

**ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO
ARMADO SUBMETIDAS A AÇÕES
VERTICAIS E HORIZONTAIS**

JOSÉ FERNÃO MIRANDA DE ALMEIDA PRADO

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, como parte dos requisitos para obtenção do Título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

ORIENTADOR: Prof. Dr. José Samuel Giongo

**São Carlos
1995**

P917e

PRADO, José Fernão Miranda de Almeida

Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais / José Fernão Miranda de Almeida Prado. - São Carlos, 1995. 180 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1995.

Orientador: Prof. Dr. José Samuel Giongo

1. Edifícios em concreto armado. I. Título.

Aos meus pais, Waldemar e Maria Helena,
meus grandes mestres.

À minha avó, Hermantina,
exemplo de vida com fibra e coragem.

À Luciana,
minha querida namorada.

AGRADECIMENTOS

A DEUS, por tudo.

Ao Professor José Samuel Giongo pela excelente orientação fornecida durante a elaboração do trabalho.

À Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior - CAPES, pela Bolsa de Estudos fornecida.

Ao grande amigo Heraldo Duarte pela inestimável e fundamental colaboração no trabalho.

Aos Engenheiros Marcos de Carvalho, Marco Nagliati e José Roberto Leme de Andrade pelo apoio em diferentes ocasiões.

Aos funcionários do Departamento de Estruturas, Rui, Toninho, Marta, Rosi e Nadir pela cooperação e especial agradecimento ao Chico e à Silvia pela elaboração dos desenhos.

Ao Professor Márcio Corrêa pela cooperação e sugestões sempre oportunas.

Aos meus irmãos, André e Afonso, pela amizade e convivência harmoniosa.

À Luciana pelas constantes demonstrações de amor, carinho e compreensão.

À minha avó e aos meus pais, minha eterna gratidão.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	vii
LISTA DE SÍMBOLOS.....	viii
LISTA DE SIGLAS.....	xi
RESUMO.....	xii
ABSTRACT.....	xiii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações iniciais.....	1
1.2 Elementos estruturais básicos.....	3
1.3 Comportamento admitido para os materiais.....	4
1.4 Idealização do comportamento estrutural.....	8
1.4.1 Ações verticais.....	8
1.4.2 Ações horizontais.....	11
1.4.3 Ligação viga-pilar com trechos rígidos.....	12
1.4.4 Efeitos de torção nas vigas.....	13
1.5 Objetivos.....	14
1.6 Características do trabalho.....	15
1.6.1 Descrição do edifício utilizado como exemplo.....	18
2 ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS EM VIGAS E PILARES SOB AÇÕES VERTICAIS.....	25
2.1 Modelos utilizados na determinação de esforços solicitantes e deslocamentos em vigas.....	25
2.2 Análise dos modelos de viga com base em resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia.....	33
2.2.1 Descrição das vigas VT01, VT08 e VT09 do Edifício Vitória Régia.....	35
2.2.2 Apresentação e análise dos resultados nas vigas.....	41
2.2.3 Conclusões a respeito dos resultados das vigas do Edifício Vitória Régia.....	54
2.3 Efeitos de torção nas vigas.....	57
2.4 Redistribuição de momentos fletores em vigas.....	63
2.5 Modelos utilizados na determinação de esforços solicitantes em pilares.....	73
2.6 Análise dos modelos de pilar com base em resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia.....	77

2.6.1 Cálculo da armadura do pilar P17 solicitado por ações verticais; conclusões.....	83
3 ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS EM VIGAS E PILARES SOB AÇÕES HORIZONTAIS.....	87
3.1 Considerações iniciais.....	87
3.2 Quantificação da ação de vento.....	88
3.3 Modelos utilizados na determinação dos esforços solicitantes.....	91
3.3.1 Modelo de pórticos planos.....	91
3.3.2 Modelo tridimensional.....	93
3.4 Análise dos modelos de pórticos planos e tridimensional com base nos resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia.....	93
3.4.1 Modelo de associação plana de painéis.....	97
3.4.2 Modelo tridimensional.....	99
3.4.3 Apresentação e análise dos resultados dos modelos.....	100
3.4.4 Combinação última normal de ações para verificação do esgotamento da capacidade resistente da extremidade da viga VT08.....	111
3.5 Métodos simplificados para determinação de esforços solicitantes.....	117
3.5.1 Método dos painéis semelhantes.....	119
3.5.2 Método do consolo vertical.....	122
3.5.3 Método das rigidezes.....	124
3.5.4 Considerações finais.....	127
4 ESTABILIDADE GLOBAL.....	130
4.1 Parâmetro de instabilidade α	132
4.2 Coeficiente γ_z	137
4.3 Análise de estruturas de nós móveis.....	140
4.4 Consideração da alvenaria na verificação da estabilidade global.....	142
4.5 Esforços devidos ao desaprumo.....	143
4.6 Análise da estabilidade global do Edifício Vitória Régia.....	145
4.6.1 Parâmetro de instabilidade α	146
4.6.2 Coeficiente γ_z	149
4.6.3 Considerações sobre a análise da estabilidade global.....	152
5 CONCLUSÕES.....	154
ANEXO.....	157
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	176
OBRAS CONSULTADAS.....	178

LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1.1 - Diagrama tensão-deformação para o concreto sob compressão axial.....	5
FIGURA 1.2 - Trechos horizontais rígidos em pilares.....	12
FIGURA 1.3 - Forma do pavimento-tipo.....	24
FIGURA 2.1 - Modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) com simulação de engastamento elástico em pilar de extremidade.....	27
FIGURA 2.2 - Primeira liberação do nó na extremidade da viga, segundo Processo de Cross.....	27
FIGURA 2.3 - Tipos de pórtico simplificado.....	29
FIGURA 2.4 - Engaste elástico em extremidade de viga.....	30
FIGURA 2.5 - Engaste elástico em extremidade de viga.....	31
FIGURA 2.6 - Modelo de pórtico plano.....	32
FIGURA 2.7 - Modelo tridimensional.....	33
FIGURA 2.8 - Posicionamento das barras de travamento em lajes, simulando deslocamento como diafragma rígido frente a ações horizontais.....	35
FIGURA 2.9 - Localização das vigas VT01, VT08 e VT09 no pavimento-tipo.....	35
FIGURA 2.10- Modelo tridimensional do Edifício Vitória Régia.....	36
FIGURA 2.11- Viga VT01 (20x60 cm).....	37
FIGURA 2.12- Pórtico plano com a viga VT01 a partir do 4.º pavimento..	38
FIGURA 2.13- Viga VT09 (20x60 cm).....	39
FIGURA 2.14- Pórtico plano com a viga VT09 a partir do 4.º pavimento..	40
FIGURA 2.15- Viga VT08 (20x60 cm).....	40
FIGURA 2.16- Pórtico plano com a viga VT08 a partir do 4.º pavimento..	41
FIGURA 2.17- Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT01.....	42
FIGURA 2.18- Deslocamentos relativos do apoio intermediário da viga VT01 segundo modelo de pórtico plano.....	44
FIGURA 2.19- Gráfico da evolução, ao longo dos pavimentos, dos momentos fletores negativos na viga VT01 junto ao apoio da esquerda (P03).....	45

FIGURA 2.20-	Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT09.....	48
FIGURA 2.21-	Deslocamento relativo do apoio intermediário da viga VT09 no 17.º pavimento, segundo modelo de pórtico plano.....	49
FIGURA 2.22-	Pórtico simplificado da viga VT09 submetido ao recalque de apoio intermediário indicado pelo modelo de pórtico plano.....	50
FIGURA 2.23-	Diagrama de momento fletor da viga VT09 devido a recalque do apoio intermediário.....	51
FIGURA 2.24-	Comparação entre o modelo de pórtico plano e o modelo de pórtico simplificado com rótula submetido a recalque + carregamento.....	51
FIGURA 2.25-	Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT08.....	52
FIGURA 2.26-	Deslocamentos relativos dos apoios intermediários da viga VT08, segundo modelo de pórtico plano.....	53
FIGURA 2.27-	Diagramas possíveis de momento fletor para uma mesma viga-tipo em pavimentos diferentes.....	55
FIGURA 2.28-	Diagrama de momentos fletor e torçor no nó de extremidade da viga VT01 junto ao pilar P03, segundo modelo tridimensional.....	58
FIGURA 2.29-	Momento torçor atuando em barra de seção circular.....	60
FIGURA 2.30-	Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT01 e momentos torçores (M_t) nas vigas perpendiculares ao seu pórtico.....	61
FIGURA 2.31-	Caso de viga “apoiada” em viga.....	63
FIGURA 2.32-	Redistribuição de momentos fletores em viga contínua.....	65
FIGURA 2.33-	Resultados dos ensaios de Stuttgart com viga T.....	66
FIGURA 2.34-	Diagrama de momentos fletores em nó de extremidade de pórtico.....	69
FIGURA 2.35-	Fluxo de esforços internos e tensões de aderência.....	70
FIGURA 2.36-	Diagrama de momento fletor indicado pelo modelo de viga contínua para o primeiro tramo da viga VT01.....	71
FIGURA 2.37-	Momentos fletores com os quais pode-se armar o primeiro tramo da viga VT01, segundo a NB1/78 (1978).....	71

FIGURA 2.38-	Diagrama de momento fletor atuante no primeiro tramo da viga VT01 no 17.º pavimento.....	72
FIGURA 2.39-	Diagrama de momento fletor redistribuído para o primeiro tramo da viga VT01 no 17.º pavimento.....	72
FIGURA 2.40-	Classificação de pilares segundo a posição na forma estrutural.....	74
FIGURA 2.41-	Momentos fletores atuantes nos tramos de pilar superior e inferior segundo modelo permitido pela NB1/78 (1978).....	75
FIGURA 2.42-	Superposição de efeitos das vigas de diferentes níveis.....	76
FIGURA 2.43-	Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT01.....	78
FIGURA 2.44-	Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT09.....	79
FIGURA 2.45-	Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT08.....	80
FIGURA 2.46-	Gráfico da evolução do momento fletor no pilar P03 devido a sua ligação com a viga VT01, segundo modelo de pórtico plano.....	81
FIGURA 2.47-	Ligações do pilar de canto P17 com as vigas VT08 e VT09.....	83
FIGURA 3.1 -	Modelo de associação plana de painéis.....	92
FIGURA 3.2 -	Trechos com ações horizontais consideradas uniformes....	94
FIGURA 3.3 -	Direções X e Y do Edifício Vitória Régia.....	95
FIGURA 3.4 -	Valores característicos das ações horizontais de vento atuantes segundo as direções X e Y.....	96
FIGURA 3.5 -	Associação plana de painéis para a direção X do Edifício Vitória Régia.....	98
FIGURA 3.6 -	Associação plana de painéis para a direção Y do Edifício Vitória Régia.....	98
FIGURA 3.7 -	Barras de travamento das lajes simulando diafragma rígido.....	99
FIGURA 3.8 -	Modelo tridimensional do Edifício Vitória Régia.....	100
FIGURA 3.9 -	Pilar P17 com as vigas VT08 e VT09 do pavimento-tipo....	101
FIGURA 3.10-	Deslocamentos do topo do edifício para a ação de vento atuando segundo a direção X.....	102
FIGURA 3.11-	Deslocamentos do topo do edifício para a ação de vento atuando segundo a direção Y.....	103

FIGURA 3.12-	Momentos fletores nos tramos do pilar P17 para a ação de vento atuando segundo a direção X.....	105
FIGURA 3.13-	Momentos fletores nos tramos do pilar P17 para a ação de vento atuando segundo a direção Y.....	106
FIGURA 3.14-	Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, com a ação de vento atuando segundo a direção X.....	108
FIGURA 3.15-	Momentos fletores na extremidade da viga VT09 junto ao pilar P17, com a ação de vento atuando segundo a direção Y.....	109
FIGURA 3.16-	Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, segundo modelo tridimensional submetido às ações $F_G + F_Q$ e à ação F_V atuando no sentido (-X).....	113
FIGURA 3.17-	Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, resultantes da combinação última normal de ações sobre o modelo tridimensional.....	114
FIGURA 3.18-	Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à ação vertical ($F_G + F_Q$).....	115
FIGURA 3.19-	Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à ação horizontal (F_V).....	116
FIGURA 3.20-	Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à combinação última normal de ações	116
FIGURA 3.21-	Forças concentradas em nós laterais de pórtico.....	119
FIGURA 3.22-	Distribuição de forças horizontais em um nível.....	120
FIGURA 3.23-	Modelo de viga rígida.....	120
FIGURA 3.24-	Modelo de viga flexível.....	121
FIGURA 3.25-	Distribuição de momentos fletores com painéis semelhantes.....	121
FIGURA 3.26-	Comportamento de pórtico de múltiplos pavimentos sob ação horizontal.....	123
FIGURA 3.27-	Deslocamento de pórtico semelhante a uma viga em balanço.....	123
FIGURA 3.28-	Diagrama de momentos fletores considerado pelo método das rigidezes.....	124

FIGURA 3.29-	Distribuição das forças cortantes V_i entre pilares.....	126
FIGURA 3.30-	Pórtico plano submetido a ações horizontais.....	128
FIGURA 4.1 -	Modelo proposto por BECK (1966) para cálculo do parâmetro α	131
FIGURA 4.2 -	Linha elástica de pilar com rigidez equivalente.....	133
FIGURA 4.3 -	Associação plana de painéis.....	135
FIGURA 4.4 -	Contribuição da alvenaria para o enrijecimento dos painéis de pórtico.....	142
FIGURA 4.5 -	Desaprumo em pórtico plano.....	143
FIGURA 4.6 -	Ações horizontais fictícias em pórtico devido ao desaprumo.....	144
FIGURA 4.7 -	Planta esquemática do edifício com as direções x e y.....	146
FIGURA A1 -	Vista do modelo em perspectiva.....	157
FIGURA A2 -	Vistas em perspectiva das posições deformadas devido à ação de vento atuando segundo as direções X e Y.....	158
FIGURA A3 -	Vistas do modelo nas direções X e Y.....	159
FIGURA A4 -	Vistas nas direções X e Y das posições deformadas devido à ação de vento atuando segundo as direções Y e X.....	160
FIGURA A5 -	Vista em planta do 1.º pavimento (térreo).....	161
FIGURA A6 -	Vista em planta da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X.....	162
FIGURA A7 -	Vista em planta da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	163
FIGURA A8 -	Vista em perspectiva da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X.....	164
FIGURA A9 -	Vista em perspectiva da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	165
FIGURA A10-	Vista em planta do 2.º pavimento (mezzanino).....	166
FIGURA A11-	Vista em perspectiva da posição deformada do 2.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	167
FIGURA A12-	Vista em planta do 3.º pavimento (transição).....	168

FIGURA A13-	Vista em perspectiva da posição deformada do 3.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	169
FIGURA A14-	Vista em planta do pavimento-tipo (4.º ao 18.º pav.).....	170
FIGURA A15-	Vista em perspectiva da posição deformada do 4.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	171
FIGURA A16-	Vista em planta da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X.....	172
FIGURA A17-	Vista em planta da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	173
FIGURA A18-	Vista em perspectiva da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X.....	174
FIGURA A19-	Vista em perspectiva da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y.....	175

LISTA DE TABELAS

TABELA 2.1 - Taxas de armadura W para o pilar P17 em alguns pavimentos do Edifício Vitória Régia.....	84
TABELA 2.2 - Excentricidades para a direção de menor inércia do pilar P17.....	85
TABELA 3.1 - Valores do coeficiente β	126
TABELA 3.2 - Reações (kN) nos apoios.....	128
TABELA 3.3 - Momentos fletores (kN.m) nos tramos de pilar.....	129
TABELA 4.1 - Coeficiente η em função do número de pavimentos n	141

LISTA DE SÍMBOLOS

σ_c	- Tensão Normal no Concreto, kN/m^2
ϵ_c	- Deformação Específica do Concreto
E_c	- Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto, kN/m^2
f_{ck}	- Resistência Característica do Concreto à Compressão, MPa
E_{ct}	- Valor Tangente do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto, kN/m^2
f_c	- Resistência do Concreto à Compressão, MPa
E_{cs}	- Valor Secante do Módulo de Elasticidade Longitudinal do Concreto, kN/m^2
ν	- Coeficiente de Poisson
G	- Módulo de Elasticidade Transversal do Concreto, kN/m^2
τ_{td}	- Tensão Tangencial de Cálculo devida a Esforço de Torção, kN/m^2
τ_{tu}	- Valor Último da Tensão Tangencial de Cálculo devida a Esforço de Torção, kN/m^2
τ_{wd}	- Tensão Tangencial de Cálculo devida a Esforço Cortante, kN/m^2
τ_{wu}	- Valor Último da Tensão Tangencial de Cálculo devida a Esforço Cortante, kN/m^2
I_t	- Momento de Inércia à Torção, m^4
M_{vig}	- Momento Fletor de Engastamento Elástico de Viga em Pilar de Extremidade, kN.m
M_{eng}	- Momento de Engastamento Perfeito de Tramo Extremo de Viga em Pilar, kN.m
r_{inf}	- Índice de Rigidez de Tramo de Pilar Inferior, m^3
r_{sup}	- Índice de Rigidez de Tramo de Pilar Superior, m^3
r_{vig}	- Índice de Rigidez de Tramo Extremo de Viga ligado a Pilar, m^3
I	- Momento de Inércia à Flexão, m^4
μ_{vig}	- Coeficiente de Distribuição de Tramo Extremo de Viga ligado a Pilar
μ_{inf}	- Coeficiente de Distribuição de Tramo de Pilar Inferior
μ_{sup}	- Coeficiente de Distribuição de Tramo de Pilar Superior
M_{sup}	- Momento Fletor em Tramo de Pilar Superior, kN.m

M_{inf}	- Momento Fletor em Tramo de Pilar Inferior, kN.m
f_{cd}	- Resistência de Cálculo do Concreto à Compressão, MPa
V	- Força Cortante, kN
b_w	- Largura de Seção Retangular em Viga, m
d	- Altura Útil de Seção Retangular em Viga, m
T	- Esforço de torção, kN.m
h_e	- Espessura da Parede Fictícia no Caso de Torção, m
A_e	- Área Limitada pela Linha Média da Parede Fictícia no Caso de Torção, m ²
M	- Momento Fletor, kN.m
M_t	- Momento Torçor, kN.m
l_e	- Comprimento de Flambagem, m
λ	- Índice de Esbeltez
%W	- Taxa de Armadura Longitudinal em Pilar, %
e_a	- Excentricidade Acidental em Pilar, m
e_2	- Excentricidade de 2. ^a ordem em Pilar, m
q_0	- Pressão Dinâmica de Obstrução do Vento, N/m ²
V_k	- Velocidade Característica do Vento, m/s
V_0	- Velocidade Básica do Vento, m/s
S_1	- Fator Topográfico
S_2	- Fator de Rugosidade
S_3	- Fator Estatístico
q	- Pressão Final de Vento, N/m ²
C_a	- Coeficiente de Arrasto
w	- Ação de Vento Linearmente Distribuída ao Longo da Altura do Edifício, kN/m
γ	- Coeficiente de ponderação de Ações
ψ_0	- Coeficiente de Combinação de Ações Variáveis
EI	- Módulo de Rigidez, kN.m ²
$(EI)_{eq}$	- Módulo de Rigidez da Estrutura do Edifício Equivalente a um Pilar de Seção Constante Engastado na Base e Livre no Topo, kN.m ²
α	- Parâmetro de Instabilidade Global
γ_z	- Coeficiente de Avaliação dos Momentos Fletores de 2. ^a ordem em relação aos de 1. ^a ordem
α_{lim}	- Valor Limite para o Parâmetro α
$M_{1,d}$	- Momento de Tombamento do Edifício (1. ^a ordem), kN.m

- $\Delta M_{,d}$ - Primeira Avaliação dos Momentos Fletores de 2.^a ordem Global na base do Edifício, kN.m
- k - Fator de majoração das Ações de Vento e Desaprumo
- θ_a - Ângulo Global de Desaprumo em Pórtico, rad
- ΔH - Ação Horizontal Fictícia devida ao Desaprumo, kN
- a - Deslocamento do Topo de Edifício submetido à Ação Horizontal, m

LISTA DE SIGLAS

ACI	- American Concrete Institute
ASCE	- American Society of Civil Engineers
CAPES	- Coordenadoria de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior
CEB	- Comité Euro-International du Béton
CNPq	- Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico
COPPE	- Comissão Permanente de Pesquisa
DIN	- Deutsche Industrie Normen
EESC	- Escola de Engenharia de São Carlos
EPUSP	- Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
EUROCODE	- European Code
FIP	- Fédération Internationale de la Précontrainte
IBRACON	- Instituto Brasileiro do Concreto
MC	- Model Code
NB	- Norma Brasileira
NBR	- Norma Brasileira Registrada
PPLAN	- Programa para Pórticos Planos
SAP	- Structural Analysis Program
UFJF	- Universidade Federal de Juiz de Fora
UFRGS	- Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	- Universidade Federal do Rio de Janeiro
USP	- Universidade de São Paulo

RESUMO

PRADO, J. F. M. A. *Estruturas de Edifícios em Concreto Armado Submetidas a Ações Verticais e Horizontais*. São Carlos, 1995. 180p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Nos últimos anos a presença da informática auxiliando os projetos de estruturas de edifícios em concreto armado com múltiplos pavimentos tem atingido grandes proporções. Particularmente em relação à análise das respostas da estrutura frente a solicitações impostas, essa presença possibilita a consideração de modelos estruturais teóricos muito consistentes. Por outro lado, tradicionalmente existem modelos chamados de simplificados que também retratam as respostas da estrutura, porém normalmente com menor grau de aproximação em relação ao comportamento real. Nesse sentido, são apresentadas modelagens de estruturas convencionais de edifícios compreendidas pelos dois aspectos citados, sendo analisados esforços solicitantes e deslocamentos em vigas e pilares frente a ações verticais e horizontais (análise elástico-linear). Notadamente, há uma grande preocupação com o estudo da evolução dos esforços solicitantes nesses elementos ao longo da altura do edifício. Também são abordados os esforços de 2.^a ordem global, que aparecem quando atuam simultaneamente as ações verticais e horizontais. Com o intuito de exemplificar e comparar resultados, diferentes modelos estruturais são utilizados na análise do projeto de um edifício em concreto armado com múltiplos pavimentos, construído na cidade de São Carlos-SP, devendo-se destacar a modelagem tridimensional.

Palavras-chave: Edifícios em Concreto Armado - Modelos de Análise Estrutural; Vigas e Pilares - Esforços Solicitantes e Deslocamentos; Estabilidade Global - Esforços de 2.^a ordem.

ABSTRACT

PRADO, J. F. M. A. *Reinforced Concrete Structures of Buildings Subjected to Vertical and Horizontal Loads*. São Carlos, 1995. 180p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

In the last years the computation presence auxiliaring the designs of reinforced concrete structures of multistorey buildings has reached great proportions. Particularly concerning the analysis of structural answers due to imputed solicitations, this presence makes possible the consideration of theoretical structural models very consistent. In the other side, traditionally there are models called simplifieds that also describe the structural answers, however normally with less approximation degree concerning the real behavior. In this way, modellings of conventional building structures comprehended by the two cited aspects are presented, being analysed efforts and displacements in beams and columns due to vertical and horizontal loads (elastic-linear analysis). Notably, there is a great preoccupation with the study of the efforts evolution in these elements along the building height. Also are discussed the global 2nd. order efforts, that appear when the vertical and horizontal loads act simultaneously. In order to exemplify and to compare results, different structural models are utilized in the analysis of the design of a reinforced concrete multistorey building, constructed in São Carlos city, São Paulo state, having to detach the tridimensional modelling.

Keywords: Reinforced Concrete Buildings - Structural Analysis Models; Beams and Columns - Efforts and Displacements; Global Stability - 2nd. order Efforts.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

Uma análise estrutural deve determinar os efeitos das ações em uma estrutura com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de utilização. A partir desta análise são estabelecidas as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos da estrutura.

Toda análise estrutural se dá através da idealização de um modelo e da adoção de hipóteses compatíveis ao mesmo. Este modelo deve representar da melhor maneira possível o comportamento dos materiais e a trajetória das tensões até os apoios da estrutura. As hipóteses devem ser formuladas de maneira que, dentro de seu campo de validade definido, o nível de segurança desejado seja atingido levando em conta as incertezas associadas a elas.

As condições de equilíbrio não podem ser desrespeitadas, podendo em geral ser descritas com base na estrutura indeformada (teoria de 1.^a ordem). Entretanto, nos casos onde as deformações (não-linearidade geométrica) trazem um acréscimo percentual significativo aos esforços solicitantes, o equilíbrio deve ser verificado com a estrutura deformada (teoria de 2.^a ordem).

Quanto às condições de compatibilidade, estas devem preferencialmente ser respeitadas. Se, por qualquer motivo, isso não acontecer no estado limite em questão, deve ser verificado se há capacidade de deformação (ductilidade) suficiente no estado limite último, bem como desempenho adequado nos estados limites de utilização.

Nos últimos anos tem ocorrido um avanço muito grande na adoção de métodos de análise e projeto baseados em softwares para computadores. Hoje é inegável, bem como imprescindível em alguns casos,

o auxílio da informática na elaboração de projetos amparados por modelagens teoricamente muito consistentes.

Entretanto, no âmbito do ensino da Engenharia Civil por exemplo, nota-se por parte dos estudantes uma certa fascinação pelos números extraídos das listagens de computador, com os quais muitas vezes não sabem o que fazer. Torna-se muito importante para o julgamento desses resultados numéricos o conhecimento dos métodos de análise estrutural utilizados, bem como das hipóteses adotadas. Se isso não acontecer corre-se o risco de formar profissionais com pouca sensibilidade e entendimento sobre o comportamento estrutural.

Aliás, esse entendimento sobre o comportamento estrutural é extremamente facilitado quando se tem conhecimento dos métodos tradicionais da Engenharia, hoje chamados de métodos simplificados por adaptarem princípios conhecidos ou assumirem condições por vezes contestadas, não se utilizando dos computadores.

Quanto a isso vale esclarecer que a Engenharia não é uma ciência exata, sendo toda análise estrutural (independente do uso ou não de computadores) aproximada, uma vez que qualquer idealização do comportamento de uma estrutura está envolvida com a criação de modelos que procurem retratar a realidade.

Há ainda muita arte nos projetos de engenharia, e espaço para a imaginação e criações inovadoras. O conhecimento e a habilidade com métodos simplificados de análise trazem confiança e encorajam projetos criativos.

Independentemente dessas justificativas, há algumas situações práticas onde uma análise simplificada se torna apropriada. Uma delas está no âmbito do ante-projeto, onde várias soluções alternativas aparecem. Um engenheiro experiente pode rapidamente avaliar essas alternativas, pré-dimensionando os elementos estruturais. Outra situação está relacionada com a verificação dos resultados de análises nas quais há adoção de hipóteses não comprovadas.

Em algumas situações de análise estrutural, a analogia com outro problema ou alguma idéia sobre a natureza dos resultados assume grande utilidade numa abordagem simplificada.

Por exemplo, frente a um problema de análise de uma viga contínua duas configurações extremas para o diagrama de momentos fletores podem ser prontamente achadas. Se cada vão é considerado como

um vão independente, pela adoção de hipótese de articulação de cada apoio intermediário, então os diagramas de momento fletor resultantes do equilíbrio representam uma série de valores que seriam considerados como limites inferiores. Assim, essa análise simplificada ignora as compatibilidades requeridas pela estrutura. Por outro lado, cada apoio pode ser considerado engastado, forçando uma compatibilidade, mas ignorando o equilíbrio do nó. O resultado, agora, representa um valor superior aproximado dos momentos fletores. Por definição, o resultado exato é menor que o limite superior e maior que o limite inferior.

Ambos os resultados convergem para o resultado exato quando os respectivos modelos são refinados. Nesse caso, esboçando uma forma fletida e assumindo posições para os pontos de inflexão da viga contínua obtém-se um refinamento dos limites para a solução.

Os limites para a solução são sempre úteis para conferir uma análise, podendo inclusive ser suficientes em algumas circunstâncias.

1.2 Elementos estruturais básicos

Na idealização de modelos as estruturas de edifícios usuais podem ser decompostas em elementos estruturais básicos, classificados de acordo com sua forma geométrica e função estrutural.

Há elementos lineares, onde o comprimento longitudinal supera em pelo menos três vezes a maior dimensão da seção transversal, também chamados de barras. É o caso das vigas, onde a flexão é preponderante, e dos pilares, onde são maiores as forças normais de compressão.

Aparecem também elementos de superfície para os quais a menor dimensão, usualmente chamada de espessura, não supera a quarta parte do menor vão. No caso de edifícios, as lajes são elementos de superfície considerados como placas, pois estão sujeitos preponderantemente a ações normais a seu plano. Entretanto, na análise de ações horizontais a laje de um pavimento pode ser considerada como uma chapa com ações contidas em seu plano, freqüentemente suposto totalmente rígido (hipótese do diafragma rígido).

Pilares-parede, usualmente localizados junto a escadas e elevadores, são também elementos de superfície apesar de estarem dispostos num eixo vertical e submetidos preponderantemente à

compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies planas associadas. De modo aproximado, em alguns modelos é conveniente considerar esses elementos como barras.

Um aspecto importante a ser ressaltado quando se fala em uma análise estrutural global diz respeito aos efeitos de temperatura e retração. Esses efeitos só podem ser omitidos quando a estrutura monolítica for dividida por juntas de dilatação, em seções escolhidas para acomodar as deformações. Em casos usuais, segundo a NB1/78 (1978), deve haver uma junta a cada 30 metros de estrutura para que se possa desprezar os efeitos das deformações provocadas pela temperatura e retração.

A análise de edifícios envolve aspectos dos mais diversos como, por exemplo, o comportamento admitido para os materiais constituintes e a idealização do comportamento estrutural.

1.3 Comportamento admitido para os materiais

Normalmente o projetista estrutural tem várias possibilidades no que se refere a esse aspecto.

Caso se admita comportamento elástico-linear para os materiais (linearidade física), a análise será dita elástico-linear. Nesse caso, as características geométricas poderão ser determinadas pelas seções brutas dos elementos estruturais.

Ao admitir uma relação linear entre tensões (σ_c) e deformações (ϵ_c) surge o problema de se determinar um valor o mais representativo possível para o módulo de elasticidade longitudinal (E_c) do concreto, já que a expressão $\sigma_c = E_c \cdot \epsilon_c$ (Lei de Hooke) será tomada como válida.

As teorias de materiais compostos mostram que o valor de E_c depende dos módulos de elasticidade e das proporções relativas dos materiais que compõem o concreto, ou seja, os agregados (basalto, quartzo, gnaiss, granito, diabásio, calcário, arenito, etc ...).

Entretanto, não há estudos sistemáticos que indiquem valores de E_c adequados para os diferentes tipos de agregados existentes no Brasil.

Quando não são feitos ensaios para a determinação do valor de E_c , normalmente são sugeridas fórmulas para a sua avaliação que são

função apenas da resistência característica à compressão do concreto (f_{ck}). Assim, se uma única relação entre E_c e f_{ck} for adotada, esta deve fornecer valores a favor da segurança.

A figura 1.1 mostra um exemplo de diagrama tensão-deformação do concreto, indicando o chamado valor tangente do módulo de elasticidade (E_{ct}), obtido com a inclinação da reta tangente à curva na sua origem.

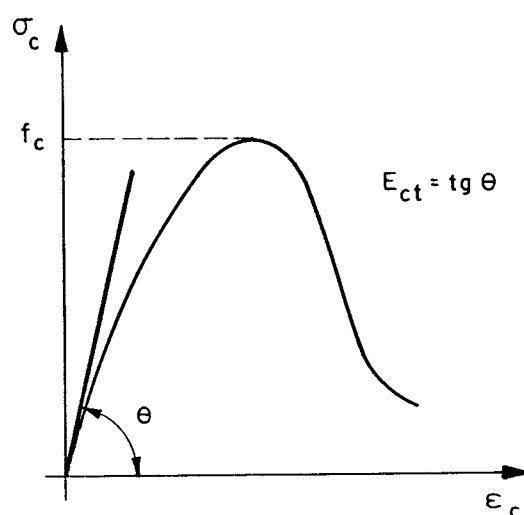


FIGURA 1.1 - Diagrama tensão-deformação para o concreto sob compressão axial

Nota-se que o diagrama acima não é linear em nenhum de seus trechos.

A NB1/78 (1978) permite que o valor tangente do módulo de elasticidade do concreto (E_{ct}) seja dado pela expressão 1.1.

$$E_{ct} = 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad , \text{ em MPa} \quad (1.1)$$

onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão.

Segundo SHEHATA (1993) é possível que a fórmula proposta na revisão da NB1/78 (atualmente em elaboração) para estimar o valor tangente do módulo de elasticidade do concreto seja a indicada pela expressão 1.2, que conduz a valores bem inferiores, porém concordantes com os resultados obtidos recentemente na COPPE/UFRJ em ensaios realizados com agregados de gnaiss comuns no Brasil. Concretos com agregado graúdo de granito, basalto e diabásio devem apresentar valores um pouco maiores que o obtido com a expressão 1.2, que ficaria para esses casos a favor da segurança.

$$E_{ct} = 4250 \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad , \text{ em MPa} \quad (1.2)$$

onde:

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão.

Na análise elástico-linear de uma estrutura deve-se utilizar o módulo de elasticidade secante (E_{CS}), definido como sendo igual ao valor de σ_c / ϵ_c quando $\sigma_c = 0,4 \cdot f_c$. De maneira aproximada, pode-se considerar que o valor de E_{CS} seja igual a 90% do módulo tangente na origem (E_{ct}).

Quanto ao coeficiente de Poisson (ν), que relaciona as deformações transversais com as deformações longitudinais, é razoável considerá-lo como sendo igual a 0,2 , valor em torno do qual pode haver algumas oscilações.

Assim, o módulo de elasticidade transversal do concreto (G) pode ser estimado pela expressão 1.3.

$$G = \frac{E_{cs}}{[2 \cdot (1 + \nu)]} \quad (1.3)$$

onde:

E_{CS} : módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto;
 ν : coeficiente de Poisson.

Os resultados oriundos da adoção do comportamento elástico linear podem ser considerados realísticos quando as tensões têm baixos valores ($\sigma_c \leq 0,5 \cdot f_c$) e os elementos estruturais não apresentam fissuras.

É possível levar em conta, de maneira aproximada, a influência da fissuração em vigas e pilares, reduzindo os valores dos momentos de inércia desses elementos calculados com a seção bruta. Para os pilares esta redução deve estar em torno de 20%, enquanto para as vigas (onde a fissuração é maior) em torno de 50%.

A análise elástico-linear é geralmente empregada para verificação dos estados limites de utilização (formação de fissuras, abertura de fissuras e deformação excessiva). Entretanto, para estruturas de edifícios usuais é possível utilizar seus resultados para a verificação do estado limite último de esgotamento da capacidade resistente, mesmo com altas tensões. Pode-se inclusive dispensar a verificação explícita da ductilidade necessária da estrutura, desde que se utilize armadura de compressão nas seções críticas, garantindo certa altura à linha neutra. Isso viria a melhorar a capacidade de rotação das rótulas, que porventura tenham que se formar.

Ainda quanto ao comportamento admitido para os materiais, existem outros tipos de análise, tais como os citados no TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992):

a) Análise elástico-linear com redistribuição de esforços

Nesse caso os momentos fletores calculados através da análise elástico-linear são redistribuídos na estrutura, levando-se em conta as chamadas reservas de capacidade resistente. Em geral é necessário verificar se as seções críticas possuem capacidade de rotação suficiente para acomodar os novos esforços solicitantes. É evidente que o resultado final de momentos fletores deve permanecer em equilíbrio com as ações aplicadas. Também os esforços cortantes e normais devem ser ajustados à nova distribuição.

b) Análise plástica

Admite-se comportamento rígido-plástico ou elasto-plástico para os materiais. Para verificação do estado limite último é possível efetuar esta

análise com a utilização da análise elástico-linear, simulando rótulas nas seções críticas. Deve ser verificada a capacidade de rotação plástica dessas seções transversais (ductilidade).

A análise plástica não pode ser adotada se houver a necessidade de se considerar os efeitos de 2.^a ordem globais, devido à posição deformada da estrutura.

c) Análise não-linear

É a análise que leva em conta a não-linearidade do diagrama tensão-deformação em seções de concreto armado, como mostrado na figura 1.1. As condições de equilíbrio, compatibilidade e ductilidade devem ser satisfeitas.

Esse tipo de análise considera uma descrição realística dos materiais, inclusive a fissuração nos elementos estruturais, sendo portanto bastante consistente. Seus resultados podem ser utilizados como referência para procedimentos aproximados.

1.4 Idealização do comportamento estrutural

Admitido um comportamento para os materiais, é necessário idealizar um modelo que represente da melhor maneira possível o comportamento estrutural do edifício, submetido às ações verticais e horizontais.

1.4.1 Ações verticais

Para as ações verticais, pode-se idealizar o pavimento destacando os painéis de laje e considerando somente as vigas que lhe servem de apoio juntamente com os pilares. Nesse caso, a ação conjunta de colaboração das lajes estará sendo desprezada. Esse modelo passa a ter, portanto, somente elementos do tipo barra, sendo vigas e pilares representados por seus eixos longitudinais com comprimento dado até o eixo dos apoios ou o cruzamento com o eixo de outro elemento.

Nessas circunstâncias deve-se determinar previamente as ações das lajes sobre as vigas. As reações em cada apoio das lajes são as correspondentes às ações atuantes nos triângulos ou trapézios determinados através das charneiras plásticas. Essas reações podem, de maneira simplificada, ser consideradas uniformemente distribuídas sobre as vigas.

Segundo a NB1/78 (1978), é possível obter uma aproximação para as charneiras plásticas representando-as por retas inclinadas, a partir dos vértices das lajes com os seguintes ângulos:

- a) 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- b) 60° a partir do apoio considerado engastado, caso o outro seja considerado simplesmente apoiado;
- c) 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre.

Normalmente, as ações das paredes apoiadas diretamente sobre as vigas são consideradas distribuindo-se o peso da alvenaria sobre o comprimento de contato, sem a consideração de que há a tendência de concentração de tensões normais verticais e tensões de cisalhamento junto aos apoios. Esse fenômeno é denominado efeito arco, e se considerado reduz os valores de momento fletor e flecha nas vigas, produzidos pela ação das paredes.

Optando-se por modelar somente o pavimento, e não o edifício como um todo, o conjunto de vigas pode ser analisado como uma grelha ou, então, considera-se cada uma das vigas independente das demais, sendo suas intersecções tratadas, em geral, como apoio para a viga menos rígida que transmitiria à mais rígida simplesmente uma força vertical.

Como grelha, os pavimentos de edifícios são modelados levando-se em conta a rigidez à flexão dos pilares, nos quais as vigas se apoiam. Isso pode ser feito com a adição de elementos do tipo mola para simular as características de flexibilidade e deformabilidade dos apoios.

Ainda tratando-se somente de elementos lineares do tipo barra, outra opção é modelar a estrutura globalmente, considerando as vigas, pilares e pilares-parede do edifício como um todo. Isso possibilita a análise da influência da altura do edifício na evolução dos esforços solicitantes nos vários pavimentos.

Nesse caso utiliza-se um modelo tridimensional, que nada mais é do que uma sucessão vertical de grelhas onde não há a necessidade de se introduzir os elementos do tipo mola, uma vez que os pilares estão representados por barras em todos os pavimentos.

É possível também analisar pórticos planos, com suas vigas representadas em todos os pavimentos, negligenciando-se o efeito tridimensional.

Seja qual for a idealização estrutural assumida, o fato de haver somente elementos lineares no modelo (e eventualmente também elementos do tipo mola) possibilita que, por exemplo, o Processo dos Deslocamentos tratado matricialmente forneça esforços solicitantes e deslocamentos em qualquer barra da estrutura.

Num melhor nível de aproximação, deve-se contar com o comportamento conjunto e rigidez relativa entre vigas e lajes (atuando como placas) no pavimento.

Dois grandes grupos de análise estrutural contemplam essa ação conjunta de colaboração das lajes. O primeiro em que as lajes são substituídas por um conjunto de barras equivalentes. Nesse caso, a grande dificuldade é definir quais propriedades essas barras devem possuir e como devem ser as suas ligações com as vigas e pilares já existentes. O segundo grupo inclui os métodos de cálculo que tratam a laje como meio contínuo. Os mais difundidos no meio técnico são: o Método dos Elementos Finitos, o Método dos Elementos de Contorno e o Método das Diferenças Finitas.

A idealização integrada do pavimento do edifício considerando a laje como meio contínuo apresenta algumas vantagens em relação ao modelo composto somente por elementos lineares. Dentre elas, três se destacam:

- Tratamento mais realista do carregamento: as ações de alvenaria e as diferentes sobrecargas são introduzidas nas lajes em locais onde elas realmente atuam, sem a necessidade de uniformização.
- Melhor representação do fluxo de ações: as ações que atuam nas lajes são transferidas preferencialmente para as regiões mais rígidas das vigas, sendo parte considerada aplicada diretamente sobre os pilares, o que produz esforços solicitantes menores nas vigas.

- Consideração da rigidez relativa entre viga e laje: as interações de flexão e torção entre vigas e lajes são levadas em conta e possibilitam uma determinação mais precisa dos esforços solicitantes.

Além dessas vantagens, naturalmente os deslocamentos e esforços nas lajes já são obtidos simultaneamente no processamento.

1.4.2 Ações horizontais

Frente às ações horizontais as lajes de um edifício normalmente atuam como diafragmas totalmente rígidos em seu plano, compatibilizando deslocamentos no pavimento e distribuindo as ações entre os painéis de contraventamento.

Desta maneira, pode-se considerar a estrutura composta somente por elementos do tipo barra (vigas, pilares e pilares-parede), os quais irão absorver praticamente toda a ação de vento, formando a chamada estrutura de contraventamento do edifício.

Quanto às lajes deve haver apenas a preocupação em simular a atuação como diafragmas rígidos.

Usualmente são idealizados dois modelos para análise dos esforços e deslocamentos devidos às ações horizontais: o Tridimensional e o da Associação Plana de Painéis.

Na Associação Plana de Painéis considera-se apenas os pórticos de uma mesma direção, interligando-os por barras (que simulam as lajes) numa verdadeira associação no plano. Esse modelo não contempla a interação tridimensional dos elementos, não apresentando, por exemplo, esforços de torção. Não obstante pode apresentar bons resultados, com uma análise rápida, tendo grande aceitação no meio técnico.

Já o modelo tridimensional considera todas as barras da estrutura, constituindo-se num tratamento mais realista.

Para a simulação de diafragmas rígidos, em ambos os modelos as lajes podem ser substituídas por barras com elevada área da seção transversal (axialmente indeformáveis) convenientemente dispostas e articuladas em suas extremidades. Existem alguns softwares que, na análise tridimensional, possuem o chamado nó mestre (master joint) o qual também é usado para simular a presença das lajes.

Assim sendo, estabelecida a ação de vento atuante sobre o edifício, pode-se determinar os deslocamentos e esforços solicitantes em vigas, pilares e pilares-parede utilizando, por exemplo, o Processo dos Deslocamentos tratado matricialmente através de softwares específicos.

Existem vários métodos simplificados para estimativa dos esforços solicitantes em edifícios frente a ações horizontais que não necessitam da utilização de quaisquer softwares. Porém, todos são extremamente trabalhosos e praticamente inviáveis para utilização na prática corrente dos dias atuais. Pode-se citar os métodos dos Painéis Semelhantes, do Consolo Vertical e das Rigidezes, que devem ser precedidos por uma análise quantitativa da distribuição das ações de vento entre os painéis de contraventamento.

1.4.3 Ligação viga-pilar com trechos rígidos

Tanto para análise de ações verticais como horizontais, no caso de pilares com grande dimensão na direção do eixo longitudinal da viga pode-se optar pela definição de nós nas suas faces, considerados como indeslocáveis devido à grande rigidez do pilar nessa direção comparada à da viga.

Desta maneira, adicionam-se barras com valores elevados de módulo de elasticidade e área da seção transversal, com nós na face e no centro de gravidade do pilar. Nada mais se estará fazendo do que incorporar trechos rígidos de pilares com barras horizontais do modelo, como mostra a figura 1.2.

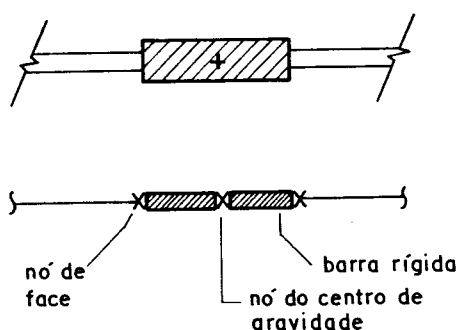


FIGURA 1.2 - Trechos horizontais rígidos em pilares

Procedendo deste modo determinam-se os esforços solicitantes nas barras que representam as vigas apenas em trechos realmente deformáveis, possibilitando um dimensionamento mais exato e econômico, já que os vãos das vigas considerados serão menores.

Quanto aos pilares, os esforços estarão localizados nas barras verticais que concorrem em seus centros de gravidade nos diversos pavimentos.

1.4.4 Efeitos de torção nas vigas

Uma boa opção consiste em desprezar-se o efeito de torção nas vigas do modelo nas quais tal efeito não é necessário ao equilíbrio da estrutura, uma vez que normalmente é preferível não armá-las para absorver esse tipo de ação, às vezes com valores elevados.

Para avaliar se os esforços de torção apresentam valores elevados pode-se usar a expressão 1.4, indicada pela NB1/78 (1978) para estabelecer os valores limites das tensões tangenciais de cálculo nas seções transversais dos elementos estruturais quando atuantes simultaneamente esforços de torção e flexão, o que normalmente ocorre.

$$\frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} + \frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} \leq 1,0 \quad (1.4)$$

onde:

τ_{td} : tensão tangencial de cálculo devida ao esforço de torção;

τ_{tu} : valor último da tensão tangencial de cálculo devida a esforço de torção, igual a $0,22.f_{cd} \leq 4,0$ MPa quando a armadura transversal da viga for perpendicular à longitudinal;

τ_{wd} : tensão tangencial de cálculo devida ao esforço cortante;

τ_{wu} : valor último da tensão tangencial de cálculo devida a esforço cortante, igual a $0,25.f_{cd} \leq 4,5$ MPa quando a armadura transversal da viga for perpendicular à longitudinal.

Uma alternativa para reduzir as tensões tangenciais provocadas pelos esforços de torção é aumentar a seção transversal das vigas. Na maioria das vezes isso não é conveniente, e via de regra o projeto arquitetônico até mesmo impede que sejam feitas alterações dessa natureza.

Para que os esforços de torção não apareçam nos resultados pode-se, de modo aproximado, reduzir o momento de inércia à torção (I_t) ou diminuir o módulo de elasticidade transversal (G) das barras.

Essas reduções devem ser feitas convenientemente, de maneira que não haja distorção na solução numérica do software utilizado. Normalmente a consideração de 1% do valor desses parâmetros conduz a bons resultados.

É preferível que se altere os valores de momento de inércia à torção, pois reduzindo o módulo de elasticidade transversal corre-se o risco de aumentar exageradamente as deformações por força cortante (principalmente frente às ações horizontais), diretamente relacionadas com o valor de G .

1.5 Objetivos

O trabalho tem como finalidade principal apresentar de maneira clara e objetiva modelagens de estruturas de edifícios em concreto armado relacionadas com a análise de esforços solicitantes e deslocamentos, oriundos da atuação de ações verticais e horizontais, e com a análise da estabilidade global como meio de se verificar a não-linearidade geométrica provocada pela presença simultânea dessas ações.

Em conformidade com o discutido anteriormente são analisadas, inclusive com comparação de resultados obtidos para o projeto de um edifício utilizado como exemplo, modelagens ditas simplificadas e as que requerem o auxílio de computadores, por sua maior complexidade.

Assim, além de verificar a validade dessas modelagens simplificadas (algumas delas constantes nas Normas de concreto) o conteúdo do trabalho procura, ao apresentá-las, permitir um melhor entendimento sobre o comportamento estrutural de edifícios e sobre a origem dos métodos de análise mais refinados hoje amplamente difundidos no meio técnico.

Quanto a modelagens que requerem o auxílio de computadores há uma ampla discussão, buscando-se opções de análise frente a um projeto de edifício em concreto armado e ressaltando-se cuidados a serem observados.

Também constitui objetivo do trabalho aproximar as práticas adotadas em escritórios de projeto aos estudos realizados no meio acadêmico, bem como contribuir para o ensino em nível de graduação em Engenharia Civil.

Por fim, uma vez que encontra-se em elaboração no momento atual a revisão da NB1/78 - Projeto e execução de obras em concreto armado, é intenção contribuir, na medida do possível, com a Comissão de Estudos desse novo texto através dos resultados apresentados no trabalho.

1.6 Características do trabalho

As análises de esforços solicitantes e deslocamentos em edifícios de concreto armado abordadas neste trabalho admitem comportamento elástico-linear para os materiais (linearidade física) e equilíbrio da estrutura na posição indeformada (linearidade geométrica).

Admitidas essas duas hipóteses, fundamentais para o estudo do relacionamento entre as ações e seus efeitos sobre a estrutura, tem-se o que daqui em diante se chamará de modelo linear.

Via de regra, numa análise estrutural de edifícios usuais o modelo linear é o mais importante dentre todos os outros que possam ser estabelecidos. Algumas das razões que dão a ele essa característica são citadas por CORRÊA (1991):

- a) É um modelo de fácil compreensão e utilização.
- b) Possibilita a superposição de efeitos, que simplifica em muito a análise.
- c) Em serviço, grande parte dos elementos estruturais de um edifício tem comportamento predominantemente linear.
- d) Pode ser utilizado como uma primeira aproximação do comportamento não-linear, quando esse se fizer presente.

e) Análises não-lineares podem ser feitas com o auxílio de sucessivas etapas lineares.

Em relação ao comportamento admitido para os materiais, são feitas considerações a respeito da redistribuição de esforços aplicada à análise elástico-linear.

Quanto ao comportamento estrutural o edifício é idealizado como sendo composto somente por barras (elementos lineares), com os painéis de laje destacados das vigas e pilares nos modelos analisados.

Assim, para carregamento vertical as lajes cumprem exclusivamente a função de coletar as ações e transmiti-las às vigas nas quais se apoiam, não sendo objeto de análise no trabalho. Essas reações de apoio correspondem às ações atuantes em regiões da laje determinadas através da aproximação para as charneiras plásticas permitida pela NB1/78 (1978), e são consideradas uniformemente distribuídas sobre as vigas de apoio.

Já para carregamento horizontal (vento) é considerado que as lajes atuam como diafragmas rígidos em seu plano, compatibilizando deslocamentos no pavimento e distribuindo as ações entre os painéis de contraventamento. Essa atuação é simulada com barras de elevada área da seção transversal (axialmente indeformáveis) convenientemente dispostas nos modelos.

O corpo do trabalho é composto pelos capítulos 2, 3, e 4.

O capítulo 2 envolve as ações verticais, sendo analisados esforços solicitantes e deslocamentos segundo modelos que tratam os elementos isoladamente (modelo de viga contínua e modelos de pórtico simplificado com rótula e engaste) e a estrutura do edifício em todos os níveis (modelos tridimensional e de pórtico plano).

