos fletores do pilar P_2

ANDAR	AMPLIFICAÇÕES NÃO LINEARES	
	P-delta clássica	P-delta correta
14	1,59	1,16
13	1,58	1,18
12	1,58	1,21
11	1,60	1,24
10	1,59	1,27
09	1,58	1,29
08	1,55	1,30
07	1,49	1,32
06	1,41	1,31
05	1,28	1,28
04	1,06	1,21
03	0,67	1,10
02	***	***
01	2,49	1,50

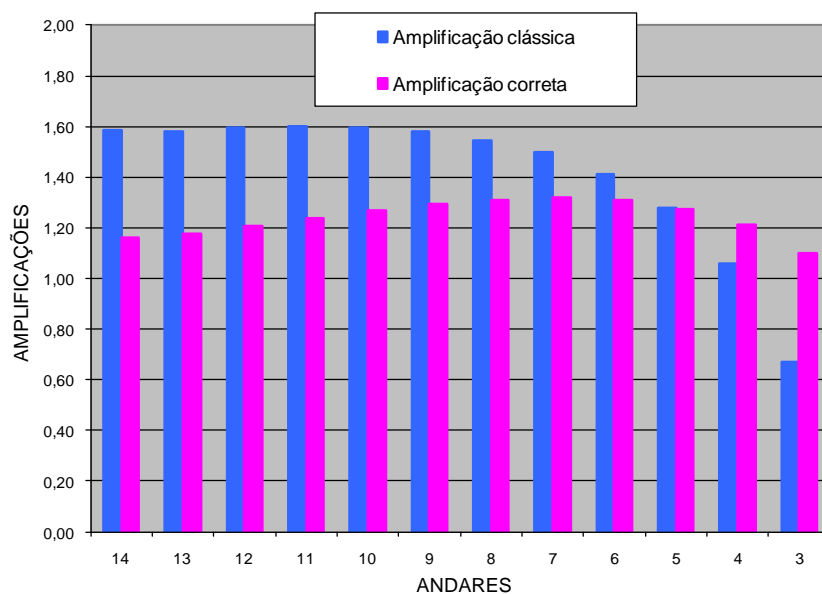


Figura A.5 – Amplificações não lineares

- COMPARAÇÃO ENTRE OS MOMENTOS FLETORES SUPERIOR E INFERIOR OBTIDOS SEGUNDO AS ANÁLISES (6), E (8)

Tabela A.5 – Momentos fletores nas extremidades dos 14 lances do pilar P₂

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(6)		(8)	
	inferior	superior	inferior	superior
14	-29,407	-18,141	-21,514	-10,25
13	-55,039	-24,977	-40,941	-10,88
12	-74,482	-24,728	-56,295	-6,54
11	-89,872	-20,653	-69,409	-0,19
10	-103,233	-13,634	-81,948	7,65
09	-114,666	-3,783	-93,866	17,02
08	-123,540	9,446	-104,614	28,37
07	-128,378	25,704	-113,007	41,08
06	-128,422	47,023	-118,94	56,51
05	-120,093	76,348	-120,015	76,43
04	-97,871	115,244	-112,359	100,76
03	-56,500	209,804	-92,968	173,34
02	66,074	302,335	1,732	237,99
01	218,838	403,218	131,759	316,14