No capítulo 3 são analisadas as respostas da estrutura frente às ações horizontais de vento. Fazem parte desse estudo modelagens auxiliadas por softwares (modelos tridimensional e de associação plana de painéis) e as que se utilizam de métodos simplificados (método dos painéis semelhantes, do consolo vertical e das rigidezes). Para essas últimas é discutida, ainda, a distribuição das ações de vento entre os painéis de contraventamento.

A análise da não-linearidade geométrica provocada pela atuação simultânea das ações verticais e horizontais conclui o trabalho no capítulo 4. Assim, a necessidade da consideração do equilíbrio com a estrutura deformada (teoria de 2.^a ordem) é estudada através da verificação da estabilidade global de edifícios, amplamente discutida segundo modelagens tridimensional e plana.

Para complementar o conteúdo teórico do trabalho as modelagens apresentadas nesses três capítulos são aplicadas na análise do projeto de um edifício construído na cidade de São Carlos-SP.

O objetivo é exemplificar e comparar resultados de esforços solicitantes e deslocamentos, bem como proceder-se a uma verificação de estabilidade global representativa.

São características da análise do projeto desse edifício:

- utilização dos softwares SAP-90 (1990) e PPLAN-4 (1991) nas modelagens tridimensionais e planas, respectivamente.
- em relação aos efeitos de torção nas vigas, foram feitos dois tipos de processamento com modelo tridimensional: o primeiro considerando esses efeitos, e um segundo desprezando-os através da redução do valor do momento de inércia à torção (I_t) das barras da estrutura.
- não foram incorporados trechos rígidos de pilares como barras horizontais dos modelos.
- não foi considerada qualquer redução do momento de inércia das barras da estrutura a fim de se levar em conta, de maneira aproximada, a não-linearidade física.
- o valor utilizado para o módulo de elasticidade longitudinal secante do concreto (E_{CS}) foi o sugerido pela NB1/78 (1978), ou seja:

$$E_{CS} = 0,9 \cdot 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} \quad , \text{ em MPa}$$

- o valor do módulo de elasticidade transversal (G) adotado nos modelos tridimensionais foi o indicado pela expressão seguinte, com o coeficiente de Poisson (ν) igual a 0,2:

$$G = \frac{E_{cs}}{[2(1 + \nu)]}$$

- a estrutura do edifício foi submetida a ações de cálculo, sendo feita posteriormente a composição de ações na combinação última normal, indicada para verificação do estado limite último de esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais.

- no que se refere aos esforços solicitantes o estudo foi concentrado sobre os momentos fletores em vigas e pilares.

Ao projeto do edifício utilizado como exemplo, só não foram aplicadas as modelagens simplificadas para ações horizontais (auxiliadas pelos métodos dos painéis semelhantes, do consolo vertical e das rigidezes), por serem muito trabalhosas e consideradas desnecessárias nesse caso. Assim, outro exemplo julgado mais adequado exemplifica essas modelagens.

1.6.1 Descrição do edifício utilizado como exemplo

Trata-se do Edifício Residencial Vitória Régia, cujo projeto estrutural foi elaborado pelo ESCRITÓRIO TÉCNICO JOSÉ ROBERTO LEME DE ANDRADE S/C LTDA (1990).

Esse edifício, construído na cidade de São Carlos (SP), possui 18 pavimentos conferindo uma altura de 52,70 metros a partir do nível superior da fundação, constituída por blocos sobre tubulões.

Acima do nível da fundação (subsolo) existem os seguintes pavimentos estruturais, na ordem: térreo, mezzanino, transição, 14 tipos e cobertura.

A torre do edifício composta pelos pavimentos de transição, tipos e cobertura possui uma área total de 344,5 m². Os pavimentos subsolo,

térreo e mezzanino possuem uma área maior em planta, devido à necessidade de haver espaços amplos para estacionamento e lazer.

Possivelmente com a finalidade de se utilizar as mesmas fôrmas, o pavimento de cobertura tem uma estrutura muito semelhante à dos pavimentos-tipo.

Acima do pavimento de cobertura há as estruturas da casa de máquinas e do reservatório elevado. Essas estruturas não serão consideradas nas modelagens do edifício.

As distâncias de piso a piso entre os pavimentos são iguais a 2,80 metros. Exceção deve ser feita à distância entre os pavimentos mezzanino e de transição que é igual a 5,10 metros. Isso se deve à existência de vigas com grande altura no pavimento de transição (chegando até a 1,95 m), que servem de apoio para alguns pilares do pavimento-tipo.

O edifício possui dois elevadores e uma escada situada entre os pilares P01, P02, P05 e P06. Não há a presença dos chamados núcleos estruturais de concreto envolvendo os elevadores ou a escada.

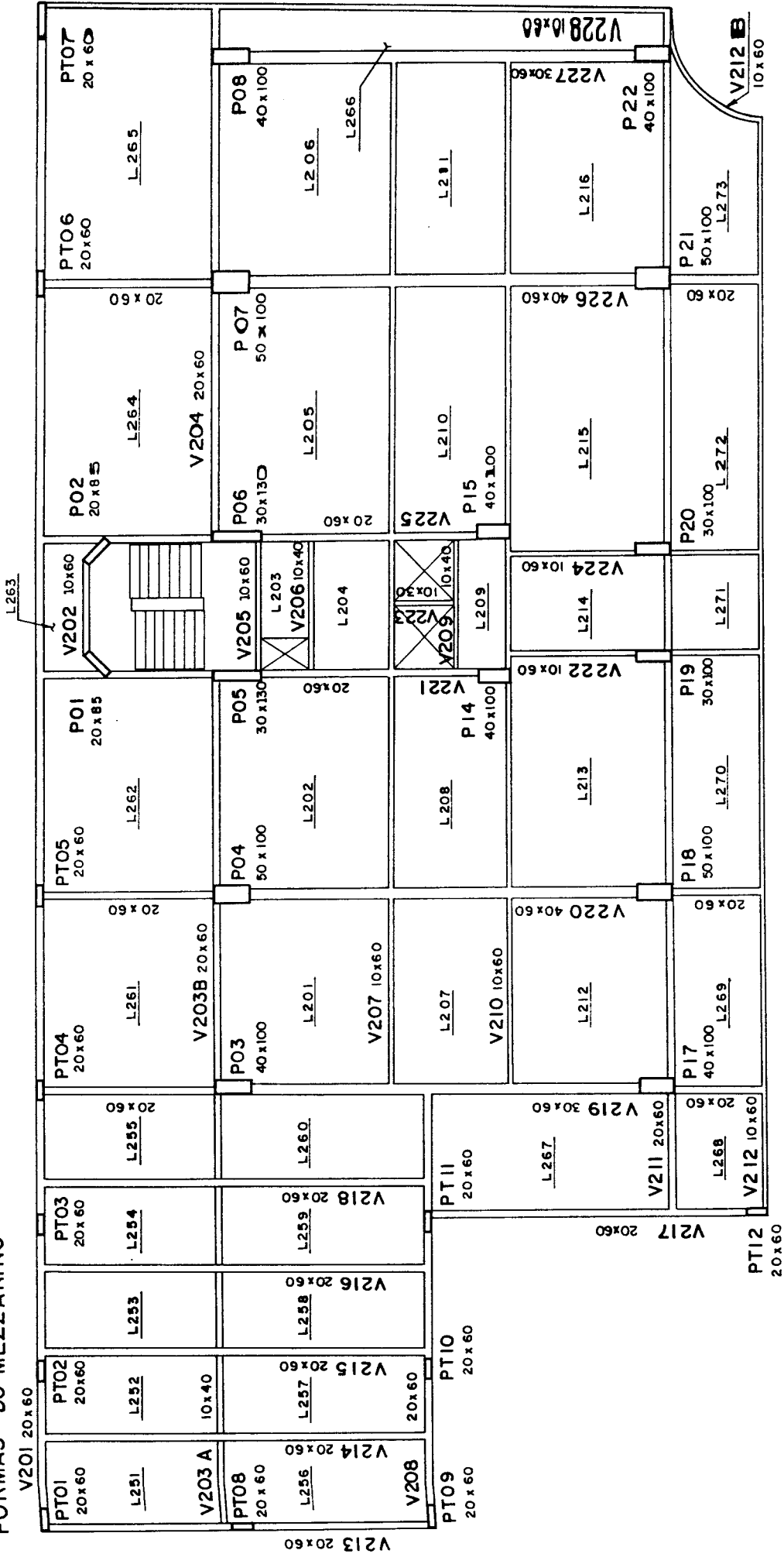
Na projeção da torre o edifício possui simetria estrutural em uma das direções.

Ainda, o projeto prevê a utilização de concreto C-18 e aços CA-50A e CA-60B.

Nas páginas a seguir são mostradas as formas dos pavimentos térreo, mezzanino, de transição e tipo. Essas formas são as que efetivamente foram levadas em conta nos modelos analisados, sendo que o pavimento de cobertura foi considerado como sendo igual ao pavimento tipo, devido à grande semelhança.

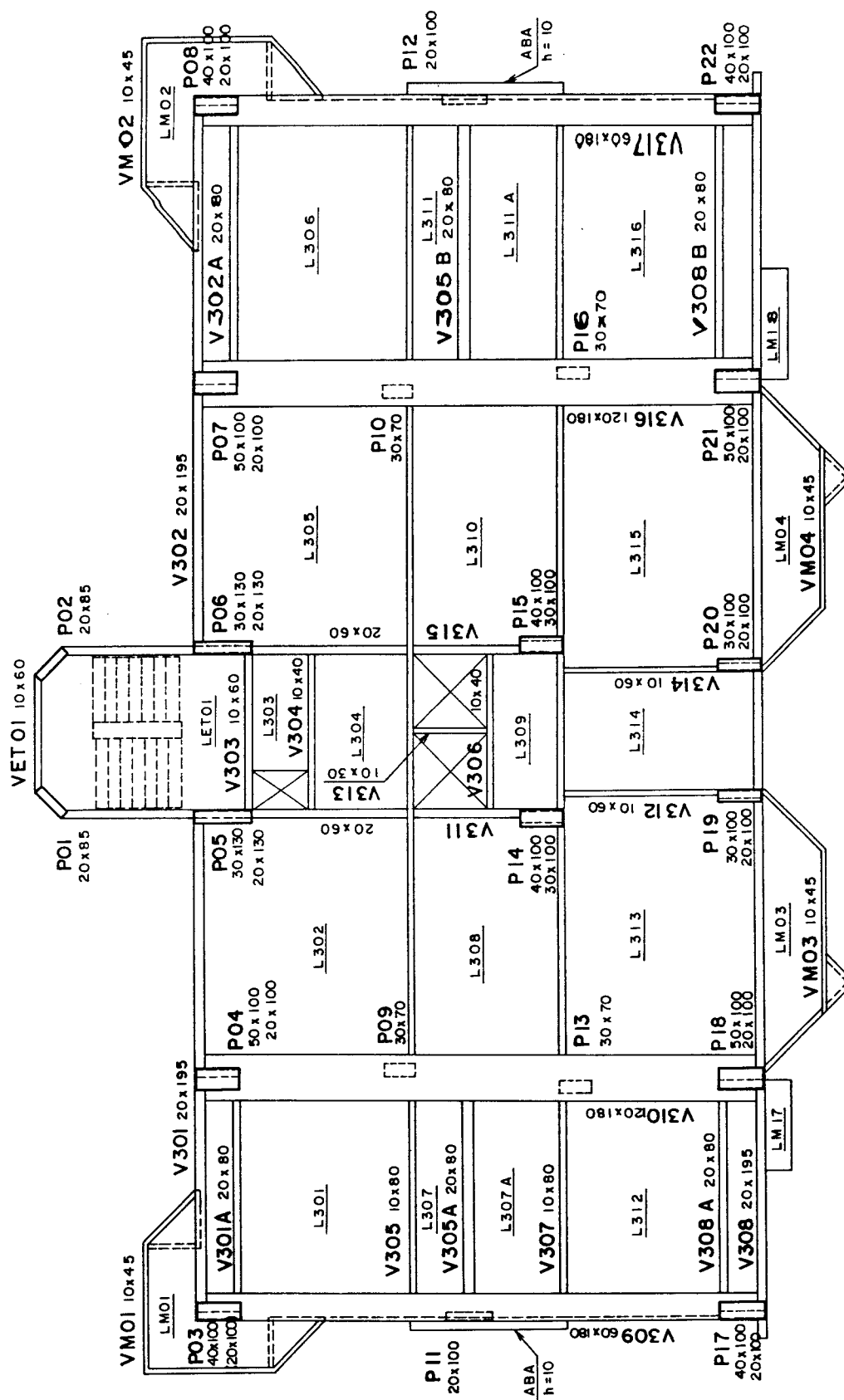
Deve-se destacar que esses desenhos não estão cotados porque o objetivo é o de ressaltar tão somente a forma da estrutura. As cotas do pavimento-tipo podem ser vistas na figura 1.3, mostrada após todas as formas.

FORMAS DO MEZZANINO

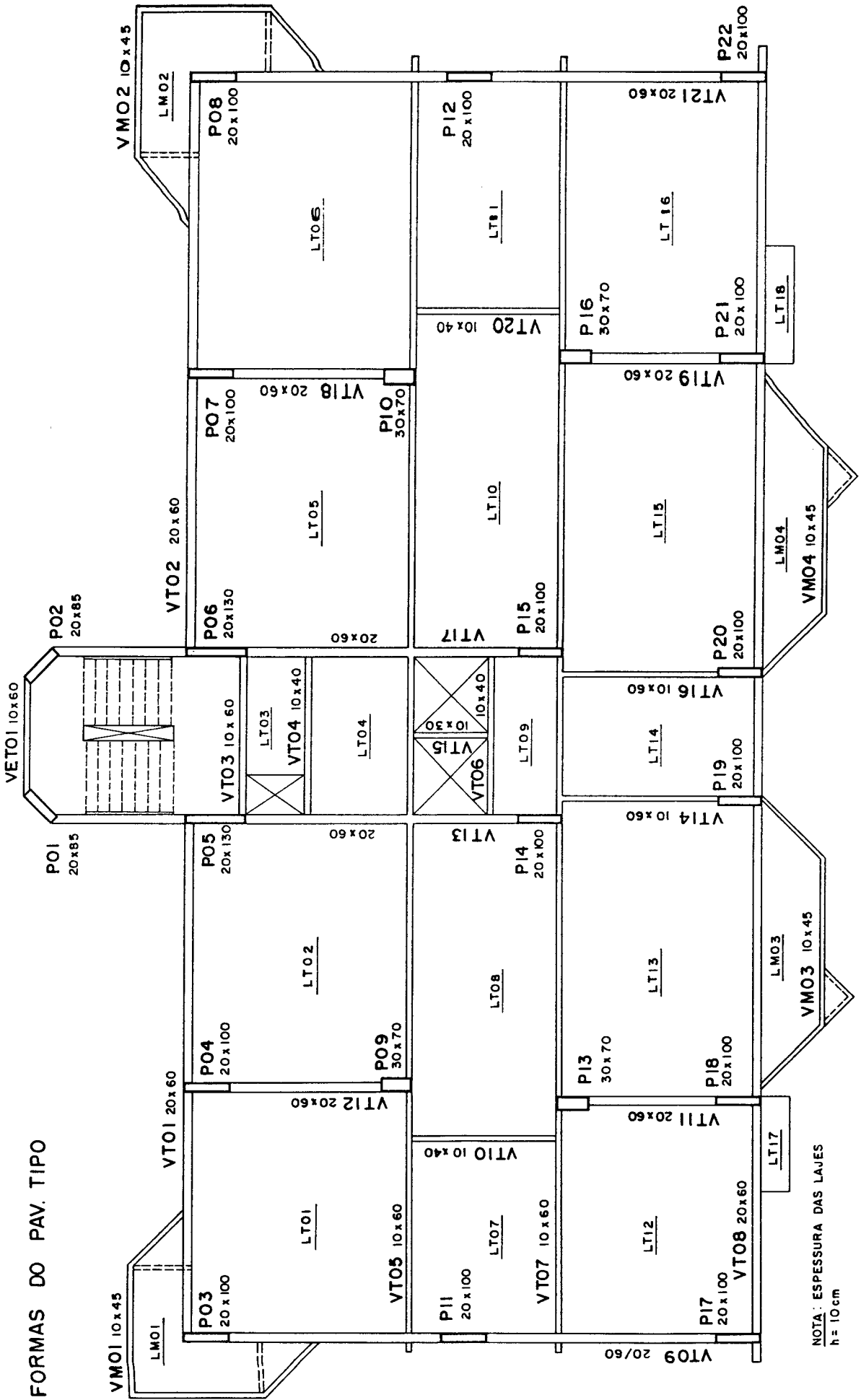


NOTA : ESPESSURA DAS LAJES
h = 10 cm

FORMAS DO PAV. DE TRANSIÇÃO



NOTA: ESPESSURA DAS LAJES
h = 10cm



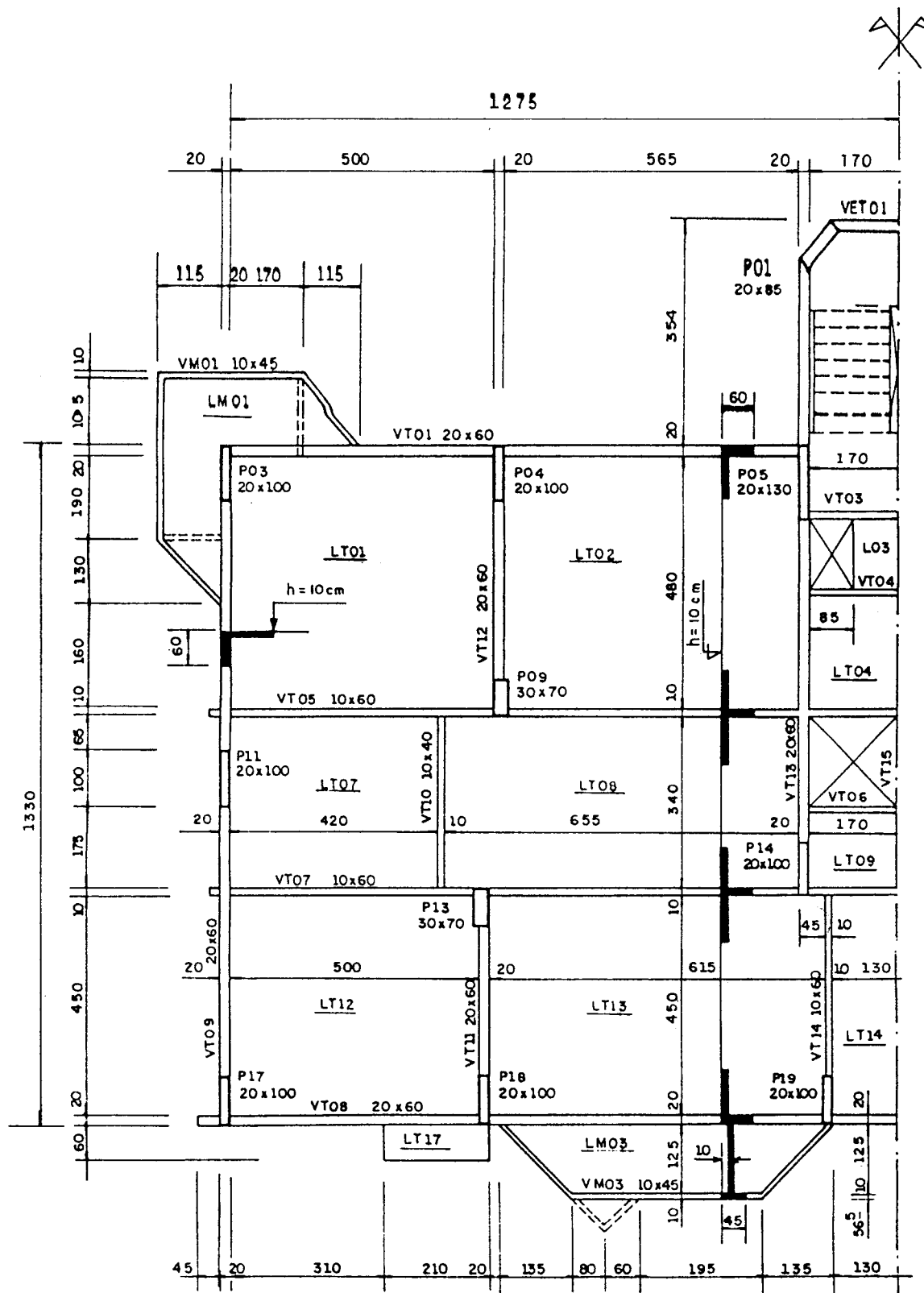


FIGURA 1.3 - Forma do pavimento-tipo

2 ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS EM VIGAS E PILARES SOB AÇÕES VERTICAIS

2.1 Modelos utilizados na determinação de esforços solicitantes e deslocamentos em vigas

Na definição de viga como elemento estrutural de edifícios destaca-se o seu comportamento como barra, solicitada principalmente à flexão. A partir dessa premissa surgem os vários modelos para determinação de seus esforços solicitantes e deslocamentos.

Os modelos de viga analisados nesse trabalho admitem comportamento elástico-linear, não levando em conta a influência da fissuração. Sem a consideração da fissuração os esforços solicitantes calculados podem diferir bastante dos reais. Entretanto, isso não deve prejudicar a segurança à ruptura, pois há uma capacidade de acomodação da estrutura, da qual resulta uma redistribuição de esforços de modo a compensar essa diferença.

Seguem-se as descrições dos modelos que tratam as vigas isoladamente (modelo de viga contínua e modelos de pórtico simplificado com rótula e engaste) e a estrutura do edifício em todos os níveis (modelos de pórtico plano e tridimensional).

a) Modelo de viga contínua permitido pela NB1/78

Segundo a NB1/78 (1978), para vigas de edifícios pode-se admitir o esquema estático simplificado de viga contínua sem ligações rígidas com os pilares intermediários, devendo-se, porém, observar o seguinte:

a) não serão considerados momentos fletores positivos nos vãos intermediários menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nas extremidades dos referidos vãos, ou, nos vãos extremos, menores que os obtidos com engastamento perfeito no apoio interno;

b) quando a viga for solidária com um pilar intermediário e a relação entre a largura desse apoio, medida na direção da viga, e a altura do pilar for maior que 1:5, não poderá ser considerado momento fletor negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio.

c) deve ser obrigatoriamente considerado no esquema estático de viga contínua um momento fletor concentrado de valor M_{vig} , segundo a expressão 2.1, aplicado aos apoios de extremidade para simular engastamento elástico com o pilar.

$$M_{vig} = M_{eng} \cdot \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (2.1)$$

onde:

M_{eng} : momento de engastamento perfeito do tramo extremo da viga no pilar;

r : I/ℓ (índice de rigidez);

I : momento de inércia à flexão;

ℓ : no caso da viga, comprimento de seu tramo extremo, e no caso dos tramos superior e inferior do pilar, distância de piso a piso;

r_{sup} : índice de rigidez do tramo de pilar superior;

r_{inf} : índice de rigidez do tramo de pilar inferior;

r_{vig} : índice de rigidez do tramo extremo da viga ligado ao pilar.

A figura 2.1 mostra o modelo de viga contínua com simulação de engastamento elástico nos apoios de extremidade, permitido pela NB1/78 (1978) no caso de edifícios.

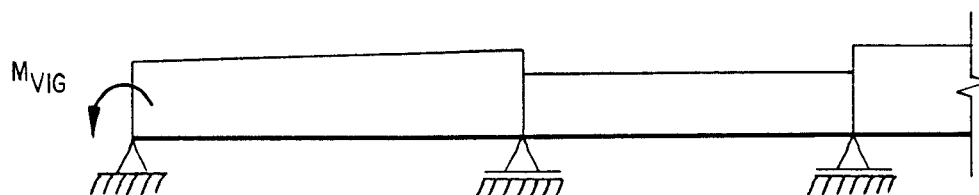


FIGURA 2.1 - Modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) com simulação de engastamento elástico em pilar de extremidade

Em verdade, esse modelo está baseado na suposição de que as solicitações de flexão nos pilares intermediários seriam muito pequenas, podendo-se admitir a princípio que a viga esteja simplesmente apoiada nesses pilares. Isso já não aconteceria nos pilares de extremidade onde os momentos fletores não poderiam ser desprezados, caracterizando assim uma condição de engastamento elástico entre viga e pilar, que realmente ocorre.

O valor prescrito de M_{vig} nada mais representa do que o momento fletor resultante na extremidade da viga, quando da primeira liberação do nó representado por pilar superior + pilar inferior + viga, no Processo de Cross aplicado a seu pórtico. A figura 2.2 mostra o que acontece na extremidade da viga após a primeira liberação do nó.

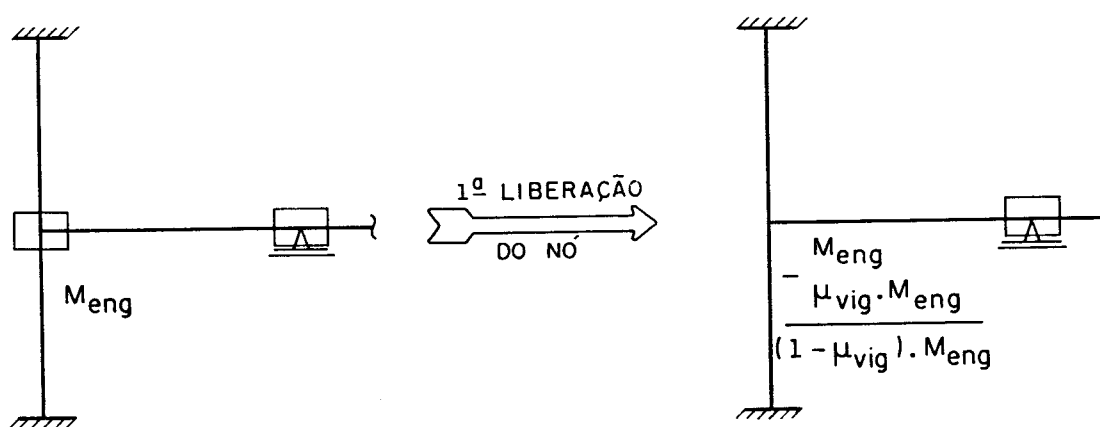


FIGURA 2.2 - Primeira liberação do nó na extremidade da viga, segundo Processo de Cross

O valor de μ_{vig} representa o coeficiente de distribuição dado pela expressão 2.2, no caso do pórtico acima mostrado.

$$\mu_{vig} = \frac{r_{vig}}{r_{vig} + r_{sup} + r_{inf}} \quad (2.2)$$

Desenvolvendo o valor da expressão $(1 - \mu_{vig})$ e multiplicando-se por M_{eng} chega-se ao valor do momento fletor na extremidade da viga após a primeira liberação do nó, que coincide com o valor do momento fletor M_{vig} prescrito pela NB1/78 (1978) a ser aplicado no esquema estático de viga contínua.

$$(1 - \mu_{vig}) \cdot M_{eng} = M_{eng} \cdot \left(\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \right) \quad (2.3)$$

Evidentemente, o valor de M_{vig} depende só do tramo de extremidade da viga, não levando em conta o número de demais tramos que possam existir bem como as demais liberações do nó até que se chegue ao momento fletor final de equilíbrio, segundo o Processo de Cross. Isso corresponde a uma simplificação adotada.

Os pórticos de edifícios de múltiplos pavimentos podem ser analisados como estruturas regulares com uma certa repetitividade. As ações verticais nos pavimentos-tipo podem ser consideradas constantes. Os nós de pilares dispostos numa mesma vertical possuem, a princípio, ângulos de giro aproximadamente iguais. Assim, como uma simplificação pode-se considerar que os tramos de vigas concorrentes nestes nós estejam solicitados na extremidade por valores iguais de momento fletor, em qualquer pavimento-tipo.

A NB1/78 (1978) ao permitir a consideração de viga contínua assume essa simplificação, não levando em conta o efeito de pórtico.

Assim, qualquer viga-tipo ao longo da altura do edifício pode ser calculada com um mesmo esquema estático onde, porém, os apoios são

considerados indeformáveis, ou seja, com deslocamento vertical impedido. Está claro que isso não ocorre, bastando-se imaginar essas vigas compondo um pórtico, onde os pilares têm deformações $\varepsilon = \sigma / E$ diferentes em cada pavimento e entre si.

Deve-se destacar que o texto sobre o modelo de viga contínua que consta na NB1/78 (1978) está mantido integralmente no TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992).

b) Modelos de pórtico simplificado

Outra modelagem usualmente utilizada por sua relativa simplicidade é a de pórtico simplificado, assumindo também um mesmo esquema estático para vigas-tipo de diferentes pavimentos.

Entretanto, nesse caso, a viga é considerada simplesmente apoiada somente nos pilares intermediários, enquanto nos pilares de extremidade procura-se manter a relação de engastamento elástico através da consideração dos tramos superior e inferior do pilar. Passa-se a ter desta maneira esquemas chamados de pórtico simplificado.

Na verdade essa modelagem é muito similar à de viga contínua permitida pela NB1/78 (1978), sendo realmente a única diferença relativa ao modo como se trata a condição de engastamento elástico entre viga e pilar de extremidade. Nesse caso a aplicação do momento fletor M_{vig} nas extremidades da viga cede lugar a um dos esquemas de pórtico simplificado apresentados na figura 2.3.

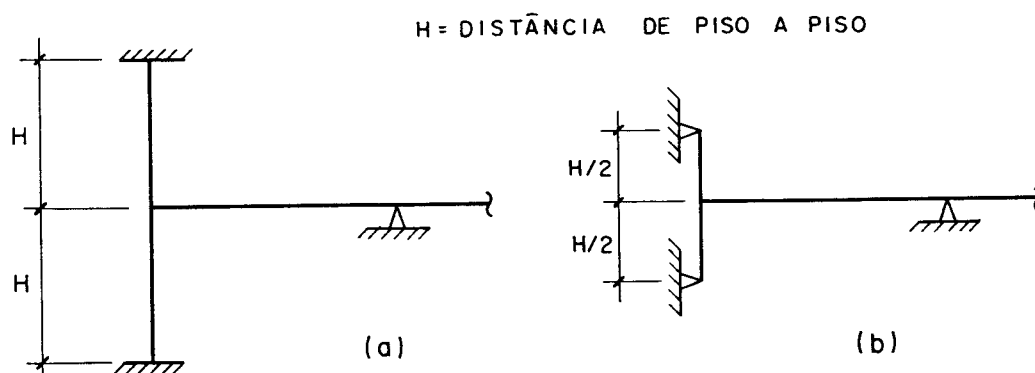


FIGURA 2.3 - Tipos de pórtico simplificado

O pórtico simplificado mostrado na figura 2.3 (a) é chamado de pórtico simplificado com engaste enquanto o da figura 2.3 (b) de pórtico simplificado com rótula.

b1) Pórtico simplificado com rótula

É idealizado através da consideração de articulações (rótulas) à meia-altura dos tramos de pilares de extremidade.

Os pontos de momento fletor nulo em vigas e pórticos correspondem a pontos de inflexão, ou seja, pontos onde a curvatura troca de sinal. Determinados, esses pontos podem ser liberados ao giro tornando a estrutura menos hiperestática e de mais fácil solução. A precisão na locação desses pontos (a partir, por exemplo, do esboço da forma fletida da estrutura) leva à maior exatidão dos valores obtidos para os esforços solicitantes.

No caso de vigas de edifícios submetidas a carregamento vertical, os pontos de inflexão dos pilares de extremidade localizam-se aproximadamente à meia altura de seus tramos, como mostra a figura 2.4.

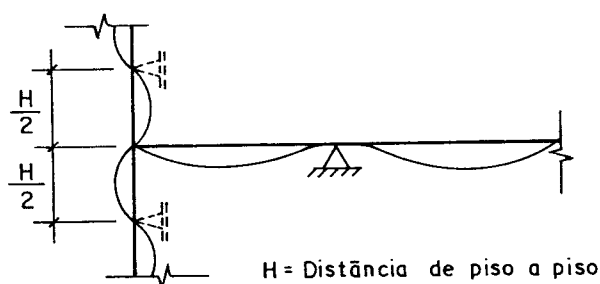


FIGURA 2.4 - Engaste elástico em extremidade de viga

Isso sugere a aplicação do esquema estático da figura 2.3 (b) para cálculo dos esforços solicitantes em vigas de edifícios.

b2) Pórtico simplificado com engaste

Outro modelo de pórtico simplificado usualmente utilizado para simular o engastamento elástico na extremidade de vigas submetidas a ações verticais é o mostrado na figura 2.3 (a).

É feita a simplificação de considerar os pilares de extremidade engastados nas ligações com os pavimentos superior e inferior.

Assim definido, teria-se a forma fletida mostrada na figura 2.5.

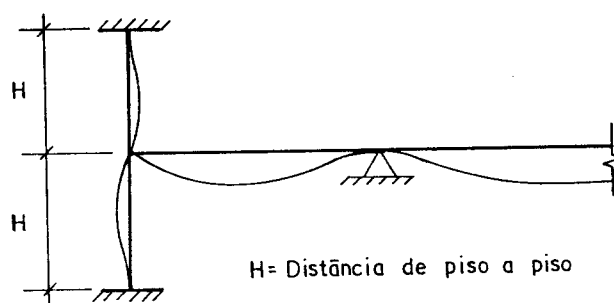


FIGURA 2.5 - Engaste elástico em extremidade de viga

c) Modelo de pórtico plano

Através da consideração de todo o pórtico ao qual uma viga pertence, carregado com as ações verticais em todos os níveis, tem-se uma modelagem mais próxima da realidade.

O efeito de pórtico permite que as vigas tenham seus esforços calculados com a participação das rigidezes de todos os pilares, intermediários e de extremidade.

O efeito da posição da viga ao longo da altura do edifício pode ser analisado com clareza nesse modelo, ilustrado na figura 2.6.

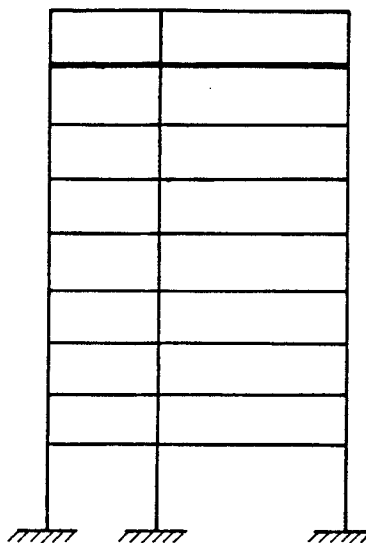


FIGURA 2.6 - Modelo de pórtico plano

A grande vantagem do modelo de pórtico plano é que ele permite a consideração das deformações verticais dos apoios das vigas (pilares), diferentes para cada pavimento ($\epsilon = \sigma/E$). Isso pode influenciar sobremaneira os esforços solicitantes nas extremidades dos tramos ao longo da altura do edifício, já que os pilares de apoio de uma viga num pavimento podem ter deformações distintas uns dos outros.

d) Modelo tridimensional

Com a consideração de todo o edifício ao qual a viga pertence consegue-se uma modelagem no espaço que leva em conta toda a tridimensionalidade que realmente existe. Por exemplo, os efeitos de torção nas vigas se fazem presentes nos resultados.

Se utilizado esse modelo as deformações dos pilares, citadas anteriormente, são obtidas com contribuições das ações de vigas perpendiculares (ou de qualquer outra direção que exista no plano do pavimento) ligadas a eles, simulando de modo muito mais preciso o comportamento do conjunto de vigas.

O modelo é ilustrado na figura 2.7.

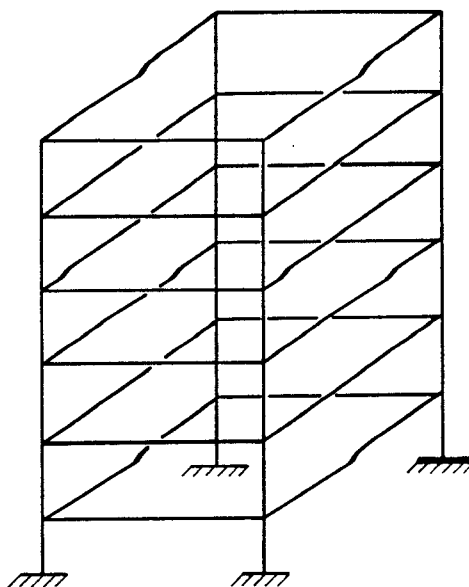


FIGURA 2.7 - Modelo tridimensional

Os modelos plano e tridimensional consideram que todas as ações verticais são aplicadas de uma só vez na estrutura inteira. Na verdade, parte dessas ações (peso-próprio de lajes, vigas e pilares) é introduzida de forma incremental em estruturas diferentes daquela que se considera após o final da construção.

Entretanto as ações não referentes ao peso-próprio dos elementos estruturais, embora também não sejam aplicadas de uma só vez, normalmente são introduzidas na estrutura final com todos os pavimentos já concretados.

Observa-se que, como qualquer outro, um modelo global onde todas as ações verticais são aplicadas instantaneamente possui o seu nível de aproximação referente a hipóteses próprias, o qual deve ser obrigatoriamente conhecido e explicitado como aqui feito.

2.2 Análise dos modelos de viga com base em resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia

A seguir, os resultados de esforços solicitantes e deslocamentos obtidos para algumas vigas do pavimento-tipo do Edifício Vitória Régia,

utilizando cada modelo descrito no item anterior, são apresentados. Tem-se como finalidade proceder a uma análise prática e objetiva dos modelos com base nesses resultados.

Levando-se em conta suas posições na forma estrutural do pavimento-tipo, foram escolhidas as vigas VT01, VT08 e VT09.

Para os modelos que tratam as vigas isoladamente (modelo de viga contínua e modelos de pórtico simplificado) é usado na determinação dos esforços solicitantes um programa desenvolvido por PRADO (1993), baseado no Processo dos deslocamentos tratado matricialmente.

Já para os modelos de pórtico plano e tridimensional são utilizados os programas PPLAN-4 (1991) e SAP-90 (1990), respectivamente.

Para o modelo tridimensional, numa primeira etapa, não são feitas quaisquer reduções no valor do momento de inércia à torção (I_t) dos elementos; reduções estas que visariam diminuir os esforços de torção nas vigas.

Ainda quanto a esse modelo, para o caso do Edifício Vitória Régia foram necessárias algumas adaptações na elaboração do arquivo de entrada de dados. São elas:

- nos pilares em que há redução de seção ao longo da altura foi mantida a posição do centro de gravidade, independente de isso ocorrer ou não no projeto;
- no plano do pavimento foram considerados pequenos deslocamentos em algumas vigas, a fim de caracterizar perfeitamente os nós;
- para simular a atuação das lajes como diafragmas rígidos na análise das ações horizontais, a ser feita em capítulo subsequente, já foram introduzidas no modelo barras de travamento (com grande área da seção transversal, sem peso-próprio e com momentos de inércia nulos) posicionadas nas lajes de forma a "contraventar" cada painel, da maneira como mostra a figura 2.8.

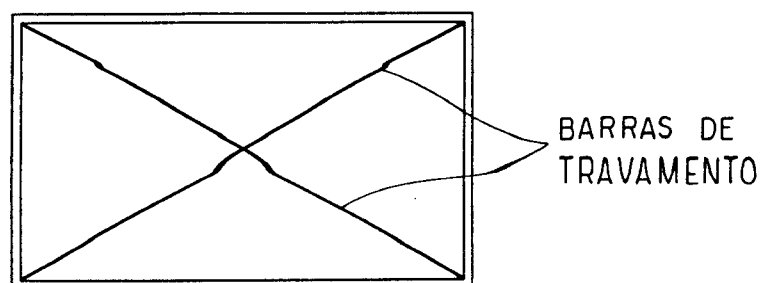


FIGURA 2.8 - Posicionamento das barras de travamento em lajes, simulando deslocamento como diafragma rígido frente a ações horizontais

2.2.1 Descrição das vigas VT01, VT08 e VT09 do Edifício Vitória Régia

Inicialmente é mostrada na figura 2.9 a localização das vigas escolhidas na planta de formas do pavimento-tipo do Edifício Vitória Régia.

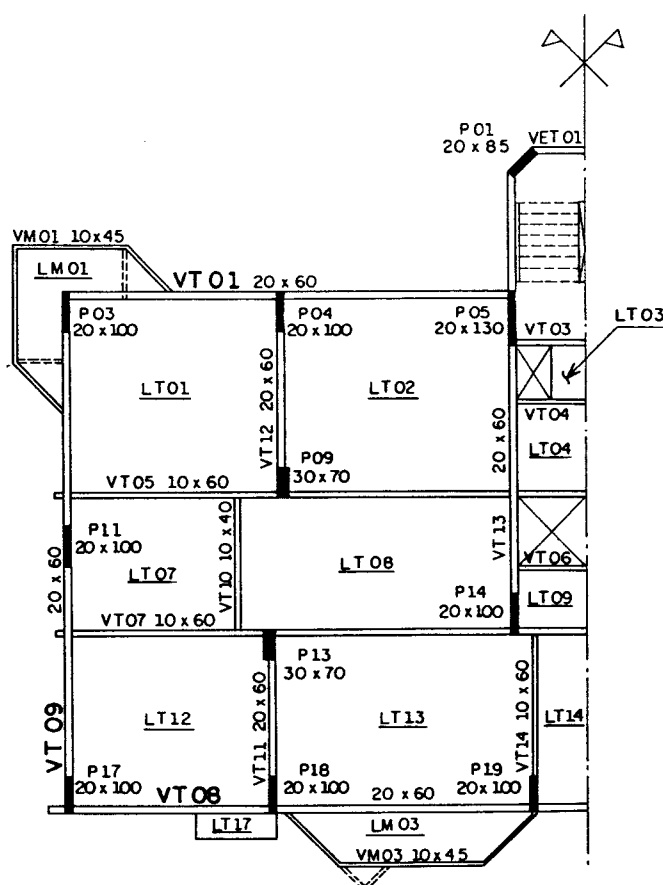


FIGURA 2.9 - Localização das vigas VT01, VT08 e VT09 no pavimento-tipo

A figura 2.10 ilustra o modelo tridimensional do edifício. Este desenho foi gerado pelo aplicativo SAPLOT, dentro do programa SAP-90.

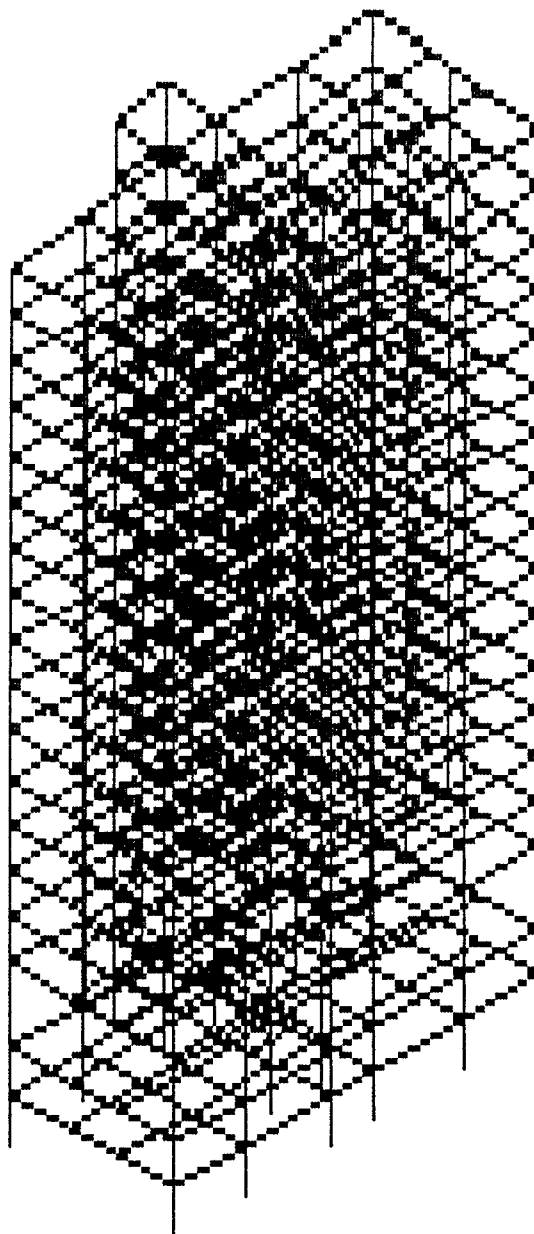


FIGURA 2.10 - Modelo tridimensional do Edifício Vitória Régia

A descrição das vigas é feita indicando as ações de cálculo $(g + q)_d$ atuantes, os valores resultantes do momento fletor M_{vig} prescrito pela NB1/78 (1978) em cada apoio de extremidade e os pórticos planos aos quais cada viga pertence.

Para o cálculo dos valores de M_{vig} usa-se a especificação constante na NB1/78 (1978) referente aos vãos teóricos das vigas.

Segundo essa norma, o vão teórico é a distância entre os centros dos apoios, não sendo necessário adotar valores maiores que:

- a) em vão extremo de viga contínua: o vão livre ℓ_0 acrescido da semi-largura do apoio interno e de $0,03 \ell_0$;
- b) em viga isolada: $1,05 \ell_0$.

a) Viga VT01

Possui seção 20x60 cm e as ações de cálculo $(g + q)_d$, incluindo o peso-próprio, indicadas na figura 2.11.

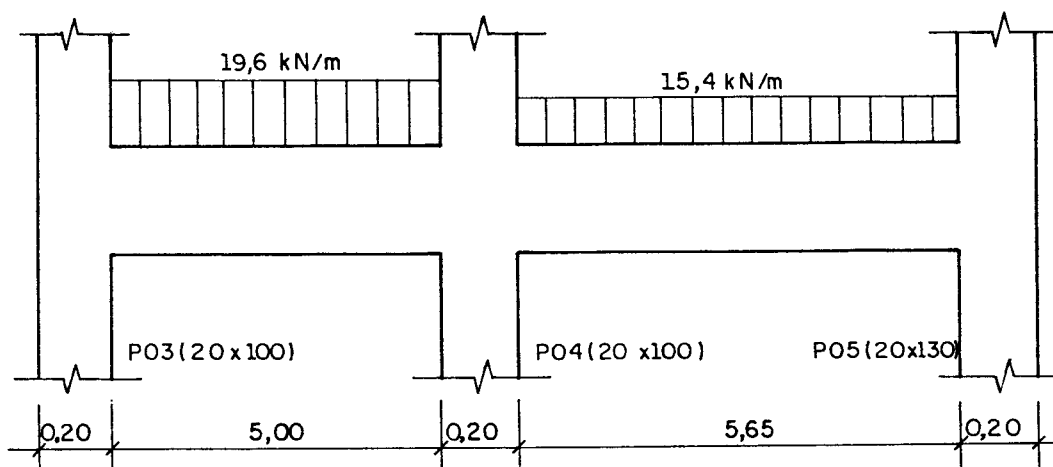


FIGURA 2.11 - Viga VT01 (20x60 cm)

Com vãos teóricos obtidos segundo especificação da NB1/78 (1978) de valores $L1 = 5,20$ m e $L2 = 5,85$ m e distância de piso a piso igual a 2,80 m, os valores de M_{vig} nas extremidades esquerda e direita da viga resultam, segundo a expressão 2.1, em:

$$M_{vig(esq)} = 18,0 \text{ kN.m}$$

$$M_{vig(dir)} = 22,04 \text{ kN.m}$$

A figura 2.12 mostra o pórtico plano do qual faz parte a viga VT01, a partir do 4.^o pavimento.

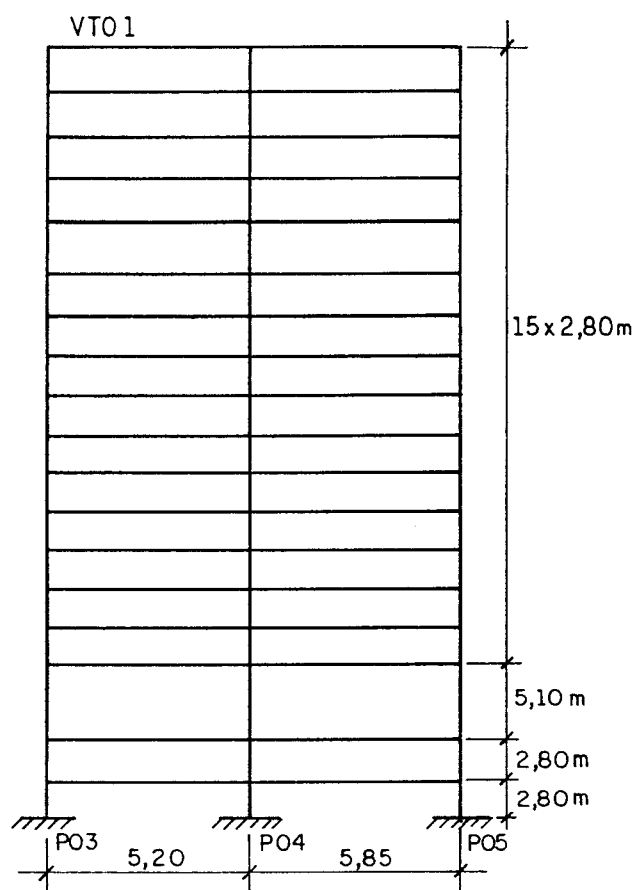


FIGURA 2.12 - Pórtico plano com a viga VT01 a partir do 4.^o pavimento

b) Viga VT09

Possui seção 20x60 cm e as ações de cálculo $(g + q)_d$, incluindo o peso-próprio, indicadas na figura 2.13.

Nesse caso como a viga recebe ação concentrada de outras vigas perpendiculares a ela, foi necessário processar primeiro o modelo tridimensional para que se pudesse obter as reações de apoio dessas vigas (VT07 e VT05). Com esses valores, já indicados na figura 2.13, pôde-se processar os outros modelos, que não têm características tridimensionais.

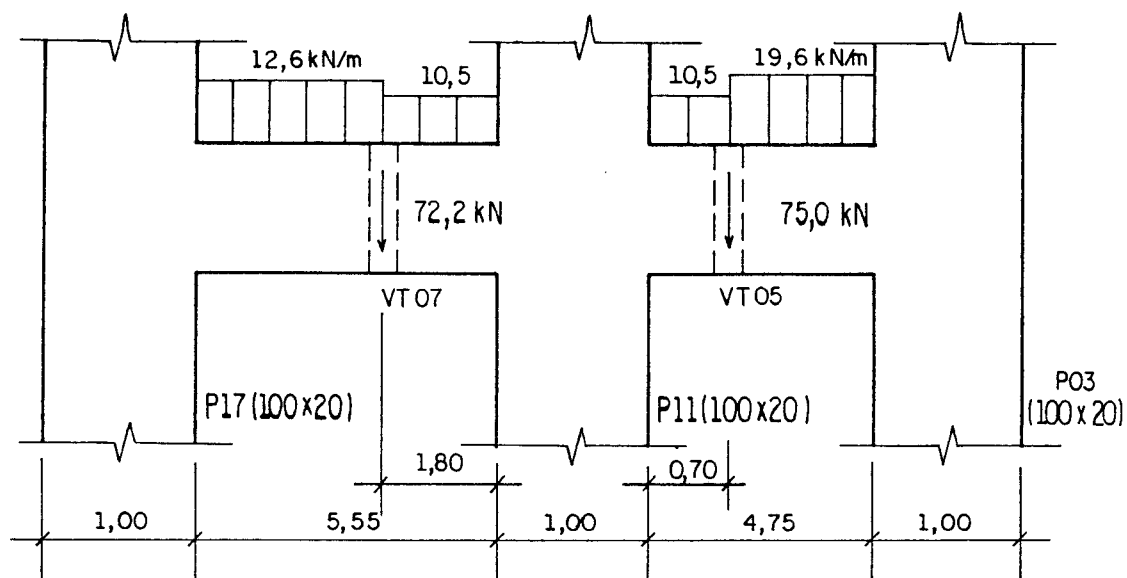


FIGURA 2.13 - Viga VT09 (20x60 cm)

Os vãos teóricos desta viga são iguais a: $L_1 = 6,20$ m e $L_2 = 5,40$ m, resultando com isso nos seguintes valores de M_{vig} :

$$M_{vig(esq)} = 74,5 \text{ kN.m}$$

$$M_{vig(dir)} = 59,1 \text{ kN.m}$$

A figura 2.14 mostra o pórtico plano com a viga VT09, que possui no 3.º pavimento uma viga de transição com grandes dimensões (60x180 cm) servindo de apoio para o pilar intermediário P11.

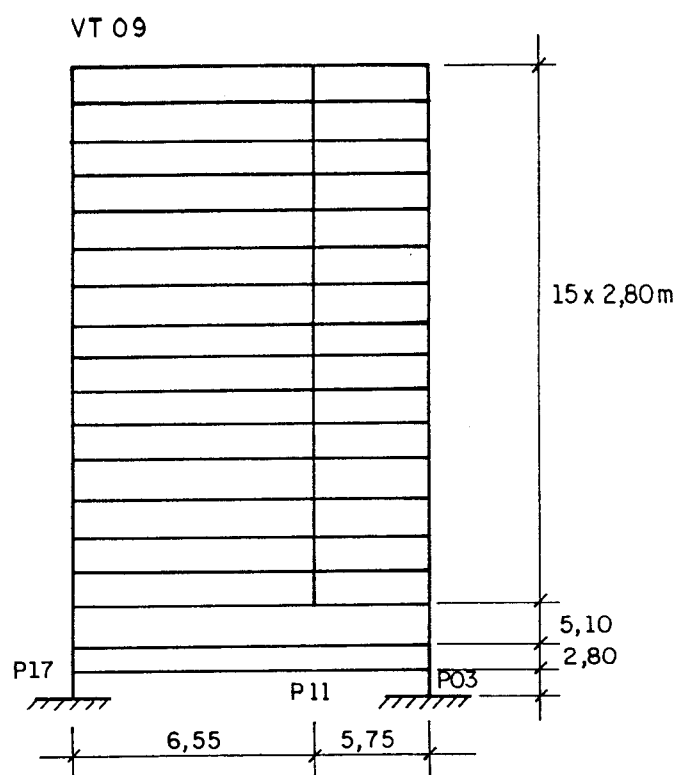


FIGURA 2.14 - Pórtico plano com a viga VT09 a partir do 4.^o pavimento

c) Viga VT08

Também possui seção 20x60 cm e as ações de cálculo $(g + q)_d$, incluindo o peso-próprio, indicadas na figura 2.15.

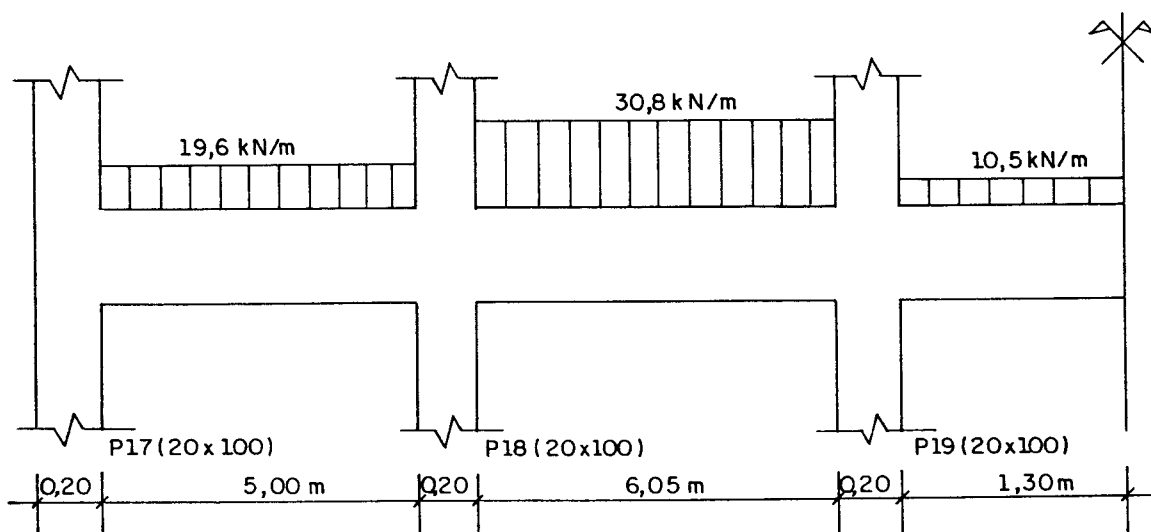


FIGURA 2.15 - Viga VT08 (20x60 cm)

Essa viga possui 5 vãos, com simetria em relação ao eixo central, apresentando segundo a NB1/78 (1978) os seguintes valores para os vãos teóricos: $L1 = L5 = 5,20$ m, $L2 = L4 = 6,25$ m e $L3 = 2,80$ m.

Com isso os valores de M_{vig} nas extremidades esquerda e direita dessa viga ficam com valores idênticos:

$$M_{vig(esq)} = M_{vig(dir)} = 18,0 \text{ kN.m}$$

O pórtico plano que contém a viga VT08 a partir do 4.º pavimento é mostrado na figura 2.16.

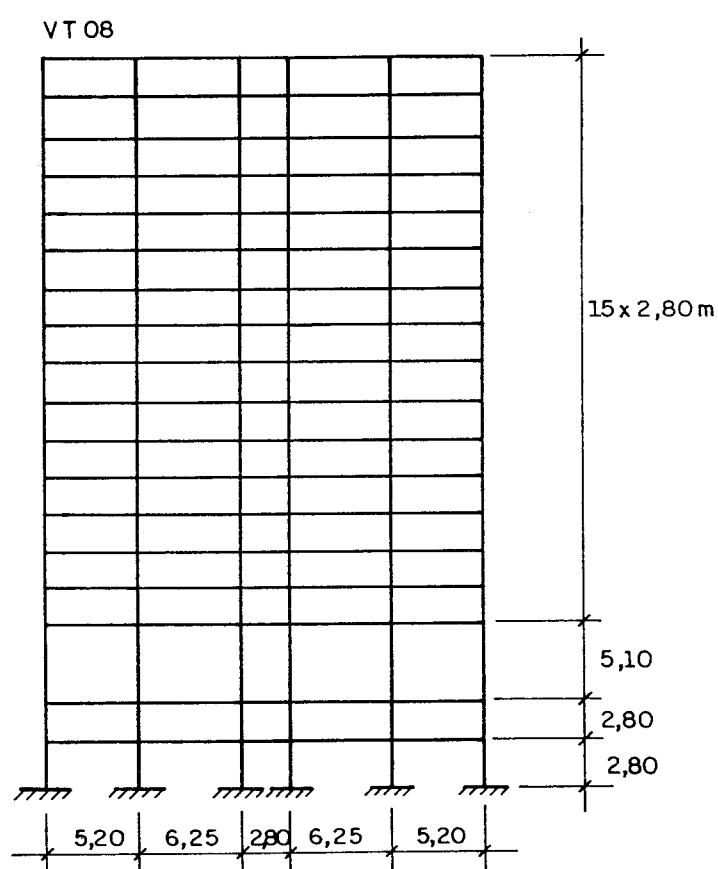


FIGURA 2.16 - Pórtico plano com a viga VT08 a partir do 4.º pavimento

2.2.2 Apresentação e análise dos resultados nas vigas

A análise dos esforços solicitantes se concentrará em momentos fletores com a apresentação dos valores resultantes nas extremidades dos

tramos das vigas, a partir dos quais pode-se determinar os diagramas de momento fletor e força cortante, por equilíbrio.

a) Viga VT01

A figura 2.17 resume os resultados obtidos em todos os modelos.

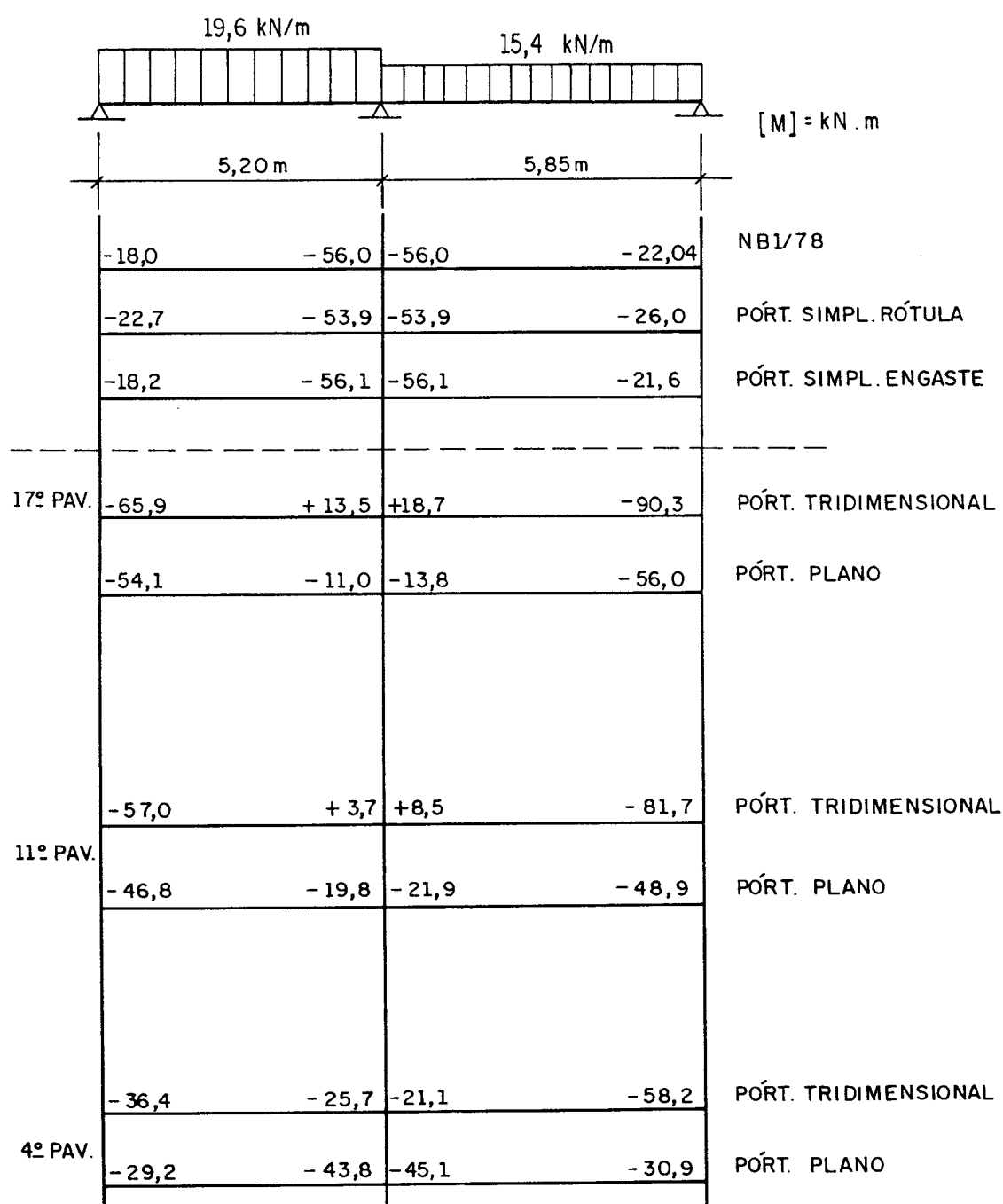


FIGURA 2.17 -Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT01

Inicialmente pode-se observar que os resultados do modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) estão muito próximos dos obtidos com pórtico simplificado, seja ele com rótula ou engaste.

Uma explicação para isso pode ser devida ao fato de que a viga possui poucos tramos (dois), de forma que o momento fletor M_{vig} relativo à primeira liberação do nó num pórtico simplificado praticamente mantém seu valor durante as poucas liberações subsequentes até o final, pensando-se no Processo de Cross.

Já o fato dos dois tipos de pórtico simplificado apresentarem resultados próximos entre si revela uma certa indiferença entre se adotar rótula à meia-altura dos tramos de pilares extremos ou engaste ao nível dos pavimentos superior e inferior. Para as extremidades da viga o modelo com rótula apresentou valores finais ligeiramente superiores, confirmando o que sempre ocorre entre os dois modelos quando da primeira liberação de um nó de extremidade.

Analisando os resultados do modelo de pórtico plano percebe-se que estes diferem bastante dos obtidos com o modelo de viga contínua.

Observando-se as deformações dos apoios das vigas (desconsideradas no modelo de viga contínua), pode-se estudar a explicação para tal fato.

Num pavimento, os pilares de apoio de uma viga possuem cada um deformações $\varepsilon = \sigma / E$ diferentes. Desta maneira, as vigas podem ser analisadas com uma situação estática na qual os apoios estariam submetidos a deslocamentos verticais diferenciados semelhantes a recalques.

Os esforços solicitantes finais numa viga nesta situação seriam os obtidos com apoios indeslocáveis somados aos oriundos da consideração desses recalques.

Trabalhando com os deslocamentos relativos dos apoios obtidos através do modelo de pórtico plano, tudo se passa como se a viga VT01 estivesse submetida à situação mostrada na figura 2.18 em alguns pavimentos.

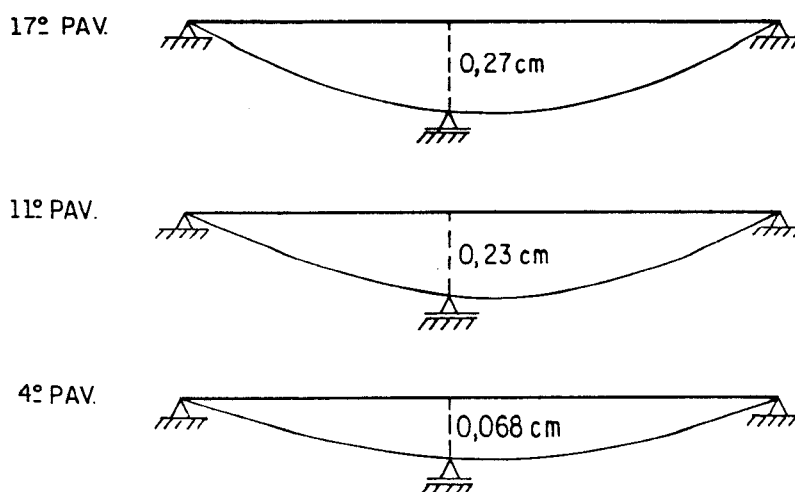


FIGURA 2.18 - Deslocamentos relativos do apoio intermediário da viga VT01 segundo modelo de pórtico plano

Isso acontece porque numa viga de pórtico as maiores reações de apoio se concentram nos pilares intermediários, proporcionando às vezes uma deformação maior nesses apoios. Isso ocorreu claramente nesta viga do Edifício Vitória Régia, uma vez que seus pilares de apoio possuem áreas (A) semelhantes, e portanto, relações entre suas deformações (ε) praticamente iguais às relações entre suas ações (F) ou reações vindas da viga ($\varepsilon = F / A.E$).

Esse fato é amenizado estando o projeto bem "equilibrado", ou seja, os pilares com tensões bem próximas de modo que as deformações nesses elementos estejam também com valores próximos. Acontece que às vezes aparecem imposições, por exemplo relativas à estabilidade global, as quais conduzem à necessidade de alterações das seções de pilares, o que pode acabar "desequilibrando" o projeto, por assim dizer em relação às deformações de apoio das vigas sob carregamento vertical.

Quando há a necessidade de aumentar a seção de algum pilar, a tendência é que isso seja feito entre os que possuem seções transversais menores, até porque os pilares com seções maiores via de regra já estão com as dimensões no limite para não comprometer o projeto arquitetônico. Feito isso esses pilares com seções aumentadas, estando submetidos a ações com baixo valor, passam a ter deformações bem menores submetendo as vigas ligadas a ele a deslocamentos diferenciados nos apoios. Quanto a isso, vale salientar que o Edifício Vitória Régia possui realmente tensões nos pilares de valores distintos, diferente do que deve ocorrer na maioria dos projetos. Essa aparente particularidade pode ter vindo, nesse caso, da necessidade da adoção de grandes vigas de transição, imposta pelo projeto arquitetônico.

O deslocamento dos apoios, do modo como mostrado na figura 2.18, evidentemente provoca uma diminuição do momento fletor negativo sobre o apoio intermediário, podendo até atingir valores positivos. Porém junto aos apoios de extremidade ocorre o inverso, ou seja, um aumento no valor do momento fletor negativo. Num pavimento qualquer, o deslocamento de um apoio de viga pode ser analisado como sendo igual ao deslocamento do nó situado no pavimento imediatamente inferior somado à deformação do tramo de pilar entre os dois pavimentos. Assim sendo, quanto mais elevado for o pavimento maiores serão os deslocamentos dos apoios das vigas, ficando os resultados de momento fletor mais afastados dos obtidos com o modelo de viga contínua com apoios indeslocáveis, prescrito pela NB1/78 (1978). Nos pavimentos inferiores, com deslocamentos menores, os resultados dos dois modelos tendem a se aproximar.

O gráfico da figura 2.19 mostra a evolução, ao longo da altura do edifício, dos momentos fletores negativos na viga VT01 junto ao apoio da esquerda (P03), segundo o modelo de pórtico plano.

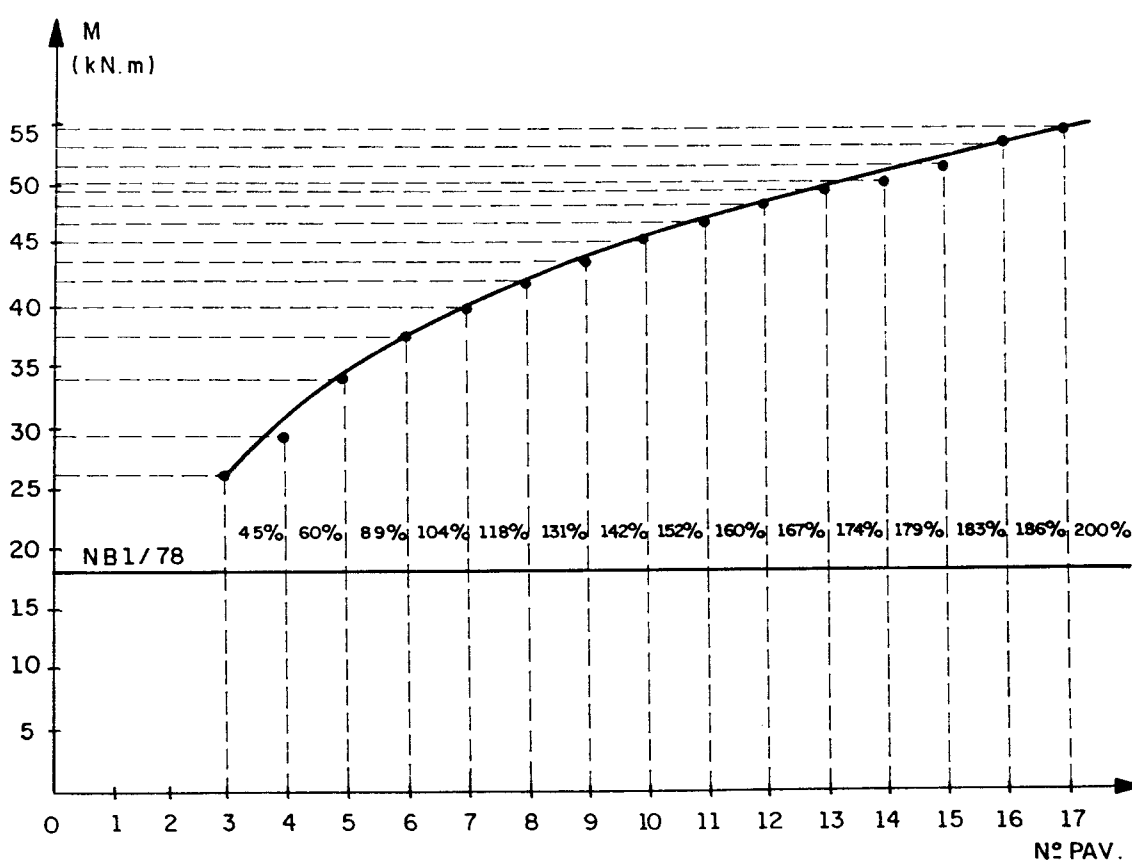


FIGURA 2.19 - Gráfico da evolução, ao longo dos pavimentos, dos momentos fletores negativos na viga VT01 junto ao apoio da esquerda (P03)

Nota-se através do gráfico anterior uma diferença crescente em relação ao valor de M_{vig} prescrito pela NB1/78 (1978) para momento fletor atuante na viga junto ao pilar P03.

Segundo a NB1/78 (1978), apesar do momento fletor M_{vig} nesse apoio ser igual a 18,0 kN.m, a armação da viga não pode ser feita para esse valor, uma vez que isso resultaria em uma área de aço menor que 0,15% da área da seção transversal (armadura mínima). A adoção da armadura mínima para essa viga ($1,8 \text{ cm}^2$) absorve momento fletor com valor em torno de 40 kN.m.

Analisando o gráfico da figura 2.19, nota-se diferenças entre os momentos fletores a princípio altamente significativas.

Já para o momento fletor junto ao apoio intermediário (P04) o modelo de pórtico plano mostrou que este quase atinge valor positivo em pavimentos superiores, devido ao deslocamento vertical relativo desse apoio, crescente com a altura.

Trabalhando com valores mais exatos, parte-se para a análise dos resultados do modelo tridimensional. A tendência de evolução dos esforços é a mesma do modelo plano. Porém, nesse caso os deslocamentos dos apoios das vigas têm valores mais reais, uma vez que a consideração do efeito tridimensional possibilita carregamento simultâneo dos pórticos planos ortogonais.

O fato que merece atenção nos resultados dessa modelagem é o de que o momento fletor no apoio intermediário atinge valor positivo a partir do 9.º pavimento. Para o 17.º pavimento, por exemplo, enquanto o modelo de viga contínua indica um valor negativo de - 56 kN.m, no modelo tridimensional resulta um valor positivo de aproximadamente + 19 kN.m. É uma diferença considerável, embora o valor em si do momento fletor positivo de + 19 kN.m seja, para a viga VT01 (20x60cm), baixo e passível de absorção através de uma armadura mínima (mas não talvez por um simples porta-estribos).

O modelo tridimensional, em geral, apresentou valores mais elevados para os deslocamentos relativos do apoio intermediário da viga VT01, o que acabou contribuindo para que os momentos fletores negativos resultassem maiores junto aos apoios de extremidade e menores junto ao apoio intermediário, em relação ao modelo de pórtico plano.

Diferenças entre os resultados dos modelos de pórtico plano e tridimensional realmente existiram, e já eram esperadas uma vez que surgiram esforços elevados de torção (até 10 kN.m) em algumas vigas perpendiculares ao pórtico da viga VT01.

Isso acabou ocorrendo em virtude da utilização dos valores integrais dos momentos de inércia à torção (I_t), sem nenhuma redução. Posteriormente serão analisados resultados obtidos com reduções nesse parâmetro dentro do modelo tridimensional.

Tanto no modelo de pórtico plano como no tridimensional as solicitações de flexão no pilar intermediário foram baixas, justificando nesse caso esta hipótese comumente considerada no meio técnico. Assim, o engastamento elástico neste pilar intermediário (P04) poderia ser desprezado, mas não sua deformação axial como apoio para a viga VT01, fato que acaba influenciando muito os resultados.

b) Viga VT09

A figura 2.20 mostra os resultados obtidos para a viga VT09 (20x60cm), que tem como apoio intermediário o pilar P11 apoiado numa viga de transição (60x180cm) no 3.º pavimento.

Os resultados dos pórticos simplificados (com rótula ou engaste) ficaram muito próximos dos de viga contínua.

Entre si, os modelos de pórtico simplificado também apresentaram grande proximidade, sendo o modelo com rótula o que apresentou novamente valores ligeiramente superiores para os momentos fletores sobre os apoios de extremidade.

O objetivo da apresentação dos resultados dessa viga é alertar para os casos onde há a presença de pilares intermediários apoiados em vigas de transição.

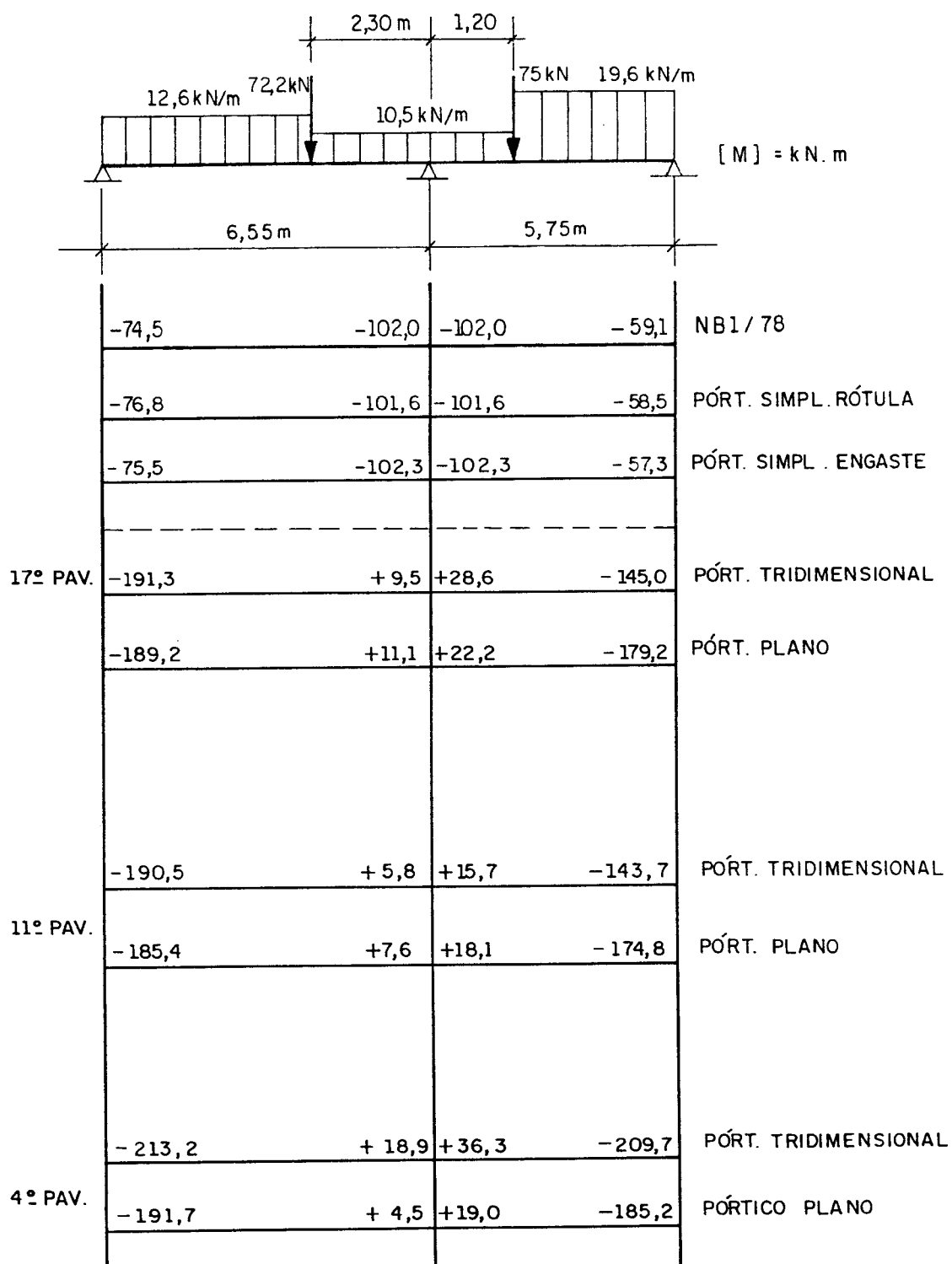


FIGURA 2.20 - Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT09

Nota-se, observando os resultados, que todas as tendências discutidas para o caso da viga VT01 se mantêm na viga VT09, de maneira bem clara. Exceção deve ser feita aos resultados do 4.º pavimento bastante "perturbados" pela proximidade com a viga de transição localizada no 3.º pavimento.

O importante agora é que o problema do deslocamento vertical do apoio intermediário está agravado pelo fato desse apoio ser um pilar que não "nasce" numa fundação, mas sim numa viga de um pavimento. Essa viga de transição, por maior rigidez que apresente (seção transversal de 60x180 cm), tem um deslocamento vertical absoluto no ponto em que recebe o pilar P11 (0,86 cm) provavelmente maior do que aquele que haveria numa boa fundação.

Sem dúvida isso contribui para um aumento bem maior nos momentos fletores negativos junto aos apoios de extremidade, e o aparecimento de momentos fletores positivos com valores até certo ponto significativos (maior valor igual a 36,3 kN.m) sobre o apoio intermediário da viga VT09, desde os primeiros pavimentos.

Para se ter uma idéia, no 17.º pavimento a situação seria equivalente à apresentada na figura 2.21, que ilustra o deslocamento relativo do apoio intermediário obtido segundo modelo de pórtico plano.

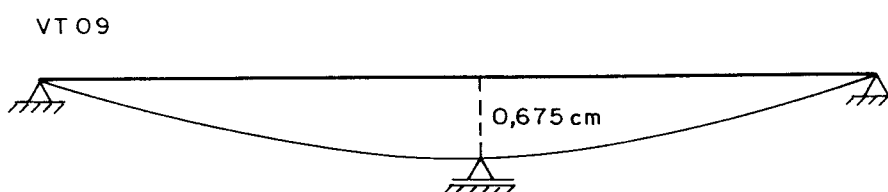


FIGURA 2.21 - Deslocamento relativo do apoio intermediário da viga VT09 no 17.º pavimento, segundo modelo de pórtico plano

Como consequência, nesse pavimento os momentos fletores na viga VT09 apresentaram grandes diferenças em relação aos resultados do modelo de viga contínua sobre apoios indeslocáveis, permitido pela NB1/78 (1978).

Para verificar se esses deslocamentos têm realmente a influência prevista sobre os resultados de momento fletor na viga VT09, os esforços solicitantes obtidos com o modelo pórtico simplificado com rótula serão somados aos oriundos exclusivamente de um recalque de apoio igual ao da situação mostrada na figura 2.21.

O intuito é conferir se os resultados dessa soma se aproximam dos revelados pelo modelo de pórtico plano, o que viria a confirmar a influência decisiva dos deslocamentos relativos dos apoios devidos às deformações diferenciadas dos pilares.

A figura 2.22 mostra o pórtico simplificado com rótula da viga VT09. Para determinar os momentos fletores que surgem frente ao recalque do apoio intermediário indicado (0,675 cm) foi usado o Processo dos Esforços.

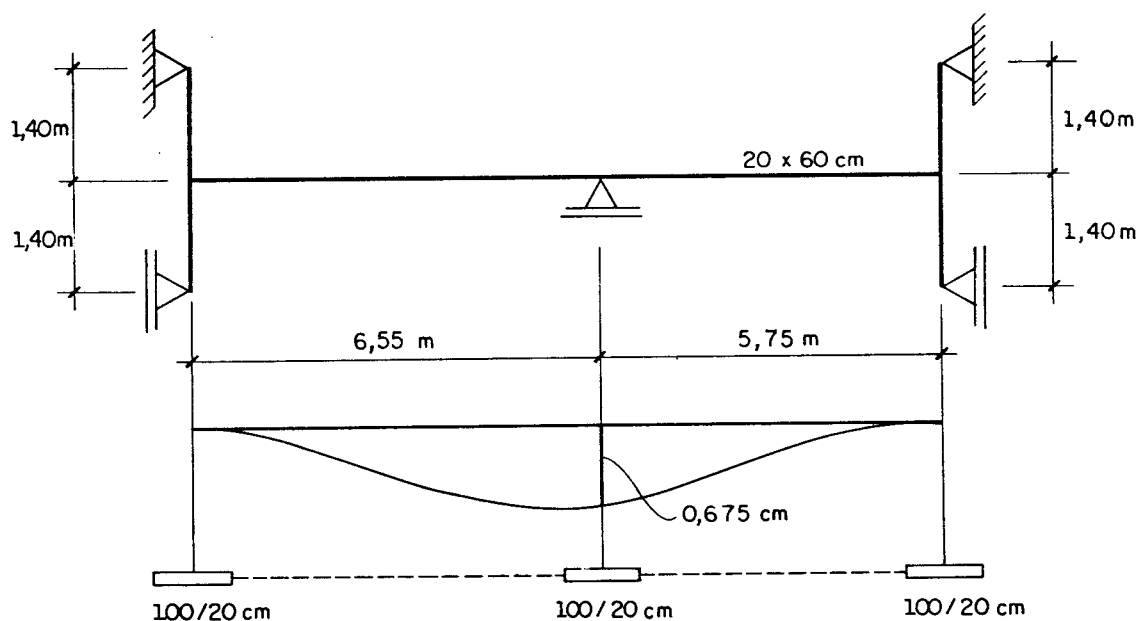


FIGURA 2.22 - Pórtico simplificado da viga VT09 submetido ao recalque de apoio intermediário indicado pelo modelo de pórtico plano

O diagrama de momento fletor resultante dessa situação é mostrado na figura 2.23.

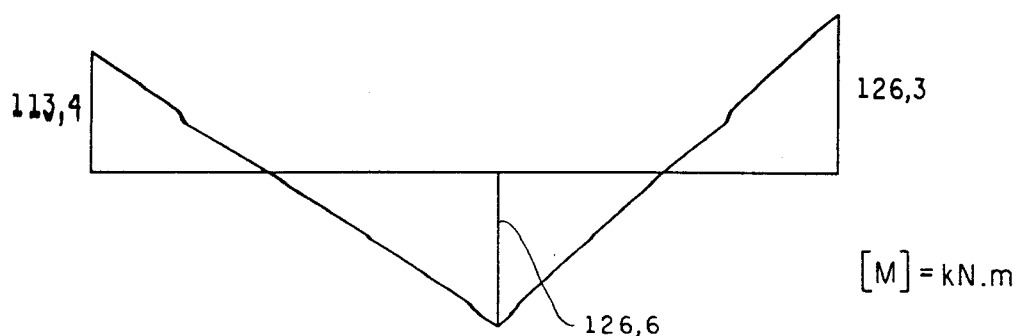


FIGURA 2.23 - Diagrama de momento fletor da viga VT09 devido a recalque do apoio intermediário

A figura 2.24 ilustra os resultados de momento fletor nas extremidades dos tramos da viga VT09 obtidos somente devido ao recalque e os obtidos com o carregamento (sem recalque) no pórtico simplificado com rótula. Pode-se notar que a soma desses valores se aproxima muito dos indicados pelo modelo de pórtico plano, o que vem a confirmar que realmente as diferenças entre os resultados desses modelos são em grande parte devidas à influência das deformações diferenciadas dos pilares de apoio.

VT09 (20/60)			[M] = kN.m
-113,4	+126,6	-126,3	RECALQUE (PÓRT. SIMP.)
-76,8	-101,6	-58,5	CARREGAM. (PÓRT. SIMP.)
-190,2	+25,0	-184,8	TOTAL (PÓRT. SIMP.)
<hr/>			
-189,2	(+11,1 / +22,2)	-179,2	PÓRTICO PLANO

FIGURA 2.24 - Comparação entre o modelo de pórtico plano e o modelo de pórtico simplificado com rótula submetido a recalque + carregamento

c) Viga VT08

Os resultados obtidos para a viga VT08 (20x60cm), com cinco tramos e simetria em relação ao eixo central, são mostrados na figura 2.25.

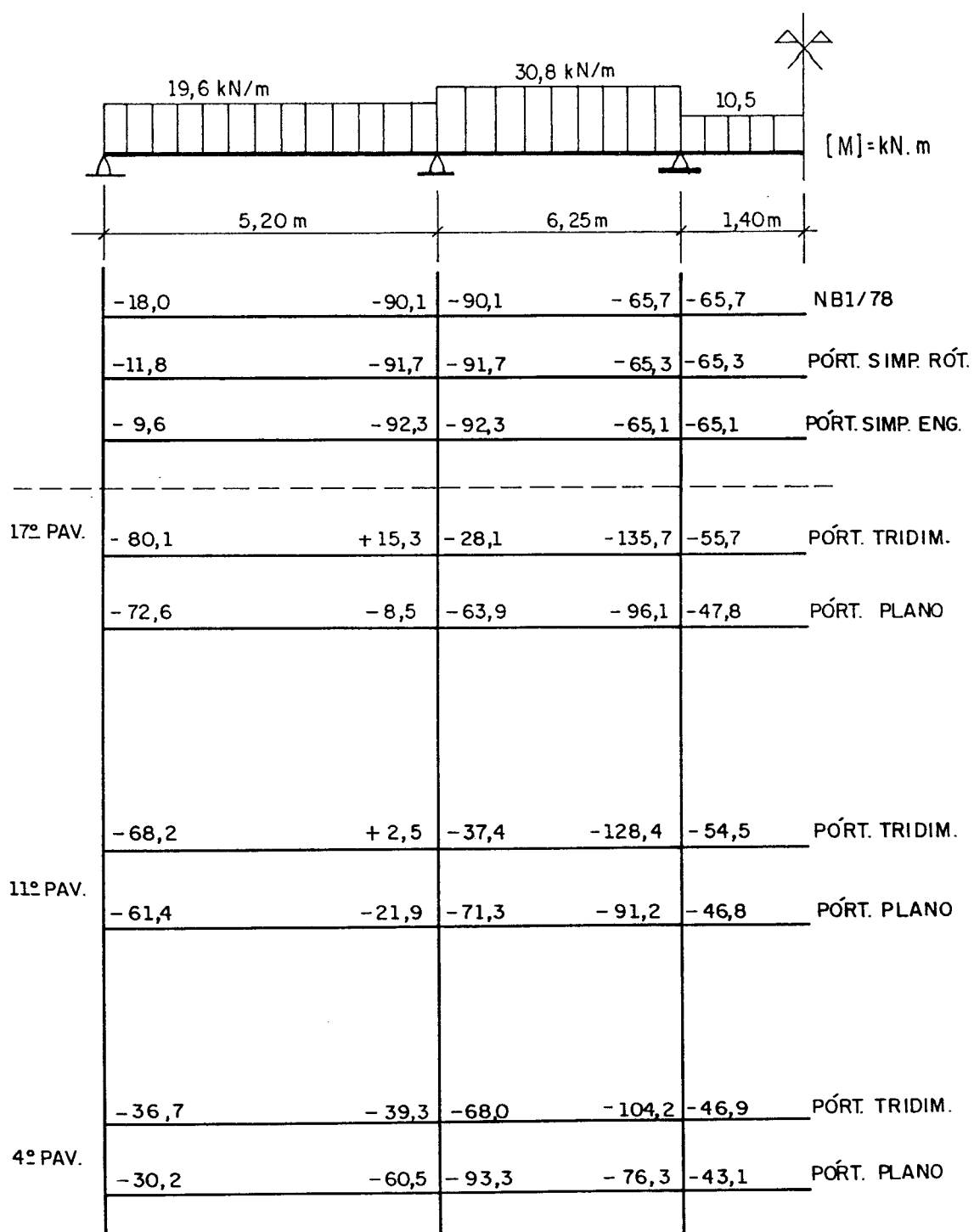


FIGURA 2.25 - Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT08

A apresentação da viga VT08 é feita pelo interesse em analisar o comportamento de uma viga com um número maior de tramos do que as anteriores, que possuem ambas dois tramos.

Na verdade os resultados obtidos só vêm confirmar a maioria das observações e comentários feitos anteriormente, uma vez que o comportamento desta viga foi muito semelhante ao das outras.

Somente a título de reforçar a idéia da influência dos deslocamentos dos apoios das vigas, não detectada pelos modelos de viga contínua e de pórtico simplificado, ilustra-se na figura 2.26 o que ocorre com a viga VT08 em alguns pavimentos, segundo modelo de pórtico plano.

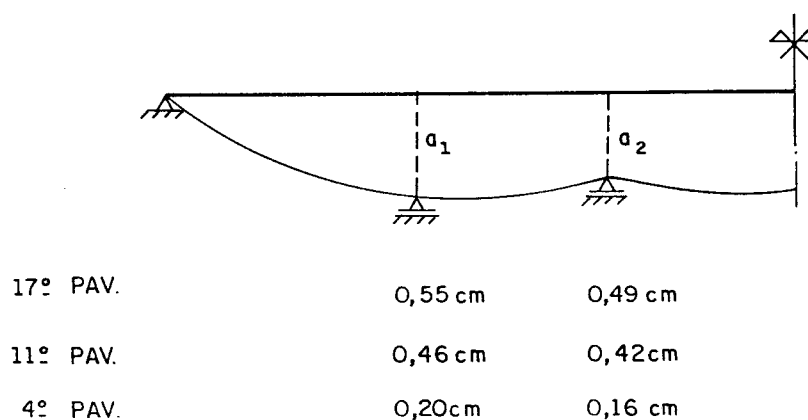


FIGURA 2.26 - Deslocamentos relativos dos apoios intermediários da viga VT08, segundo modelo de pórtico plano

Um fato que não havia ocorrido com as duas vigas anteriormente analisadas é a não coincidência entre os valores de momento fletor nas extremidades da viga para os modelos de viga contínua e pórticos simplificados; estes últimos sim aproximadamente concordantes entre si.

Até então, para as vigas de dois vãos analisadas esses valores praticamente se igualavam. A diferença nesse caso chega a 87,5% em relação aos resultados do pórtico simplificado com engaste.

O que pode estar acontecendo é que o momento fletor M_{vig} prescrito pela NB1/78 (1978) para a viga contínua, e relativo à primeira liberação do nó de extremidade, não permanece inalterado uma vez que pensando-se em resolver o pórtico simplificado com o Processo de Cross há

a necessidade de se fazer várias liberações subsequentes nesse nó para equilibrar os momentos fletores nos outros cinco nós. Isso acaba por alterar o valor de M_{vig} , por assim dizer o momento fletor inicial do processo. Nas vigas VT01 e VT09 esse valor inicial é pouco alterado pois há apenas dois outros nós além do de extremidade onde se pode iniciar o processo.

2.2.3 Conclusões a respeito dos resultados das vigas do Edifício Vitória Régia

Os resultados de momento fletor nas vigas do Edifício Vitória Régia mostraram-se sensivelmente influenciados pelas deformações diferenciadas dos pilares de apoio.

A verificação de esforços devidos a um recalque do apoio intermediário da viga VT09, de valor obtido através dos deslocamentos relativos dos nós desta viga no modelo de pórtico plano, acabou por comprovar a influência acima citada.

Observou-se, e isso não é uma particularidade desse edifício, que o modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) e os modelos de pórtico simplificado conduzem a resultados de esforços solicitantes bem próximos.

O que há que se discutir então, é a validade destes em relação aos resultados dos modelos de pórtico plano e tridimensional, que não ficaram tão dispersos entre si.

Desta maneira, pode-se pensar em dividir as modelagens analisadas neste trabalho em dois grandes grupos com resultados um tanto distintos: o grupo que considera as deformações dos apoios das vigas (pórtico plano e tridimensional) e o grupo que considera esses apoios indeformáveis (viga contínua e pórticos simplificados).

Quanto mais alto for o edifício, poderão aparecer nos últimos pavimentos valores de momento fletor mais distantes daqueles advindos da consideração de viga contínua, pois se existirem diferenças entre os valores de deformação nos apoios (pilares) das vigas, estas serão maiores nestes locais. Desta forma, para edifícios baixos há a possibilidade de se utilizar o modelo permitido pela NB1/78 (1978) sem maiores problemas.

Mas, para edifícios nos quais a altura passa a permitir uma influência considerável das deformações dos apoios das vigas nos esforços

solicitantes é aconselhável que se utilize pelo menos o modelo de pórtico plano para as vigas, com exceção obviamente daquelas que não compõem um pórtico plano. Para essas vigas deve ser feita uma análise criteriosa e, se conveniente, pode-se considerar o modelo tridimensional no qual elas aparecerão.

Deve-se deixar bem claro que a adoção dos modelos de pórtico plano ou tridimensional não deve ser considerada como um tempo a mais gasto no projeto, uma vez que o próprio **TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992)** prescreve a necessidade de se considerar a estrutura em pórticos planos (ou pórtico tridimensional) para avaliar os esforços de 2.^a ordem através do parâmetro α ou do coeficiente γ_2 . Além disso, nos dias atuais vários programas de computador que contemplam esses modelos são de fácil disponibilidade e utilização.

Mas o que deve ser feito, se adotado um desses modelos, em relação à armação das vigas do pavimento-tipo, consideradas somente as ações verticais? Cada viga-tipo tendo esforços diferentes em cada pavimento teria que ter também uma armação diferente em cada um deles, como mostram os diagramas de momento fletor da figura 2.27. Fazer isso não seria de forma alguma uma boa prática, pois traria uma complicação a mais na execução da obra, além de um acréscimo no custo de um projeto com um número muito maior de folhas de cálculo e de detalhamento.

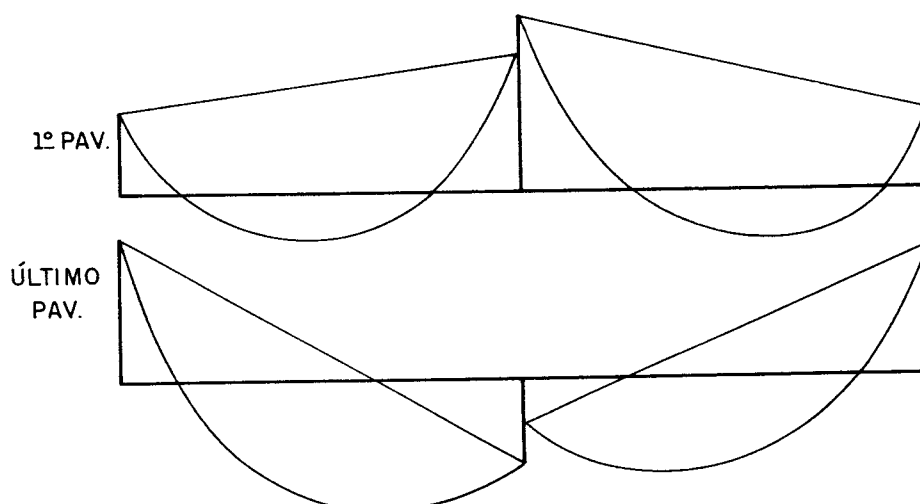


FIGURA 2.27 - Diagramas possíveis de momento fletor para uma mesma viga-tipo em pavimentos diferentes

Outra alternativa que poderia ser pensada está relacionada com a elaboração de uma envoltória de esforços que contemplasse cada viga em todos os pavimentos-tipo. Isso também não deve ser feito de maneira alguma, pois ocasionaria um desperdício de aço na armação das vigas, superdimensionadas em vários trechos.

Uma alternativa razoável seria considerar faixas de pavimentos para a armação, o que não é comum na prática, a não ser para edifícios muito altos. Desta maneira, por exemplo, do 1.^o ao 4.^o pavimento-tipo teria-se uma armação de vigas, do 5.^o ao 8.^o outra, e assim por diante.

Ainda, pode-se constituir numa boa opção armar todas as vigas considerando somente os esforços obtidos nos primeiros pavimentos-tipo. Não se estaria desta forma tão longe do que seria necessário para absorver os esforços nos últimos pavimentos-tipo, quanto no caso de se considerar o modelo de viga contínua sobre apoios indeslocáveis. Entretanto, deve-se observar a magnitude e o sentido dos esforços nesses últimos pavimentos a fim de evitar qualquer problema entre a armação feita e a armação que seria necessária.

Se considerada essa última opção, a idéia é que com a contribuição das lajes (não levada em conta nesse trabalho) através da consideração de uma seção T para as vigas (calculada com uma largura colaborante), juntamente com uma hipótese de redistribuição de esforços com plastificação das seções, as vigas situadas em pavimentos-tipo superiores sejam capazes de resistir plenamente às ações, mesmo armadas para esforços solicitantes obtidos nos primeiros pavimentos-tipo.

Sob esse aspecto, se usado o modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) para as vigas-tipo de todos os pavimentos também pode-se admitir que uma redistribuição de esforços possibilite a absorção das ações em todas elas. Entretanto, como mostram os resultados obtidos para as vigas do Edifício Vitória Régia, as diferenças entre esse modelo e o que ocorreria na realidade (ou mais próximo dela, representado pelo modelo tridimensional) são via de regra mais significativas, inclusive com inversão de esforços.

A consideração dos modelos de pórtico plano ou tridimensional para obter os esforços solicitantes em vigas de edifícios submetidas a ações verticais se torna ainda mais necessária no caso de vigas que têm como apoios intermediários pilares que "nascem" em pavimento de transição.

Nesse caso, pode-se ter valores elevados de momento fletor positivo sobre esses apoios intermediários, quando se esperavam valores negativos.

Ao analisar os resultados das vigas do Edifício Vitória Régia a principal conclusão é relativa à necessidade de se levar em conta, de alguma maneira, as deformações diferenciadas dos apoios (pilares) que podem influenciar decisivamente os esforços solicitantes.

Com relação a essas deformações diferenciadas, a consideração de um valor menor do que o usado nesse exemplo para o módulo de elasticidade (o que deve ser proposto na revisão da NB1/78, em elaboração) levaria a deslocamentos relativos ainda maiores para os apoios das vigas, resultando porém nas mesmas diferenças entre os esforços solicitantes nas vigas-tipo dos pavimentos inferiores e superiores do Edifício, uma vez que está sendo admitido um modelo linear.

2.3 Efeitos de torção nas vigas

Analisando junto ao item anterior os resultados obtidos para as vigas através dos modelos de pórtico plano e tridimensional pôde-se notar diferenças de certa maneira consideráveis nos valores de momento fletor nas extremidades dos tramos.

Por exemplo para a extremidade da viga VT01 junto ao pilar P03 no 4.º pavimento, foram obtidos os seguintes valores.

Modelo de pórtico plano → 29,2 kN.m

Modelo tridimensional → 36,4 kN.m

Numa primeira análise, surge como grande fator responsável por essa diferença (aproximadamente de 25 %) o efeito dos esforços de torção nas vigas, presentes somente nos resultados do modelo tridimensional. Para o nó de pórtico da viga VT01 junto ao pilar P03, obteve-se no 4.º pavimento o diagrama de momentos fletor e torção indicado na figura 2.28.