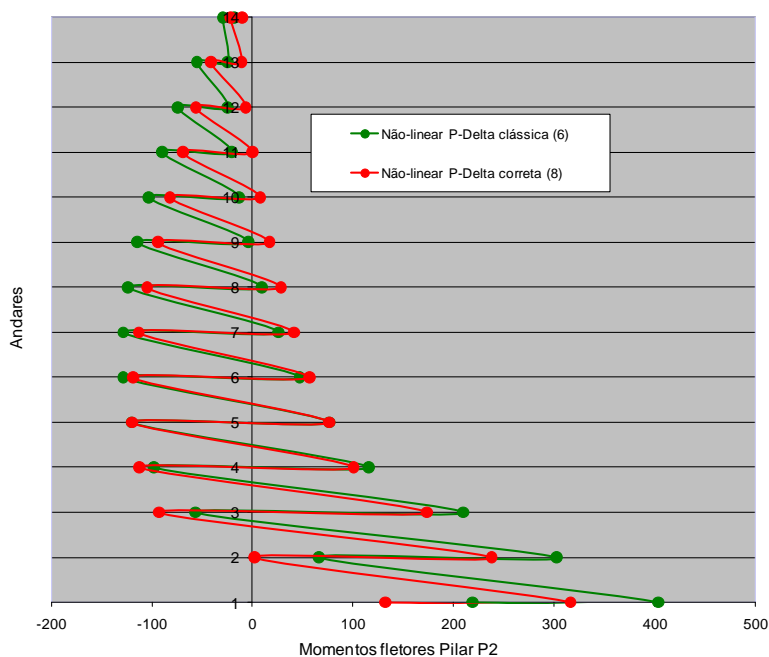


Figura A.6 – Momentos fletores nas extremidades superior e inferior de P₂

A figura A.6 mostra os momentos fletores obtidos através das análises P-delta, clássica e correta, ao longo da altura da edificação. Diferenças significativas podem ser observadas.

○ **VIGAS**

- **COMPARAÇÃO ENTRE AS ANÁLISES LINEARES COM RIGIDEZ INTEGRAL (4) E FISSURADA (5)**

Tabela A.6 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(4)	(5)	(7)
14	18,520	26,413	2,994
13	26,867	33,072	3,825
12	39,974	44,063	5,442
11	55,045	57,321	7,823
10	70,828	71,650	10,929
9	86,826	86,341	14,691
8	102,673	100,799	18,958
7	117,909	114,355	23,469
6	132,202	126,313	27,813
5	145,129	135,725	31,391
4	155,412	140,845	33,374
3	161,000	139,021	32,723
2	145,582	117,707	26,022
1	92,695	69,959	13,538

A figura A.7 mostra os momentos fletores obtidos segundo as análises (4), (5) e (7), relativos à ação do vento com valores de cálculo, para a extremidade esquerda das vigas do pórtico.

É interessante observar que a exemplo do que ocorre nos níveis 1 e 2, o erro cometido ao adotar-se a parcela linear da análise (5), ao invés da análise (4), pode ser superior ao valor da parcela não linear constante da análise (7).

As diferenças percentuais entre os resultados das análises (4) e (5) encontram-se na tabela A.7.

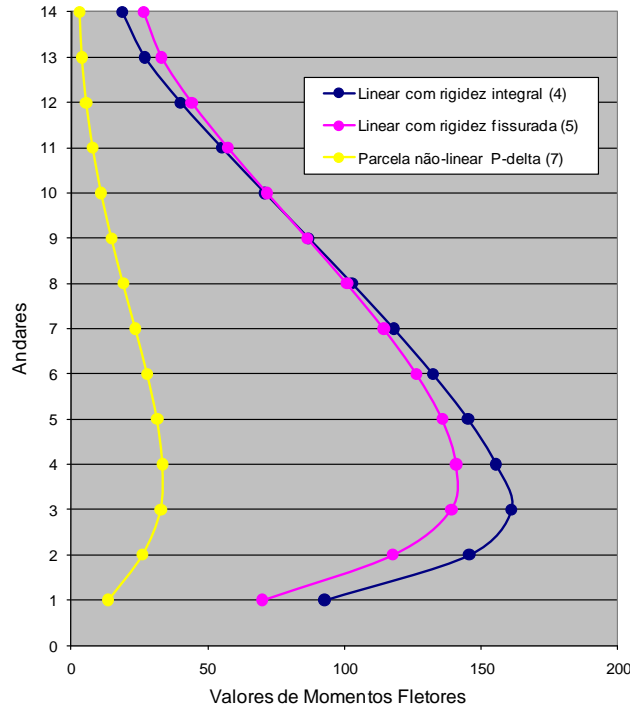


Figura A.7 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

Tabela A.7 – Diferenças percentuais entre as parcelas lineares das análises (4) e (5) para a extremidade esquerda das vigas do pórtico