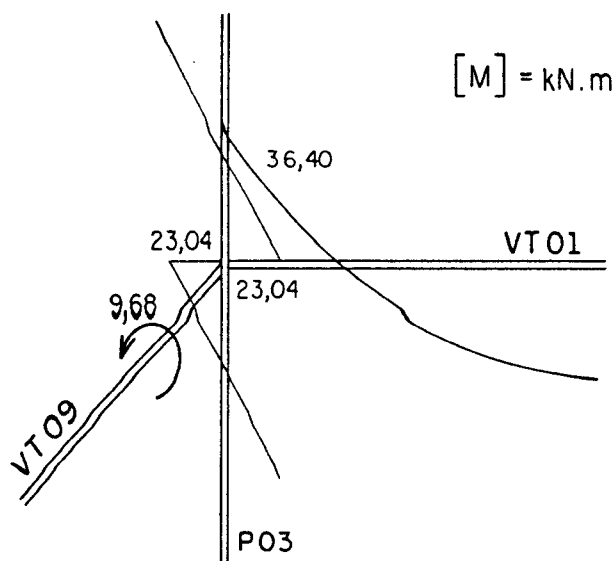


FIGURA 2.28 - Diagrama de momentos fletor e torção no nó de extremidade da viga VT01 junto ao pilar P03, segundo modelo tridimensional

Normalmente os projetistas estruturais procuram evitar que as vigas sejam armadas para resistir aos esforços de torção uma vez que isso pode levar a uma armadura transversal (estribo) com elevada área de aço. Não obstante isso pode ser feito, desde que os valores das tensões tangenciais τ provocadas em conjunto pela força cortante e pelo momento torçor não ultrapassem os valores últimos indicados pela NB1/78 (1978), o que acontece se respeitada a expressão 2.4.

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} \leq 1,0 \quad (2.4)$$

onde:

$$\tau_{wu} = 0,25 \cdot f_{cd} \leq 4,5 \text{ MPa};$$

$$\tau_{tu} = 0,22 \cdot f_{cd} \leq 4,0 \text{ MPa};$$

$$\tau_{wd} = V_d / (b_w \cdot d);$$

$$\tau_{td} = T_d / (2 \cdot A_e \cdot h_e), \text{ com: } h_e = \text{espessura da parede fictícia};$$

$A_e = \text{área limitada pela linha média da parede fictícia, incluindo a parte vazada.}$

A determinação dos valores de h_e e A_e é especificada pela NB1/78 (1978).

Os valores de τ_{wu} e τ_{tu} acima indicados são válidos se a armadura transversal (estribos) da viga for perpendicular à armadura longitudinal.

Para verificar se os esforços de torção nas vigas do Edifício Vitória Régia indicados pelo modelo tridimensional têm valores elevados será feita a verificação acima para uma de suas vigas. Foi escolhida a viga VT09 em sua extremidade junto ao pilar P03, no 4.º pavimento, onde os dados são os seguintes:

$$\begin{array}{lll} f_{ck} = 18,0 \text{ MPa} & A_e = 789,56 \text{ cm}^2 & V_d = 117,53 \text{ kN} \\ b_w = 20 \text{ cm} & h_e = 2,89 \text{ cm} & T_d = 9,68 \text{ kN.m} \\ d = 57 \text{ cm} & & \end{array}$$

Calculando os valores das tensões tangenciais tem-se:

$$\begin{aligned} \tau_{tu} &= 0,22 \cdot f_{cd} = 0,282 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{wu} &= 0,25 \cdot f_{cd} = 0,321 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{td} &= T_d / (2 \cdot A_e \cdot h_e) = 968 / (2 \cdot 789,56 \cdot 2,89) = 0,211 \text{ kN/cm}^2 \\ \tau_{wd} &= V_d / (b_w \cdot d) = 117,53 / (20 \cdot 57) = 0,103 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

Portanto:

$$\frac{\tau_{wd}}{\tau_{wu}} + \frac{\tau_{td}}{\tau_{tu}} = \frac{0,103}{0,321} + \frac{0,211}{0,282} = 0,320 + 0,748 = 1,068 > 1$$

A relação última de tensões tangenciais não é obedecida, sendo muito elevado o valor do momento torçor nessa extremidade da viga VT09.

Para o modelo tridimensional a maioria das vigas apresentou valores admissíveis de momento torçor. Entretanto muitas estão solicitadas com valores inadmissíveis, como a viga VT09 no 4.º pavimento, analisada anteriormente.

No pavimento de transição, onde algumas vigas têm grandes dimensões, os valores desses esforços atingiram até 80 kN.m, como por exemplo na viga V309 (60x180cm). Pode-se notar que esse momento torçor ainda é admissível para essa viga de transição, embora seja um valor bem elevado.

A fim de verificar se esses esforços de torção são os responsáveis pelas diferenças entre os resultados dos modelos de pórtico plano e tridimensional, processou-se este último com valores reduzidos (1%) dos momentos de inércia à torção (I_t) das barras.

Com valores baixos de I_t os momentos torçores também são reduzidos. Observe-se a figura 2.29 representando uma barra de seção circular, por exemplo.

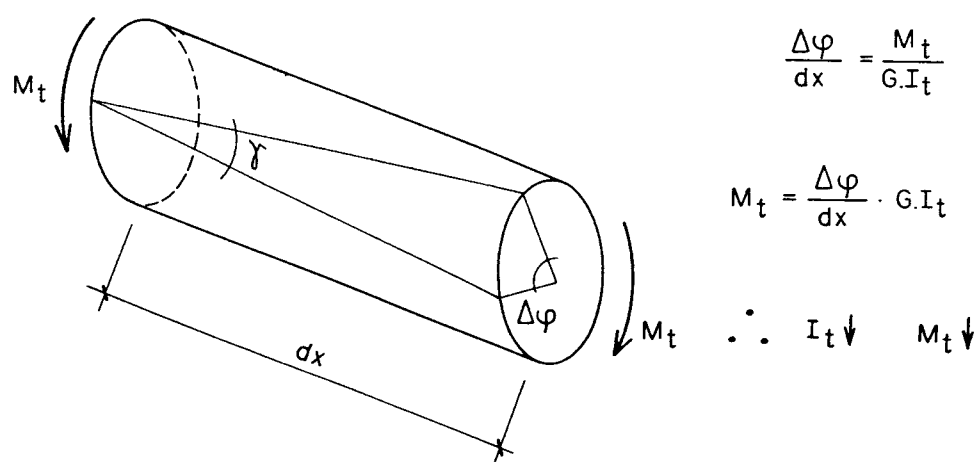


FIGURA 2.29 - Momento torçor atuando em barra de seção circular

A figura 2.30 mostra os resultados obtidos para a viga VT01 considerando 1% de I_t em todas as barras, os quais comprovam a grande queda nos valores de momento torçor e a conseqüente aproximação entre os valores de momento fletor segundo os modelos de pórtico plano e tridimensional.

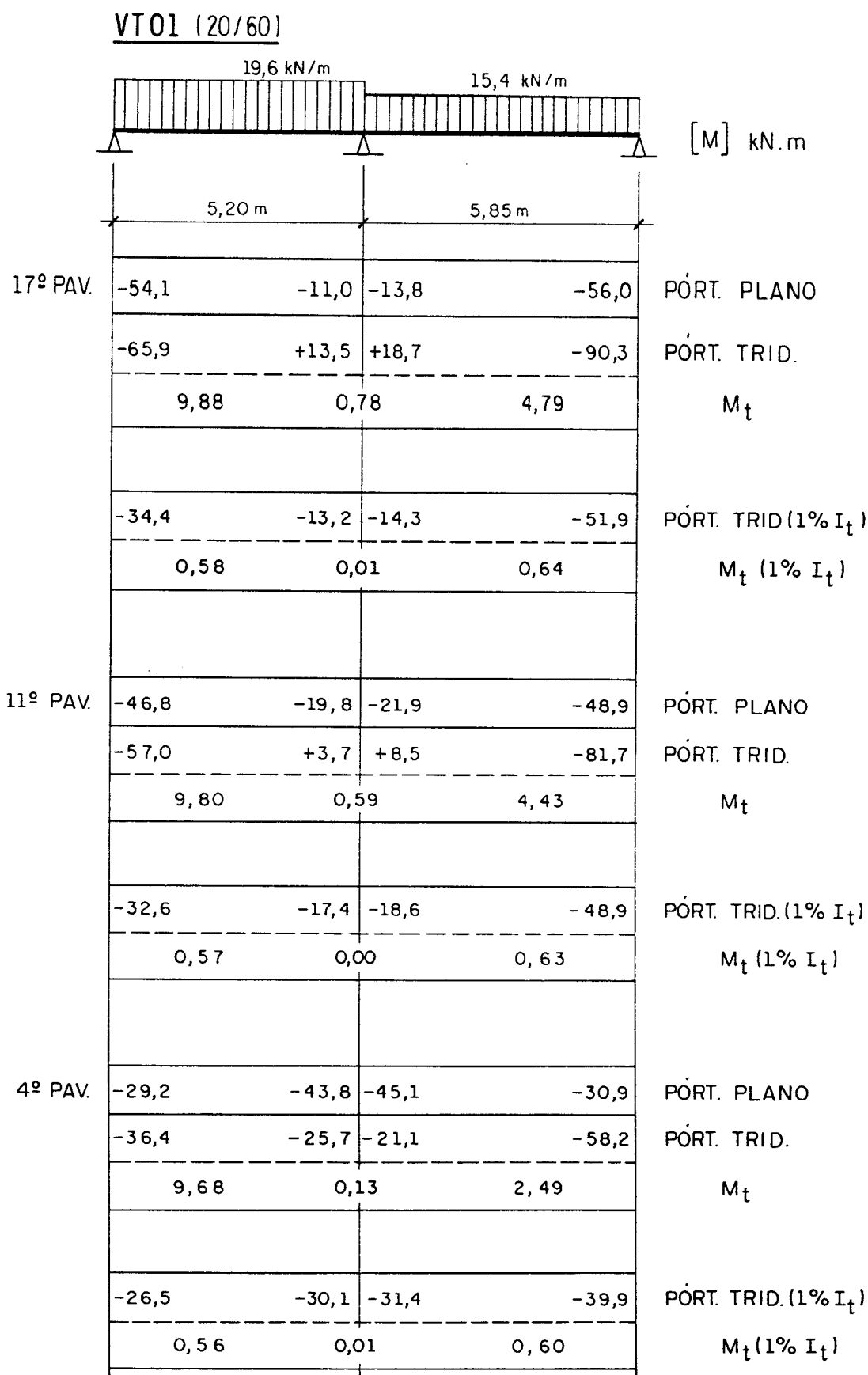


FIGURA 2.30 - Momentos fletores nas extremidades dos tramos da viga VT01 e momentos torçores (M_t) nas vigas perpendiculares ao seu pórtico

Com valor reduzido (1%) de I_t o maior momento torçor ocorreu na viga de transição V310 (120x180 cm) sendo igual a 38 kN.m. Esse é um valor baixo para uma viga com essas dimensões. Quase todas as vigas do Edifício Vitória Régia passaram a apresentar valores praticamente desprezíveis de momento torçor.

A prática de se adotar nas análises tridimensionais de edifícios um valor reduzido de I_t a fim de eliminar a necessidade de se armar as vigas para resistir aos esforços de torção é muito comum entre os projetistas estruturais.

Deve-se entretanto tomar muito cuidado para os casos onde esse esforço de torção é necessário ao equilíbrio, nos quais jamais pode ser desprezado ou reduzido. É o caso, por exemplo, de uma laje em balanço engastada em viga.

Já nos casos em que os esforços de torção são meramente oriundos da compatibilidade de deformações (torções de compatibilidade) verifica-se ser possível a ocorrência de uma situação em que há equilíbrio com torção nula, no caso de baixa rigidez à torção das barras da estrutura.

Este tipo de procedimento, no qual se está manipulando resultados do cálculo hiperestático, justifica-se pelo seguinte motivo: a intensa fissuração que surge próximo ao estado limite último, em peças torcidas, faz reduzir enormemente a sua rigidez à torção, de maneira que já adotar esforços referentes a um valor muito baixo da mesma equivale a antecipar o modelo final de comportamento.

Considerando valores de torção praticamente nulos nas barras da estrutura está admitindo-se a ocorrência de fissuração (que porém não deve ultrapassar o estado limite de abertura de fissuras) e aumentando-se as deformações (que devem atender às limitações do estado limite de deformação excessiva).

Ao desprezar-se a torção algumas barras da estrutura terão momentos fletores nulos em suas extremidades (caso de viga "apoiada" em viga). Entretanto isso não corresponde ao comportamento real, uma vez que mesmo sem armação calculada para tal a viga de apoio absorve alguma torção (sozinho o concreto encarrega-se disso), significando que também alguma flexão existirá na extremidade da viga apoiada. É exatamente o que ocorre no Edifício Vitória Régia para a viga VT10 "apoiada" nas vigas VT05 e VT07, como mostra a figura 2.31.

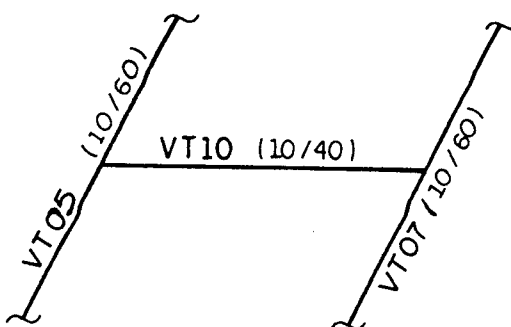


FIGURA 2.31 - Caso de viga "apoiada" em viga

Nesse caso, a viga VT10 deve ser dotada de alguma armadura de flexão nas extremidades, no intuito de ser evitada uma fissuração prematura.

Alguns autores recomendam, com o objetivo de contornar o problema acima, que não se utilize um valor muito reduzido de inércia à torção das barras do modelo tridimensional.

SÜSSEKIND (1984) sugere que esse valor seja algo em torno de 20% de I_t , considerando o concreto fissurado no estágio II. Segundo ele isso conduz, em geral, a valores reduzidos para as torções (não devendo surgir problemas no dimensionamento), ao mesmo tempo que se constitui em bom procedimento no que se refere à probabilidade de não se vir a atingir os estados limites de utilização (deformação excessiva e abertura de fissuras).

2.4 Redistribuição de momentos fletores em vigas

Julga-se necessário que esse assunto seja abordado de forma mais ampla neste trabalho, uma vez que a redistribuição de momentos fletores nas vigas de edifícios é o fator principal que explica o porquê a NB1/78 (1978) permite armá-las igualmente em todos os pavimentos-tipo segundo esforços obtidos por um modelo que não considera a deformação diferenciada dos pilares de apoio, ainda que isso possa ser perigoso em alguns casos.

Para determinação de esforços solicitantes em sistemas isostáticos basta considerar apenas as condições de equilíbrio. No caso de sistemas hiperestáticos (por exemplo pórticos de edifícios) é necessário

levar em conta, ainda, as condições de deformação e, com isso, as relações de rigidez entre as diversas partes da estrutura.

Uma das hipóteses adotadas em todos os modelos abordados neste trabalho é a de que os esforços solicitantes são determinados calculando as deformações do material concreto armado com comportamento elástico-linear, admitindo-se a rigidez das seções sem armadura e não-fissuradas (estádio I). Evidentemente, a fissuração (estádio II) modifica as relações de rigidez e os esforços solicitantes reais irão diferir dos calculados sem a sua consideração. No caso de vigas contínuas e, principalmente no de pórticos, essa diferença pode ser considerável. Entretanto essa divergência de resultados não prejudica a segurança à ruptura pois para solicitações mais elevadas as alterações de rigidez provocadas pela fissuração, bem como a plastificação parcial dos materiais, originam uma redistribuição de momentos fletores que resulta em reserva de capacidade resistente.

Em um tramo de viga de pórtico, em edifício usual, a distribuição dos momentos fletores positivos no vão e negativos sobre os apoios depende da variação do momento de inércia I , e conseqüentemente da rigidez EI . De um modo geral, parte-se de um valor de EI constante, sendo o dimensionamento da armadura de flexão feito com base nos momentos fletores no vão (M_V) e sobre os apoios (M_A), assim obtidos. Entretanto a repartição de momentos fletores no vão e nos apoios pode variar muito, desde que surjam rigidezes diferentes ao longo da viga.

Durante o carregamento progressivo de uma viga contínua (figura 2.32) formam-se as primeiras fissuras sobre os apoios intermediários, uma vez que o momento fletor negativo nesses apoios é, em geral, maior do que o momento fletor positivo nos vãos. Devido a isso a rigidez nesses pontos (estádio II) diminui muito em relação àquela dos vãos (ainda no estágio I), de modo que a viga passa a possuir momentos de inércia diferentes. Como conseqüência, os momentos fletores nos vãos aumentam com maior rapidez do que os momentos fletores nos apoios, até que as fissuras de flexão nos vãos causem também o surgimento do estágio II. Desta maneira o que acaba ocorrendo é uma redistribuição de momentos fletores dos apoios para os vãos e o menor aproveitamento da armadura de flexão nos apoios. Revela-se nesse instante a propriedade freqüentemente favorável das construções de concreto armado hiperestáticas: podem transferir forças das

zonas altamente solicitadas para zonas menos solicitadas, possuindo por isso reservas de capacidade resistente.

A figura 2.32 ilustra uma redistribuição de momentos fletores em viga contínua, do modo como acima descrito.

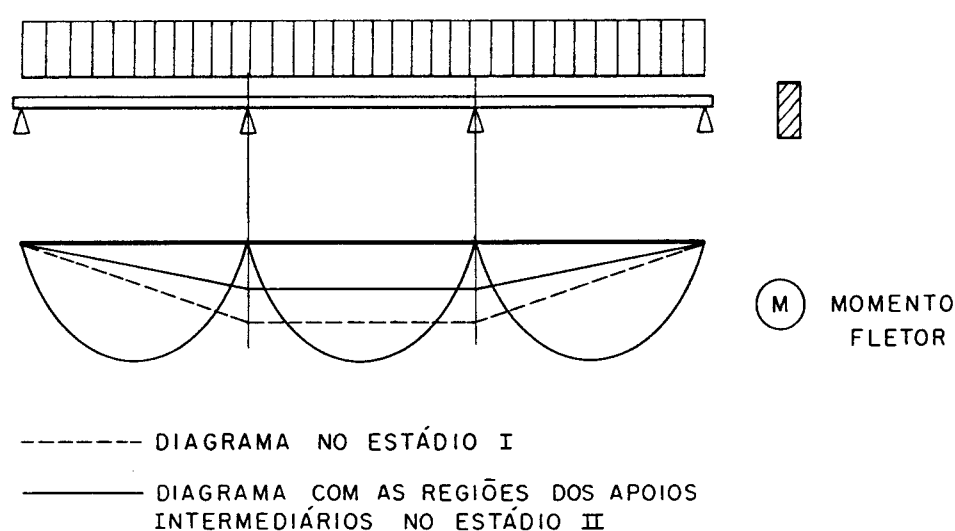


FIGURA 2.32 - Redistribuição de momentos fletores em viga contínua

A rigidez da seção de uma viga varia muito na passagem do estágio I para o estágio II, sendo que os momentos fletores se repartem entre vãos e apoios de acordo com a intensidade dessa variação.

Um fato interessante é que, dependendo da porcentagem de armadura da viga, a rigidez à flexão da seção de concreto calculada no estágio I pode ser reduzida em cerca de 20% a 70% por intermédio da fissuração. É um intervalo bastante grande, variável em função da taxa de armadura.

É possível obter ainda maiores modificações na distribuição de momentos fletores escolhendo-se adequadamente as relações entre as armaduras sobre os apoios e nos vãos, e introduzindo-se no cálculo a rigidez da seção fissurada (estádio II).

No caso de vigas de edifícios usuais, considerando-as com seção T, resultam notáveis vantagens de ordem econômica quando se reduzem bastante os momentos fletores nos apoios, através de uma

armadura fraca sobre os mesmos, com o correspondente aumento dos momentos fletores nos vãos. Através de uma diminuição dos momentos fletores nos apoios evitam-se dificuldades que surgem frequentemente, como a de manter nesses locais as tensões de compressão na flexão abaixo dos limites admissíveis, sem ter que aumentar a espessura da alma. Sobre os apoios a área de concreto comprimida é bem menor do que nos vãos (com mesa de compressão), isto é, economiza-se também quantidade de aço quando se destina maior parcela de momento fletor para os vãos.

Como exemplo, pode-se citar os resultados dos ensaios de Stuttgart em 1966 indicados por LEONHARDT (1978), feitos com uma viga T de dois vãos submetida a ações concentradas nos pontos centrais dos mesmos. A figura 2.33 resume esses resultados.

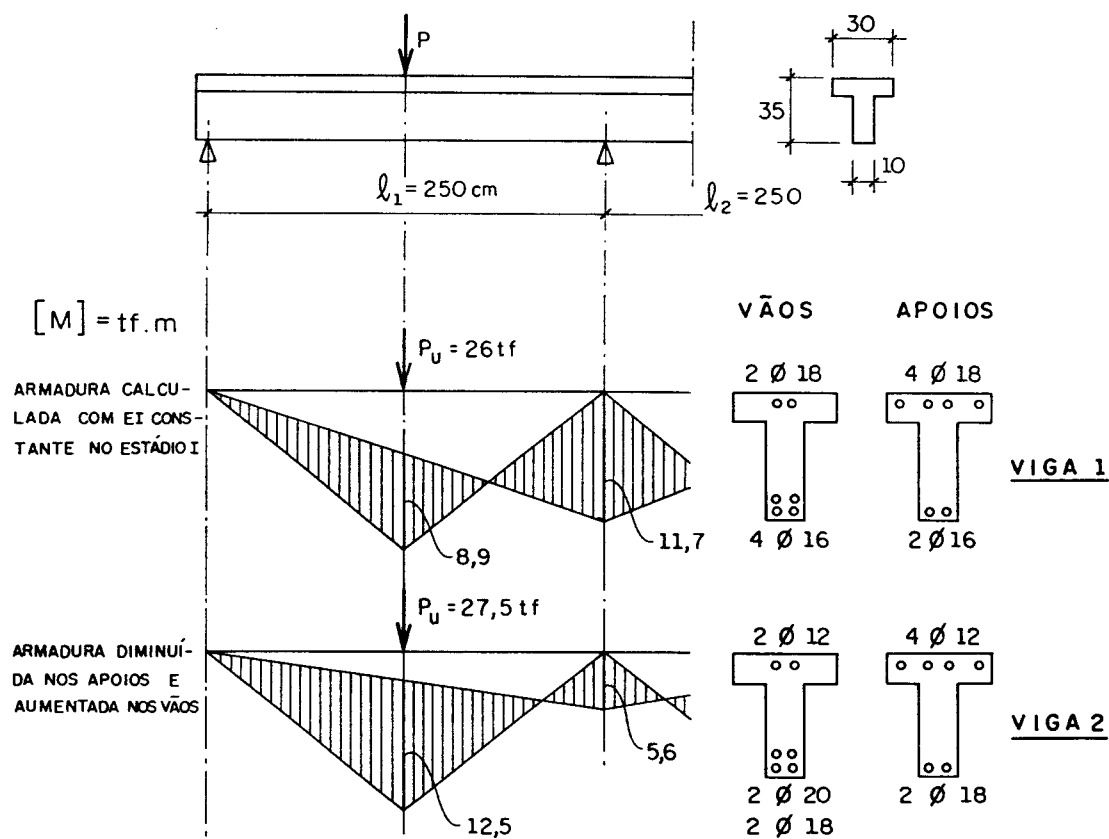


FIGURA 2.33 - Resultados dos ensaios de Stuttgart com viga T

A viga 1 foi dimensionada para a distribuição de momentos fletores correspondente a rigidez EI constante no estágio I e a viga 2 para os momentos fletores nos apoios intermediários reduzidos em 50% e, conseqüentemente, para os momentos fletores nos vãos aumentados em 40%.

Esse ensaio pode ser encarado como uma simulação de redistribuição de esforços provocada por variações de rigidez ao longo da viga devido à fissuração.

A carga de ruptura da viga 2 foi maior, indicando um ganho de resistência de aproximadamente 6% devido à destinação de uma parcela maior de momento fletor para os vãos.

A expectativa dos ensaios de Stuttgart era de que para uma relação entre largura da mesa e largura da alma maior que 3 (que é comum na prática) os resultados seriam ainda melhores, com maiores reduções da armadura sobre os apoios conduzindo a maiores ganhos de resistência última.

Considerando-se agora não mais apenas a fissuração no estágio II, mas também a formação de rótulas plásticas no estágio III as alterações na distribuição de momentos fletores são ainda maiores. Em estruturas hiperestáticas a capacidade resistente fica longe de ser esgotada se o limite de escoamento do aço ou a deformação limite do concreto forem atingidos em uma única seção transversal. Um tramo de viga de pórtico em edifício não rompe quando o momento limite for ultrapassado apenas em uma seção, ou no vão ou num apoio. A deformação plástica em tais pontos conduz a uma maior solicitação nas zonas adjacentes. Somente quando se inicia o escoamento em um vão e nas zonas dos apoios que a ele estão ligados, é que se perde a capacidade resistente. Surge então um mecanismo com uma cadeia de rótulas plásticas.

Entretanto, as verificações a serem feitas pela teoria da plasticidade (que é não-linear) são muito complicadas para a maioria dos casos verificados na prática. Existe por isso uma necessidade de critérios mais simples para se analisar e poder contar com a redistribuição de esforços.

O método indicado por MACCHI (1974), publicado pelo Boletim n.º 105 do CEB-FIP em 1974, indica que os momentos fletores nos apoios de vigas de edifícios podem ser diminuídos em até 25%, em função da posição da linha neutra e da porcentagem de armadura. Os momentos

fletores nos vãos devem ser aumentados correspondentemente segundo as condições de equilíbrio.

Ainda de acordo com MACCHI (1974), se as vigas puderem ser consideradas de seção T com largura da mesa maior que duas vezes a largura da alma, pode-se diminuir esses momentos fletores em valores até superiores a 50%, confirmando as previsões feitas anteriormente com base nos ensaios de Stuttgart.

A norma alemã DIN-1045 (1972) permite diminuir os momentos fletores sobre os apoios somente em até 15% sem qualquer condição ou demonstração adicional, adotando uma postura conservadora, como o faz também a NB1/78 (1978).

Já o TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992), em fase de elaboração, permite diminuir os momentos fletores sobre os apoios em 25% para estruturas de nós fixos e em 10% para estruturas de nós móveis. A idéia de se diferenciar os valores redutores permitidos para as estruturas de nós fixos e nós móveis revela coerência, sendo no entanto as porcentagens muito conservadoras.

Esse texto de revisão indica, ainda, que no caso de ser efetuada uma redistribuição, reduzindo um momento fletor sobre apoio de M para $\delta.M$, a relação entre o coeficiente δ e a posição da linha neutra na seção (x/d) deve obedecer as seguintes expressões:

$$\delta \geq 0,44 + 1,25 \cdot (x/d), \text{ para } f_{ck} \leq 35 \text{ MPa}$$

$$\delta \geq 0,56 + 1,25 \cdot (x/d), \text{ para } f_{ck} > 35 \text{ MPa}$$

onde:

δ : coeficiente de redistribuição;

x : altura da linha neutra;

d : altura útil da seção.

Provavelmente será permitido adotar outros valores limites maiores para a redistribuição de momentos fletores em vigas, desde que a estrutura seja calculada através análises não-lineares ou elasto-plásticas, com verificação da capacidade de rotação das rótulas.

O TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992) prescreve que após qualquer redistribuição devem ser verificadas as condições de ancoragem, sendo conveniente que se adotem espaçamentos menores para os estribos nas regiões onde ela ocorre.

É interessante notar que, a rigor, qualquer alteração no diagrama de momento fletor de uma viga acarreta, observando-se as condições de equilíbrio, modificações nas suas forças cortantes e reações de apoio. Entretanto esse fato pode ser desprezado se a sua influência for pequena.

Em pilares, onde a compressão é preponderante, a redistribuição de momentos fletores só deve ser efetuada se for consequência de redistribuições nas vigas que se ligam a eles.

Em edifícios usuais uma distribuição de momentos fletores pré-planejada pode facilitar inclusive as disposições construtivas dos pórticos nos vários pavimentos. No caso de pilares de extremidade rígidos e vigas de pequena altura surgem dificuldades para a colocação da armadura de transmissão do momento fletor entre esses elementos, às vezes com valor elevado.

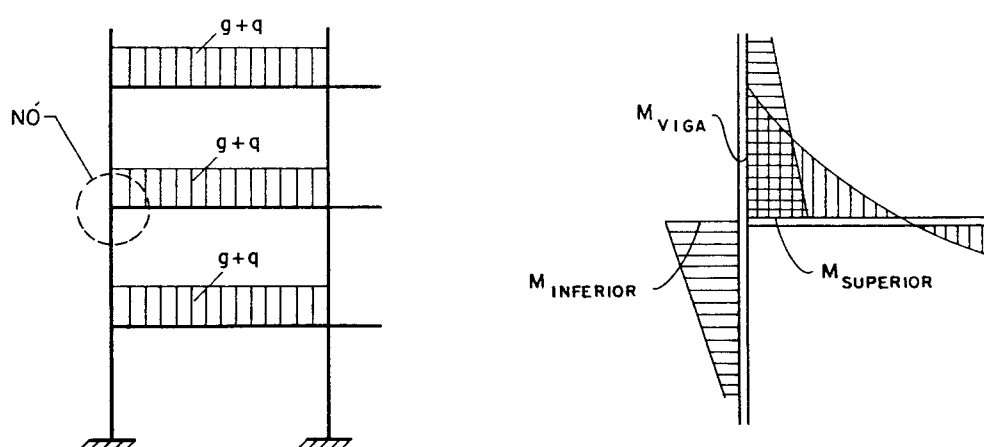


FIGURA 2.34 - Diagrama de momentos fletores em nó de extremidade de pórtico

Pode-se melhorar a situação dimensionando-se deliberadamente a armadura superior da viga para um momento fletor menor do que o calculado no estágio I, admitindo fissuração sobre o apoio e portanto

destinando maior esforço para o vão, do modo como já descrito anteriormente.

Uma transmissão de momento fletor com valor elevado da viga para pilares de extremidade contínuos provoca na região do nó não apenas esforços de tração muito desfavoráveis na direção diagonal, como também tensões de aderência perigosamente elevadas na armadura do pilar. Ambos os efeitos têm influência decisiva na capacidade resistente.

As tensões de aderência originam-se da alternância dos esforços, de tração para compressão, ao longo da altura da viga. Esse efeito pode ser melhor entendido pelo desenvolvimento esquemático dos esforços no nó, mostrado na figura 2.35 indicada por LEONHARDT (1978).

No caso da altura da viga ser pequena e o momento fletor resistido de valor elevado, as tensões de aderência atingem facilmente a resistência de aderência, e as tensões de fendilhamento que surgem enfraquecem principalmente a zona comprimida do pilar.

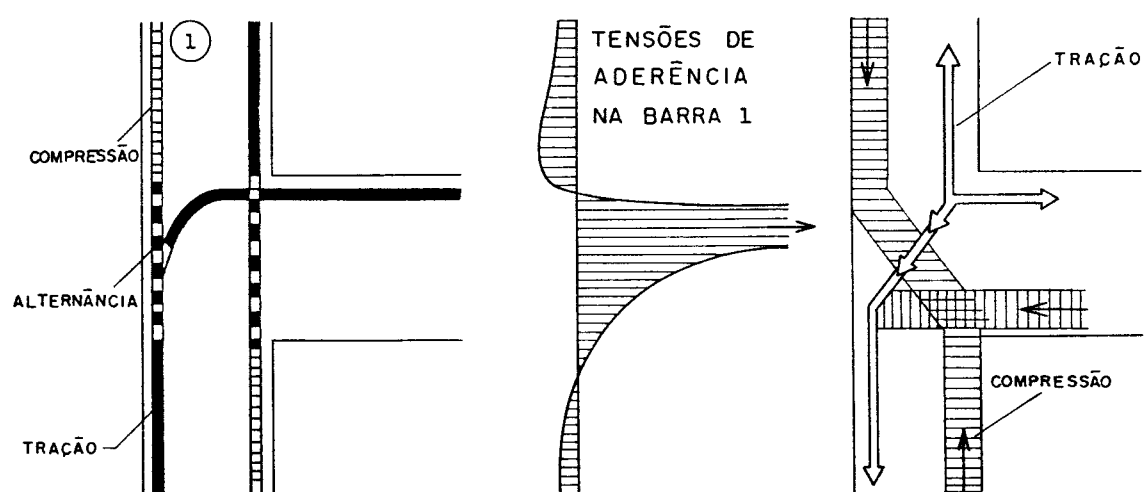


FIGURA 2.35 - Fluxo de esforços internos e tensões de aderência

Terminada essa análise um pouco mais detalhada sobre a redistribuição de momentos fletores em vigas de edifícios, pode-se agora estudar melhor o que ocorre no Edifício Vitória Régia, por exemplo no caso da viga VT01.

O modelo de viga contínua, permitido pela NB1/78 (1978), indica para o primeiro tramo desta viga o diagrama de momento fletor da figura 2.36.

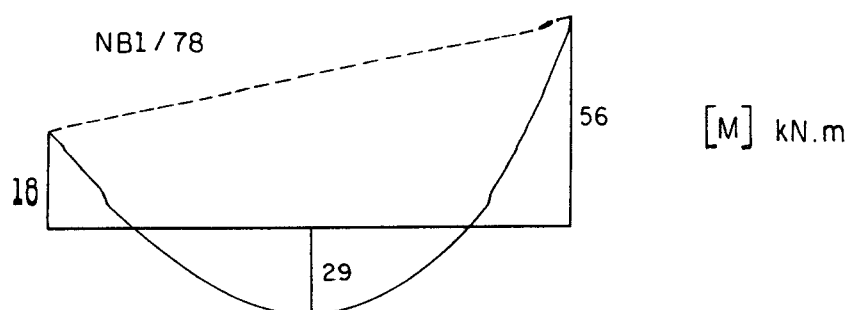


FIGURA 2.36 - Diagrama de momento fletor indicado pelo modelo de viga contínua para o primeiro tramo da viga VT01

Com as devidas correções prescritas pela NB1/78 (1978), bem como adoção de armadura mínima igual a $1,8 \text{ cm}^2$ de aço (que absorve nesse caso um momento fletor de 40 kN.m), resulta uma armação do primeiro tramo da viga VT01 ($20 \times 60 \text{ cm}$), em qualquer pavimento-tipo, dimensionada para absorver os momentos fletores indicados na figura 2.37.

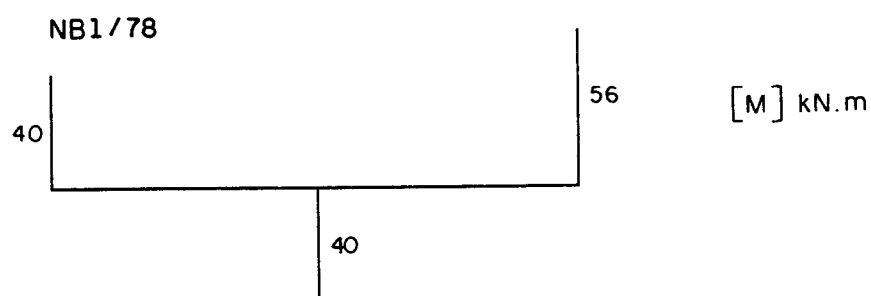


FIGURA 2.37 - Momentos fletores com os quais pode-se armar o primeiro tramo da viga VT01, segundo a NB1/78 (1978)

Entretanto, para o 17.º pavimento (último pavimento-tipo) o modelo tridimensional (cujos resultados serão considerados como os que

ocorrem na realidade, exatamente por ser esse o modelo que mais se aproxima dela) mostra que os momentos fletores que atuam no primeiro tramo da viga VT01 são os indicados no diagrama da figura 2.38.

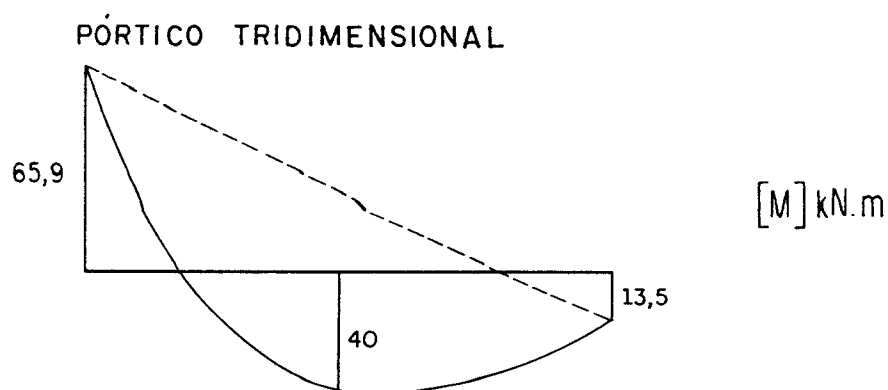


FIGURA 2.38 - Diagrama de momento fletor atuante no primeiro tramo da viga VT01 no 17.º pavimento

Junto ao apoio da esquerda, segundo o modelo permitido pela NB1/78 (1978), a viga VT01 estará armada para absorver um momento fletor de valor igual a 40 kN.m. Entretanto, no 17.º pavimento estará atuando neste local um momento fletor igual a 65,9 kN.m.

Ao absorver apenas 40 kN.m (diminuição de aproximadamente 40% no momento fletor atuante) haverá uma redistribuição de esforços gerando para esse tramo o diagrama de momento fletor mostrado na figura 2.39.

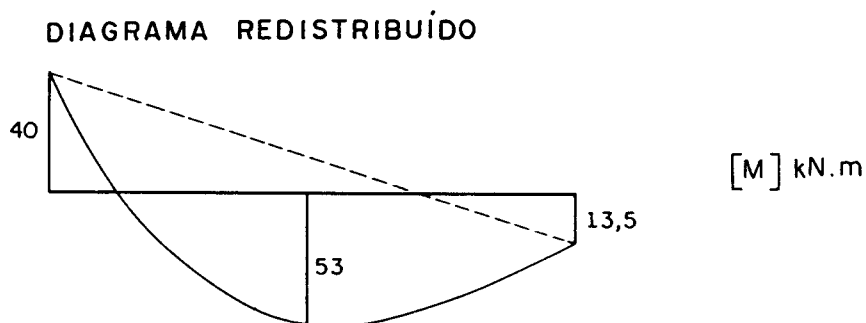


FIGURA 2.39 - Diagrama de momento fletor redistribuído para o primeiro tramo da viga VT01 no 17.º pavimento

Quanto à magnitude da redução do momento fletor no apoio (40%) a princípio não haveria problemas, segundo os estudos de Stuttgart em 1966 e MACCHI (1974).

Sobre o outro apoio (intermediário da viga) o momento fletor positivo de valor 13,5 kN.m pode ser absorvido pelo porta-estribos, pois é um valor muito baixo.

No entanto, no meio do vão a viga estaria armada para absorver um momento fletor de 40 kN.m e não 53 kN.m, que seria o atuante após a redistribuição. Essa diferença de 32,5% pode vir a trazer problemas a essa viga.

Pode-se concluir que a viga VT01, armada de acordo com o permitido pela NB1/78 (1978), não seria capaz de absorver uma redistribuição de esforços da ordem de grandeza necessária (redução de 40% no momento fletor sobre o apoio da esquerda), a não ser que se admita a formação de uma rótula plástica no meio do vão, o que não seria aconselhável.

Isso reforça a idéia de que, às vezes, nem mesmo uma redistribuição de momentos fletores pode tornar bem sucedida uma armação de viga-tipo feita com esforços obtidos segundo um modelo que não considera as deformações diferenciadas dos pilares de apoio ao longo da altura do edifício, como o modelo de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978) e, ao que tudo indica, também por sua nova versão.

2.5 Modelos utilizados na determinação de esforços solicitantes em pilares

De maneira simplificada, para efeito de análise dos esforços solicitantes, os pilares de edifícios podem ser classificados de acordo com a posição na forma estrutural em: pilares intermediários, de extremidade e de canto.

A cada uma dessas posições corresponderia uma situação de solicitação diferente.

A figura 2.40 ilustra a classificação de pilares segundo a posição na forma estrutural.

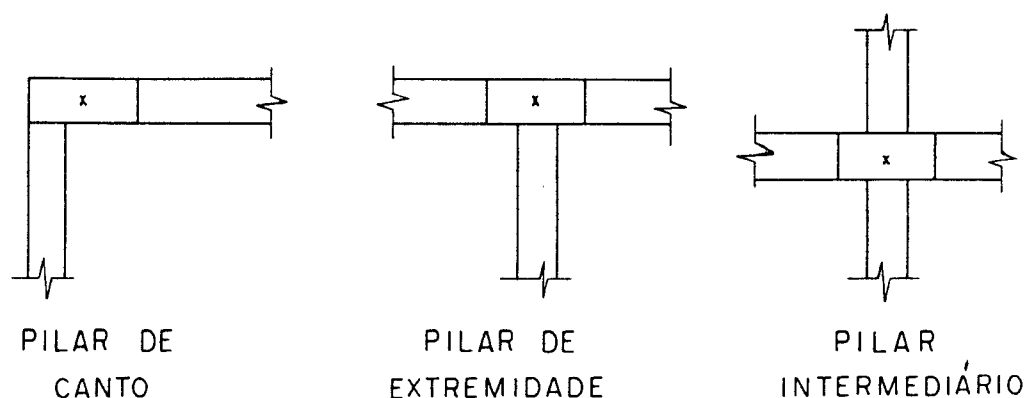


FIGURA 2.40 - Classificação de pilares segundo a posição na forma estrutural

Os pilares intermediários estão basicamente sujeitos às ações axiais de compressão. Como as vigas que se apoiam nesses pilares não sofrem interrupção sobre os mesmos, poderia-se admitir a princípio que os momentos fletores transmitidos a eles sejam desprezíveis.

Quanto aos pilares de extremidade, estes estariam submetidos à flexão normal composta devido à interrupção da viga perpendicular ao plano da flexão a ser considerada.

Já nos pilares de canto ocorreria uma flexão oblíqua composta, pois as vigas que neles se apoiam sofrem interrupção em dois planos perpendiculares entre si.

A NB1/78 (1978) admite que esse tipo de classificação de pilares de edifícios seja adotada em projetos.

Sendo coerente com o seu modelo de viga contínua a NB1/78 (1978) permite que para pilares intermediários não sejam considerados os momentos fletores transmitidos pelas vigas. Nada mais certo, uma vez que as vigas são calculadas como simplesmente apoiadas nesses pilares, e sem ligações rígidas.

Para os pilares de extremidade a NB1/78 (1978) também revela coerência ao manter a idéia de engastamento elástico entre viga e pilar. Assim, na primeira liberação de um nó de extremidade representado por viga + pilar superior + pilar inferior (pensando-se no Processo de Cross aplicado a um pórtico simplificado com engaste) tem-se os momentos fletores atuando nos elementos concorrentes mostrados na figura 2.41.

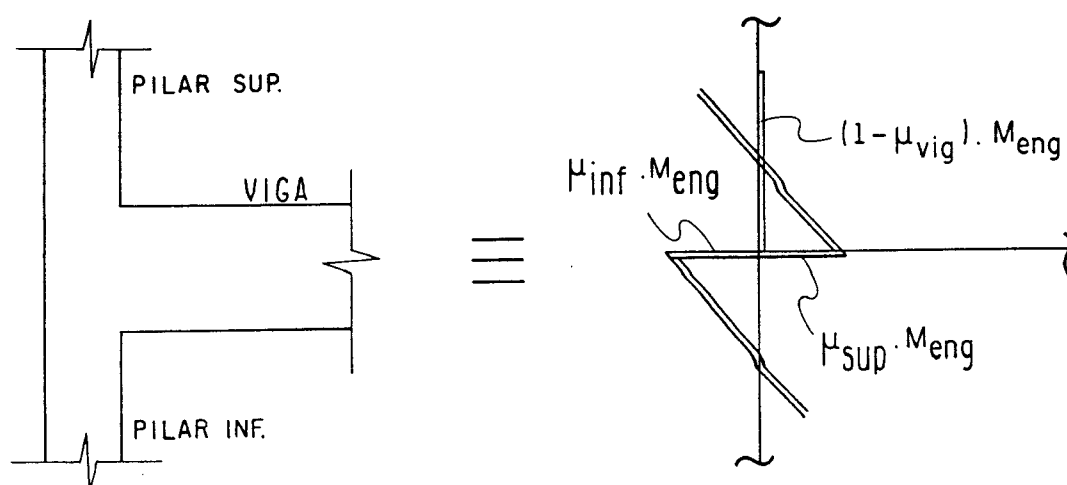


FIGURA 2.41 - Momentos fletores atuantes nos tramos de pilar superior e inferior segundo modelo permitido pela NB1/78 (1978)

Observe-se o equilíbrio do nó uma vez que, por definição, $\mu_{vig} + \mu_{sup} + \mu_{inf} = 1$. O momento fletor na viga representado por $(1 - \mu_{vig}) \cdot M_{eng}$ é exatamente o prescrito pela NB1/78 (1978) a ser aplicado nas extremidades de vigas consideradas como contínuas.

Deste modo, é permitido que se considere para efeito de dimensionamento de pilares de extremidade em edifícios os momentos fletores nos tramos superior (M_{sup}) e inferior (M_{inf}) dados pelas expressões 2.5 e 2.6, respectivamente.

$$M_{sup} = M_{eng} \cdot \frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{sup} + r_{inf}} \quad (2.5)$$

$$M_{inf} = M_{eng} \cdot \frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{sup} + r_{inf}} \quad (2.6)$$

onde:

M_{eng} : momento de engastamento perfeito do tramo extremo da viga no pilar;

r : I/ℓ (índice de rigidez);

I : momento de inércia à flexão;

ℓ : no caso da viga, comprimento de seu tramo extremo, e no caso dos tramos superior e inferior do pilar, distância de piso a piso;

r_{sup} : índice de rigidez do tramo de pilar superior;

r_{inf} : índice de rigidez do tramo de pilar inferior;

r_{vig} : índice de rigidez do tramo extremo da viga ligado ao pilar.

Além dos modelos indicados pela NB1/78 (1978) e por FUSCO (1981) pode-se obter os esforços solicitantes em pilares de edifícios através dos já comentados modelos de pórtico plano e tridimensional.

Também os modelos de pórtico simplificado com rótula e com engaste podem ser utilizados para obter momentos fletores em pilares. Entretanto não serão analisados pois, como já visto para as vigas, seus resultados são bem próximos dos obtidos com o modelo permitido pela NB1/78 (1978).

Do mesmo modo como foi feito para as vigas, e valendo as mesmas hipóteses, a análise dos modelos descritos será feita com base nos resultados de momento fletor obtidos para alguns pilares do Edifício Vitória Régia, exatamente os de apoio das vigas VT01, VT08 e VT09 já apresentadas.

2.6 Análise dos modelos de pilar com base em resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia

As figuras 2.43, 2.44 e 2.45 a seguir mostram valores de cálculo dos momentos fletores obtidos para os pilares de apoio das vigas VT01, VT09 e VT08 respectivamente.

Esses resultados representam os momentos fletores no tramo superior dos pilares (M_{sup}) ao nível de alguns pavimentos. Destaca-se que a diferença destes para os obtidos nos tramos inferiores (M_{inf}) foram muito pequenas, devido às características dos tramos serem as mesmas nos pavimentos-tipo analisados.

Para os pilares de apoio da viga VT01 (20x60cm) os resultados de momento fletor são mostrados a seguir.

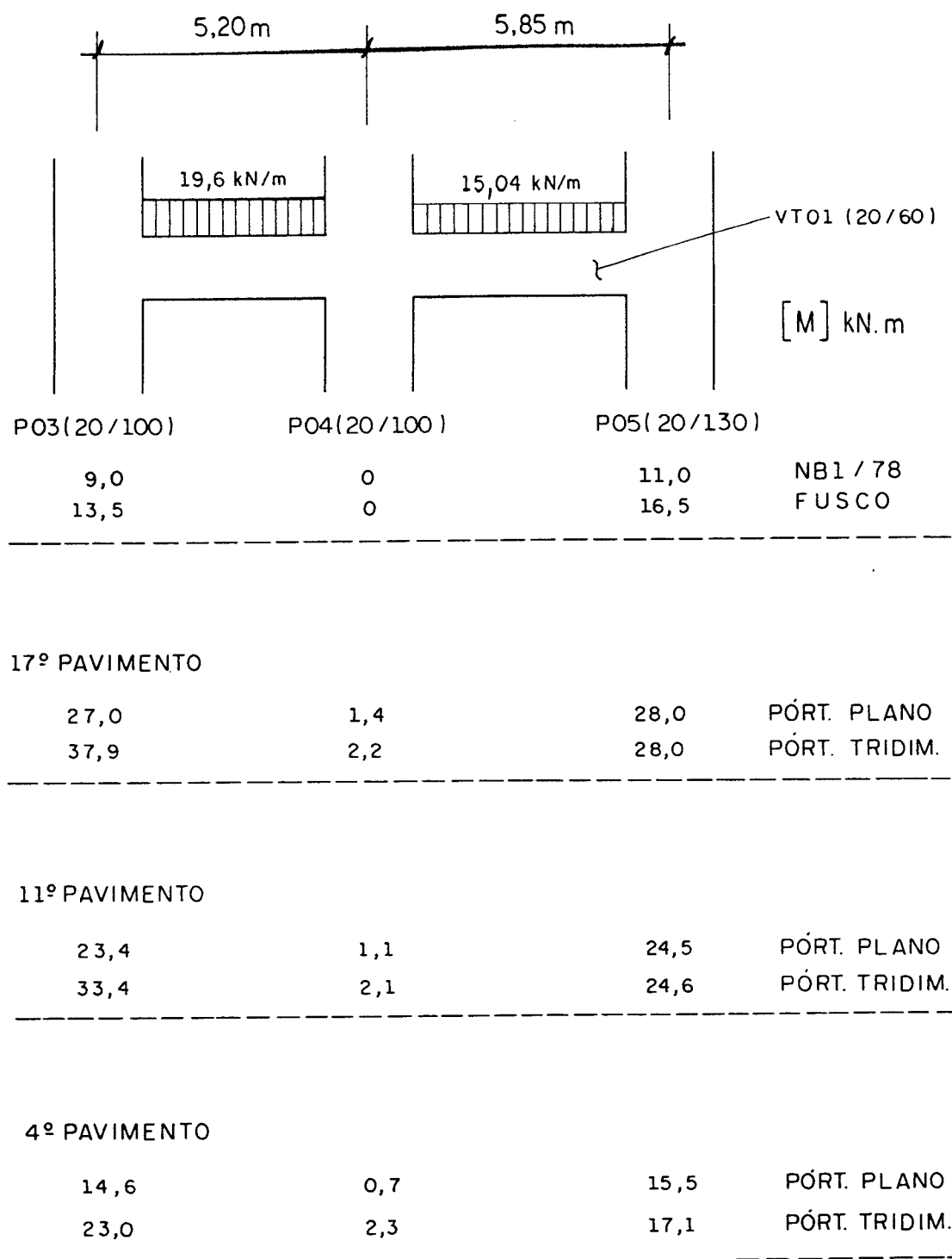


FIGURA 2.43 - Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT01

Já para os pilares de apoio da viga VT09 (20x60cm) obteve-se:

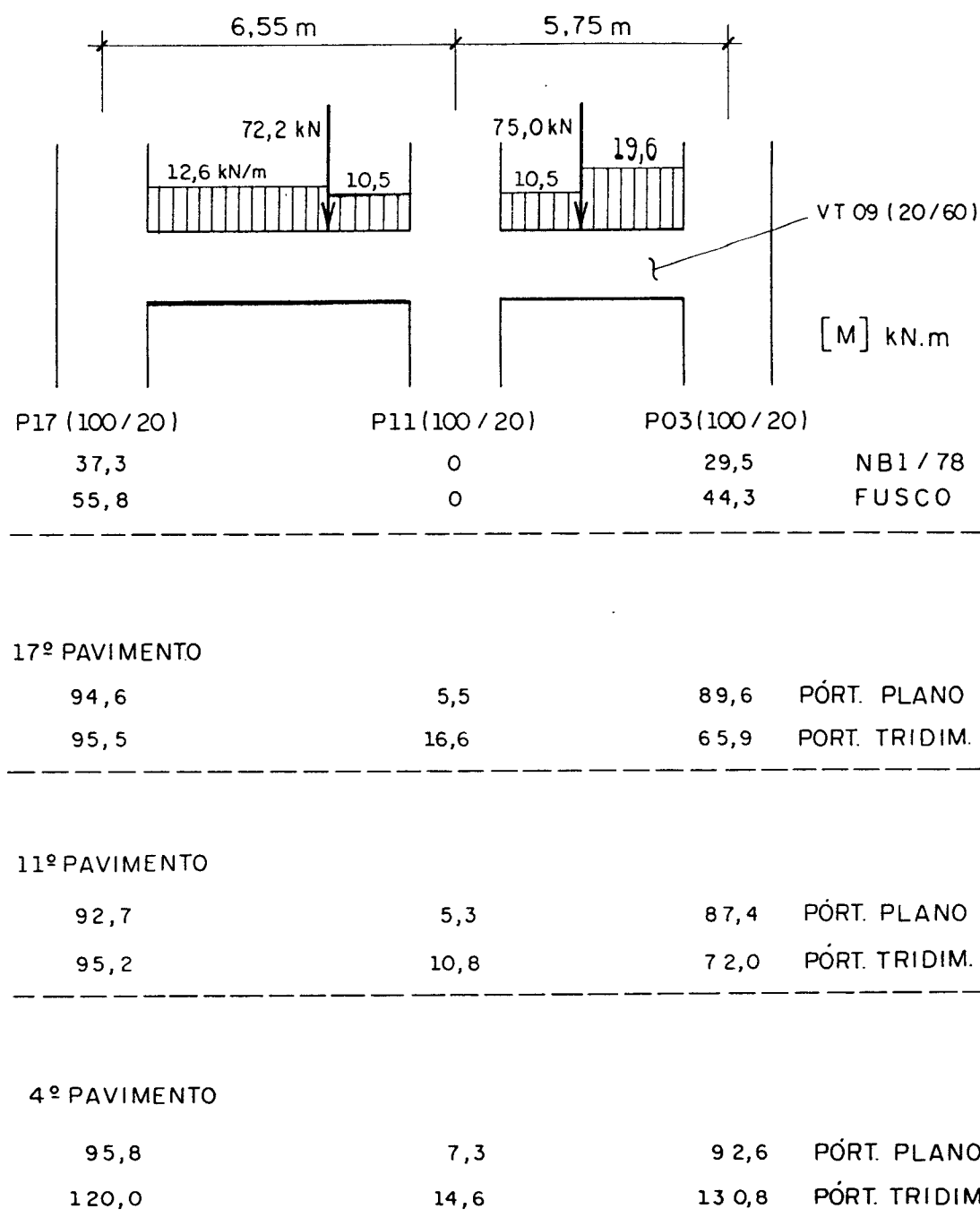


FIGURA 2.44 - Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT09

Quanto aos pilares de apoio da viga VT08 (20x60cm) os resultados de momento fletor se resumem na figura 2.45.

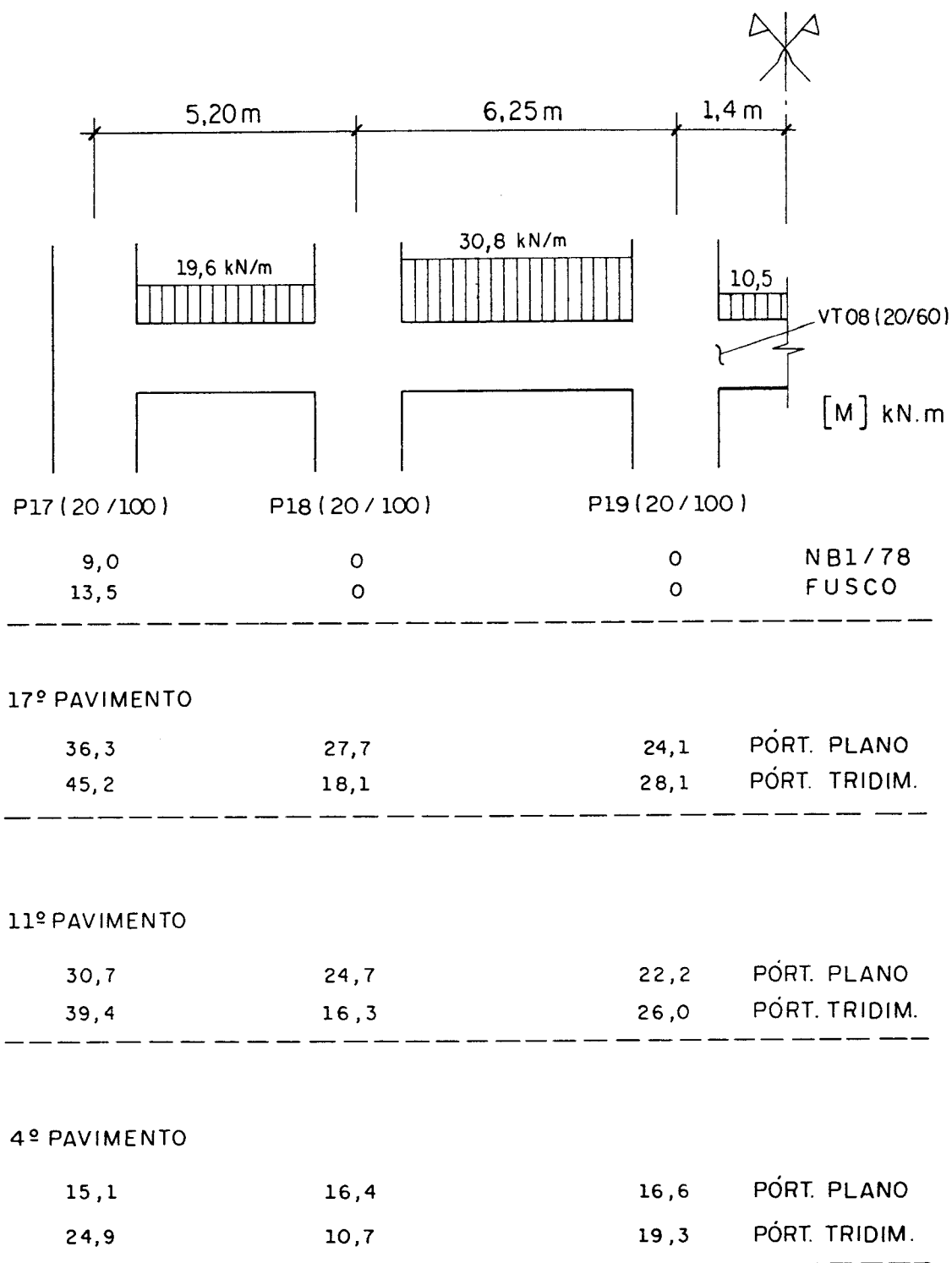


FIGURA 2.45 - Momentos fletores obtidos para os pilares de apoio da viga VT08

Analisando os resultados dos modelos de pórtico plano e tridimensional nota-se que o fato de haver deformações de maior valor nos pilares intermediários das vigas afeta não só os momentos fletores nessas

vigas, como também esses esforços transmitidos para os pilares. É natural que isso ocorra, inclusive em proporções equivalentes, por uma questão de equilíbrio do nó formado por viga + pilar.

Assim, para os pilares de extremidade ocorre um aumento dos momentos fletores ao longo da altura do edifício, do mesmo modo como verificado para as extremidades das vigas ligadas a eles. Exceção deve ser feita aos resultados nos pilares de extremidade da viga VT09, principalmente no 4.º pavimento, que estão por assim dizer "perturbados" pela presença de uma viga de transição que serve de apoio ao pilar P11.

Para melhor entender o que está ocorrendo, a figura 2.46 mostra o gráfico da evolução do momento fletor no pilar P03 (devido à sua ligação com a viga VT01) ao longo da altura do edifício, segundo o modelo de pórtico plano.

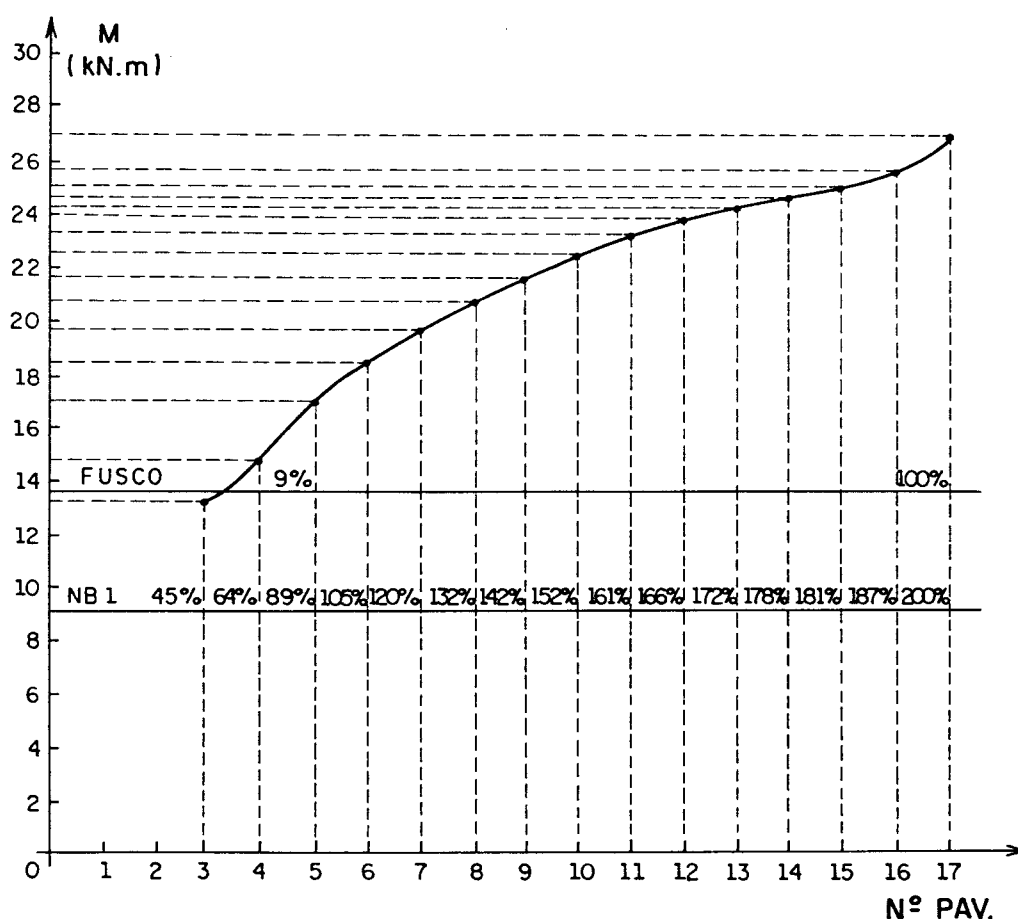


FIGURA 2.46 - Gráfico da evolução do momento fletor no pilar P03 devido a sua ligação com a viga VT01, segundo modelo de pórtico plano

Os resultados dos modelos de pórtico plano e tridimensional apresentaram algumas diferenças entre si ocasionadas em grande parte, como já verificado para as vigas, pela presença dos esforços de torção neste último modelo. Salienta-se que esses resultados apresentados segundo modelo tridimensional foram obtidos sem qualquer redução no momento de inércia à torção (I_t) das barras. Quando considerado o valor de 1% de I_t no processamento tridimensional essas diferenças praticamente se anularam.

Os resultados obtidos para os pilares de extremidade segundo o modelo permitido pela NB1/78 (1978), que não leva em conta a influência das deformações diferenciadas dos apoios das vigas, ficaram bem abaixo dos indicados pelos modelos de pórtico plano e tridimensional, inclusive para pavimentos inferiores onde a diferença é menor e se aproxima de 50%.

Desta maneira, para o 4.º pavimento os valores de momento fletor indicados por FUSCO (1981), que são exatamente os indicados pela NB1/78 (1978) multiplicados por 1,5, acabam tendo uma boa proximidade em relação aos indicados pelos modelos de pórtico plano e tridimensional.

Para esforços solicitantes em pilares de extremidade, o modelo permitido pela NB1/78 (1978) acaba por indicar valores que quando utilizados, em geral, não conduzem a problemas nas estruturas devido a três fatores. O primeiro seria a redistribuição de esforços atingida como consequência da redistribuição de esforços em vigas, já discutida anteriormente. Um segundo fator estaria relacionado à consideração de armadura mínima em tramos de pilares a partir da metade da altura do edifício aproximadamente, que acaba por absorver valores mais elevados de momento fletor com cargas axiais gradativamente diminuídas ao longo dos pavimentos. Além disso, no dimensionamento dos pilares deve-se somar os momentos fletores devidos ao vento.

Um observação interessante é que enquanto os momentos fletores nos pilares intermediários das vigas VT01 e VT09 apresentaram valores desprezíveis, o mesmo já não aconteceu na viga VT08. Nesse caso, esses momentos fletores apresentaram valores que inclusive ficaram próximos dos atuantes nos pilares de extremidade. Isso contraria a hipótese adotada no meio técnico (e também pela NB1/78) segundo a qual as solicitações de flexão nos pilares intermediários desta viga seriam desprezíveis (viga simplesmente apoiada no pilar).

Para um melhor entendimento sobre as consequências das diferenças entre os resultados dos modelos apresentados, procede-se a seguir ao cálculo da armadura (devida somente às ações verticais) para o pilar de canto P17 em vários tramos dos pavimentos-tipo do Edifício Vitória Régia.

2.6.1 Cálculo da armadura do pilar P17 solicitado por ações verticais; conclusões

O cálculo da armadura do pilar P17 (20/100) será feito utilizando os resultados do modelo tridimensional, por ser este o que mais se aproxima da realidade, e os indicados por FUSCO (1981), por ser o método simplificado mais comumente utilizado no meio técnico.

A figura 2.47 mostra as ligações do pilar de canto P17 (20/100) com as vigas VT08 e VT09.

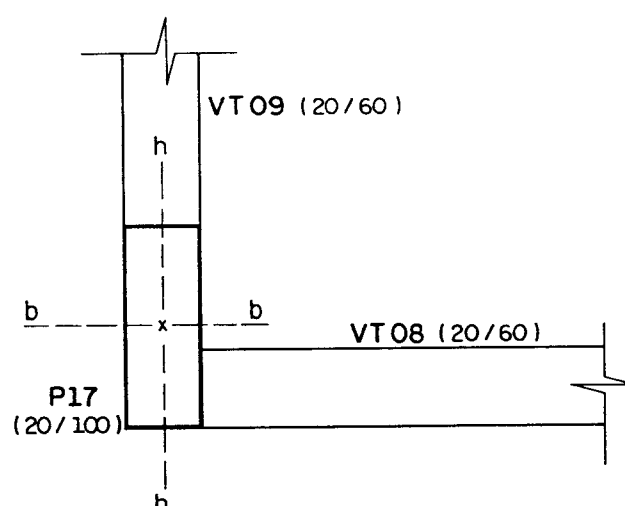


FIGURA 2.47 - Ligações do pilar de canto P17 com as vigas VT08 e VT09

Os dados e hipóteses indicados a seguir são usados na determinação da armadura:

$\ell_e = 2,80$ m (comprimento de flambagem do pilar)

$I_h = 0,01667$ m⁴ (momento de inércia segundo o eixo h-h)

$I_b = 0,000667$ m⁴ (momento de inércia segundo o eixo b-b)

$A = 0,20$ m² (área da seção transversal do pilar)

$$\lambda = \frac{\ell_e}{\sqrt{\frac{I}{A}}} \text{ (índice de esbeltez do pilar)}$$

$$\lambda_h = \frac{2,80}{\sqrt{\frac{0,01667}{0,20}}} = 9,7 < 40 \rightarrow \text{pilar curto}$$

$$\lambda_b = \frac{2,80}{\sqrt{\frac{0,000667}{0,20}}} = 48,5 > 40 \rightarrow \text{pilar medianamente esbelto}$$

A excentricidade accidental considerada nos cálculos foi a indicada pela NB1/78 (1978) sendo igual ao maior valor entre $x/30$ ou 2 cm, sendo o parâmetro x igual à dimensão do pilar segundo a direção analisada.

A tabela 2.1 mostra a ação normal de cálculo no pilar P17 (obtida com o modelo tridimensional) bem como a taxa de armadura W calculada para absorver os esforços indicados pelos modelos tridimensional e o sugerido por FUSCO (1981).

TABELA 2.1 - Taxas de armadura W para o pilar P17 em alguns pavimentos do Edifício Vitória Régia

PAVIMENTO	AÇÃO NORMAL	W (FUSCO)	W (TRIDIM.)
4.º pav.	2782 kN	2,13 %	2,30 %
9.º pav.	1852 kN	0,98 %	1,18 %
10.º pav.	1666 kN	0,80 % (*)	1,05 %
11.º pav.	1480 kN	0,59 %	0,80 % (*)
12.º pav.	1294 kN	0,30 %	0,45 %

A armadura mínima em pilares indicada pela NB1/78 (1978) corresponde a uma taxa W igual a 0,8 % (*) da seção do pilar.

Assim sendo, usando-se os resultados do modelo tridimensional, a partir do 11.º pavimento é necessária a adoção da armadura mínima, o que acontece já a partir do 10.º pavimento segundo os resultados indicados por FUSCO (1981).

A quantidade de armadura nos pilares é determinada sobretudo pela ação normal, que diminui gradativamente ao longo da altura do edifício. Isso acaba por obrigar, via de regra, o uso de armadura mínima a partir da metade da altura do edifício aproximadamente, como aconteceu para o pilar P17. Assim, os momentos fletores de valores mais elevados que aparecem nos pavimentos superiores não precisariam ser considerados uma vez que seriam absorvidos pela armadura mínima com baixos valores de ação normal.

Para o pilar P17 os resultados indicam que só do 10.º pavimento para baixo há a necessidade da consideração dos resultados do modelo tridimensional, embora as diferenças na taxa de armadura sejam relativamente pequenas em relação aos resultados do modelo simplificado. Por exemplo, para o 4.º pavimento essa diferença é de 8%.

Mas o que estaria acontecendo uma vez que no 4.º pavimento a diferença entre os momentos fletores (nas duas direções) indicados pelos dois modelos é de aproximadamente 85%?

Ocorre que essa diferença entre momentos fletores é por assim dizer amenizada quando da determinação da armadura por causa da adoção obrigatória de valores elevados de excentricidades acidentais (e_a) e de excentricidade de 2.ª ordem (e_2), no caso de $\lambda > 40$.

Observe-se na tabela 2.2 o que ocorre para a direção de menor inércia (b-b) do pilar P17, no 4.º pavimento.

TABELA 2.2 - Excentricidades para a direção de menor inércia do pilar P17

MODELO TRIDIM.	MODELO INDICADO POR FUSCO	DIFERENÇA
$e_i = 0,91$ cm	$e_i = 0,49$ cm	85,7%
$e_a = 2,0$ cm	$e_a = 2,0$ cm	
$e_2 = 1,4$ cm	$e_2 = 1,4$ cm	
<hr/>	<hr/>	
$e_{total} = 4,31$ cm	$e_{total} = 3,89$ cm	10,8%

Embora o cálculo da armadura não seja feito com base neste simples somatório de excentricidades, mas sim em diferentes combinações destas com as da outra direção definidas nas seções intermediária e de extremidade do tramo de pilar, pode-se ter uma idéia do "efeito de amenização" acima citado.

O valor da excentricidade acidental de 2,0 cm definido pela NB1/78 (1978) parece ser a princípio muito elevado, o que entretanto acaba contribuindo para que não haja problemas nos pilares ao se adotar métodos simplificados na determinação de seus momentos fletores, como o permitido pela própria NB1/78 (1978).

3 ESFORÇOS SOLICITANTES E DESLOCAMENTOS EM VIGAS E PILARES SOB AÇÕES HORIZONTAIS

3.1 Considerações iniciais

Primeiramente, deve-se destacar que o problema da análise de esforços solicitantes provenientes de ações horizontais de vento em estruturas de edifícios requer um estudo muito cuidadoso.

Por exemplo, em relação ao tipo de análise das ações de vento numa estrutura é muito comum a seguinte frase: "uma análise estática pode ser feita para edifícios baixos, que são aqueles onde uma análise dinâmica não se faz necessária".

Sem dúvida, apesar de comum, esta não é uma definição muito clara. Mas afinal, quando uma análise dinâmica se faz necessária? Em edifícios altos? Ora, o que são edifícios altos? Para encerrar, diria que são aqueles onde uma análise estática não reproduz de modo satisfatório os efeitos das ações de vento.

De maneira resumida e definitiva, deveria-se sempre proceder a uma análise dinâmica, uma vez que somente a observação de seus resultados permite avaliar se ela se faz necessária ou não.

A própria NB1/78 (1978) não contém um texto eficiente ao tratar das ações de vento, indicando somente que: "será exigida a consideração da ação do vento nas estruturas em que esta ação possa produzir efeitos estáticos ou dinâmicos importantes e, obrigatoriamente, no caso de estruturas com nós deslocáveis nas quais a altura seja maior que quatro vezes a largura menor ou em que, numa dada direção, o número de filas de pilares seja inferior a quatro". Estruturas de nós móveis são aquelas onde há a necessidade da consideração dos efeitos de 2.^a ordem global.

Ora, se os efeitos de 2.^a ordem global aparecem justamente devido às ações horizontais, nesse caso estas devem ser sempre

consideradas, independentemente da relação altura x largura menor do edifício ou número de filas de pilares.

A análise da ação de vento sobre estruturas de edifícios é de difícil abordagem por envolver aspectos determinísticos e probabilísticos.

No Brasil, a NBR6123 - FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES (NB599/1988) indica como quantificar a ação de vento em estruturas de edifícios, normalmente aplicada estaticamente. Na verdade, uma parcela correspondente a aproximadamente 50% da ação indicada por essa norma deveria ser considerada como uma ação flutuante atuando dinamicamente.

Sendo assim, o grande problema está em modelar de maneira correta a introdução dessas ações flutuantes (dinâmicas) sobre a estrutura do edifício.

Como não é objetivo deste trabalho estudar o problema da modelagem da introdução da ação de vento sobre estruturas de edifícios, será feita uma análise dos esforços solicitantes com essa ação aplicada estaticamente em sua totalidade.

3.2 Quantificação da ação de vento

Na quantificação da ação de vento deve-se levar em conta a sua variação, em direção e intensidade, com a estação do ano, altitude, proximidade do litoral e relevo da região.

No entanto, no projeto de estruturas permanentes interessam as máximas velocidades do vento, que ocorrem raramente e cujas previsões só podem ser feitas com bases estatísticas a partir de observações por tempo prolongado.

Do ponto de vista aerodinâmico interessa a forma da construção, disposições arquitetônicas, altura e localização das construções vizinhas e a inércia e deformabilidade do edifício.

Como já comentado, na prática corrente efetua-se um cálculo convencional não muito rigoroso em que se supõem as pressões de vento agindo estaticamente, conforme valores especificados pela NB599/88 (1988).

Para quantificar a ação de vento esta norma apresenta as definições de pressão dinâmica de obstrução e coeficiente de arrasto, como a seguir descritas.

a) Pressão dinâmica de obstrução

É a pressão exercida pelo vento atuando perpendicularmente a uma face plana do edifício, sendo dada pela expressão 3.1.

$$q_0 = 0,613 \cdot V_k^2 \quad (3.1)$$

onde:

q_0 : pressão dinâmica de obstrução, em Pa (N/m^2);

V_k : velocidade característica do vento, em m/s.

A velocidade característica do vento (V_k) é determinada através da expressão 3.2.

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (3.2)$$

onde:

V_0 : velocidade básica do vento, função do local onde a estrutura será construída (deve ser obtida segundo as chamadas isopletas de velocidade);

S_1 : fator topográfico, função das variações do relevo do terreno;

S_2 : fator de rugosidade, função da rugosidade do terreno, das dimensões da edificação e de sua altura sobre o terreno;

S_3 : fator estatístico, função do grau de segurança requerido e vida útil da edificação.

A velocidade básica do vento V_0 é a velocidade de uma rajada de três segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a dez metros acima do terreno, em campo aberto e plano.

Os fatores S_1 , S_2 e S_3 são adimensionais e podem ser obtidos por intermédio das tabelas constantes na NB599/88 (1988).

b) Coeficiente de arrasto

A idéia deste coeficiente é a de considerar a influência das dimensões da edificação sobre a pressão de obstrução. Quanto maior a relação entre a área de incidência do vento e a outra área lateral, bem como quanto maior a altura do edifício, mais elevado será o valor deste coeficiente que deverá majorar ou minorar a pressão dinâmica do vento, uma vez que pode assumir valor superior ou inferior à unidade.

Um ábaco constante na NB599/88 (1988) permite a determinação do valor do coeficiente de arrasto C_a para edificações paralelepípedas.

Desta maneira, a pressão final do vento (q) atuando sobre uma face plana do edifício é dada pela expressão 3.3.

$$q = C_a \cdot q_0 \quad (3.3)$$

onde:

C_a : coeficiente de arrasto (adimensional);
 q_0 : pressão dinâmica de obstrução.

Obtido o valor da pressão do vento, pode-se determinar uma ação horizontal uniforme linearmente distribuída ao longo da altura do edifício (w), segundo a expressão 3.4.

$$w = q \cdot \ell_1 \quad (3.4)$$

onde:

q : pressão do vento sobre uma face do edifício;
 ℓ_1 : dimensão do edifício, em planta, perpendicular à ação do vento.

Como o fator S_2 é variável com a altura da edificação a rigor deveria-se considerar uma ação linear também variável com a altura, e não

uniforme. Entretanto, constitui-se numa simplificação razoável adotar duas alturas médias resultando em dois trechos com ações horizontais de vento uniformes.

3.3 Modelos utilizados na determinação dos esforços solicitantes

Estimada a ação horizontal de vento atuante na estrutura cria-se condições para determinar os esforços solicitantes em vigas e pilares.

Se para as ações verticais existem modelos chamados de simplificados, como por exemplo o de viga contínua permitido pela NB1/78 (1978), que com análises rápidas conduzem a resultados até certo ponto bons, isso não acontece quando se trata de ações horizontais.

Nesse caso, os modelos ditos simplificados só conduzem a resultados razoáveis para estruturas com pórticos regulares e sem quaisquer "perturbações", como por exemplo pilares-parede com grande rigidez localizados junto a elevadores ou escadas (comumente chamados de núcleos estruturais), ou mesmo vigas de transição.

Além disso não são análises rápidas, envolvendo cálculos com um grande número de equações.

Sendo assim, o mais indicado é considerar análises feitas através dos modelos de pórticos planos ou tridimensional com auxílio de softwares cada vez mais difundidos no meio técnico.

3.3.1 Modelo de pórticos planos

Este tipo de análise pode ser feita através de uma associação plana de painéis, posicionando-se os pórticos e pilares-parede da direção analisada seqüencialmente num plano e interligando-os em cada pavimento por barras rotuladas em suas extremidades. Essas rótulas são essenciais para que não haja a introdução de momentos fletores adicionais nos pórticos.

A presença das lajes atuando, por hipótese, como um diafragma rígido (rigidez infinita em seu plano) provoca uma compatibilidade de deslocamentos em qualquer ponto do pavimento quando presentes as ações horizontais.

Desta maneira, as barras rotuladas de interligação dos pórticos, como também as vigas, devem ser introduzidas no modelo com elevada área da seção transversal para que não ocorra deformação axial nas mesmas, o que ocasionaria deslocamentos diferenciados ao longo de uma mesma linha horizontal da associação, contrariando a hipótese do diafragma rígido.

É necessário salientar que para as vigas somente deve-se alterar a área da seção transversal mantendo-se as características geométricas reais, como por exemplo o momento de inércia.

A associação plana de painéis assim idealizada é então submetida às ações horizontais de vento integrais atuantes na face do edifício perpendicular à direção a que pertencem os pórticos, sendo obtidos os esforços solicitantes em vigas e pilares através de softwares que se utilizem, por exemplo, do Processo dos Deslocamentos tratado matricialmente.

A figura 3.1 ilustra um modelo de associação plana de painéis.



FIGURA 3.1 - Modelo de associação plana de painéis

Devido a problemas de fissuração, inevitáveis em estruturas de concreto armado, é razoável ainda considerar uma inércia reduzida para vigas e pilares, a fim de simular a perda real desta.

O valor dessa redução deve estar em torno de 20% para os pilares e 50% para as vigas, onde a fissuração é maior.

Outro aspecto a destacar é referente ao efeito geométrico de torção global do edifício quando o vento atua em uma direção que não apresenta simetria estrutural. Naturalmente, os resultados de esforços

solicitantes gerados pelo modelo de associação plana de painéis não contemplam esse efeito.

Os momentos torçores em vigas também não aparecem nos resultados deste modelo.

3.3.2 Modelo tridimensional

Um modelo tridimensional utilizado na determinação dos esforços solicitantes devidos às ações horizontais de vento em edifícios constitui-se num poderoso instrumento de análise.

Levando em conta a tridimensionalidade aparecem os efeitos geométricos de torção global, com possibilidade inclusive de introdução do vento em quaisquer direções.

As diferenças entre os resultados de uma análise tridimensional e os de outra que considere apenas pórticos planos devem estar relacionadas aos momentos torçores em vigas e ao acoplamento de painéis perpendiculares, presentes somente na primeira.

Como já comentado no capítulo introdutório, os esforços de torção nas vigas podem ser diminuídos através da redução dos momentos de inércia à torção I_t das barras do modelo.

Também a idéia da redução dos momentos de inércia em vigas e pilares para simular o efeito da fissuração continua válida.

Quanto aos deslocamentos do edifício submetido às ações de vento esse modelo apresenta valores menores e mais representativos, já que considera o contraentamento em direções ortogonais.

Nos dias atuais existem vários softwares que determinam esforços solicitantes e deslocamentos em estruturas tridimensionais compostas por elementos de barra. Entretanto, neste trabalho será utilizado o programa SAP-90, desenvolvido na Califórnia (EUA) em 1990.

3.4 Análise dos modelos de pórticos planos e tridimensional com base nos resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia

Do mesmo modo como feito em capítulo anterior referente às ações verticais, os modelos plano e tridimensional submetidos agora às

ações horizontais serão analisados com base nos resultados obtidos para o Edifício Vitória Régia, já apresentado.

Procedendo-se à quantificação da ação do vento para esse edifício, segundo a NB599/88 (1988) tem-se:

$$h = 52,70 \text{ m}$$

$$V_0 = 45,0 \text{ m/s (São Carlos-SP)}$$

$$S_1 = 1,0 \text{ (terreno fracamente acidentado)}$$

Como o fator de rugosidade S_2 é variável com a altura serão considerados simplificadamente dois valores para esse fator, através de duas alturas médias do edifício ($z_A = 13,2 \text{ m}$ e $z_B = 39,5 \text{ m}$), gerando portanto dois trechos A e B de ações horizontais.

$$S_{2A} = 0,83$$

$$S_{2B} = 0,96 \text{ (zona urbanizada, altura total } h > 50 \text{ m)}$$

$$S_3 = 1,0 \text{ (edificação residencial)}$$

A figura 3.2 define os trechos A e B citados.

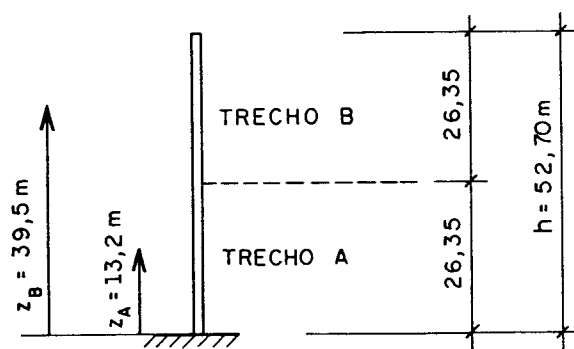


FIGURA 3.2 - Trechos com ações horizontais consideradas uniformes

Desta maneira, os valores das velocidades características do vento nos dois trechos são dados por:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3$$

$$V_{kA} = 45,0 \cdot 1,0 \cdot 0,83 \cdot 1,0 = 37,35 \text{ m/s}$$

$$V_{kB} = 45,0 \cdot 1,0 \cdot 0,96 \cdot 1,0 = 43,20 \text{ m/s}$$

As pressões dinâmicas de obstrução resultam em:

$$q_0 = 0,613 \cdot V_k^2$$

$$q_{0A} = 0,613 \cdot 37,35^2 = 855,1 \text{ N/m}^2$$

$$q_{0B} = 0,613 \cdot 43,20^2 = 1144,0 \text{ N/m}^2$$

Utilizando os ábacos constantes na NB599/88 (1988) determinam-se os coeficientes de arrasto para o vento atuando segundo as direções X e Y do edifício, mostradas na figura a seguir.

$$C_{ax} = 0,97$$

$$C_{ay} = 1,39$$

A figura 3.3 ilustra as direções X e Y do Edifício Vitória Régia.

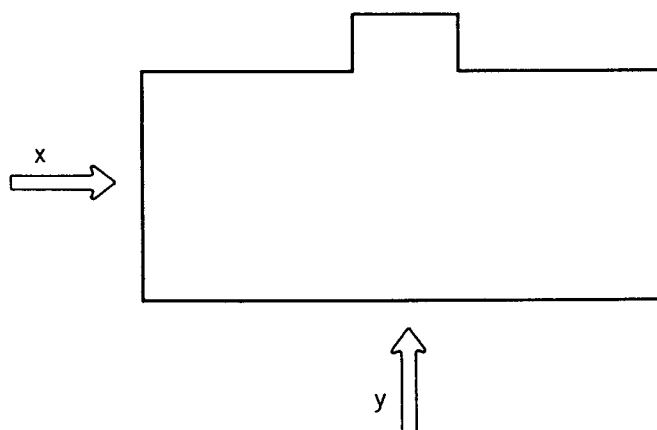


FIGURA 3.3 - Direções X e Y do Edifício Vitória Régia

Portanto, os valores característicos das ações horizontais uniformes linearmente distribuídas ao longo da altura do edifício atuando segundo a direção X, nos trechos A e B, são dadas por:

$$w_x = C_{ax} \cdot q_0 \cdot l_x$$

$$w_{xA} = 0,97 \cdot 0,8551 \cdot 11,60 = 9,6 \text{ kN/m}$$

$$w_{xB} = 0,97 \cdot 1,144 \cdot 11,60 = 12,9 \text{ kN/m}$$

Para a direção Y tem-se:

$$w_y = C_{ay} \cdot q_0 \cdot l_y$$

$$w_{yA} = 1,39 \cdot 0,8551 \cdot 26,10 = 31,0 \text{ kN/m}$$

$$w_{yB} = 1,39 \cdot 1,144 \cdot 26,10 = 41,5 \text{ kN/m}$$

A figura 3.4 ilustra os valores característicos das ações horizontais de vento atuantes sobre o Edifício Vitória Régia, segundo as direções X e Y.

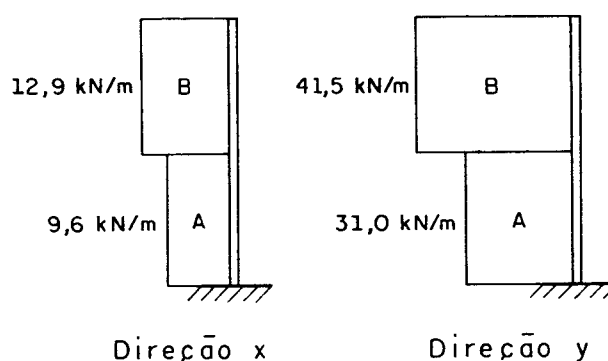


FIGURA 3.4 - Valores característicos das ações horizontais de vento atuantes segundo as direções X e Y

Quantificado o vento, os modelos de associação plana de painéis e tridimensional do edifício foram submetidos às ações acima determinadas multiplicadas por 1,4.

Deve-se salientar que uma vez considerado um modelo linear, como no presente caso, os esforços solicitantes oriundos da atuação das ações horizontais com valores característicos podem ser obtidos dividindo-se os resultados aqui apresentados por 1,4.

Não considera-se qualquer redução nos valores de momento de inércia de vigas ou pilares, o que seria feito para levar em conta de maneira aproximada o efeito da fissuração, como já comentado.

Também a opção de incorporar trechos de pilares como barras horizontais rígidas dos modelos, obtendo-se os esforços nas extremidades de vigas junto às faces dos pilares, não é adotada. As barras que representam as vigas concorrem portanto no centro de gravidade dos pilares de apoio, tendo sido necessário proceder a pequenos deslocamentos em alguns eixos de vigas, a fim de caracterizar perfeitamente os nós.

Quanto aos esforços de torção nas vigas, num primeiro processamento tridimensional não são consideradas reduções nos valores de momento de inércia à torção das barras do modelo. Posteriormente num segundo processamento tridimensional são feitas essas reduções, para comparação com os resultados do modelo de associação plana de painéis.

3.4.1 Modelo de associação plana de painéis

Utiliza-se o programa PPLAN-4 (1991) para a modelagem das associações planas de painéis do Edifício Vitória Régia, segundo as direções X e Y onde se considera a ação de vento atuando.

A figura 3.5 a seguir mostra a associação plana de painéis para a direção X.

Para a direção Y devido à existência de simetria pôde-se modelar somente uma "metade" da estrutura, com "metade" do valor da ação de vento.

Na figura 3.6 é mostrada a associação plana de painéis para a direção Y.

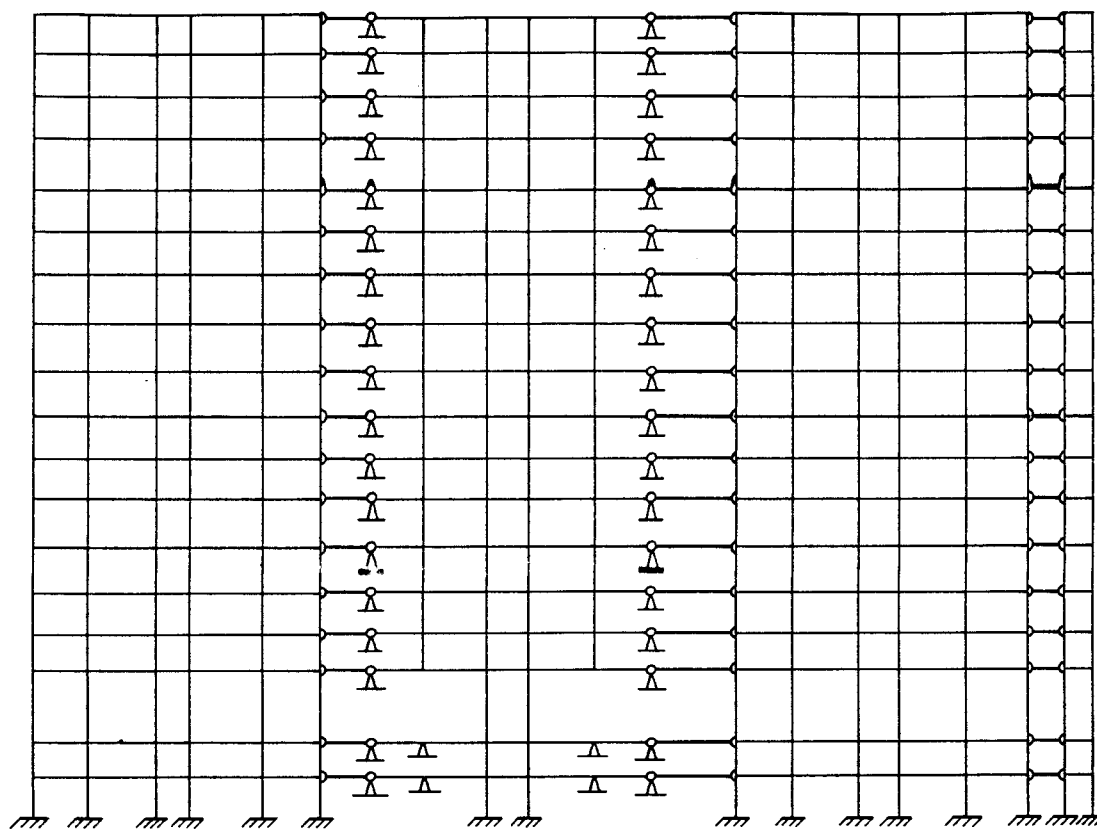


FIGURA 3.5 - Associação plana de painéis para a direção X do Edifício Vitória Régia

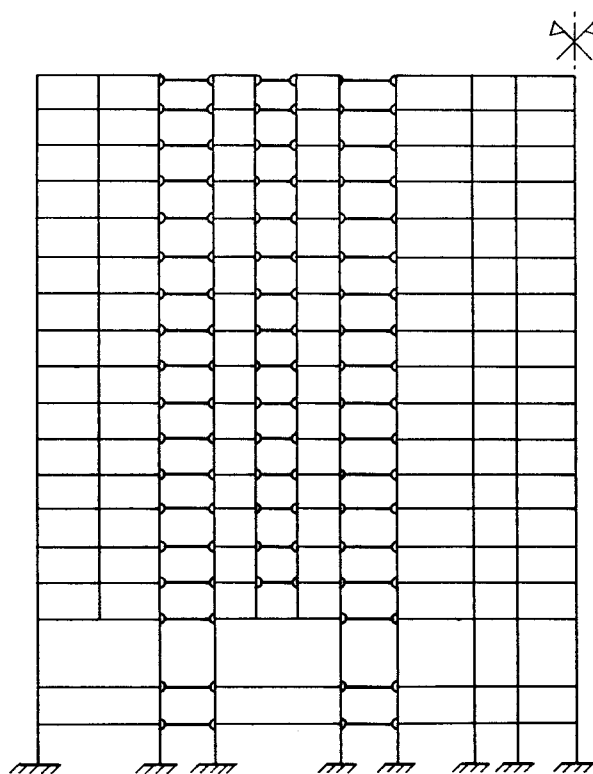


FIGURA 3.6 - Associação plana de painéis para a direção Y do Edifício Vitória Régia

3.4.2 Modelo tridimensional

Utiliza-se o programa SAP-90 (1990), com introdução das ações de vento também segundo as direções X e Y já definidas.

A fim de simular a presença das lajes atuando como um diafragma rígido nos pavimentos, esse programa apresenta um recurso denominado nó mestre (master joint). Entretanto também há a possibilidade da introdução de barras de travamento nas lajes, da maneira como mostrado na figura 3.7. Essas barras devem possuir elevada área da seção transversal (axialmente indeformáveis), momentos de inércia nulos e ausência de peso-próprio. Esta última opção foi adotada.

Neste caso, deve-se somente tomar cuidado com os valores das forças axiais nas vigas, que podem não ser as que realmente atuam.

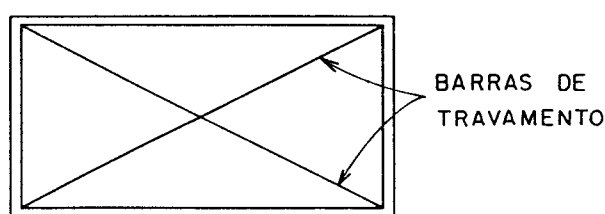


FIGURA 3.7 - Barras de travamento das lajes simulando diafragma rígido

Desse modo estando o edifício submetido à ação horizontal de vento os pavimentos se deslocam como chapas rígidas.

Ainda, duas considerações devem ser feitas a respeito da modelagem tridimensional do Edifício Vitória Régia por intermédio do programa SAP-90 (1990):

- nos pilares em que há redução da seção transversal ao longo da altura manteve-se a posição do centro de gravidade, independente de isso ocorrer ou não no projeto;
- considera-se apenas a "torre" do edifício, desprezando-se a periferia dos pavimentos inferiores (mezzanino, térreo e subsolo);

A figura 3.8 ilustra o modelo tridimensional do edifício gerado pelo aplicativo SAPLOT-90. É o mesmo modelo definido para as ações verticais.

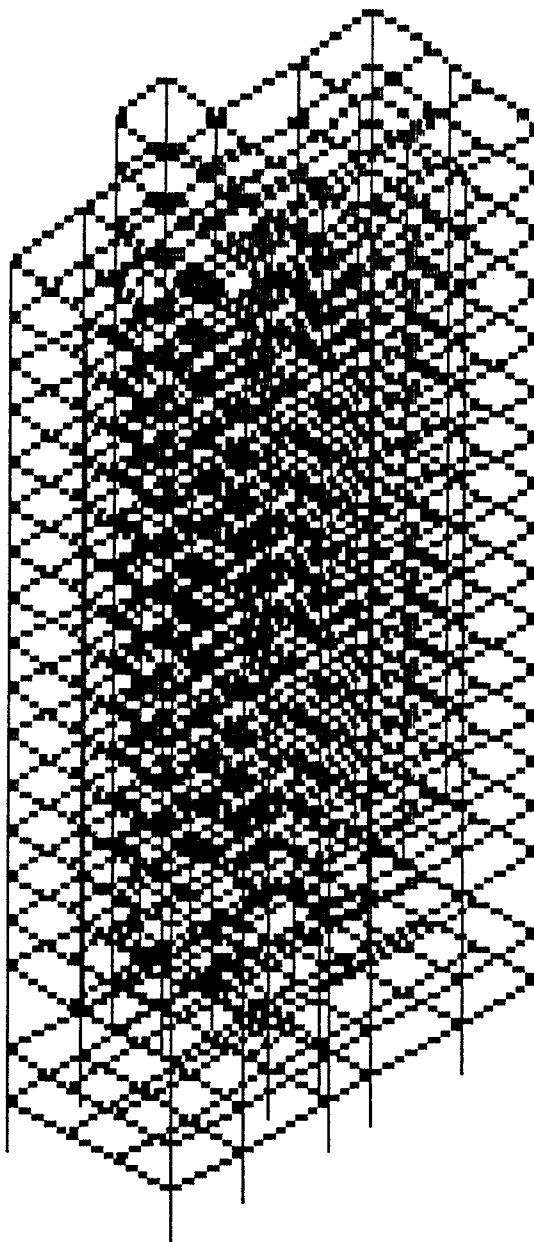


FIGURA 3.8 - Modelo tridimensional do Edifício Vitória Régia

3.4.3 Apresentação e análise dos resultados dos modelos

O primeiro problema que surge frente a uma análise de resultados obtidos quando se submete um edifício a ações horizontais é

estabelecer o que se pretende verificar. Não há como fugir desta questão uma vez que neste caso existe uma variedade enorme de aspectos envolvidos.

Seria aqui desnecessário, bem como improdutivo, tentar abranger todos esses aspectos, tais como: momentos fletores, momentos torçores, forças normais, forças cortantes, deslocamentos de nós, deformação axial e rotação de barras, e torção global de um edifício que possui 720 nós e 1407 barras.

Caso isso fosse feito, esse capítulo se resumiria em mera apresentação de extensas tabelas de resultados.

Como a proposta principal deste trabalho é a de analisar a evolução de esforços solicitantes em edifícios de múltiplos pavimentos e comparar os resultados dos modelos plano e tridimensional, foram escolhidos um pilar de canto e as vigas que se ligam a ele para que isso fosse feito. Trata-se do pilar P17 (20x100 cm) no qual concorrem as vigas VT08 (20x60 cm) e VT09 (20x60 cm) no pavimento-tipo (figura 3.9). Para esses elementos são analisados apenas momentos fletores.

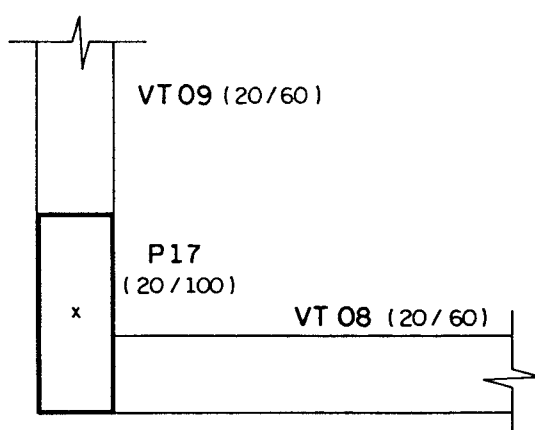


FIGURA 3.9 - Pilar P17 com as vigas VT08 e VT09 do pavimento-tipo

Mais adiante é feita a combinação dos momentos fletores oriundos das ações verticais e horizontais na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, da maneira como prescreve a NBR-8681 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS para verificação do estado limite último de esgotamento da capacidade resistente.

Analisando inicialmente os deslocamentos do topo do edifício foram obtidos, para a ação de vento atuando segundo a direção X, os resultados mostrados na figura 3.10.