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)		
	(4)	(5)	Erro
14	18,520	26,413	42,6%
13	26,867	33,072	23,1%
12	39,974	44,063	10,2%
11	55,045	57,321	4,1%
10	70,828	71,650	1,2%
09	86,826	86,341	0,6%
08	102,673	100,799	1,8%
07	117,909	114,355	3,0%
06	132,202	126,313	4,5%
05	145,129	135,725	6,5%
04	155,412	140,845	9,4%
03	161,000	139,021	13,7%
02	145,582	117,707	19,1%
01	92,695	69,959	24,5%

Os erros, entre 0,6% e 42,6%, apresentam-se apenas como valores de menor precisão ou, em algumas situações, revelam a falta de segurança do método.

▪ COMPARAÇÃO ENTRE OS MOMENTOS FLETORES OBTIDOS SEGUNDO AS ANÁLISES (6) E (8)

Tabela A.8 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

ANDAR	MOMENTOS FLETORES (kNm)			
	(6)	(8)	(4)	Erro
14	29,407	21,514	18,520	36,7%
13	36,897	30,692	26,867	20,2%
12	49,505	45,416	39,974	9,0%
11	65,144	62,868	55,045	3,6%
10	82,579	81,757	70,828	1,0%
9	101,032	101,517	86,826	0,5%
8	119,757	121,631	102,673	1,5%
7	137,824	141,378	117,909	2,5%
6	154,126	160,015	132,202	3,7%
5	167,116	176,52	145,129	5,3%
4	174,219	188,786	155,412	7,7%
3	171,744	193,723	161,000	11,3%
2	143,729	171,604	145,582	16,2%
1	83,497	106,233	92,695	21,4%

A tabela A.8 revela as diferenças geradas pela adoção da análise clássica em lugar da correta, ilustradas através da figura A.8.

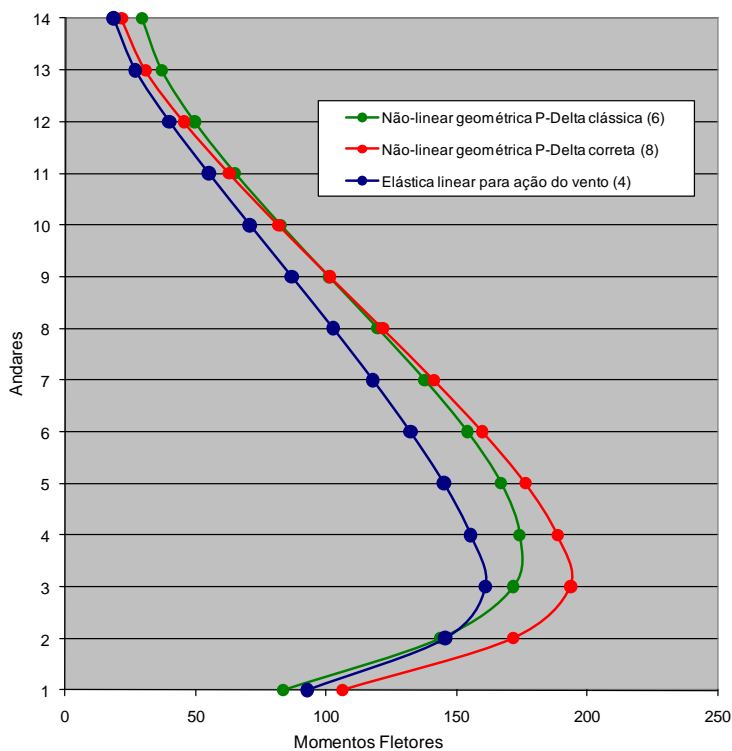


Figura A.8 – Momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

Esses erros que variam de 0,5% a 36,7% incidem sobre o cálculo dos momentos fletores na extremidade esquerda das vigas do pórtico e, conforme já observado antes, para o exemplo estudado, apresentam-se contra a segurança para os níveis 1 a 8, para os quais, os momentos fletores dados através de (6) são menores do que os dados através de (8).