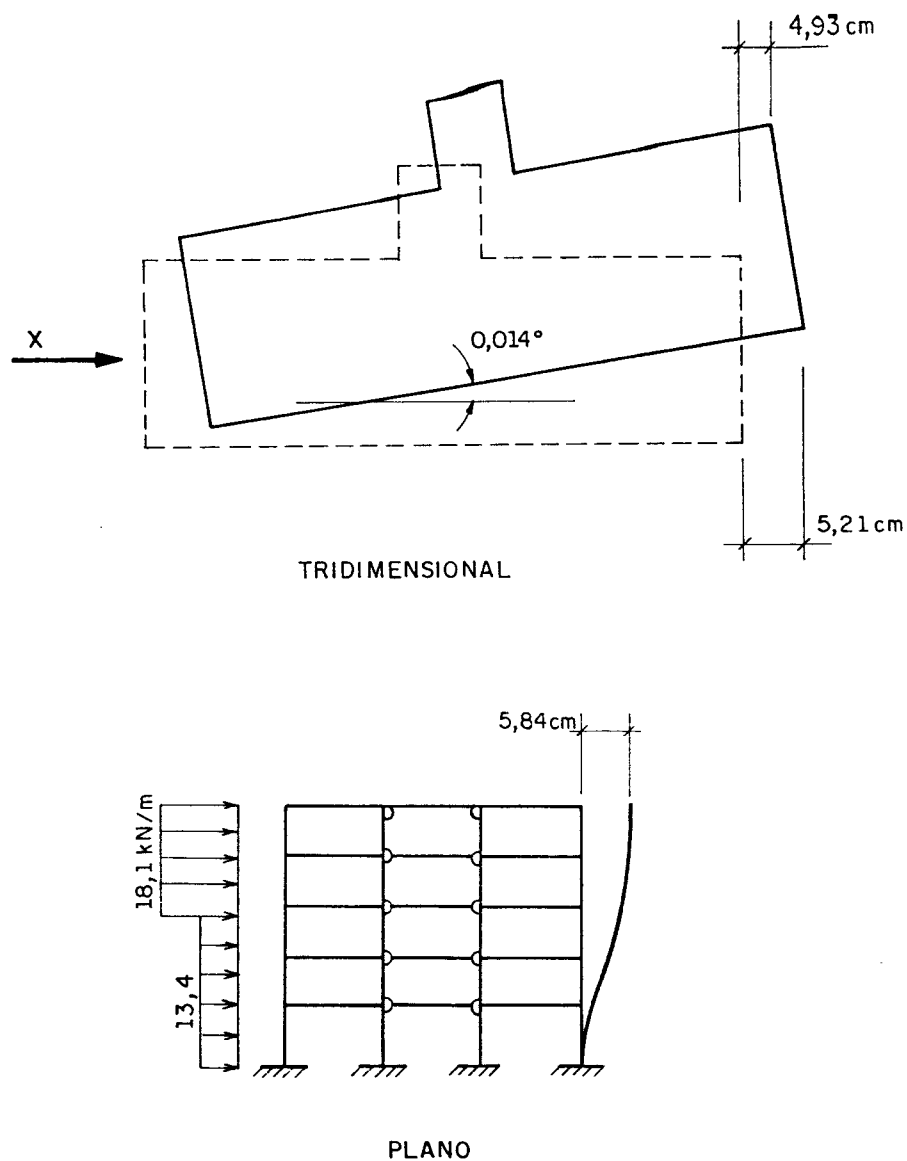


FIGURA 3.10 - Deslocamentos do topo do edifício para a ação de vento atuando segundo a direção X

Já a figura 3.11 ilustra os resultados com a ação de vento atuando segundo a direção Y, para a qual há uma simetria estrutural.

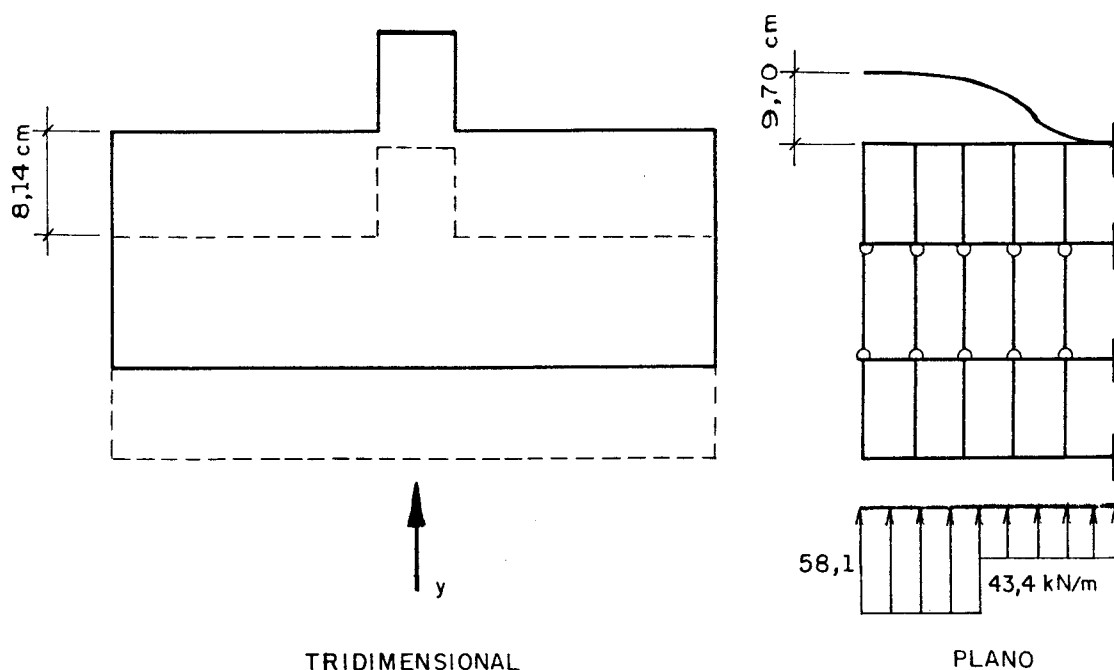


FIGURA 3.11 - Deslocamentos do topo do edifício para a ação de vento atuando segundo direção Y

Com a ação de vento atuando segundo a direção X o modelo tridimensional mostrou o aparecimento de uma pequena torção global do edifício ($\sim 0,014^\circ$ no último pavimento). Naturalmente isso já era esperado uma vez que não há simetria estrutural nessa direção. Como já comentado o modelo plano não contempla esse aspecto. Não obstante, apresentou um deslocamento do topo de valor próximo.

Para a ação de vento atuando segundo a direção Y a diferença entre os resultados dos dois modelos também foi pequena, apresentando o modelo plano um valor de deslocamento do topo cerca de 20% mais elevado.

Na verdade uma associação plana de painéis deve mesmo apresentar valores superiores de deslocamentos horizontais em relação a um modelo tridimensional, uma vez que não leva em conta os elementos de barra (vigas) que efetuam um "travamento" na direção ortogonal à atuação do vento.

Pode-se concluir que, para analisar deslocamentos, uma análise plana do Edifício Vitória Régia seria suficientemente boa, e a favor da segurança.

Algumas normas internacionais estabelecem valores de deslocamento do topo de edifícios além dos quais estaria havendo uma deformação excessiva, podendo prejudicar principalmente o bom funcionamento dos elementos não-estruturais, como portas, janelas e caixilhos em geral.

Para o American Concrete Institute (A.C.I.) esse valor limite é igual a 0,6 vezes o número de pavimentos (10,8 cm para o Edifício Vitória Régia).

No Brasil, a prática corrente entre os projetistas indica um valor limite igual a 1/500 da altura do edifício (10,5 cm para o Edifício Vitória Régia).

Em relação a esses parâmetros, o edifício aqui analisado estaria apresentando deformações plenamente aceitáveis.

Quanto aos esforços solicitantes, como já dito, será analisada a evolução dos momentos fletores no pilar P17 ao longo da altura do edifício.

As figuras 3.12 e 3.13 nas páginas seguintes mostram os momentos fletores obtidos para os tramos desse pilar através dos modelos plano e tridimensional, com a ação de vento atuando segundo as direções X e Y, respectivamente.

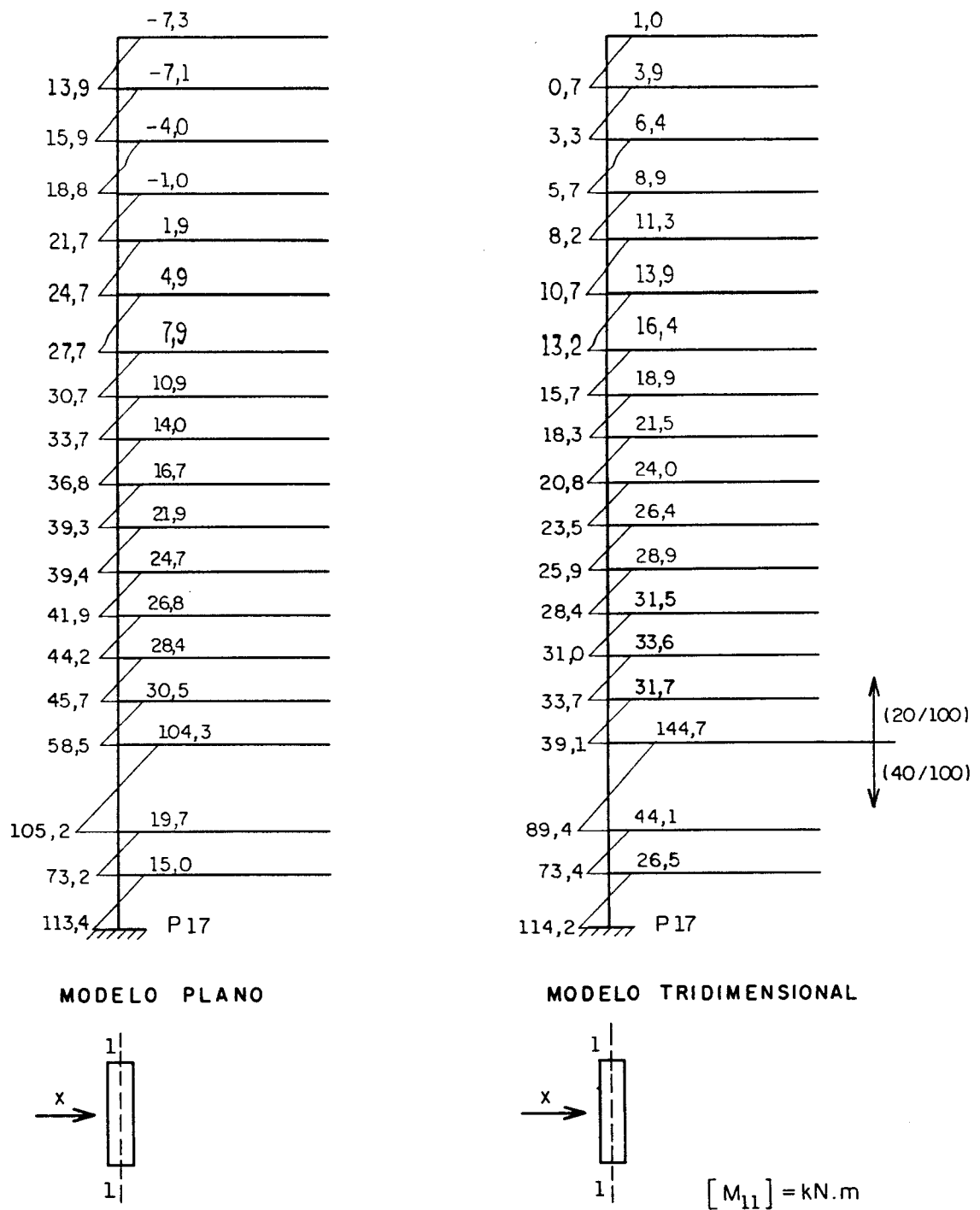


FIGURA 3.12 - Momentos fletores nos tramos do pilar P17 para a ação de vento atuando segundo a direção X

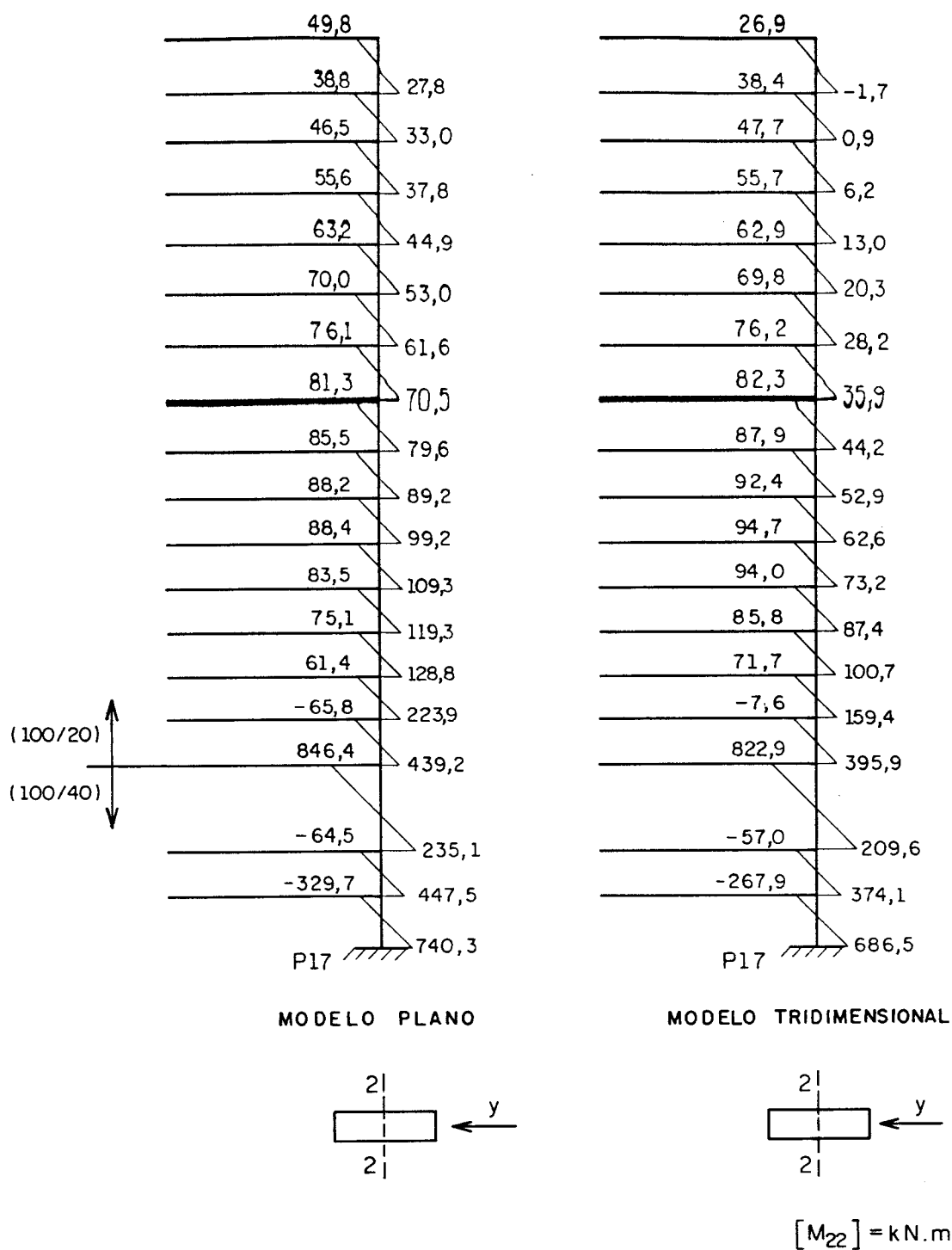


FIGURA 3.13 - Momentos fletores nos tramos do pilar P17 para a ação de vento atuando segundo a direção Y

Esses resultados indicam que há uma redução dos momentos fletores M_{Sup} (tramo superior a um nó) e M_{Inf} (tramo inferior) ao longo da altura do edifício submetido à ação horizontal de vento.

Outra observação é referente à não concordância entre os valores de M_{sup} e M_{inf} , o que ocorria para ações verticais ($M_{sup} \sim M_{inf}$).

Na região do pavimento de transição (3.º pavimento) pode-se notar valores elevados de momento fletor no pilar P17, principalmente para a direção Y na qual existe uma viga de transição ligada a esse pilar, com seção de 60 x 180 cm (servindo de apoio para o pilar P11). Isso se deve à grande rigidez conferida por esse elemento de seção transversal muito maior que os demais em sua posição ao longo da altura (vigas com seção de 20 x 60 cm).

Em relação aos resultados dos dois modelos surgem diferenças até certo ponto consideráveis. Do mesmo modo como para as ações verticais é bom salientar que isso ocorre principalmente devido aos esforços de torção nas vigas, presentes somente nos resultados do modelo tridimensional. Em algumas delas, como por exemplo as do pavimento de transição aparecem esforços de torção de até 50 kN.m, ou seja, valores bem elevados.

Um processamento tridimensional posterior, considerando valores reduzidos (1%) dos momentos de inércia à torção das barras do modelo, praticamente eliminou os esforços de torção nas vigas, bem como diminuiu consideravelmente as referidas diferenças de momento fletor no pilar P17.

Com as ações horizontais atuando nos sentidos X e Y indicados na figura 3.3, deve-se destacar que os momentos fletores gerados no pilar P17 aliviam os oriundos das ações verticais. Neste caso, para efeito de dimensionamento devem então ser consideradas essas ações atuantes nos sentidos (-X) e (-Y), quando os momentos fletores se somarão aos da ação vertical. Via de regra, os esforços críticos dessa combinação acontecem na região do pavimento de transição (se houver), e após essa chamada "perturbação", ocorrem na altura média do edifício (como será visto mais adiante para o caso do Edifício Vitória Régia).

É bom lembrar que para as ações verticais os valores de momento fletor no pilar P17 aumentam ao longo da altura do edifício, como mostrado no capítulo anterior.

Em relação aos esforços normais nos pilares, estes apresentaram valores muito baixos em relação aos oriundos da ação vertical.

Quanto aos momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, foram obtidos os resultados mostrados na figura 3.14, para a ação de vento atuando segundo a direção X.

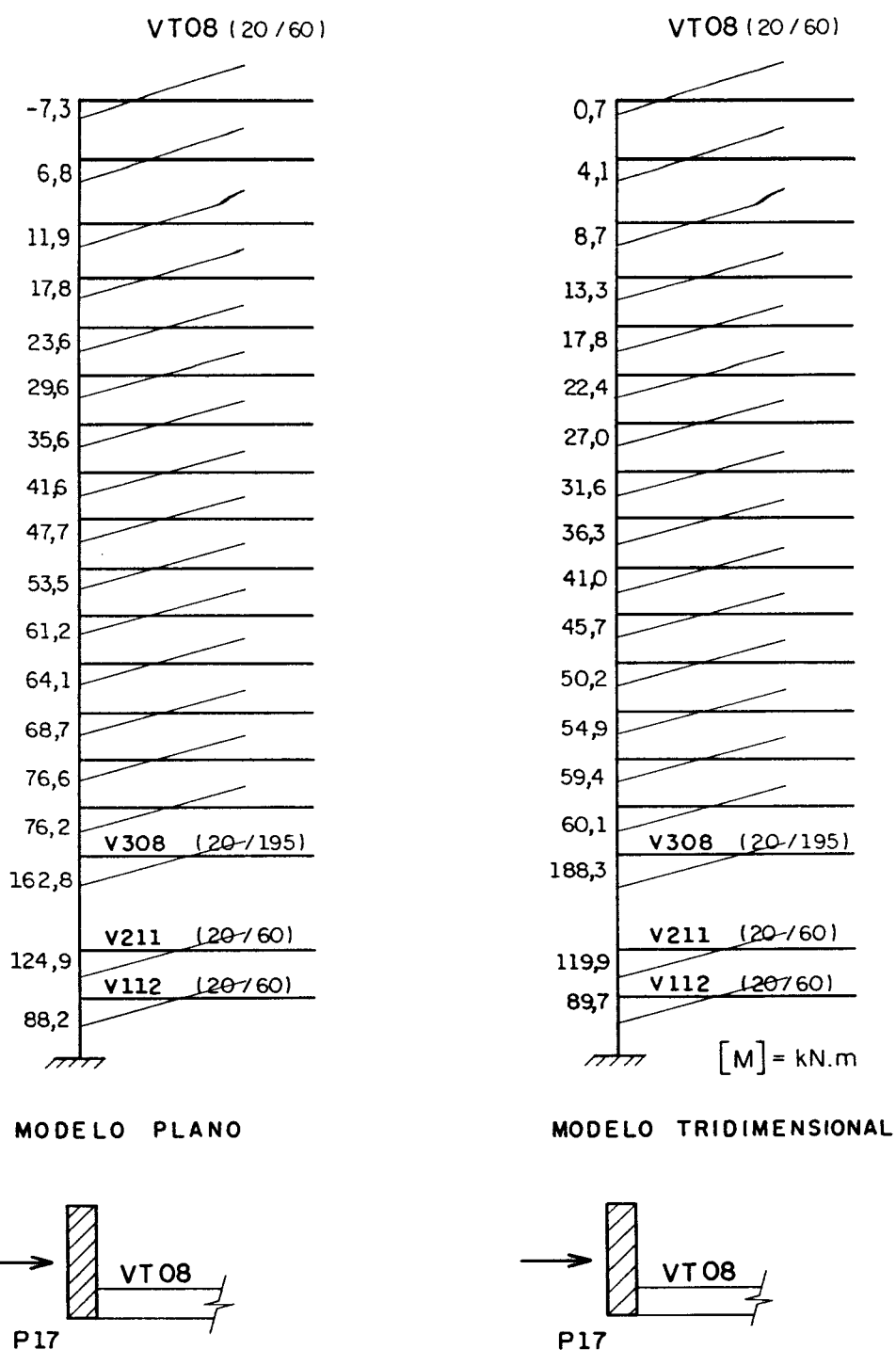


FIGURA 3.14 - Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, com a ação de vento atuando segundo a direção X

Para a extremidade da viga VT09, também junto ao pilar P17, os momentos fletores oriundos da ação de vento atuando agora segundo a direção Y estão mostrados na figura 3.15.

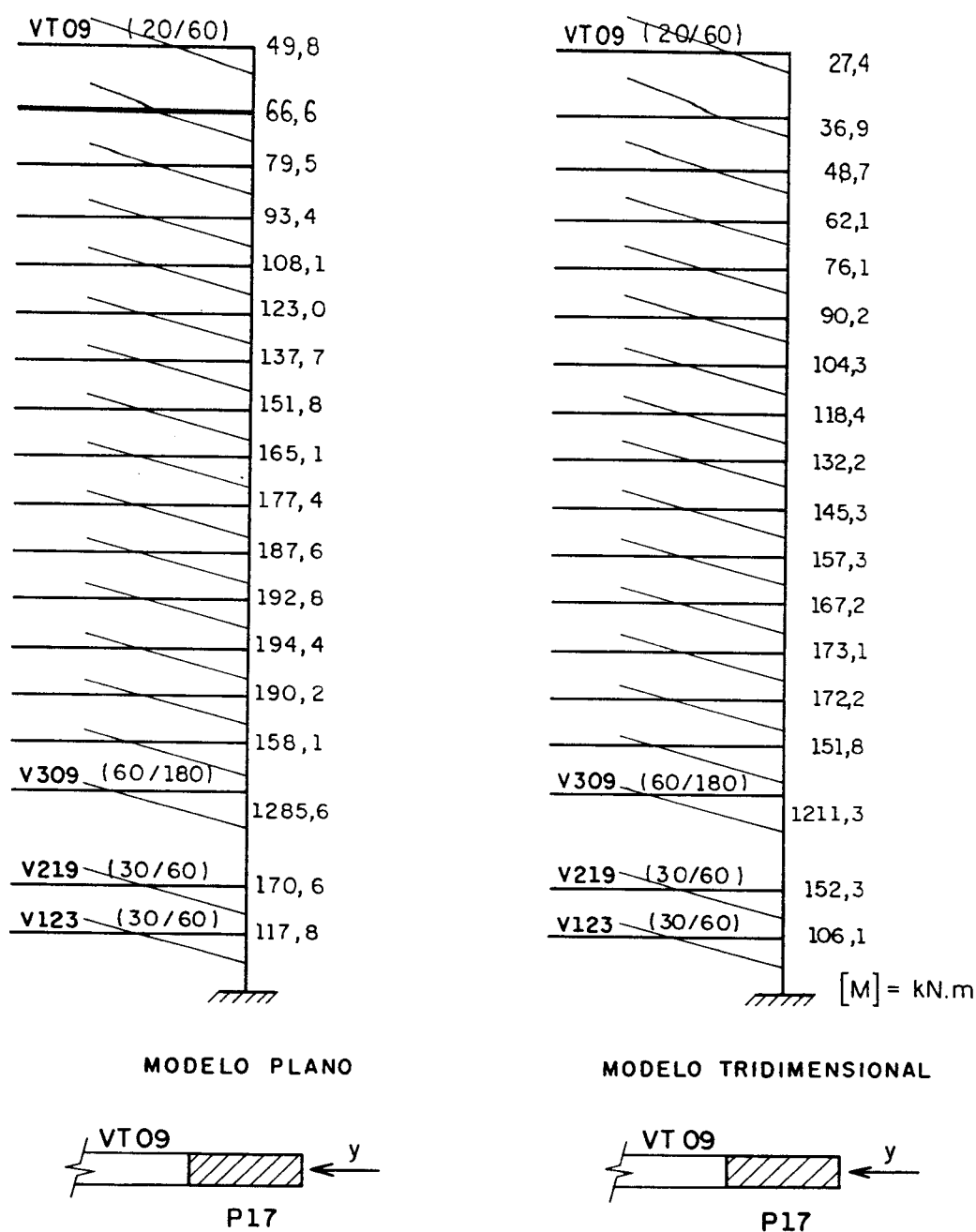


FIGURA 3.15 - Momentos fletores na extremidade da viga VT09 junto ao pilar P17, com a ação de vento atuando segundo a direção Y

Ao contrário do que ocorre com as ações verticais, nesse caso os momentos fletores nas extremidades dessas vigas diminuem ao longo da altura do edifício.

Pode-se notar que, com a ação de vento segundo a direção Y, a viga de transição (V309) com grande rigidez (60x180 cm) no 3.º pavimento apresenta um valor bem mais elevado de momento fletor do que as vigas VT09 (20x60 cm) do pavimento-tipo na sua posição.

Novamente a presença de vigas com grande rigidez no pavimento de transição acaba por "perturbar" os esforços nessa região, tanto para a direção X como para a direção Y.

Comparando os valores obtidos pelos dois modelos nota-se que, em geral, para as vigas o modelo tridimensional apresenta valores em torno de 20% mais baixos. Levando-se em conta ser este modelo o que melhor representa o que ocorre na realidade, poderia-se pensar em reduzir o valor da ação de vento quando utiliza-se o modelo plano para determinação dos momentos fletores nas vigas. No caso do Edifício Vitória Régia, esses momentos fletores poderiam ser obtidos utilizando-se o modelo de associação plana de painéis submetido a apenas 80% do valor máximo da ação de vento.

No entanto, os resultados do modelo tridimensional indicam valores elevados de momento torçor em algumas vigas do pavimento-tipo, o que pode justificar essa diferença em relação ao modelo plano. Por exemplo, a viga VT05 (10 x 60 cm) apresenta um momento torçor igual a 15 kN.m, ou seja, um valor elevado para a sua seção transversal. Quando reduzidos os valores de momento de inércia à torção das barras do modelo tridimensional, os esforços de torção nas vigas diminuem muito, bem como a referida diferença de 20%.

Portanto, a adoção de apenas 80% do valor máximo da ação de vento quando utilizada uma associação plana de painéis não deve ser considerada. Isso só seria admissível se as vigas fossem armadas para absorver momentos torçores com valores da ordem de grandeza indicada pelo modelo tridimensional sem as reduções de momento de inércia à torção.

Vale salientar que para a ação de vento atuando nos sentidos X e Y, indicados na figura 3.3, os momentos fletores obtidos para as extremidades das vigas VT08 e VT09 junto ao pilar P17 (figuras 3.14 e 3.15) aliviam os oriundos da ação vertical. Nesse caso, para efeito de

dimensionamento, devem ser consideradas essas ações atuando nos sentidos (-X) e (-Y), para que ocorram acréscimos aos esforços da ação vertical.

3.4.4 Combinação última normal de ações para verificação do esgotamento da capacidade resistente da extremidade da viga VT08

Antes de analisar os resultados dessa combinação de ações para o Edifício Vitória Régia, convém expor o que prescreve a NBR - 8681 - AÇÕES E SEGURANÇA NAS ESTRUTURAS.

No caso de edifícios, para a verificação da segurança em relação ao estado limite último de esgotamento da capacidade resistente de seus elementos estruturais, deve ser considerada a combinação última normal de ações segundo a expressão 3.5.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_g + \gamma_q \cdot \left[F_{q1} + \sum_{i=2}^n (\psi_{0i} \cdot F_{qi}) \right] \quad (3.5)$$

onde:

- F_d : ação resultante da combinação última normal;
- γ_g, γ_q : coeficientes de ponderação das ações características permanentes e variáveis, respectivamente;
- F_g : ação característica permanente;
- F_{q1} : ação característica variável principal;
- F_{qi} : ações características variáveis secundárias;
- ψ_{0i} : coeficientes de combinação das ações características variáveis secundárias.

Em cada combinação última normal, uma das ações variáveis é considerada como a principal, admitindo-se que ela atue com seu valor característico. As demais ações variáveis são consideradas como secundárias, admitindo-se que elas atuem com seus valores característicos reduzidos pelos coeficientes de combinação $\psi_0 < 1,0$.

Esse tratamento é justificado ao considerar-se que é muito pouco provável a ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

Para o caso de estruturas como o Edifício Vitória Régia normalmente o estado limite último de esgotamento da capacidade resistente dos elementos estruturais é verificado com a ação horizontal de vento considerada como ação variável secundária.

Assim, segundo a NBR-8681, o coeficiente de combinação ψ_0 deve ser tomado igual a 0,6 uma vez que o vento será considerado como uma ação de pequena variabilidade durante grandes intervalos de tempo.

Quanto à ação variável principal, esta será dada pelo somatório das ações verticais acidentais, ou seja, as que atuam no edifício em função de seu uso (pessoas, mobiliário, veículos, materiais diversos, etc...).

Ainda de acordo com a NBR-8681, o coeficiente de ponderação γ_Q dessas ações variáveis deve ser igual a 1,4.

Para as ações verticais permanentes, consideradas no caso do Edifício Vitória Régia como sendo de grande variabilidade (ou seja, o peso próprio não supera 75% da totalidade das ações permanentes), o coeficiente de ponderação γ_G também deve valer 1,4.

Deste modo, os esforços solicitantes para verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais são obtidos com a combinação última normal de ações indicada pela expressão 3.6.

$$F_d = 1,4 \cdot (F_G + F_Q) + 1,4 \cdot 0,6 \cdot F_V \quad (3.6)$$

$$F_d = 1,4 \cdot (F_G + F_Q) + 0,84 \cdot F_V$$

onde:

F_d : ação resultante da combinação última normal;

F_G : ação permanente vertical característica;

F_Q : ação acidental vertical característica;

F_V : ação horizontal de vento característica.

A figura 3.16 ilustra os resultados de momento fletor na extremidade da viga VT08 (20x60 cm) junto ao pilar P17, segundo modelo

tridimensional submetido às ações verticais $F_G + F_Q$ e à ação horizontal F_V atuando no sentido (-X), que é o mais desfavorável nesse caso.

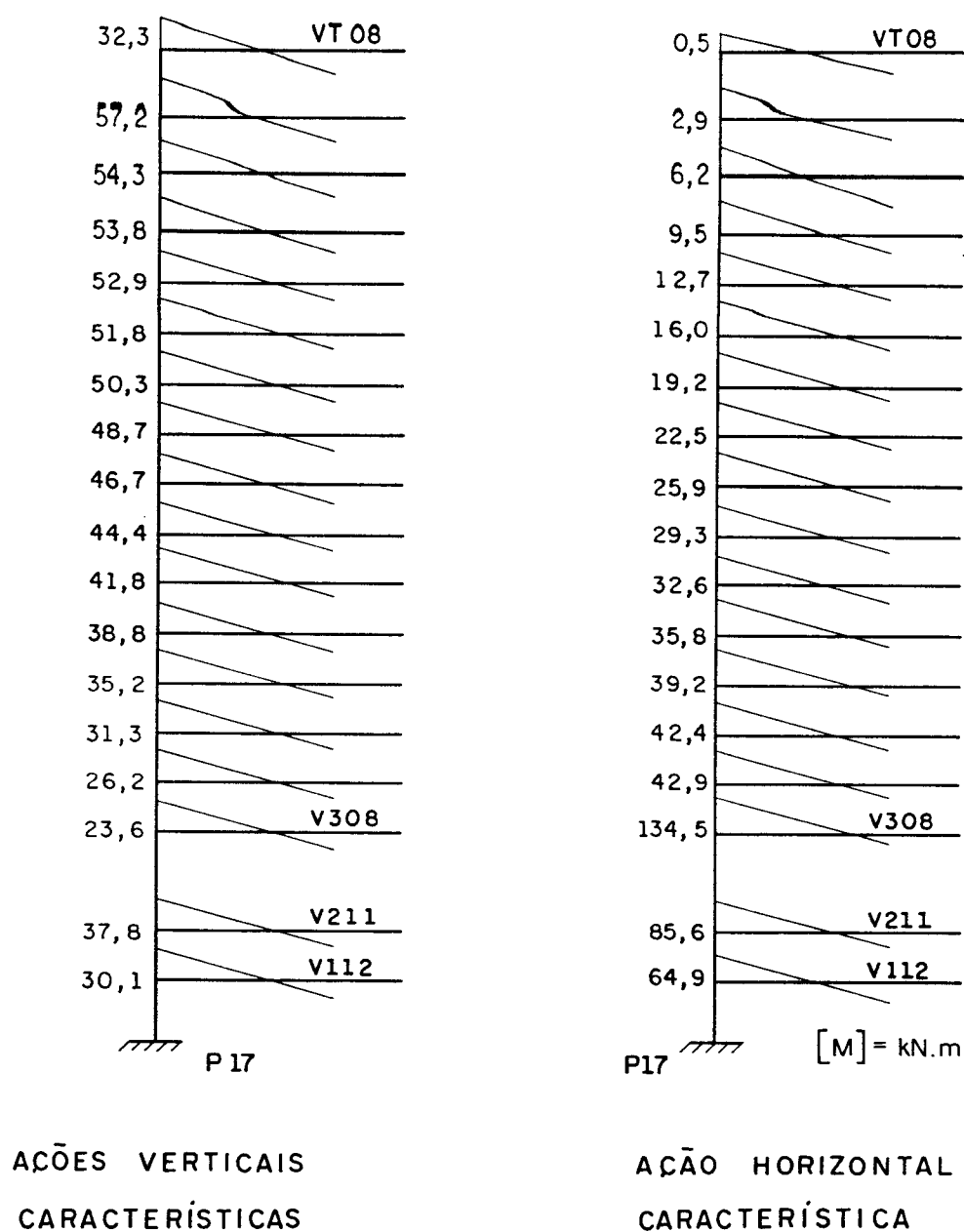
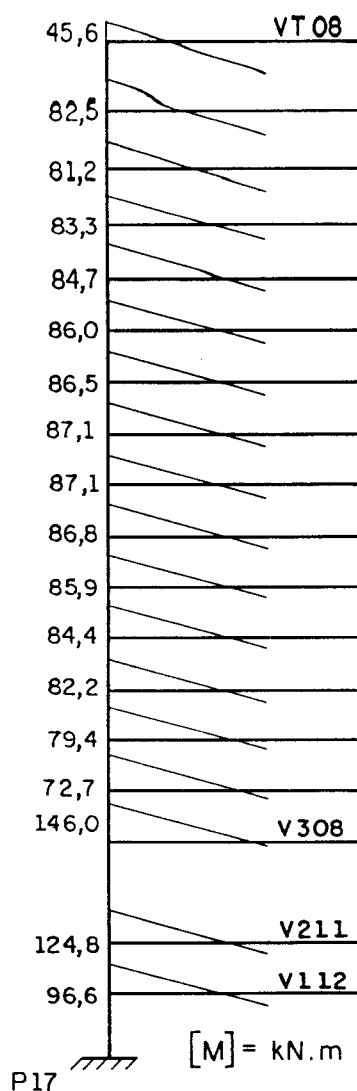


FIGURA 3.16 - Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, segundo modelo tridimensional submetido às ações $F_G + F_Q$ e à ação F_V atuando no sentido (-X)

A figura 3.17 mostra os resultados de momento fletor na extremidade da viga VT08 após a combinação última normal de ações indicada na expressão 3.6.



COMBINAÇÃO ÚLTIMA
NORMAL DE AÇÕES

FIGURA 3.17 - Momentos fletores na extremidade da viga VT08 junto ao pilar P17, resultantes da combinação última normal de ações sobre o modelo tridimensional

Analisando a figura 3.16, percebe-se um aumento dos valores de momento fletor ao longo da altura do edifício quando atuantes as ações verticais $F_G + F_Q$, fato que já foi amplamente discutido no capítulo 2. Quanto aos momentos fletores oriundos da atuação da ação de vento F_V há, ao contrário, uma diminuição dos valores ao longo da altura.

Sendo assim, a figura 3.17 mostra que feita a combinação última normal das ações sobre o Edifício Vitória Régia, a partir do 4.º pavimento há uma tendência dos resultados em permanecerem praticamente constantes em torno de 85 kN.m.

Pode-se dizer que houve uma compensação entre os valores de momento fletor crescentes com a altura oriundos das ações verticais e os decrescentes, devidos às ações horizontais. Não obstante, percebe-se que valores um pouco maiores ocorrem entre o 10.º e o 11.º pavimento, ou seja, aproximadamente em torno da metade da altura do edifício.

Nas vigas do 1.º, 2.º e 3.º pavimentos, que não são vigas-tipo, notam-se resultados bem superiores ao valor médio apontado de 85 kN.m.

As figuras 3.18, 3.19 e 3.20 mostram os gráficos da evolução do momento fletor na extremidade da viga VT08 ao longo da altura do edifício, respectivamente devido à ação vertical ($F_G + F_Q$), à ação horizontal (F_V) e à combinação última normal de ações indicada pela expressão 3.6.

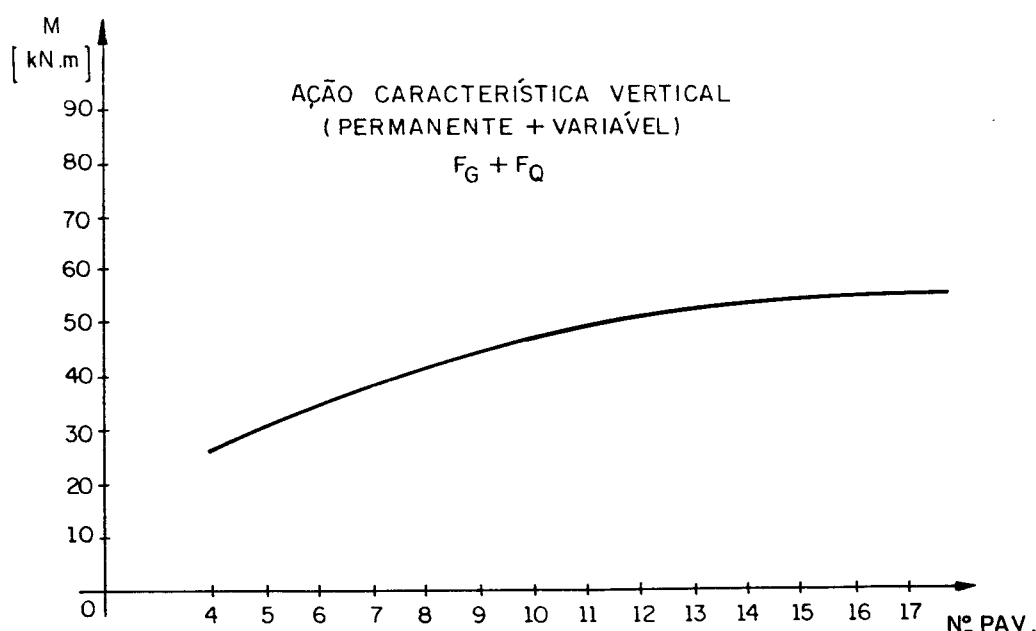


FIGURA 3.18 - Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à ação vertical ($F_G + F_Q$)



FIGURA 3.19 - Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à ação horizontal (F_v)

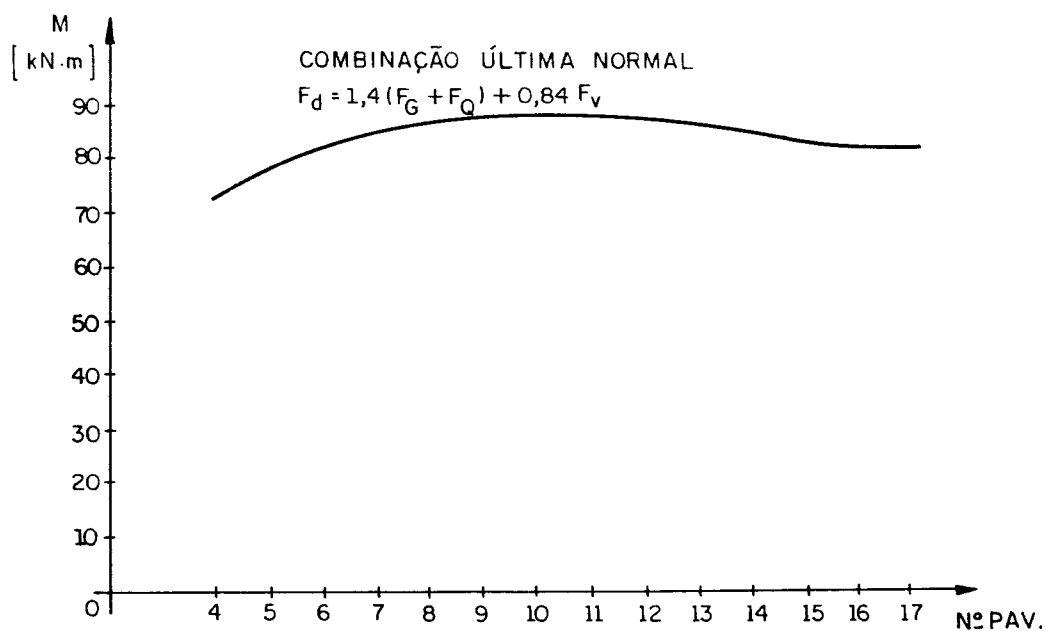


FIGURA 3.20 - Gráfico da evolução ao longo da altura dos momentos fletores na extremidade da viga VT08, devidos à combinação última normal de ações

Uma observação importante diz respeito a certa prática que, por incrível que pareça, ainda permanece viva entre alguns projetistas estruturais. Indica essa prática que os esforços solicitantes nas vigas devidos à ação de vento poderiam ser levados em conta simplesmente majorando-se os esforços devidos à ação vertical. Essa majoração estaria em torno de 20%.

Por princípio isso não deve ser feito de maneira alguma, pois estaria-se adotando um valor fixo para qualquer estrutura, indiscriminadamente.

Para estabelecer a necessidade ou não da consideração da ação de vento nas estruturas de nós deslocáveis a NB1/78 (1978) usa a relação entre a altura (medida a partir do topo da fundação) e a menor largura do edifício. Sendo essa relação de valor superior a quatro deve-se considerar a ação de vento. Na verdade essa relação pode constituir-se num bom índice, mas não para avaliar a necessidade da ação de vento ser levada em conta no dimensionamento.

A ação de vento em edifícios deve ser sempre avaliada, sendo que a relação entre a altura e a menor largura da estrutura pode servir para determinar o tipo de análise a ser utilizada.

No caso do Edifício Vitória Régia essa relação tem valor aproximadamente igual a quatro, e os resultados mostrados indicam que modelo da associação plana de painéis seria plenamente suficiente.

À medida em que se tem valores crescentes para a relação entre a altura e a menor largura é natural que seja necessário a utilização de um modelo mais refinado, como por exemplo o modelo tridimensional.

Ainda é importante destacar que para a combinação última normal aqui analisada a ação de vento foi considerada como ação variável secundária. Entretanto, principalmente para edifícios mais altos, deve-se também considerar a ação de vento como ação variável principal na verificação da capacidade resistente dos elementos estruturais.

3.5 Métodos simplificados para determinação de esforços solicitantes

Em edifícios usuais de concreto armado a resistência às ações horizontais de vento fica a cargo do conjunto de painéis verticais (pórticos),

e eventualmente, de pilares-parede isolados com grande rigidez, comumente chamados de núcleos estruturais. Quando aparecem, os núcleos estruturais normalmente envolvem elevadores ou escadas.

A estrutura é então suposta formada por um conjunto de pórticos verticais e núcleos interconectados por lajes horizontais. Admite-se que as ações de vento sejam aplicadas pelas paredes externas a essas lajes, as quais se deslocariam como chapas rígidas em seus planos distribuindo para pórticos e núcleos em cada nível uma parcela da ação aplicada.

Simplificadamente, para se proceder a uma estimativa dos esforços solicitantes nesses elementos há a necessidade de se avaliar primeiro as parcelas da ação de vento absorvidas por cada um deles.

Uma maneira de se proceder a essa avaliação da distribuição da ação de vento entre os painéis de contraventamento é definida por STAMATO (1978). Pela teoria descrita por ele, pórticos e núcleos estruturais receberiam quinhões de ações proporcionais às suas rigidezes em cada nível, afetados de uma possível torção global devida à excentricidade da resultante da ação transversal de vento em relação ao "centro de gravidade" das rigidezes dos elementos resistentes (centro elástico).

Na verdade STAMATO (1978) utiliza um tratamento discreto, onde os esforços transmitidos aos painéis são ações concentradas ao nível das lajes. Naturalmente que nesse caso um tratamento contínuo, como o feito por MANCINI (1973), traz resultados mais precisos. O número discreto de lajes seria substituído por um meio contínuo, ficando os esforços transmitidos a um painel continuamente distribuídos.

Os pórticos com elementos de seção aproximadamente uniforme ao longo da altura têm rigidez praticamente constante. Nos locais onde houver viga de transição, naturalmente a rigidez será maior. Os pórticos são considerados rígidos ao momento fletor e deformáveis por força cortante.

Já os núcleos estruturais têm uma rigidez maior nas imediações da base, apresentando neste local uma maior participação na absorção de ações horizontais. São considerados rígidos à força cortante e deformáveis por momento fletor.

Um fato incontestável diz respeito ainda à presença dos núcleos estruturais. Esse tipo de elemento, pela sua elevada rigidez, absorve uma parcela muito grande das ações horizontais, via de regra muito maior do que as recebidas por pórticos.

Aliás, é por isso que núcleos estruturais necessitam de elementos de fundação extremamente volumosos, não devendo ser previstos a não ser em último caso (normalmente devido a problemas com a estabilidade global do edifício).

Quando há somente a presença de pórticos é relativamente comum utilizar-se o critério simplista das faixas de carga (ou áreas de influência) para determinar as parcelas de ações absorvidas por cada um deles. Esse critério não leva em conta as rigidezes dos pórticos, nem tão pouco a excentricidade da resultante da ação de vento, e por isso não deve ser utilizado.

Determinada a distribuição de ações horizontais entre os painéis de contraventamento, no caso de pórticos pode-se partir para uma estimativa dos esforços solicitantes em suas vigas e pilares.

Para isso existem alguns métodos simplificados que são discutidos a seguir. Em todos eles a ação horizontal distribuída ao longo da altura deve ser substituída por forças concentradas aplicadas aos nós laterais do pórtico, como mostrado na figura 3.21.

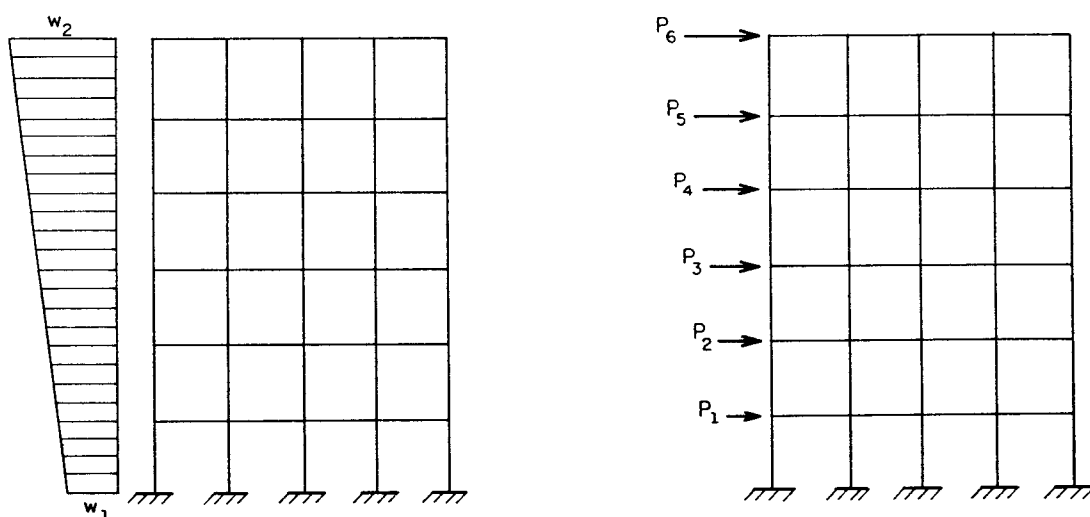


FIGURA 3.21 - Forças concentradas em nós laterais de pórtico

3.5.1 Método dos painéis semelhantes

Analisando-se um pórtico com dois vãos, por exemplo, pode-se iniciar a análise dos esforços a partir de seu topo por uma distribuição de forças horizontais em cada nível, como ilustra a figura 3.22.

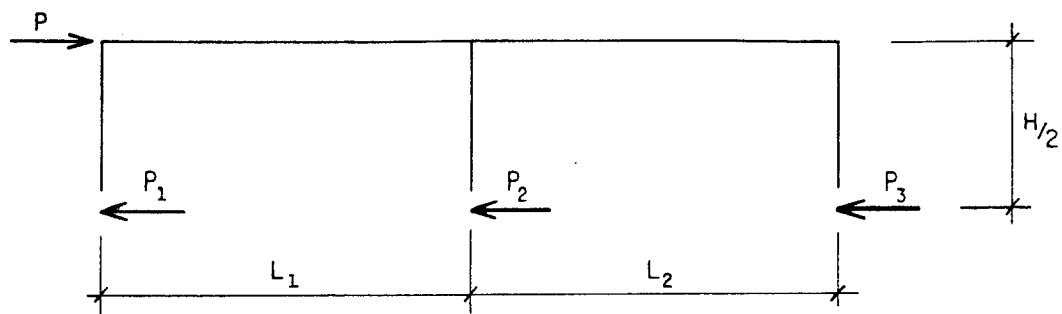


FIGURA 3.22 - Distribuição de forças horizontais em um nível

A princípio, qualquer combinação das reações nos três pilares que equilibre a força lateral P seria possível. Por exemplo, poderia ser assumido que cada pilar retém $1/3$ de P , de acordo com o modelo de viga rígida. Assumindo pontos de inflexão (momento fletor nulo) nos pilares à meia altura entre os pavimentos, teria-se a distribuição de momentos fletores indicada na figura 3.23.

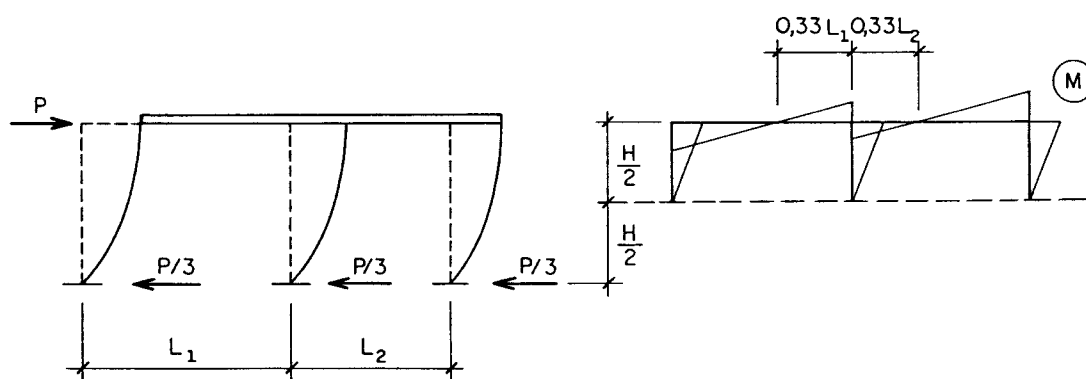


FIGURA 3.23 - Modelo de viga rígida

Esse modelo só conduz a bons resultados se a rigidez das vigas for significativamente maior que a rigidez dos pilares, pois caso contrário a forma fletida seria a mostrada na figura 3.24.

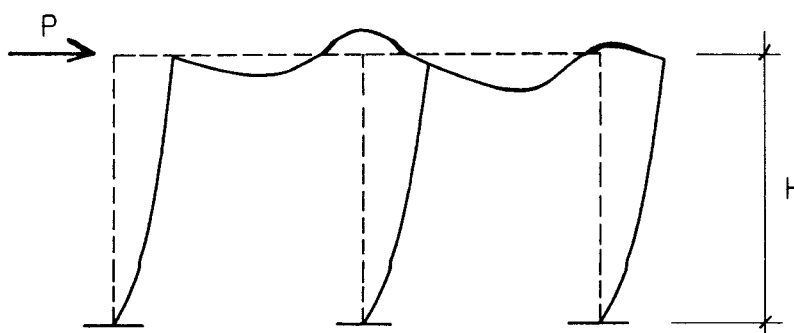


FIGURA 3.24 - Modelo de viga flexível

Alternativamente, a simetria dos problemas sugere que a distribuição de reações laterais nos pilares seja a mostrada na figura 3.25, com o pilar central absorvendo o dobro da ação de cada pilar externo. Assim, é necessário que os pontos de inflexão das vigas estejam nos meios dos vãos, a fim de que os momentos fletores sejam equilibrados nos nós.

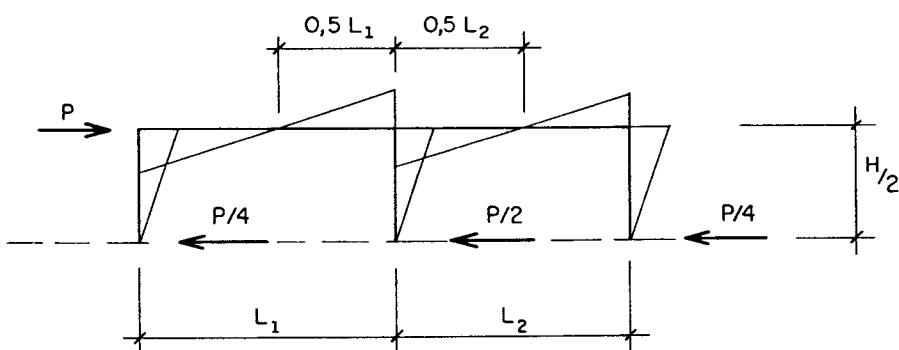


FIGURA 3.25 - Distribuição de momentos fletores com painéis semelhantes

Essa distribuição pode ser entendida quando o pórtico de dois vãos é visto como dois pórticos semelhantes de um vão lado a lado,

repartindo a ação lateral. Esta é a base do chamado método dos painéis semelhantes, com pórticos de um vão absorvendo igual parcela de ação lateral em cada nível.

Para pórticos de múltiplos vãos, todos os pilares internos absorveriam o dobro da ação lateral dos pilares externos. Por exemplo, para um pórtico de quatro vãos com ação lateral de 24 kN, os pilares externos absorveriam 3 kN cada, enquanto os internos ficariam com 6 kN.

No caso de pórticos simétricos em que os pilares internos têm o dobro da rigidez dos pilares externos consegue-se bons resultados.

O método despreza o efeito dos esforços axiais nos pilares. Esses esforços nos pilares internos seriam nulos uma vez que o mesmo pilar que recebe uma compressão por pertencer a um pórtico, recebe uma tração de mesmo valor por pertencer ao semelhante adjacente.

Os pontos de momento fletor nulo em pilares devem ser assumidos à meia altura entre os pavimentos, com exceção do tramo engastado na base, onde o ponto de inflexão deve ser locado a $2/3$ da altura do tramo a partir da base.

Tendo sido adotadas as hipóteses acima obtém-se as distribuições de momento fletor em todos os níveis, a partir do topo do pórtico, por simples condições de equilíbrio.

3.5.2 Método do consolo vertical

O comportamento de pórticos de edifícios é influenciado pelas forças axiais nos pilares, sendo que o método do consolo vertical leva isso em conta.

A hipótese básica desse método é a de que as tensões normais nos pilares variam linearmente com suas distâncias ao centro de gravidade das áreas de todos os pilares do pórtico.

Submetido a ações horizontais um pórtico tem seu comportamento afetado pelo deslocamento global do edifício, assumido como semelhante ao de uma viga em balanço engastada na base, e pelas distorções da força cortante horizontal. Os dois modos de deformada são mostrados na figura 3.26.

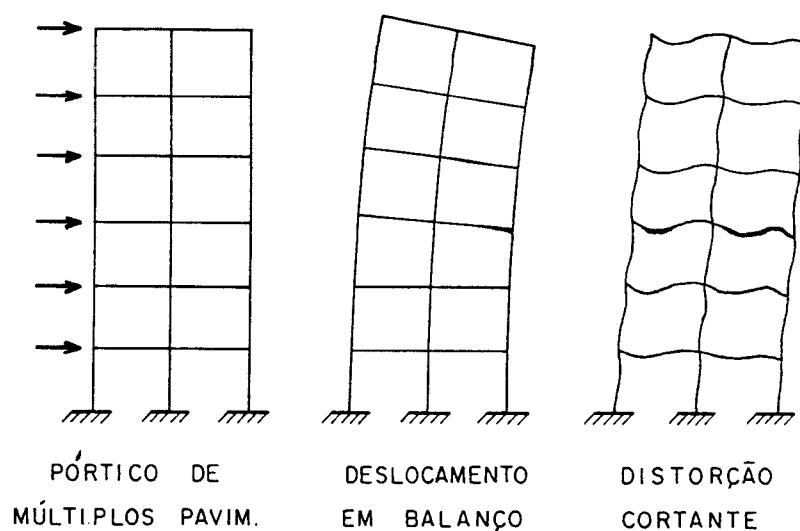


FIGURA 3.26 - Comportamento de pórtico de múltiplos pavimentos sob ação horizontal

Considerando a ação do deslocamento em balanço somente, os pilares atuam como fibras em uma viga e a seção teria uma linha neutra passando pelo centro de gravidade das áreas de todos os pilares. Assumindo uma distribuição linear de tensões, a força axial num pilar em qualquer seção pode ser calculada por equilíbrio. Isso é mostrado na figura 3.27 que apresenta um diagrama de corpo livre de uma seção da parte superior de um pórtico.

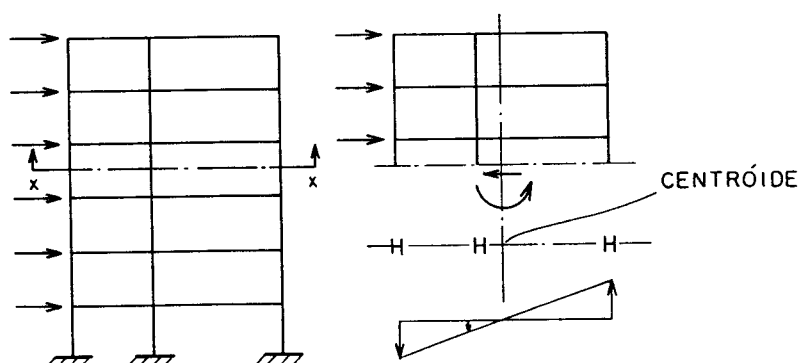


FIGURA 3.27 - Deslocamento de pórtico semelhante a uma viga em balanço

A seção x-x pode ser tomada repetidamente nos pontos médios dos tramos de pilares em todos os níveis do pórtico, determinando-se as forças axiais.

Assim, com a hipótese dos pontos de inflexão em vigas e pilares se situarem nos pontos médios de seus tramos, pode-se determinar a distribuição de momentos fletores por equilíbrio, a partir do nível superior do pórtico.

3.5.3 Método das rigidezes

Novamente, esse método parte do princípio que o ponto de momento fletor nulo num pilar em todos os tramos, com exceção do primeiro, pode ser considerado à meia altura entre os pavimentos. No tramo de pilar entre a base e o 1.º pavimento este ponto se localizaria a $2/3$ de sua altura a partir da base engastada, como mostra a figura 3.28.

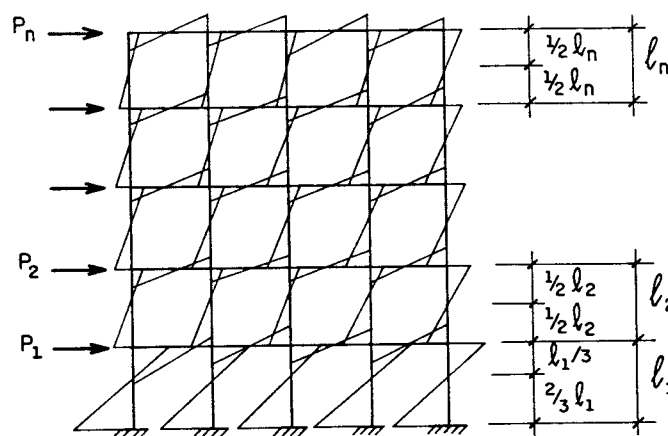


FIGURA 3.28 - Diagrama de momentos fletores considerado pelo método das rigidezes

Assim, as forças cortantes horizontais em cada nível do pórtico são dadas por:

$$V_1 = P_1 + P_2 + \dots + P_n$$

$$V_2 = P_2 + P_3 + \dots + P_n$$

$$V_n = P_n$$

Constitui-se em hipótese razoável admitir que, em cada nível, essas forças cortantes V_n se distribuam entre os pilares do pórtico proporcionalmente às suas rigidezes. Deste modo as parcelas V_i absorvidas por cada pilar seriam dadas pela expressão 3.7.

$$V_i = V_n \cdot \frac{EI_i}{\sum_{j=1}^m EI_j} \quad (3.7)$$

onde:

EI : módulo de rigidez da seção do pilar;

i : n.º do pilar do pórtico;

n : n.º do nível do pórtico;

m : quantidade de pilares do pórtico.

Os pilares externos do pórtico, cujo grau de engastamento nos nós é menor do que nos pilares internos (nos nós de borda concorre viga somente de um lado), absorvem uma parcela relativamente menor da força cortante no nível. Para efeito de determinação dos esforços isso é considerado diminuindo-se a rigidez dos pilares externos ao multiplicá-la por um coeficiente $\beta < 1$, determinado segundo a tabela 3.1.

TABELA 3.1 - Valores do coeficiente β

i_v / i_p	0,25	0,50	1,00	2,00	3,00	4,00
β	0,54	0,56	0,62	0,70	0,75	0,79

onde:

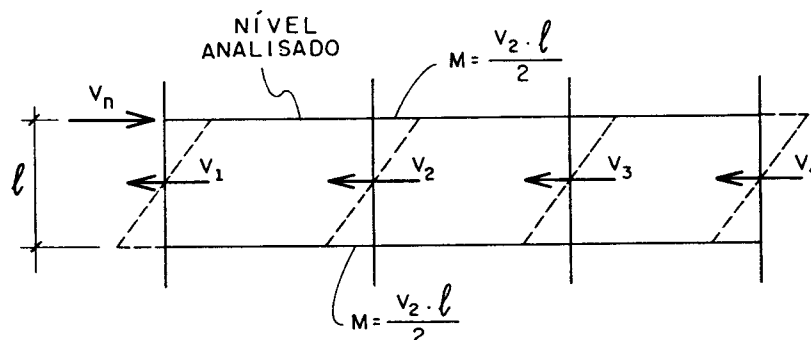
i_v : módulo de rigidez EI por metro linear do tramo extremo da viga que concorre no nó;

i_p : módulo de rigidez EI por metro linear do tramo de pilar externo que concorre no nó, abaixo do nível analisado.

Somente para o nível do 1.º pavimento deve-se tomar um valor fixo para β igual a 0,9.

Para valores intermediários de (i_v / i_p) pode-se obter β por interpolação linear.

A figura 3.29 ilustra a distribuição das forças cortantes V_i entre os pilares de um pórtico em determinado nível, bem como os momentos fletores resultantes do equilíbrio.

FIGURA 3.29 - Distribuição das forças cortantes V_i entre pilares

Como mostra a figura 3.29 os momentos fletores M nos tramos de pilar em todos pavimentos, com exceção do primeiro, podem ser estimados segundo a expressão 3.8.

$$M = (V_i \cdot \ell) / 2 \quad (3.8)$$

onde:

V_i : parcela da força cortante horizontal absorvida pelo pilar i ;

ℓ : comprimento do tramo do pilar i .

Para o tramo de pilar do 1.^o pavimento (considerado engastado na fundação) nas seções superior e inferior tem-se respectivamente M_1 e M_2 diferenciados:

$$M_1 = (V_i \cdot \ell) / 3$$

$$M_2 = (V_i \cdot 2 \cdot \ell) / 3$$

Após determinar os momentos fletores segundo a expressão 3.8, a soma destes num nó interno deve ser distribuída entre os tramos de viga concorrentes neste ponto (à esquerda e à direita) proporcionalmente às suas rigidezes EI por metro linear, verificando o equilíbrio. Em um nó externo, o momento fletor na viga naturalmente será igual à soma dos momentos fletores nos tramos de pilar concorrentes neste nó.

3.5.4 Considerações finais

Os três métodos para determinação de esforços solicitantes em pórticos submetidos a ações horizontais analisados neste trabalho apresentam resultados razoáveis para estruturas regulares, podendo indicar uma boa ordem de grandeza. Não é aconselhável, entretanto, tirar-se conclusões absolutas dos resultados desses métodos.

Para se ter uma idéia, observe-se a seguir resultados do pórtico com dois vãos e seis pavimentos mostrado na figura 3.30. Foram utilizados os métodos dos painéis semelhantes e do consolo vertical, bem como o

Processo dos Deslocamentos tratado matricialmente com auxílio de softwares, cujos resultados serão chamados de exatos.

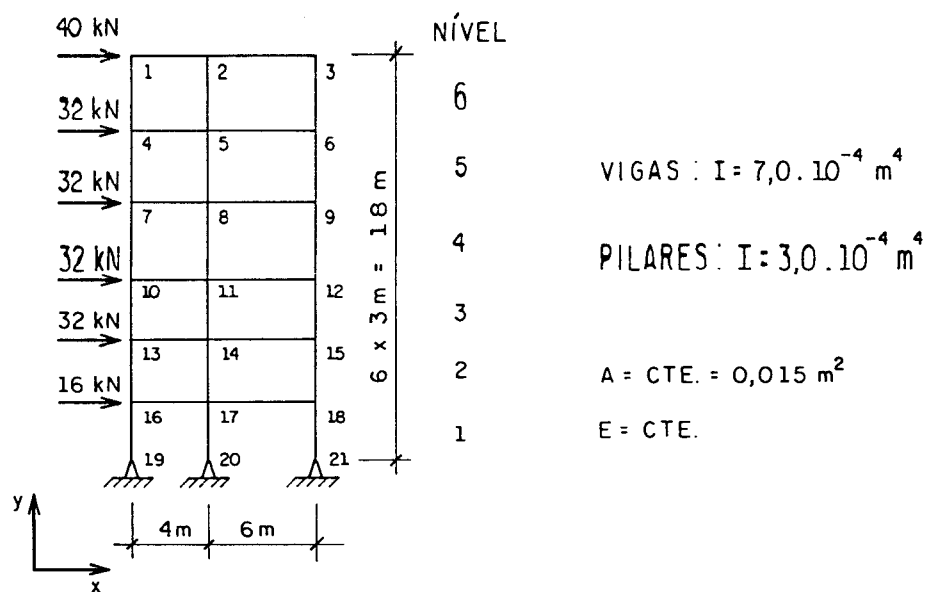


FIGURA 3.30 - Pórtico plano submetido a ações horizontais

Os resultados das reações nos apoios encontram-se resumidos na tabela 3.2, onde a letra A refere-se ao método dos painéis semelhantes e a letra B ao método do consolo vertical.

TABELA 3.2 - Reações (kN) nos apoios

NÓ	DIREÇÃO X			DIREÇÃO Y		
	A	B	EXATO	A	B	EXATO
19	- 46,0	- 33,9	- 58,8	- 264,0	- 194,0	- 274,8
20	- 92,0	- 92,0	- 72,3	88,0	- 27,3	106,0
21	- 46,0	- 58,0	- 52,9	176,0	221,9	168,8

A tabela 3.3 mostra os resultados dos momentos fletores em alguns tramos de pilar.

TABELA 3.3 - Momentos fletores (kN.m) nos tramos de pilar

Tramo	Painéis semelhant.		Consolo vertical		Processo exato	
	Topo	Base	Topo	Base	Topo	Base
1 - 4	15,0	15,0	11,1	11,1	15,4	10,2
4 - 7	27,0	27,0	19,9	19,9	31,8	25,5
7 - 10	39,0	39,0	28,8	28,8	46,5	40,5
10 - 13	51,0	51,0	37,6	37,6	62,2	56,3
13 - 16	63,0	63,0	46,3	46,3	82,7	61,0
16 - 19	138,0	0,0	101,8	0,0	176,5	0,0

Para pórticos regulares existem ainda outros métodos simplificados que também conduzem a resultados razoáveis, não ultrapassando a faixa entre 10% a 20% de erro.

Esses métodos são baseados na adoção da forma da "elástica" dos deslocamentos horizontais dos pavimentos, e auxiliados pelo Processo de Cross. Dentre eles pode-se citar os métodos de Grinter e do Pórtico Equivalente, descritos por SOUZA (1976).

4 ESTABILIDADE GLOBAL

Nos edifícios em concreto armado a atuação simultânea das ações verticais e horizontais provoca inevitavelmente deslocamentos laterais dos nós da estrutura. Esse efeito denomina-se não-linearidade geométrica e pressupõe, a princípio, um equilíbrio na posição deslocada, o que implica no aparecimento de esforços adicionais (ou de 2.^a ordem global) em vigas e pilares.

Além disso, nas barras da estrutura os eixos não se mantêm retilíneos, surgindo nas mesmas esforços de 2.^a ordem locais. Esses esforços, em geral, afetam somente solicitações ao longo da barra, e não serão analisados nesse trabalho. Daqui em diante, a expressão 2.^a ordem se refere à 2.^a ordem global.

Outra questão que deve ficar bem esclarecida desde já é referente à não-linearidade física do material concreto armado. A curva tensão-deformação do concreto não é linear, não permanecendo constante portanto o valor do módulo de elasticidade (E). Não obstante, também o valor do momento de inércia (I) das seções transversais das barras varia com o nível de solicitação, devido ao aparecimento de fissuração. Vê-se em suma que o módulo de rigidez representado pelo produto EI não é constante.

Essa não-linearidade física presente nas estruturas de concreto deve obrigatoriamente ser levada em conta se houver a necessidade da consideração dos esforços de 2.^a ordem.

O grande problema, quando se fala em "esforços de 2.^a ordem", está exatamente no campo da distinção das estruturas onde realmente é importante a sua consideração, havendo ainda até hoje algumas lacunas nesse sentido.

Uma análise da estabilidade global da estrutura de um edifício avalia a "sensibilidade" da mesma em relação aos efeitos de 2.^a ordem. Essa "sensibilidade" é tradicionalmente medida por um coeficiente α ,

introduzido por BECK (1966) e, posteriormente, denominado parâmetro de instabilidade por FRANCO (1985).

O modelo proposto por BECK (1966) só era válido dentro do regime elástico e considerava um pilar de seção constante, engastado na base e livre no topo, submetido a uma ação vertical uniformemente distribuída ao longo de toda a sua altura (por exemplo, o seu peso-próprio), como mostra a figura 4.1.

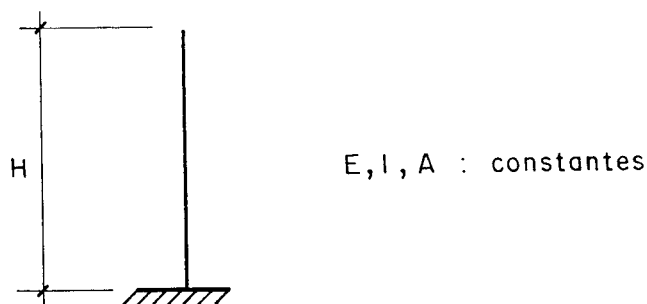


FIGURA 4.1-Modelo proposto por BECK (1966) para cálculo do parâmetro α

Desse modo, o parâmetro α para esse pilar ficava definido pela expressão 4.1.

$$\alpha = H \sqrt{\frac{F_V}{EI}} \quad (4.1)$$

onde:

H : altura total do pilar;

F_V : ação vertical total no pilar;

EI : módulo de rigidez da seção transversal do pilar.

De acordo com teoria desenvolvida, para valores de α inferiores a 0,6 os momentos fletores adicionais que solicitam esse pilar, devido a uma posição deslocada (2.^a ordem), seriam menores do que 10% dos já existentes em 1.^a ordem. Sendo assim, esses momentos fletores adicionais

poderiam ser desprezados no dimensionamento da seção do pilar, por terem pouca influência.

Em resumo, para BECK (1966) o parâmetro α servia como um "termômetro" para julgamento da deformabilidade do pilar.

Mais tarde, essa teoria pôde ser estendida a estruturas de edifícios usuais, consideradas como "colunas de pavimentos-tipo", o que acaba por conferir às ações verticais um caráter uniformemente distribuído ao longo da altura, como no pilar inicialmente idealizado.

Assim, as estruturas nas quais, devido à boa rigidez a ações horizontais, os deslocamentos laterais são pequenos e por decorrência os esforços de 2.^a ordem globais também (menores que 10% dos esforços de 1.^a ordem), são chamadas de estruturas de nós fixos ou, com o devido exagero, estruturas indeslocáveis. Nesse caso não há a necessidade de se considerar os esforços devidos à posição deformada.

Já as estruturas para as quais esses deslocamentos conduzem a esforços de 2.^a ordem globais importantes (maiores que 10% dos esforços de 1.^a ordem) são chamadas de estruturas de nós móveis, ou estruturas deslocáveis.

Uma análise da deformabilidade da estrutura do edifício pode então ser feita segundo as considerações acima.

Usualmente, dois índices aproximados são utilizados para verificar a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços de 2.^a ordem globais, ou seja, para classificar as estruturas de edifícios como sendo de nós fixos ou de nós móveis. Um deles é o parâmetro de instabilidade α , cuja idealização já se comentou, sendo o outro o coeficiente γ_z .

4.1 Parâmetro de instabilidade α

Baseado na teoria de BECK (1966), o valor do parâmetro de instabilidade α para as estruturas de edifícios é dado pela expressão 4.2.

$$\alpha = H \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}} \quad (4.2)$$

onde:

H : altura total do edifício, medida a partir do topo da fundação ou de um nível muito pouco deslocável do subsolo;

N_k : somatório de todas as ações verticais atuantes no edifício (a partir do nível considerado para o cálculo de H), com valor característico;

$(EI)_{eq}$: módulo de rigidez da estrutura do edifício equivalente a um pilar de seção constante engastado na base e livre no topo.

Na determinação desse módulo de rigidez equivalente deve-se contar com toda a estrutura de contraventamento do edifício, ou seja, com o conjunto de elementos estruturais (geralmente pórticos e pilares-parede) que devido a sua elevada rigidez absorvem a maior parte das ações horizontais.

Para achar um valor representativo do módulo de rigidez equivalente a melhor opção é verificar o deslocamento do topo do edifício quando submetido a uma ação lateral uniformemente distribuída, segundo um modelo tridimensional. Associa-se, então, à estrutura um elemento linear (pilar) de seção constante, engastado na base e livre no topo, com altura igual à do edifício, que sujeito à mesma ação apresente deslocamento idêntico. Isso é feito considerando a linha elástica do elemento linear de seção constante, mostrado na figura 4.2.

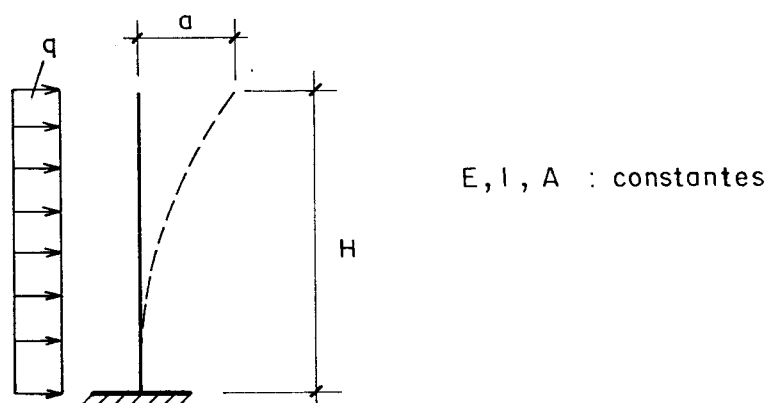


FIGURA 4.2 - Linha elástica de pilar com rigidez equivalente

Assim, a equação da linha elástica, conhecida da mecânica das estruturas, fornece o valor do módulo de rigidez EI do pilar equivalente, segundo a expressão 4.3.

$$EI = \frac{qH^4}{8a} \quad (4.3)$$

onde:

q : ação lateral uniformemente distribuída (geralmente é adotado um valor unitário);

H : altura total do edifício;

a : deslocamento do topo do edifício quando submetido à ação lateral de valor igual a q .

Esse valor de EI encontrado é o chamado módulo de rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ do edifício, a ser utilizado para o cálculo do parâmetro de instabilidade α .

Outra opção para a estimativa do módulo de rigidez equivalente $(EI)_{eq}$ é a consideração de um modelo bidimensional, sem dúvida bem menos trabalhoso.

Esse modelo vem tendo grande aceitação no meio técnico, exatamente por conduzir a resultados muito próximos aos do modelo tridimensional. Entretanto, precisa ser idealizado com critério e muito cuidado.

Deve ser feita uma associação plana de painéis, do mesmo modo como se procede para a determinação dos esforços solicitantes no edifício quando submetido a ações horizontais. Todos os pórticos e pilares-parede que contribuem para o contraventamento da direção analisada são posicionados seqüencialmente num plano e interligados em cada pavimento por barras rotuladas em suas extremidades, as quais simulam a presença das lajes atuando como um diafragma rígido. Essas barras rotuladas, como também todas as vigas, devem ser consideradas no modelo com elevada área de seção transversal, para que não ocorra deformação axial nas mesmas, o que ocasionaria deslocamentos diferentes ao longo de uma mesma linha horizontal da associação, ou seja em pontos de um mesmo

pavimento, o que pela hipótese do diafragma rígido não aconteceria. Para as vigas, os momentos de inércia utilizados devem ser os reais.

A figura 4.3 ilustra uma associação plana de painéis.

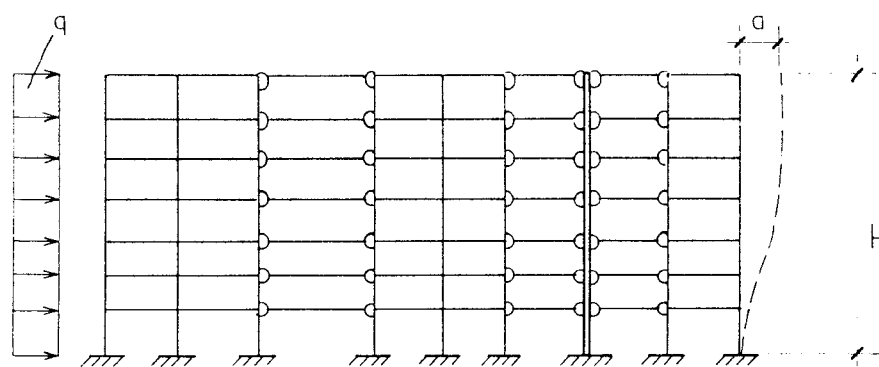


FIGURA 4.3 - Associação plana de painéis

Neste modelo fica bem claro o quanto é importante a consideração, na fase de projeto, de sistemas aporticados que conferem maior rigidez à estrutura do edifício.

Obviamente que o módulo de rigidez equivalente calculado através de uma associação plana de painéis terá valor menor do que se utilizado o modelo tridimensional, com contraventamento em direções ortogonais. O modelo plano fica, portanto, a favor da segurança.

Determinado o módulo de rigidez equivalente, seja por qualquer dos modelos acima descritos, o parâmetro de instabilidade α tem seu valor calculado segundo a expressão 4.2.

A estrutura em questão poderá ser considerada de nós fixos (dispensa da consideração dos esforços de 2.^a ordem globais) se o valor de α não exceder um limite, chamado de α_{lim} , definido em função dos valores dos esforços de 2.^a ordem serem inferiores a aproximadamente 10% dos de 1.^a ordem.

Através de formulação sobre instabilidade das estruturas chega-se à conclusão de que um valor fixo igual a 0,6 como limite para α (proposto por BECK, em 1966, para o caso de um pilar engastado na base e livre no topo) não é satisfatório para edifícios usuais com qualquer número de pavimentos.

Em trabalho apresentado no COLÓQUIO SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO realizado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul, VASCONCELOS (1987) propõe que o valor limite para α seja dado pela expressão 4.4.

$$\alpha_{\text{lim}} = \frac{1}{\sqrt{1,2}} \left(0,88 - 0,44 \cdot 10^{-0,144n} \right) \quad (4.4)$$

onde:

n : número de pavimentos do edifício.

O valor da expressão acima converge para 0,8 quando $n \geq 13$. Desta maneira pode-se tomar $\alpha_{\text{lim}} = 0,8$ para $n \geq 13$, utilizando a expressão indicada por VASCONCELOS (1987) somente quando $n < 13$.

A NB1/78 (1978) nada indica sobre o assunto, sendo essa omissão reparada pelo TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992), revisão essa ainda em elaboração no momento atual. Segundo esse texto o valor limite para α será dado, em concordância com o CEB/FIP (1978), por:

$$\begin{aligned} \alpha_{\text{lim}} &= 0,2 + 0,1 \cdot n & , \text{ se } n \leq 3 \\ \alpha_{\text{lim}} &= 0,6 & , \text{ se } n \geq 4 \end{aligned}$$

onde:

n : número de níveis de barras horizontais (andaes) acima da fundação ou nível pouco deslocável do subsolo.

Ainda segundo o TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992), o valor $\alpha_{\text{lim}} = 0,6$ prescrito para $n \geq 4$ é, em geral, aplicável às estruturas usuais de edifícios com pórticos associados a pilares-parede. Ele pode ser aumentado para 0,7 no caso de contraventamento constituído exclusivamente por pilares-parede, e deve ser reduzido para 0,5 quando só houver pórticos. Isso ocorre devido a diferenças entre as formas deformadas do edifício, relacionadas com a presença desses elementos.

Como define esse mesmo texto, pilares-parede são elementos de eixo vertical submetidos preponderantemente à compressão, nos quais a

maior dimensão da seção transversal supera em pelos menos quatro vezes a menor dimensão.

Freqüentemente, há edifícios em que elevadores e escadas são envolvidos por pilares-parede com grande rigidez. Nessas situações pode ocorrer que considerando somente o somatório das rigidezes das seções brutas desses elementos como sendo o valor de $(EI)_{eq}$ para cálculo do parâmetro de instabilidade α , se obtenha $\alpha \leq \alpha_{lim}$, satisfazendo a condição para não levar em conta no dimensionamento os efeitos de 2.^a ordem. No caso de existirem esses elementos (comumente chamados de núcleos estruturais) isso deve ser sempre verificado, pois pode-se evitar a consideração do modelo global da estrutura, reduzindo o trabalho e o tempo gasto no projeto.

Havendo a necessidade de se considerar os esforços de 2.^a ordem, deve-se avaliar ainda se esses não apresentam valores muito elevados o que implicaria na conveniência de se alterar a estrutura. Isso pode ser feito analisando-se a magnitude do parâmetro α .

4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z também é usado para avaliar a sensibilidade da estrutura de um edifício aos efeitos da não-linearidade geométrica, estimando a magnitude dos esforços de 2.^a ordem em relação aos esforços de 1.^a ordem.

Essa estimativa pode ser feita a partir dos resultados de uma análise em 1.^a ordem, sem a consideração da não-linearidade física dos materiais (comportamento elástico-linear).

Segundo o TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992) o valor do coeficiente γ_z é dado pela expressão 4.5.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{1,d}}{M_{1,d}}} \quad (4.5)$$

onde:

$M_{1,d}$: momento fletor total de todas as componentes de força horizontal, com seu valor de cálculo, em relação à base da estrutura (momento de tombamento);

$\Delta M_{1,d}$: soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise em 1.^a ordem com todas as componentes de força horizontal de cálculo agindo (1.^a avaliação dos momentos fletores de 2.^a ordem global na base da estrutura).

Os valores de cálculo das ações são obtidos a partir dos valores característicos, multiplicando-os pelos respectivos coeficientes de ponderação (γ_f). Esses coeficientes estão relacionados a três parcelas:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

onde:

γ_{f1} : considera a variabilidade das ações;

γ_{f2} : considera a simultaneidade das ações;

γ_{f3} : considera as aproximações feitas em projeto do ponto de vista das solicitações.

Conforme análise feita por FRANCO (1991), para o cálculo do coeficiente γ_z resulta uma combinação das três parcelas acima tal que $\gamma_f = 1,0$ para as ações verticais.

Os deslocamentos horizontais do edifício são obtidos supondo comportamento elástico-linear, e utilizando modelo tridimensional ou plano (associação plana de painéis).

Supondo válida a hipótese do deslocamento dos pavimentos como um diafragma rígido e admitindo-se que não haja torção global no edifício pode-se, simplificadamente, obter o valor de $\Delta M_{1,d}$ procedendo-se à soma dos produtos das ações verticais totais de cálculo atuantes em cada

pavimento pelo seu respectivo deslocamento devido às ações horizontais de cálculo.

Outra opção, que também conduz a bons resultados, é admitir ΔM_d como sendo o produto de toda a ação vertical de cálculo do edifício pelo deslocamento do pavimento situado em sua altura média.

Também é interessante comentar que, para o cálculo do valor de γ_z , a ação horizontal aplicada à estrutura pode ter qualquer valor (por exemplo, unitário) uma vez que este afeta na mesma proporção os valores de $M_{1,d}$ e ΔM_d (modelo linear), os quais ocupam posição de denominador e numerador, respectivamente, na expressão do coeficiente em questão. Entretanto, o cálculo do valor real da ação horizontal de vento, obtido segundo a NB-599 - FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES (1988), já antecipa uma tarefa que deverá ser solicitada em etapas seguintes do projeto.

Considera-se a estrutura como sendo de nós fixos se $\gamma_z \leq 1,1$ (que corresponde aproximadamente à avaliação dos esforços de 2.^a ordem serem inferiores a 10% dos de 1.^a ordem), e de nós móveis em caso contrário.

Como já foi dito, nas estruturas de nós fixos o efeito de 2.^a ordem global pode ser desprezado, devendo-se somente analisar os esforços de 2.^a ordem ao longo das barras comprimidas (2.^a ordem local).

Caso uma estrutura seja considerada de nós móveis, pode-se tentar alterá-la, revendo a posição de pilares, aumentando as seções de alguns elementos estruturais ou mesmo incluindo pilares-parede junto a elevadores e escadas, visando obter $\gamma_z \leq 1,1$ ou $\alpha \leq \alpha_{lim}$.

A simples inclusão de pilares-parede com grande rigidez como a solução mais rápida não deve ser feita antes do estudo das demais alternativas, pois isso freqüentemente leva a um grande consumo de concreto e aço, bem como a dificuldades adicionais de execução.

Aliás, torna-se conveniente alterar a estrutura se o valor do coeficiente γ_z indicar que os esforços de 2.^a ordem apresentam valores muito elevados.

Justamente por essa possível necessidade de alteração da estrutura é que uma avaliação da estabilidade global deve ser feita ainda na fase de definição da forma estrutural.

4.3 Análise de estruturas de nós móveis

Nas estruturas de nós móveis a análise dos esforços deve obrigatoriamente considerar os efeitos de 2.^a ordem global e da não linearidade física. Deve ficar assegurado que para as combinações mais desfavoráveis das ações de cálculo não ocorra perda de estabilidade nem tão pouco esgotamento da capacidade resistente de cálculo das seções mais solicitadas.

Os efeitos de 2.^a ordem devem ser considerados através de modificações apropriadas na matriz de rigidez da estrutura, pensando-se em utilizar uma análise matricial, por exemplo através do Processo dos deslocamentos.

Entretanto, para estruturas de edifícios usuais pode-se utilizar o Processo P- Δ , que conduz a resultados muito bons.

A idéia deste processo é aplicar sobre a estrutura indeformada as ações horizontais e verticais, verificando a posição deformada. Num segundo passo, aplica-se sobre a estrutura deformada obtida essas mesmas ações, tendo-se então uma nova posição. E, assim por diante, até se observar uma convergência dos valores de deformação do edifício, o que indicaria que a estrutura é estável. Os esforços obtidos na posição deformada convergente serão os esforços finais, incluindo os de 2.^a ordem. Obviamente que essa posição final deformada deve obedecer valores que não comprometam os estados limites de utilização (deformação excessiva e abertura de fissuras).

Outra forma de se considerar os esforços de 2.^a ordem global se dá com o auxílio do coeficiente γ_z , sendo válida para estruturas regulares onde $1,1 < \gamma_z \leq 1,2$. A consideração é feita majorando-se por γ_z os esforços devidos às ações de vento e desaprumo.

VASCONCELOS (1987) propõe outro fator de majoração, variável com o número de pavimentos, e válido quando $\alpha \leq 1,0$. Esse fator k é dado pela expressão 4.6.

$$k = 1,0 + \frac{1,0}{\left\{ \left(\frac{\beta}{\sqrt{1,2} \cdot \alpha} \right)^2 - 1,0 \right\} \cdot \eta} \quad (4.6)$$

onde:

α : parâmetro de instabilidade;

β : $2,8 - 1,1 \cdot e^{-0,22 \cdot n}$, sendo n = número de pavimentos;

η : coeficiente dado em função do número de pavimentos, segundo a tabela 4.1.

TABELA 4.1 - Coeficiente η em função do número de pavimentos n

n	1	2	3	4	5	10	20	>20
η	0,60	0,92	1,07	1,20	1,27	1,39	1,46	1,52

Obs: Para valores intermediários entre $n = 5$ e $n = 20$ devem-se fazer interpolações lineares.

Já a não-linearidade física do material deve ser levada em conta através de considerações adequadas sobre ductilidade, fissuração e deformabilidade. A deformabilidade dos elementos pode ser calculada com base nos diagramas tensão-deformação dos materiais.

Entretanto, há uma maneira aproximada de se considerar a não linearidade física, tomando-se como rigidez das vigas e pilares os seguintes valores reduzidos, na análise dos deslocamentos horizontais da estrutura.

$$\text{Vigas: } (EI)_{NLF} = 0,5 \cdot E_C \cdot I_C$$

$$\text{Pilares: } (EI)_{NLF} = 0,8 \cdot E_C \cdot I_C \quad \text{ou}$$

$$(EI)_{NLF} = 0,7 \cdot E_C \cdot I_C \quad \text{para ambos.}$$

onde:

$(EI)_{NLF}$: módulo de rigidez com consideração da não-linearidade física do material;

E_C : valor secante do módulo de elasticidade longitudinal do concreto, dado por $0,9 \cdot 6600 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5}$ [MPa];

I_C : momento de inércia da seção bruta.

Deve-se lembrar que esses valores reduzidos são aproximados e devem variar com a taxa de armadura.

4.4 Consideração da alvenaria na verificação da estabilidade global

Os esforços de 2.^a ordem globais existem devido a uma posição deformada da estrutura, que surge principalmente perante às ações horizontais de vento. Entretanto, essas ações só conseguem solicitar a estrutura de um edifício, deformando-a, se existir o elemento de fechamento entre vigas e pilares, ou seja, a alvenaria obstruindo o vento.

Levando em conta essas considerações, que à primeira vista podem parecer óbvias, deve ser lembrado que se alvenaria é necessária a existência da ação com certeza estará presente na sua absorção, enrijecendo o sistema de pórticos do edifício. A figura 4.4 ilustra o que ocorre em um painel de pórtico solicitado por ação horizontal.

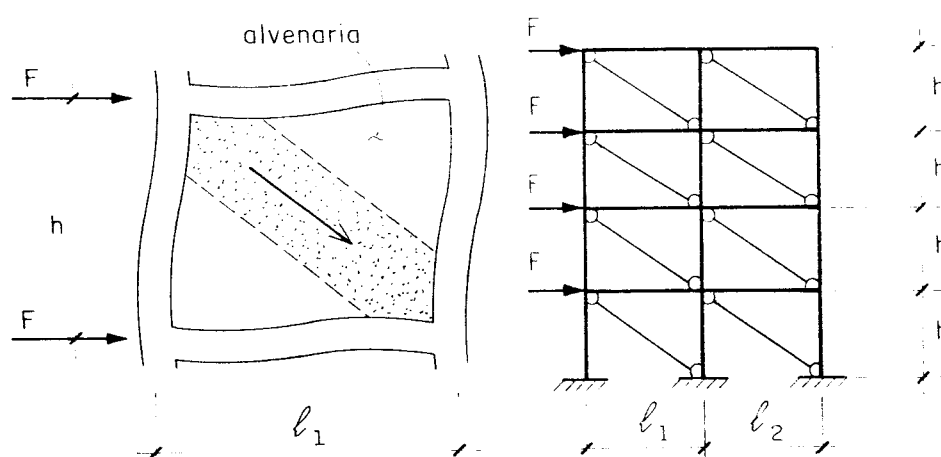


FIGURA 4.4 - Contribuição da alvenaria para o enrijecimento dos painéis de pórtico

A consideração da contribuição da alvenaria em cada painel de pórtico poderia ser feita, por exemplo, modelando-a como uma barra de rigidez tal, que simule seu efeito de travamento, como mostrado na figura 4.4.

Sem dúvida, novos modelos de pórtico tridimensional e associação plana de painéis que contemplassem essa idéia apresentariam deslocamentos horizontais menores, indicando o aparecimento de esforços de 2.^a ordem reduzidos (parâmetro de instabilidade α e coeficiente γ_2 com valores mais baixos).

Dentre as várias características de uma alvenaria que influenciariam seu desempenho nessa função de enrijecimento dos pórticos estão o tipo e a qualidade do material, com relevante importância.

Assim sendo, em obras com pouco controle de qualidade torna-se perigoso contar com a colaboração da alvenaria.

Como engenheiros, os projetistas estruturais devem ter conhecimento dessa colaboração e, ao mesmo tempo, saber avaliar a conveniência de dela usufruir em cada um de seus projetos.

4.5 Esforços devidos ao desaprumo

Nas estruturas de edifícios formadas por pórticos e pilares-parede devem ser consideradas as imperfeições geométricas dos eixos das peças verticais na estrutura descarregada (desaprumo).

Segundo o TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992), numa análise global da estrutura deve ser considerado, para cada pórtico em seu plano, o desaprumo mostrado na figura 4.5, sendo o ângulo global θ_a devido às imperfeições geométricas (ângulo de desaprumo) dado pela expressão 4.7.

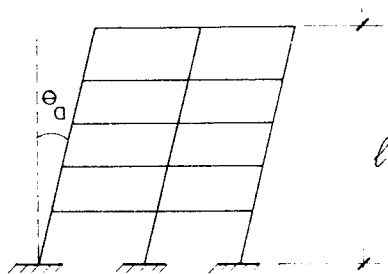


FIGURA 4.5 - Desaprumo em pórtico plano

$$\theta_a = \theta_1 \sqrt{\frac{1 + \frac{1}{n}}{2}} \quad (4.7)$$

onde:

n : número de pilares contínuos do pórtico;

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{\ell}} > 0,005 \text{ (rad)};$$

ℓ : altura da estrutura, em metros.

Como já citado anteriormente, quando a estrutura for considerada de nós móveis permite-se, em alguns casos, considerar os esforços de 2.^a ordem globais a partir da majoração (por γ_z ou k) dos esforços de vento e dos oriundos do desaprumo.

Os esforços de vento são os devidos às ações horizontais reais, enquanto os do desaprumo podem ser encarados como provenientes de ações horizontais fictícias correspondentes à inclinação acidental.

As ações horizontais fictícias ΔH_i para cada nível de um pórtico são mostradas na figura 4.6, sendo determinadas pela expressão 4.8.

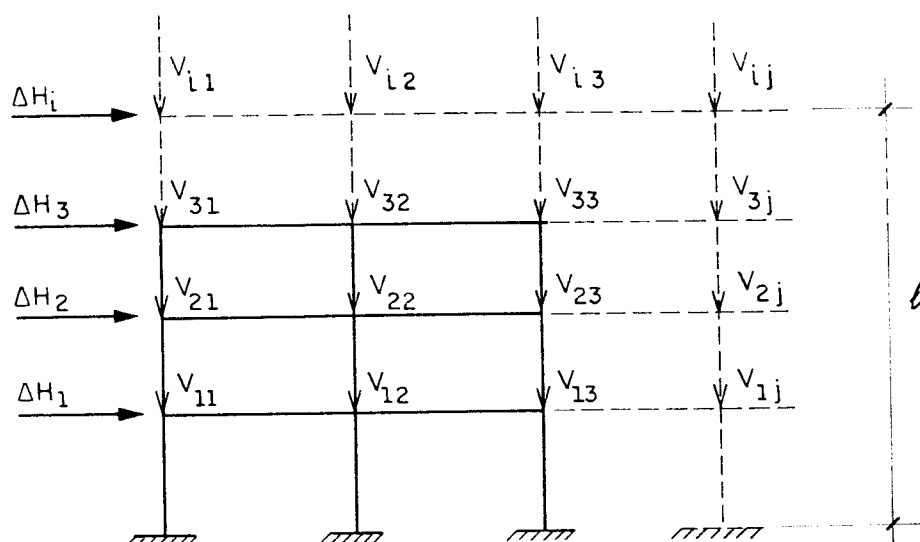


FIGURA 4.6 - Ações horizontais fictícias em pórtico devido ao desaprumo

$$\Delta H_i = \sum_{j=1}^n V_{ij} \cdot \text{tg} \theta_a \quad (4.8)$$

onde:

n : número de pilares contínuos do pórtico;

V_{ij} : ação vertical aplicada ao pilar j somente pelo andar i ;

θ_a : ângulo de desaprumo do pórtico, em radianos.

Obs: Em se tratando de ângulos muito pequenos, como é o caso do ângulo de desaprumo, é perfeitamente razoável considerar $\text{tg} \theta_a \cong \theta_a$, em radianos.

Fazendo isso para todos os pórticos de uma direção tem-se a ação total horizontal fictícia para essa direção, que somada à real (do vento) pode ser majorada a fim de se levar em conta, de maneira aproximada, os efeitos de 2.^a ordem.

4.6 Análise da estabilidade global do Edifício Vitória Régia

Será analisada a possibilidade de dispensa da consideração dos esforços de 2.^a ordem globais para o Edifício Vitória Régia, através do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z .

Utilizam-se os modelos tridimensional (SAP-90) e de associação plana de painéis (PPLAN-4) para que uma comparação entre seus resultados possa ser feita.

Os dados apresentados a seguir, obtidos anteriormente, são necessários à análise da estabilidade global.

- altura total do edifício : 52,70 m
- número de pavimentos : 17 + 1 cobertura
- área do pavimento tipo: 344,5 m²

- ação vertical característica média por pavimento : 10,4 kN/m²
- ação aproximada da caixa d'água e casa de máquinas : 500 kN
- ação horizontal (média uniformizada) de cálculo na direção x : 15,75 kN/m
- deslocamento médio do topo (dir. x) segundo modelo tridimensional: 5,1 cm
- deslocamento do topo (direção x) segundo modelo plano : 5,8 cm
- ação horizontal (média uniformizada) de cálculo na direção y : 50,84 kN/m
- deslocamento do topo (direção y) segundo modelo tridimensional : 8,1 cm
- deslocamento do topo (direção y) segundo modelo plano : 9,7 cm

A figura 4.7 mostra as direções x e y do Ed. Vitória Régia.

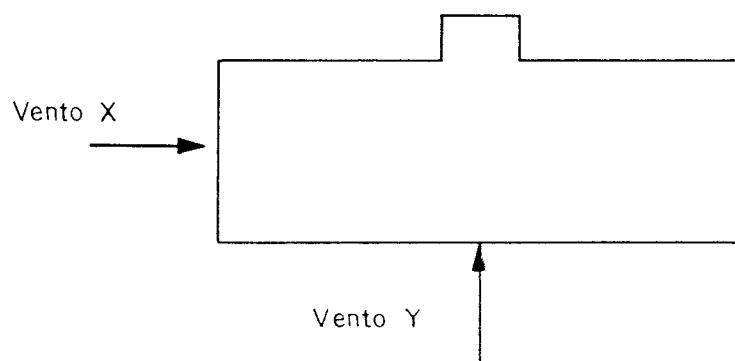


FIGURA 4.7 - Planta esquemática do edifício com as direções x e y

Seguem-se os cálculos do parâmetro de instabilidade α e do coeficiente γ_z .

4.6.1 Parâmetro de instabilidade α

De acordo com a expressão 4.2, tem-se:

$$\alpha = H \cdot \sqrt{\frac{N_k}{(EI)_{eq}}}$$

Considerando que a cobertura conte com 70% das ações verticais que atuam nos outros pavimentos, pode-se estimar a ação vertical característica na fundação:

$$N_k = 17,7 (344,5 \cdot 10,4) + 500 = 63915,5 \text{ kN}$$

$$\alpha_{lim} [\text{TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992)}] = 0,6$$

$$\alpha_{lim} [\text{VASCONCELOS (1987)}] = 0,8$$

Segue-se o cálculo do parâmetro de instabilidade α para as duas direções do Edifício Vitória Régia.

a) Direção x

Utilizando o modelo tridimensional através do software SAP-90, obtém-se:

$$(EI)_{eq} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} = \frac{15,75 \cdot 52,70^4}{8 \cdot 0,051} = 2,98 \cdot 10^8 \text{ kNm}^2$$

Ou seja:

$$\alpha = 52,70 \cdot \sqrt{\frac{63915,5}{2,98 \cdot 10^8}} = 0,77$$

Com o modelo da associação plana de painéis (PPLAN-4) chega-se a um valor menor para o módulo de rigidez equivalente:

$$(EI)_{eq} = \frac{q.H^4}{8.a} = \frac{15,75.52,70^4}{8.0,058} = 2,62.10^8 \text{ kNm}^2$$

Sendo o parâmetro de instabilidade α igual a:

$$\alpha = 52,70 \cdot \sqrt{\frac{63915,5}{2,62.10^8}} = 0,82$$

O modelo tridimensional sem dúvida conduz a um valor mais representativo com $\alpha = 0,77$, o que corresponde aproximadamente a uma diferença de 6,5% em relação ao resultado do modelo plano.

Considerando esse valor, segundo o TEXTO BASE PARA A REVISÃO DA NB1/78 (1992) será necessária a consideração de esforços de 2.^a ordem para a direção x, pois $\alpha > \alpha_{lim} = 0,60$.