A tabela A.9 apresenta os valores das amplificações não lineares geradas pela adoção dos dois métodos, ilustradas através da figura A.9.

Tabela A.9 – Valores de amplificações não lineares obtidas através das análises P-delta clássica e correta referentes aos momentos fletores na extremidade esquerda das vigas

ANDAR	AMPLIFICAÇÕES NÃO LINEARES	
	P-delta clássica	P-delta correta
14	1,59	1,16
13	1,37	1,14
12	1,24	1,14
11	1,18	1,14
10	1,17	1,15
09	1,16	1,17
08	1,17	1,18
07	1,17	1,20
06	1,17	1,21
05	1,15	1,22
04	1,12	1,21
03	1,07	1,20
02	0,99	1,18
01	0,90	1,15

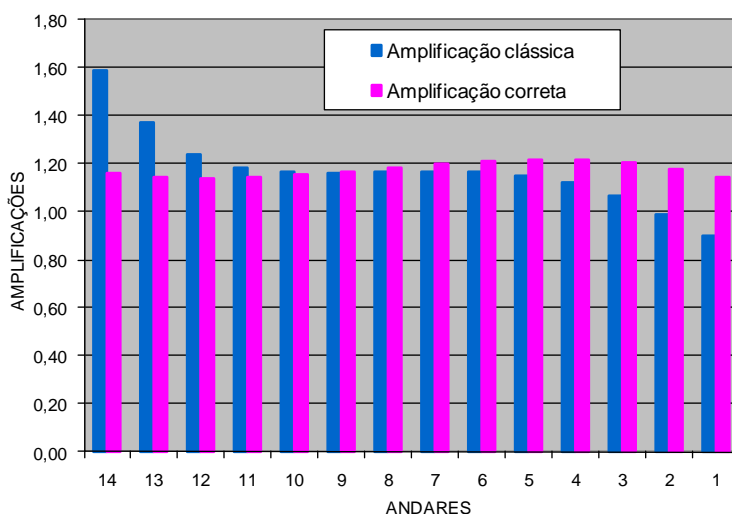


Figura A.9 – Amplificações não lineares

As amplificações mostram que, segundo a análise clássica, os valores são significativamente maiores para os andares superiores, enquanto que, para os inferiores, estes se apresentam menores do que a unidade, tornando-se incoerentes. Ao contrário da análise correta que se apresenta de forma coerente para todos os níveis.

A.4) COMENTÁRIOS

Para as ações em serviço, percebe-se a diferença entre os valores de deslocamentos obtidos através da análise p-delta clássica e da análise correta. Nesse exemplo em particular, essas diferenças são pequenas por se tratar de um pórtico geometricamente simétrico. Nas análises envolvendo edifícios altos a tendência é de que esses valores apresentem diferenças relevantes, principalmente quando se tratarem de estruturas esbeltas, como pode ser verificado através dos resultados apresentados no capítulo 5.

Para as ações de cálculo, percebe-se que a consideração da rigidez fissurada, como é comumente feito nas análises P-delta, os resultados mostram valores de momentos fletores muito diferentes daqueles supondo-se a rigidez integral.

No exemplo adotado, as diferenças entre os valores de momentos fletores no pilar P_2 variaram entre 1% e 173% para rigidez fissurada em comparação aos valores com rigidez integral, gerando erros na avaliação dos momentos fletores que variam entre 0,1% a 66%.

No caso das vigas, as diferenças entre os valores de momentos fletores variam entre 0,6% e 42,6% para a análise com rigidez fissurada em comparação com a rigidez integral, gerando erros na avaliação dos momentos fletores na extremidade esquerda da ordem de 0,5% a 36,7%.

Em termos de amplificações não lineares, no caso do Pilar P_2 , essa amplificação varia de 0,67 a 2,49, e para as vigas, varia de 0,90 a 1,59. Para a análise correta esses valores variam de 1,10 a 1,50 para o pilar P_2 e de 1,14 a 1,22 para as vigas, portanto, os últimos se apresentam bem mais coerentes.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)