Segundo VASCONCELOS (1987) isso não seria necessário, pois teria-se $\alpha < \alpha_{lim} = 0,80$.

b) Direção y

Com o modelo tridimensional chega-se a:

$$(EI)_{eq} = \frac{q.H^4}{8.a} = \frac{50,84.52,70^4}{8.0,081} = 6,05.10^8 \text{ kNm}^2$$

Assim o parâmetro de instabilidade α é dado por:

$$\alpha = 52,70 \cdot \sqrt{\frac{63915,5}{6,05 \cdot 10^8}} = 0,54$$

Utilizando o modelo da associação plana de painéis novamente obtém-se um valor inferior para o módulo de rigidez equivalente do edifício:

$$(EI)_{eq} = \frac{q \cdot H^4}{8 \cdot a} = \frac{50,84 \cdot 52,70^4}{8 \cdot 0,097} = 5,05 \cdot 10^8 \text{ kN.m}^2$$

Naturalmente, o parâmetro de instabilidade α terá maior valor do que o fornecido através do modelo tridimensional:

$$\alpha = 52,70 \cdot \sqrt{\frac{63915,5}{5,05 \cdot 10^8}} = 0,59$$

A diferença entre os valores nesse caso atinge 9,2%.

Concluindo, nessa direção não será necessária a consideração dos esforços de 2.^a ordem, já que $\alpha < \alpha_{lim} = 0,60$ para ambos os modelos.

4.6.2 Coeficiente γ_z

De acordo com a expressão 4.5, tem-se:

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

O valor do deslocamento horizontal (e) do pavimento localizado à meia altura do edifício será tomado como sendo igual à metade do deslocamento do topo.

Segue-se o cálculo do coeficiente γ_z para as duas direções do Edifício Vitória Régia.

a) Direção x

Considera-se o edifício submetido ao seguinte momento de tombamento em 1.^a ordem:

$$M_{1,d} = \frac{w \cdot H^2}{2} = \frac{15,75 \cdot 52,70^2}{2} = 21871,1 \text{ kN.m}$$

Com o modelo tridimensional (SAP-90) obtém-se o deslocamento do pavimento situado à meia altura do edifício e o momento fletor de 2.^a ordem em sua base:

$$\Delta M_{d} = N_d \cdot e = (10 \cdot 63915,5) \cdot \frac{0,051}{2} = 1629,8 \text{ kN.m}$$

E portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{1629,8}{21871,1}} = 1,081$$

Através do modelo da associação plana de painéis (PPLAN-4) chega-se a um momento fletor de 2.^a ordem na base do edifício igual a:

$$\Delta M_{d} = N_d \cdot e = (10 \cdot 63915,5) \cdot \frac{0,058}{2} = 1853,6 \text{ kN.m}$$

Isso resulta num valor um pouco maior para o coeficiente γ_z (1,01%):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{1853,6}{21871,1}} = 1,092$$

Para essa direção ambos os modelos indicam que a estrutura é de nós fixos ($\gamma_z < 1,1$), podendo-se a princípio desprezar os efeitos de 2.^a ordem, embora se aproximem muito de 10% dos de 1.^a ordem (valor limite).

b) Direção y

O momento de tombamento (1.^a ordem) considerado atuante sobre o edifício será:

$$M_{1,d} = \frac{w \cdot H^2}{2} = \frac{50,84 \cdot 52,70^2}{2} = 70598,7 \text{ kN.m}$$

Com o modelo tridimensional (SAP-90) tem-se:

$$\Delta M_{1,d} = N_d \cdot e = (1,0 \cdot 63915,5) \cdot \frac{0,081}{2} = 2588,6 \text{ kN.m}$$

E portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{2588,6}{70598,7}} = 1,038$$

Utilizando o modelo da associação plana de painéis (PPLAN-4) obtém-se um valor superior para o momento de 2.^a ordem:

$$\Delta M_{d,d} = N_d \cdot e = (1,0 \cdot 63915,5) \cdot \frac{0,097}{2} = 3099,9 \text{ kN.m}$$

O coeficiente γ_z terá também valor maior (0,77%):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{3099,9}{70598,7}} = 1,046$$

Assim, para essa direção tem-se uma estrutura de nós fixos, uma vez que $\gamma_z < 1,10$, para ambos os modelos.

4.6.3 Considerações sobre a análise da estabilidade global

A análise da estabilidade global do Edifício Vitória Régia indica que na direção y a estrutura de contraventamento é rígida o suficiente para ser considerada de nós fixos.

Já na direção x a estrutura tem deslocamentos horizontais que praticamente obrigam a sua classificação como de nós móveis, apresentando esforços de 2.^a ordem consideráveis (em torno de 10% dos de 1.^a ordem).

Há estruturas em que os deslocamentos horizontais são grandes e que, não obstante, dispensam a consideração dos efeitos de 2.^a ordem por serem pequenos, ainda assim, os acréscimos percentuais de esforços solicitantes produzidos pelas ações verticais perante a esses deslocamentos.

De certa maneira, isso acontece no Edifício Vitória Régia. Para a direção x (de menor exposição ao vento) os deslocamentos horizontais apresentaram valores menores do que para a sua direção ortogonal (direção y). Todavia para essa mesma direção x os acréscimos percentuais de esforços solicitantes (devidos à posição deformada) em relação aos já existentes em 1.^a ordem foram maiores. Isso acaba tornando conveniente a consideração desses esforços adicionais nessa direção.

Para a direção y , apesar dos valores absolutos de esforços oriundos da posição deformada serem maiores, podem ser desprezados por representarem acréscimos percentuais pequenos.

Em suma, isso acontece com o Edifício Vitória Régia porque a direção y possui uma estrutura mais rígida de contraventamento. Basta verificar que o módulo de rigidez equivalente para cálculo do parâmetro de instabilidade α é bem maior para essa direção.

A magnitude dos esforços de 2.^a ordem deve ser sempre avaliada em relação aos esforços de 1.^a ordem. É por isso que a relação entre o deslocamento do topo e a altura do edifício não pode ser utilizada como parâmetro de estabilidade global, procedimento às vezes adotado por projetistas estruturais. O valor dessa relação deve servir apenas para avaliar a deformação do edifício.

Deve-se ressaltar, ainda, a proximidade entre os resultados oriundos dos dois modelos (tridimensional e plano), principalmente quanto ao coeficiente γ_z . Isso confirma a validade do modelo da associação plana de painéis na análise da estabilidade global de edifícios.

5 CONCLUSÕES

Nos dias atuais não há como prescindir do auxílio da informática no que se refere a projetos de estruturas de edifícios em concreto armado.

Entretanto jamais pode-se desprezar o conhecimento sobre o comportamento estrutural e as hipóteses adotadas, aspectos muitas vezes ocultados pelos programas de computador.

Deve-se lembrar sempre que a adoção de modelos coerentes bem como a análise correta dos resultados passam obrigatoriamente por esse conhecimento.

E é nesse sentido que o confronto apresentado neste trabalho entre os resultados de modelos simplificados, que explicitam o comportamento estrutural, e de modelos auxiliados por softwares, que por sua vez conduzem a resultados matematicamente mais precisos, torna-se muito importante tanto profissional quanto didaticamente.

Espera-se que o conteúdo do trabalho contribua para a fixação da idéia de que a engenharia não é uma ciência exata, sendo que a criação de modelos que melhor retratem a realidade estrutural não deixa de ser uma arte.

Todo modelo estrutural possui um nível de aproximação referente a hipóteses próprias, o qual deve ser obrigatoriamente conhecido e explicitado.

Por exemplo, até mesmo o modelo tridimensional submetido a ações verticais, cujos resultados foram aqui por várias vezes considerados como referência, possui o seu nível de aproximação.

Ora, a totalidade das ações verticais foi considerada aplicada de uma só vez na estrutura inteira. A partir desta hipótese, algumas vigas-tipo apresentaram em suas extremidades resultados de momento fletor altamente crescentes com a altura do edifício, devido às deformações diferenciadas dos pilares de apoio em cada pavimento.

Isso é uma aproximação assumida, que entretanto permitiu a observação de um fenômeno que realmente ocorre, em proporções um pouco diferentes e de difícil determinação precisa.

Na verdade, parte das ações verticais (peso-próprio de lajes, vigas e pilares) é introduzida de forma incremental sobre estruturas que acompanham o desenvolvimento da construção, pavimento por pavimento.

Desta maneira, todo pavimento apoia-se em uma estrutura já parcialmente deformada por suas ações particulares de peso-próprio. Pensando somente nessas ações as vigas do pavimento apoiado não estariam sofrendo "recalques", mas sim sendo concretadas sobre uma estrutura já deformada.

Porém a concretagem de todos os outros pavimentos superiores estaria contribuindo para a deformação de seus pilares e submetendo suas vigas a situações semelhantes, agora sim, a recalques de apoio.

Quanto às ações não referentes ao peso-próprio de vigas, lajes e pilares, estas normalmente são aplicadas nos pavimentos após toda a estrutura já concretada. Nesse caso o modelo global tridimensional considerado estaria condizente com a realidade.

No que diz respeito às ações horizontais, a consideração do vento atuando estaticamente sobre o modelo tridimensional também constitui-se em uma aproximação.

Outro aspecto importante do trabalho refere-se a considerações feitas sobre alguns itens da NB1/78 (1978).

Por exemplo, em relação às ações de vento seu texto é confuso, e porque não dizer ineficiente. Já sobre a verificação da estabilidade global como meio de se avaliar os esforços de 2.^a ordem, esta norma é totalmente omissa.

Quanto à permissão de se considerar as vigas de edifícios como contínuas, os resultados desse trabalho mostram que esse item deve ser analisado com muito cuidado pela Comissão de Estudos da revisão da NB1/78. Deve ficar claramente explicitada a possibilidade de vigas-tipo apresentarem esforços bem distintos ao longo da altura do edifício submetido às ações verticais.

Também, decorrente dessa permissão, a NB1/78 (1978) admite que não sejam considerados momentos fletores nos pilares intermediários das vigas quando atuantes as ações verticais. Os resultados deste trabalho mostram que isso pode ser perigoso em determinados casos.

Algumas práticas adotadas tradicionalmente por projetistas estruturais como majorar as ações verticais para considerar a ação de vento em vigas ou adotar a relação entre o deslocamento do topo e a altura do edifício como parâmetro de estabilidade global foram aqui condenadas, com a apresentação de exemplos numéricos.

Com relação a propostas para trabalhos futuros destacam-se três tópicos comentados, mas que não tiveram seus estudos mais aprofundados.

Um deles diz respeito à contribuição da alvenaria para a estabilidade global de edifícios em concreto armado. A princípio, a alvenaria poderia ser modelada através de barras com rigidez tal que simulasse seu efeito de travamento nos painéis de pórtico. Um estudo feito com ensaios em modelos reduzidos num laboratório seria necessário e extremamente útil.

Um outro tópico refere-se ao estudo de um método simplificado para determinação, até para efeito de pré-dimensionamentos, da absorção de ações horizontais por parte de núcleos estruturais em edifícios. Sabe-se que esses elementos devem ser evitados por absorverem grande parte das ações de vento, originando geralmente elementos de fundação extremamente volumosos, de difícil execução e com alto custo.

Finalmente, o terceiro tópico é relativo à pesquisa aprofundada sobre o processo $P-\Delta$, para análise da estabilidade global e determinação de esforços de 2.^a ordem em estruturas de edifícios. Seria interessante a elaboração de softwares que auxiliassem esse estudo.

ANEXO

As figuras a seguir mostram desenhos gerados pelo aplicativo SAPLOT, a partir do processamento do modelo tridimensional do Edifício Vitória Régia através do software SAP-90.

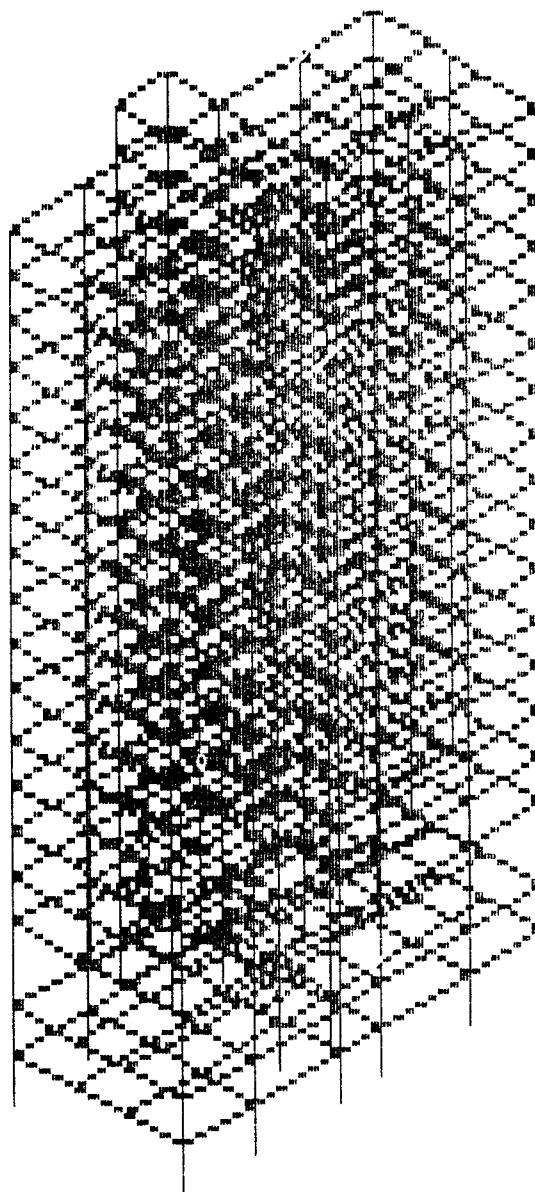


FIGURA A1 - Vista do modelo em perspectiva

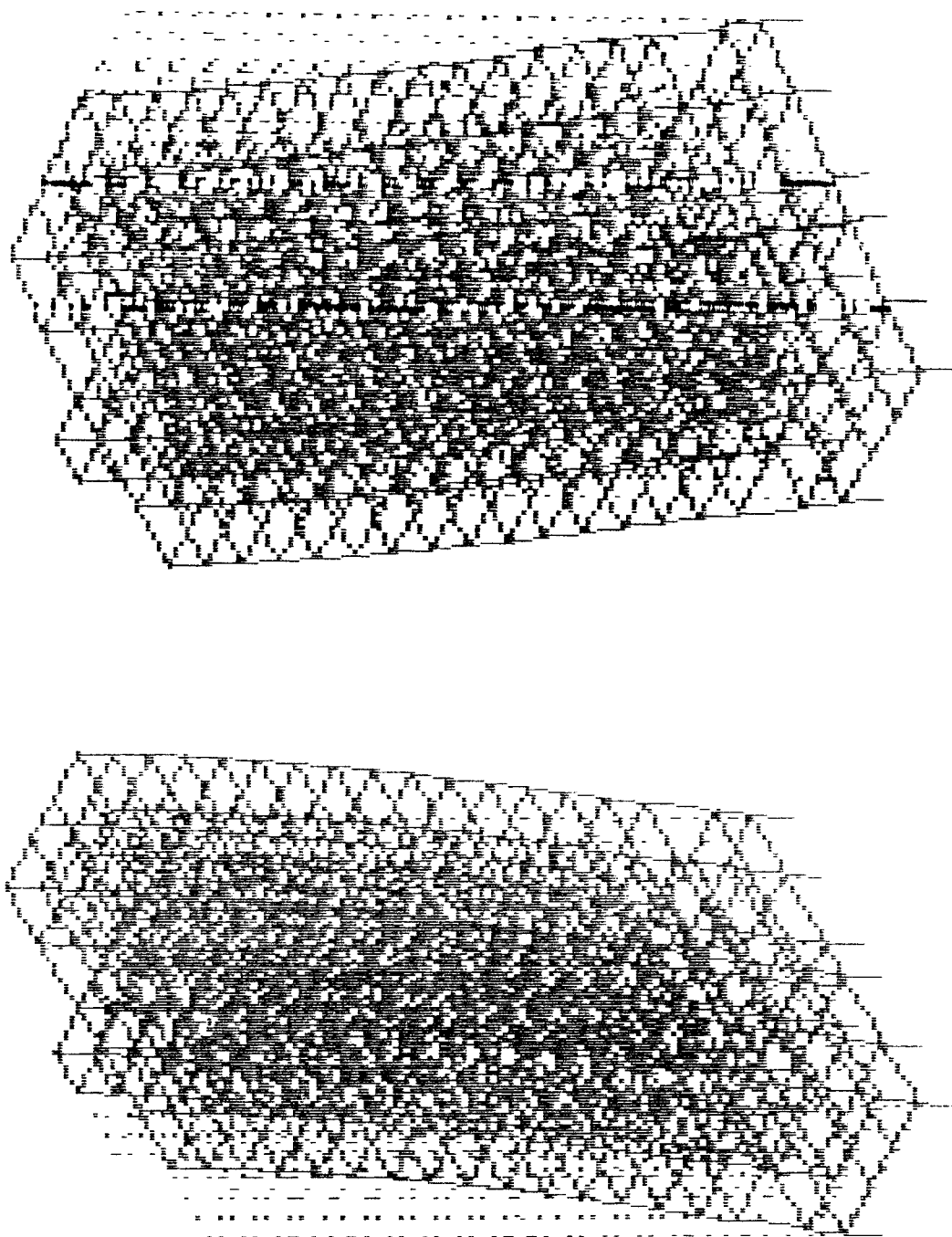


FIGURA A2 - Vistas em perspectiva das posições deformadas devido à ação de vento atuando segundo as direções X e Y

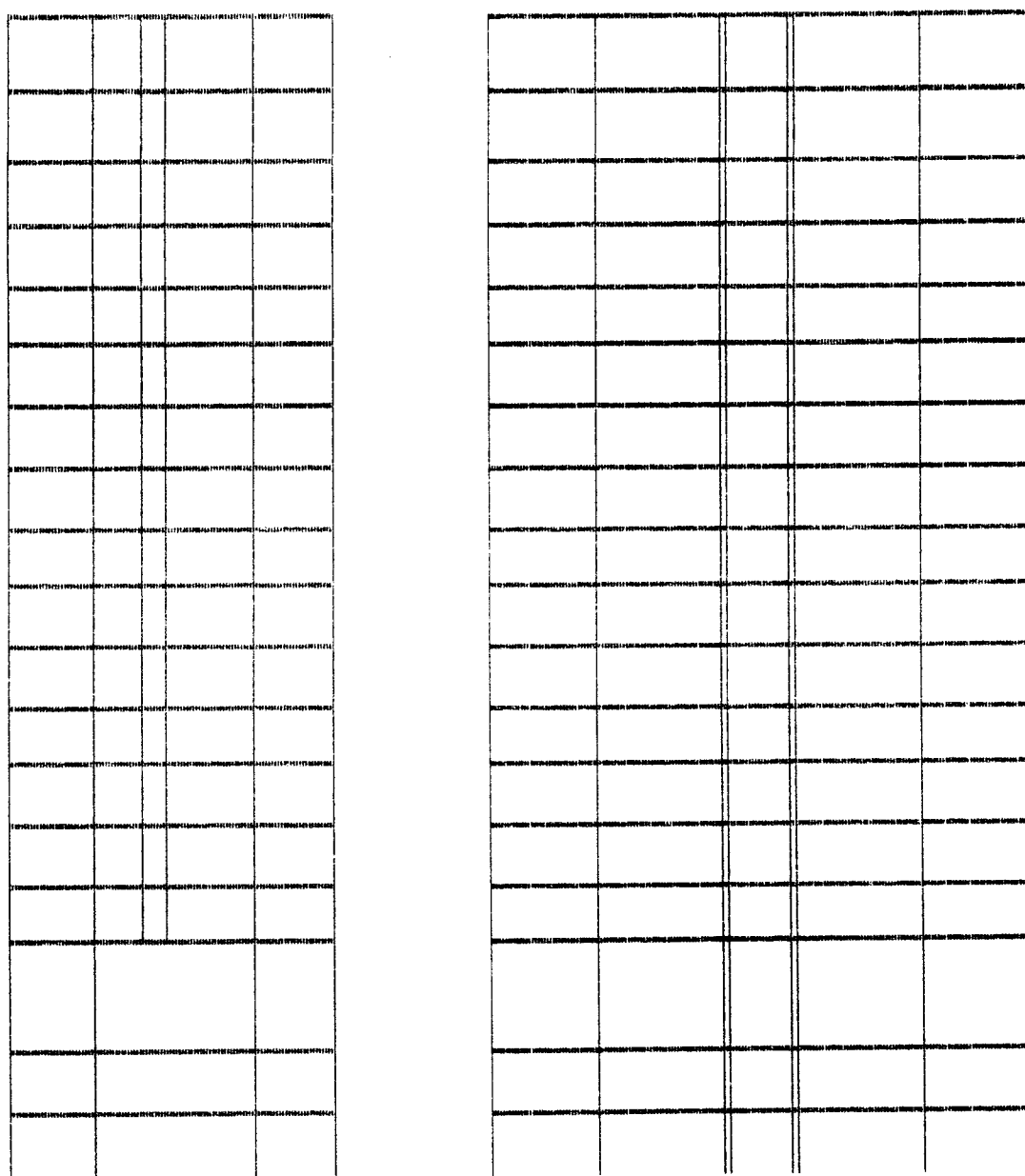


FIGURA A3 - Vistas do modelo nas direções X e Y

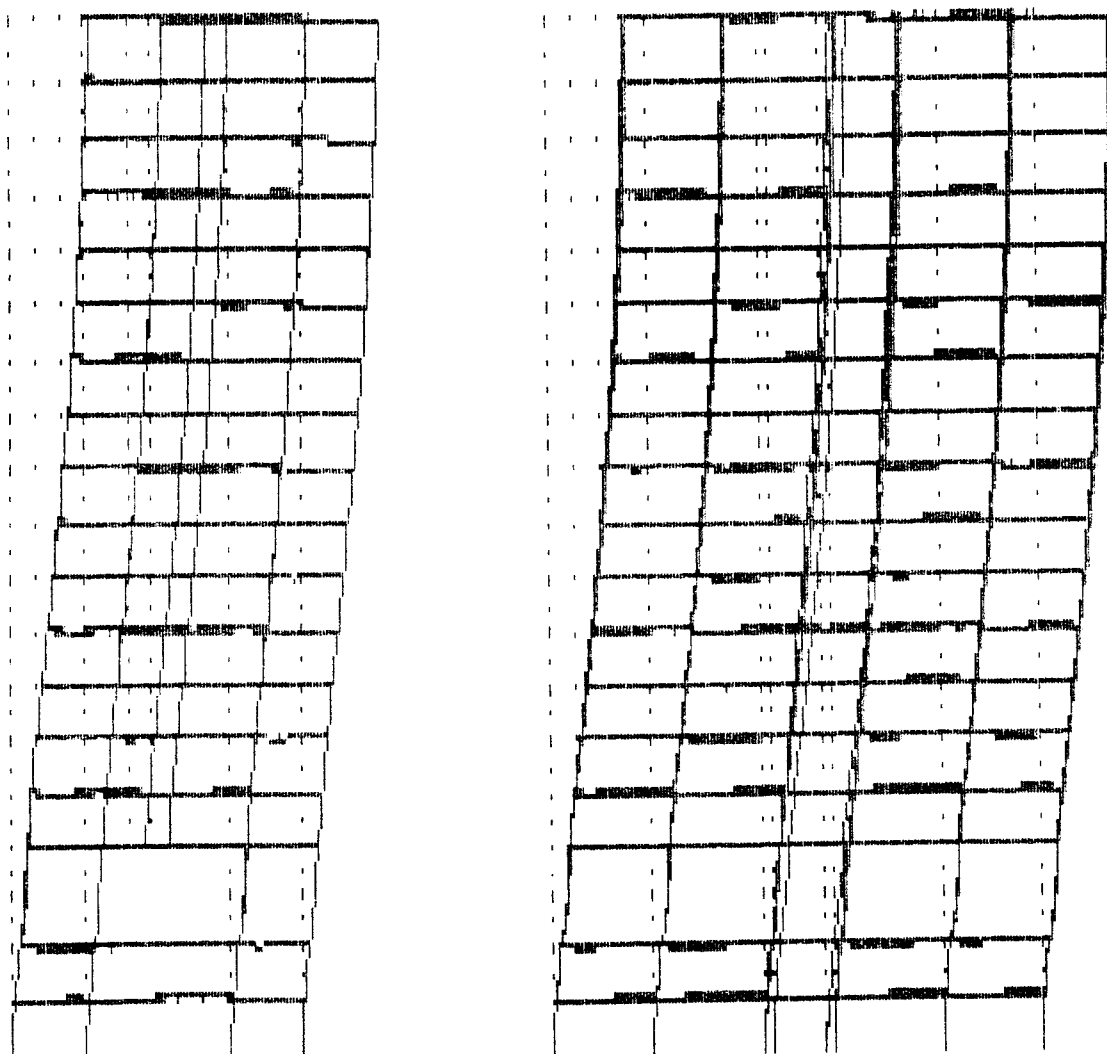


FIGURA A4 - Vistas nas direções X e Y das posições deformadas devido à ação de vento atuando segundo as direções Y e X

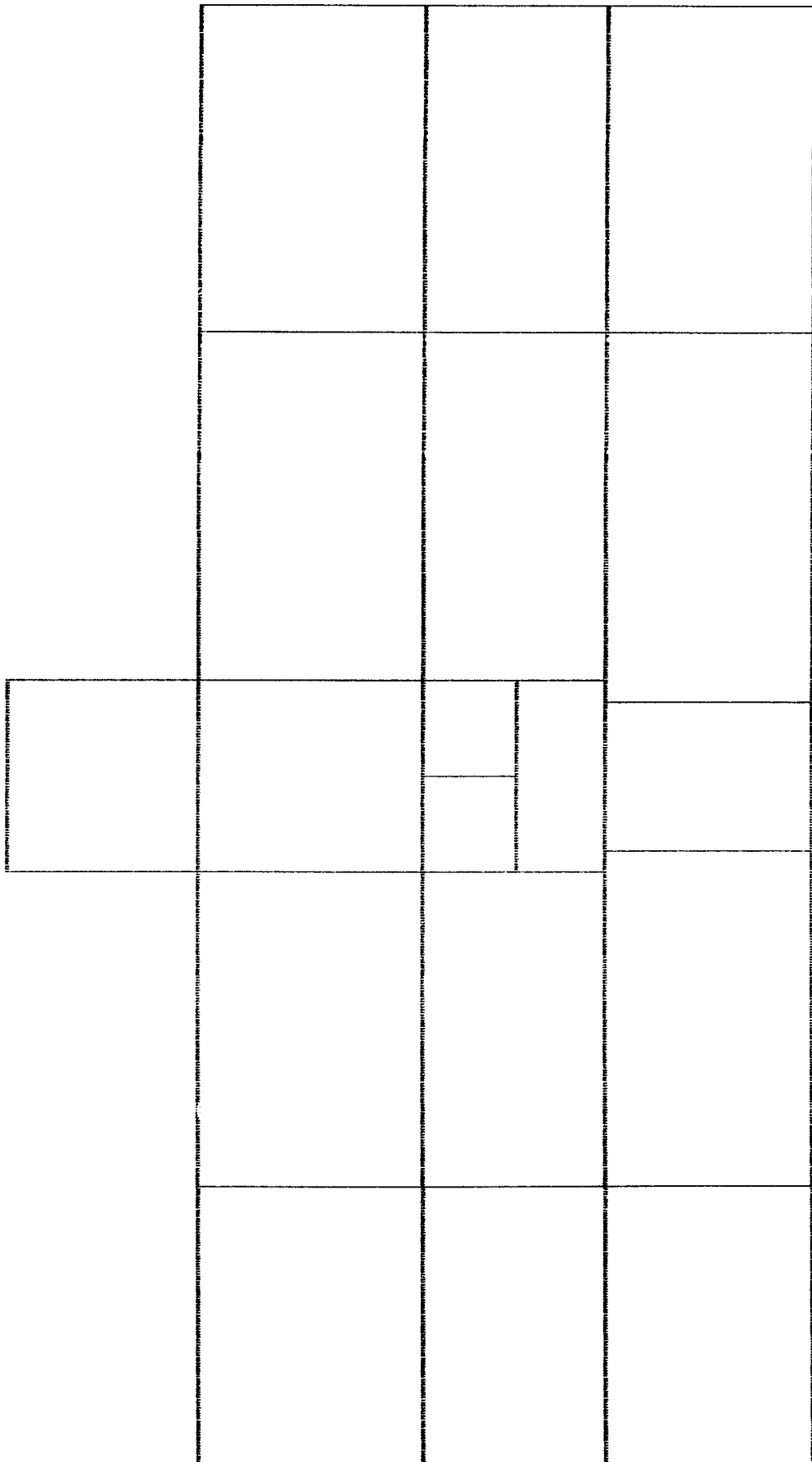


FIGURA A5 - Vista em planta do 1.º pavimento (térreo)

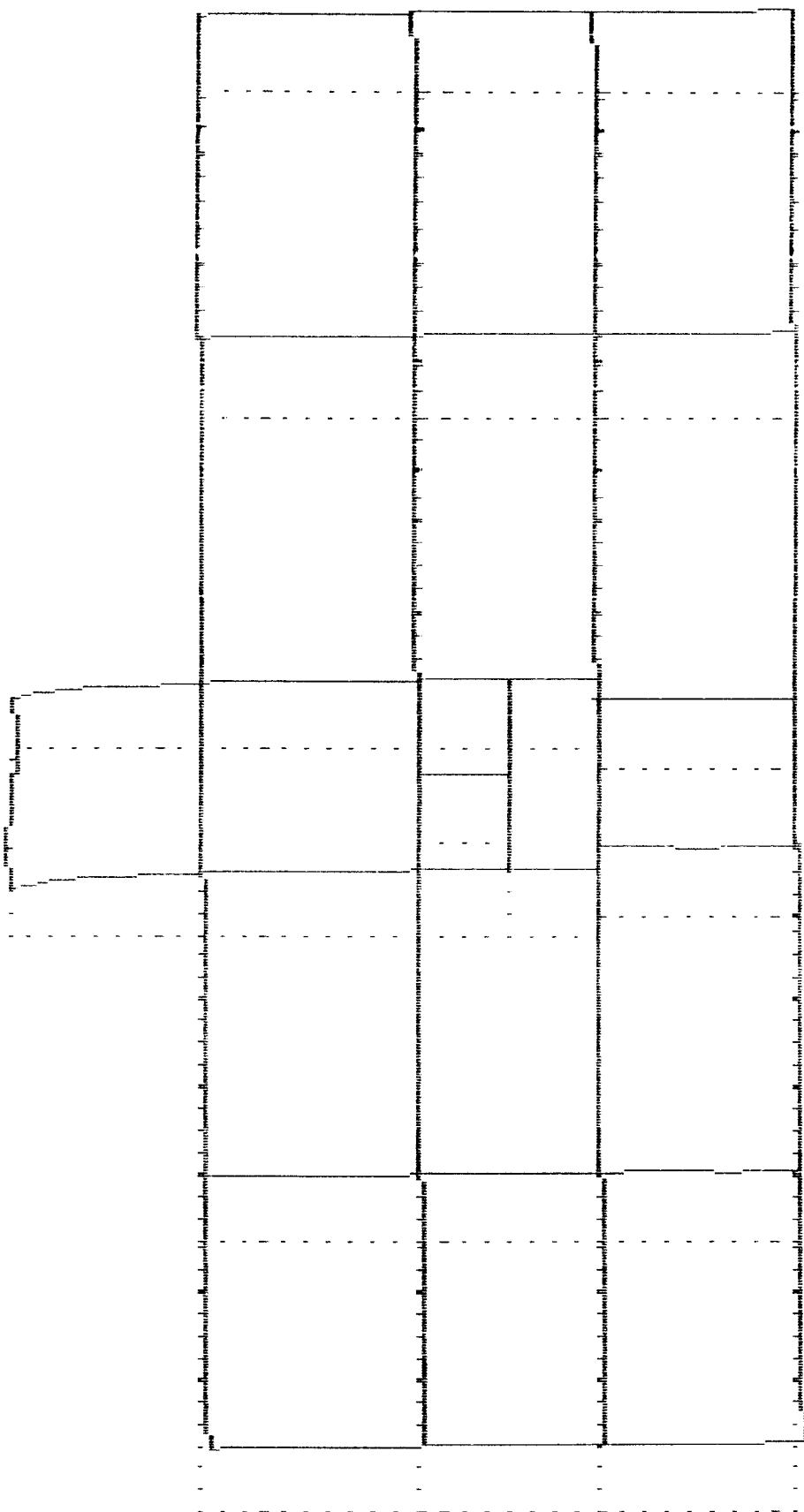


FIGURA A6 - Vista em planta da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X

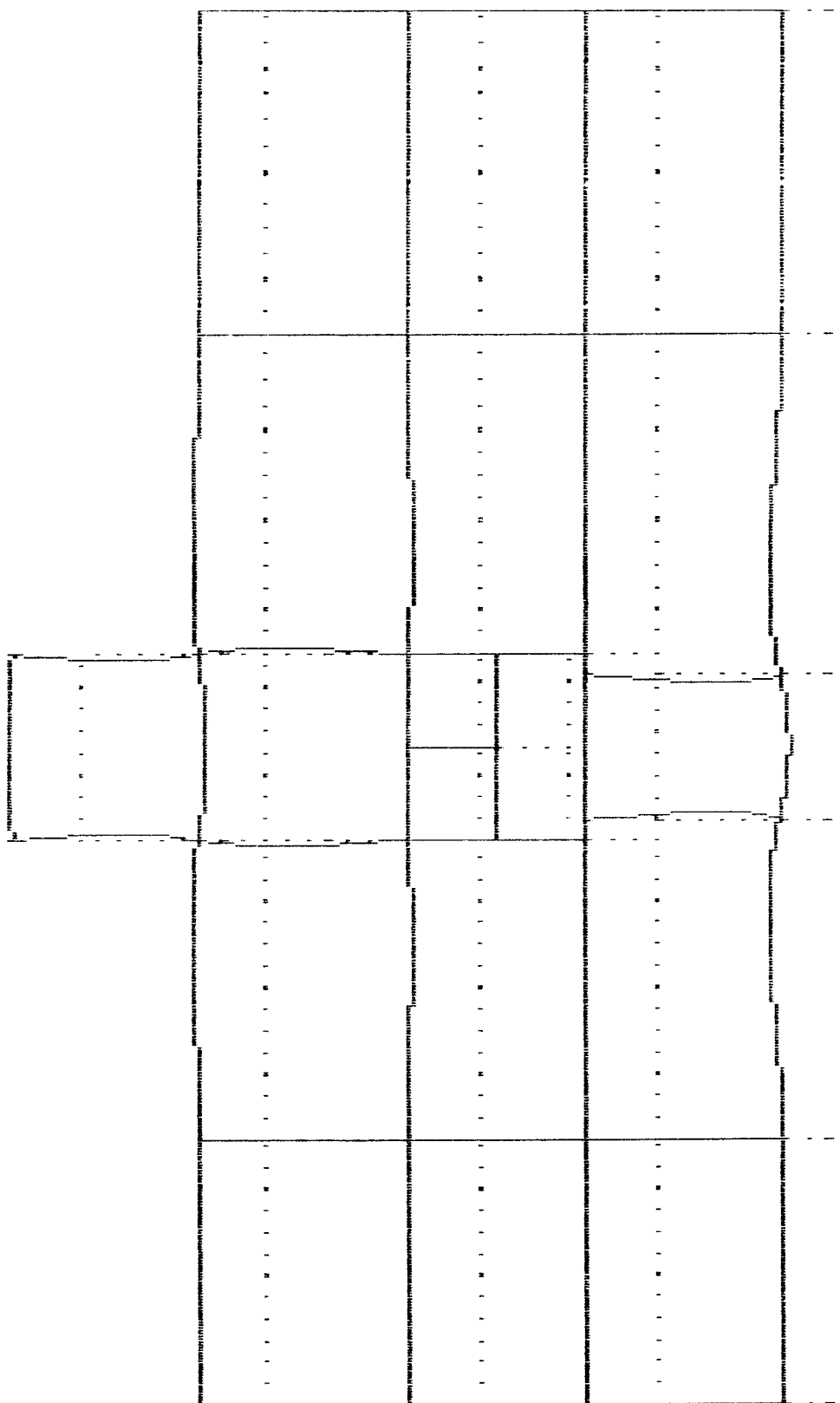


FIGURA A7 - Vista em planta da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

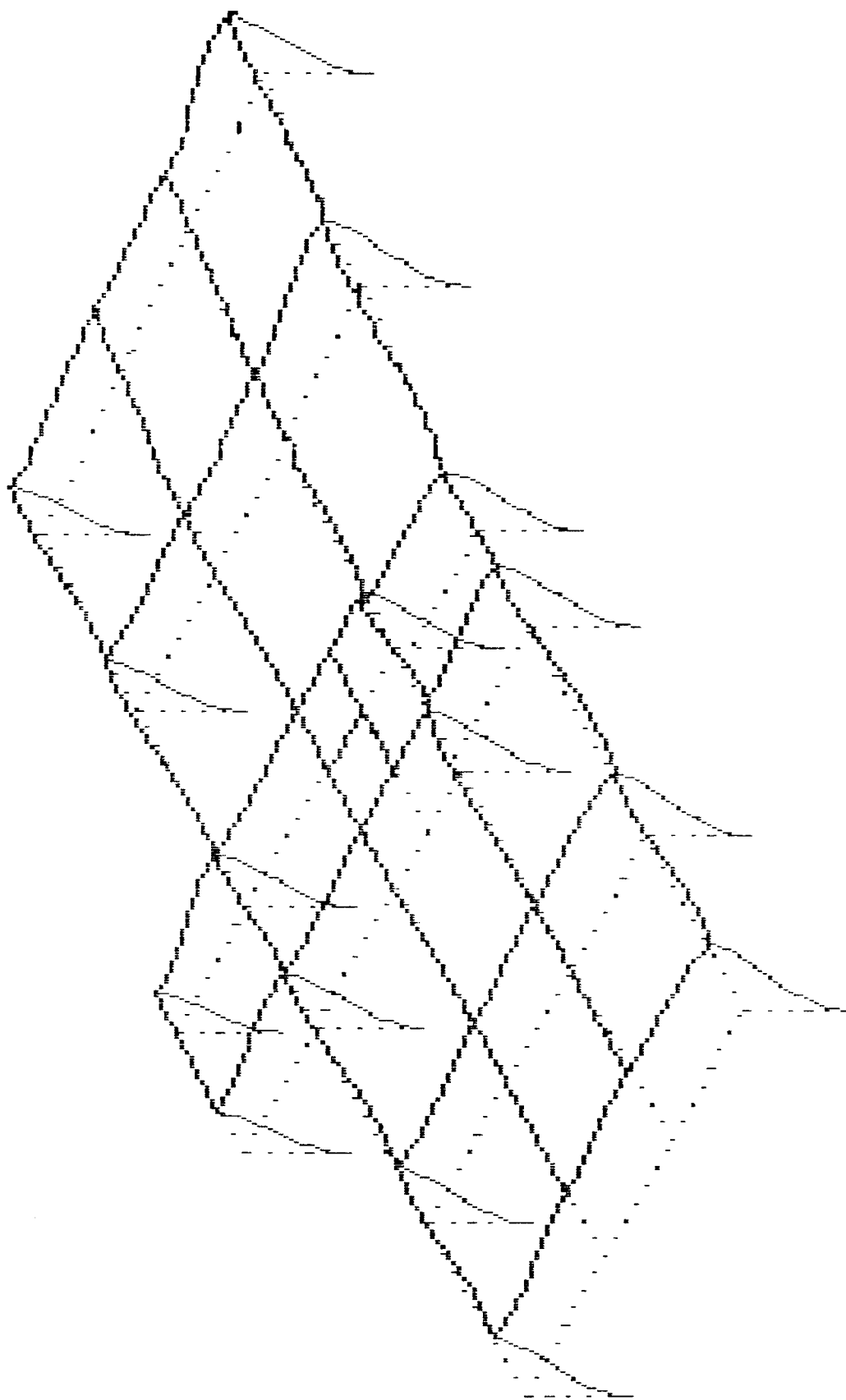


FIGURA A8 - Vista em perspectiva da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X

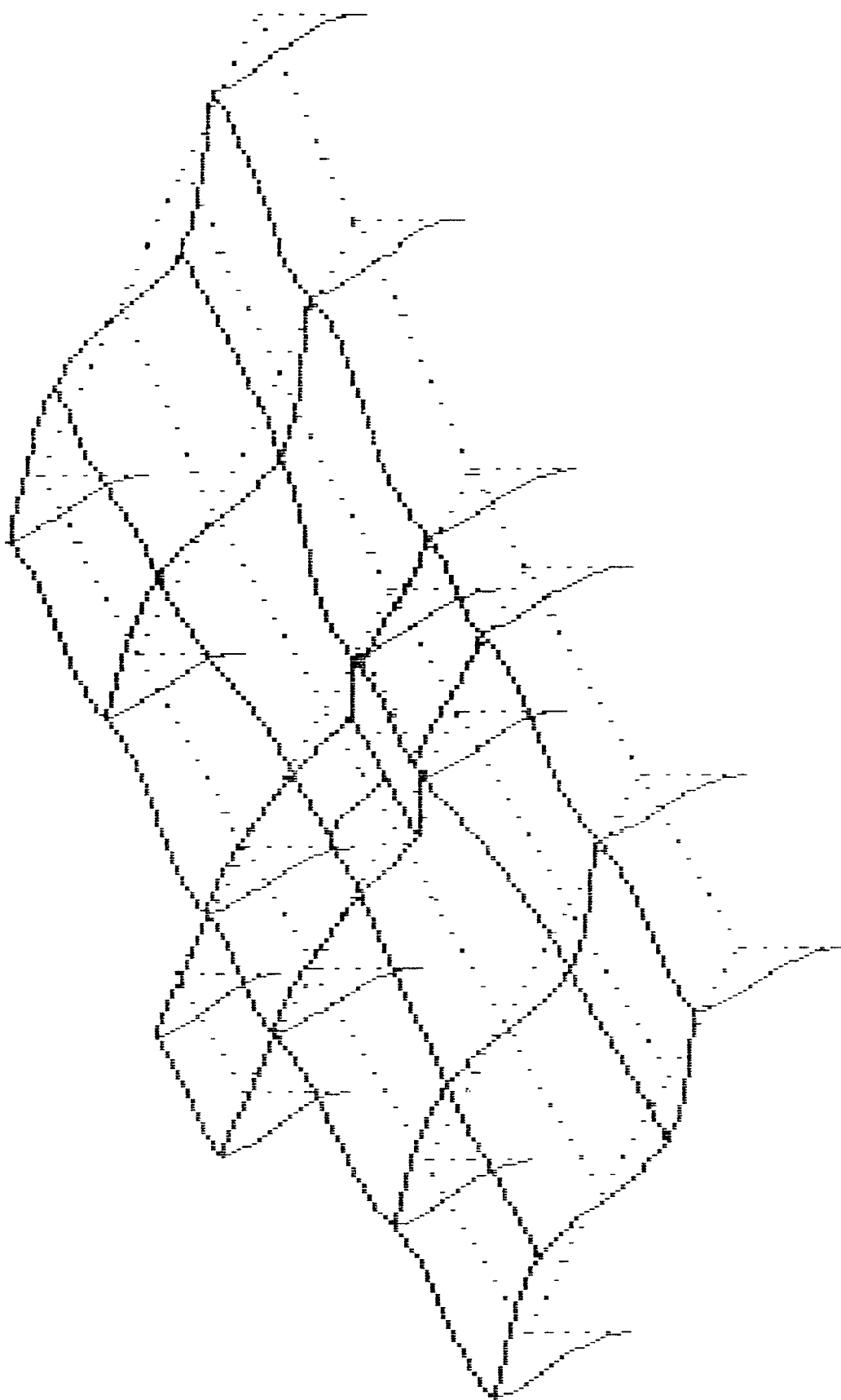


FIGURA A9 - Vista em perspectiva da posição deformada do 1.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

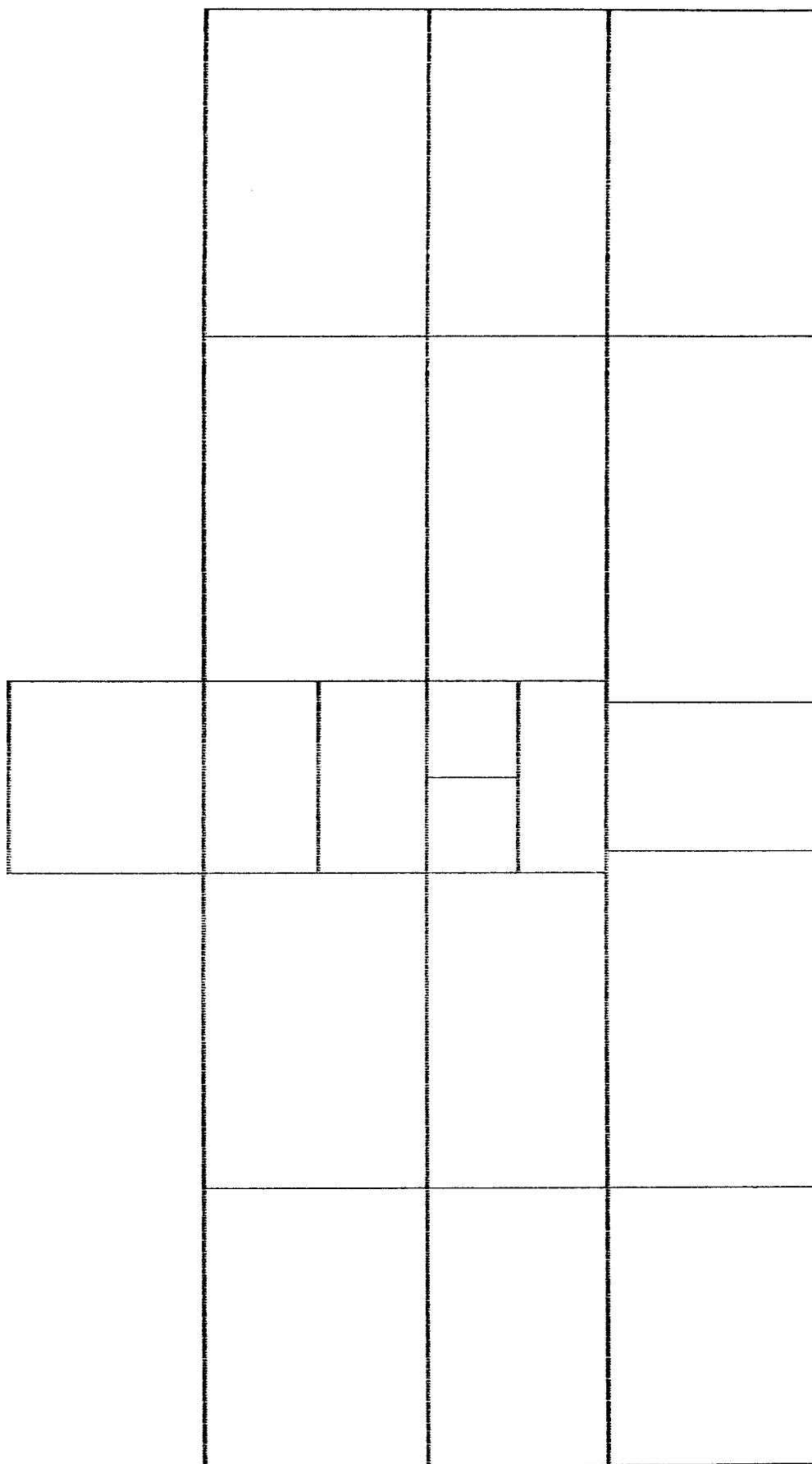


FIGURA A10 - Vista em planta do 2.º pavimento (mezzanino)

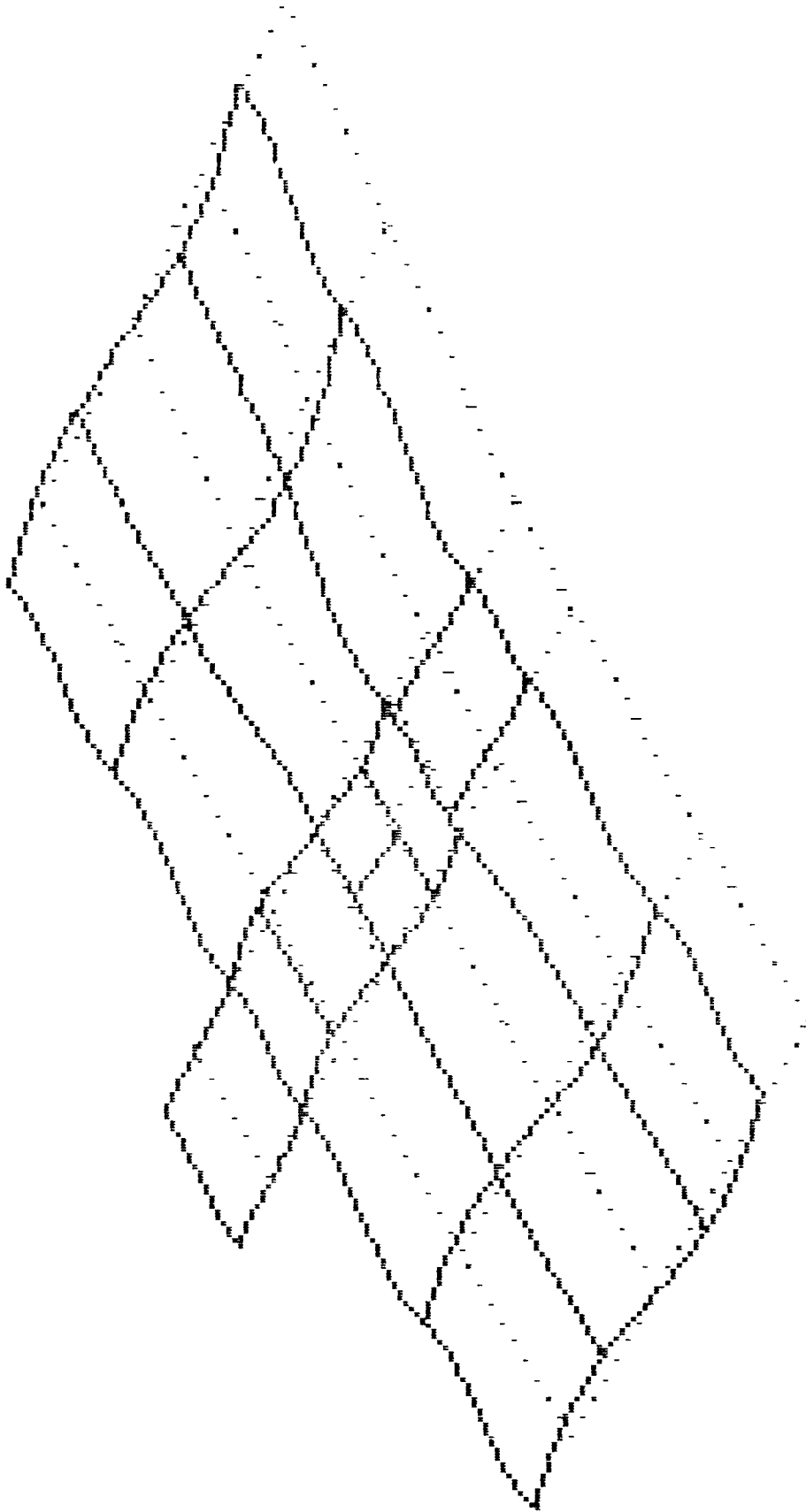


FIGURA A11 - Vista em perspectiva da posição deformada do 2.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

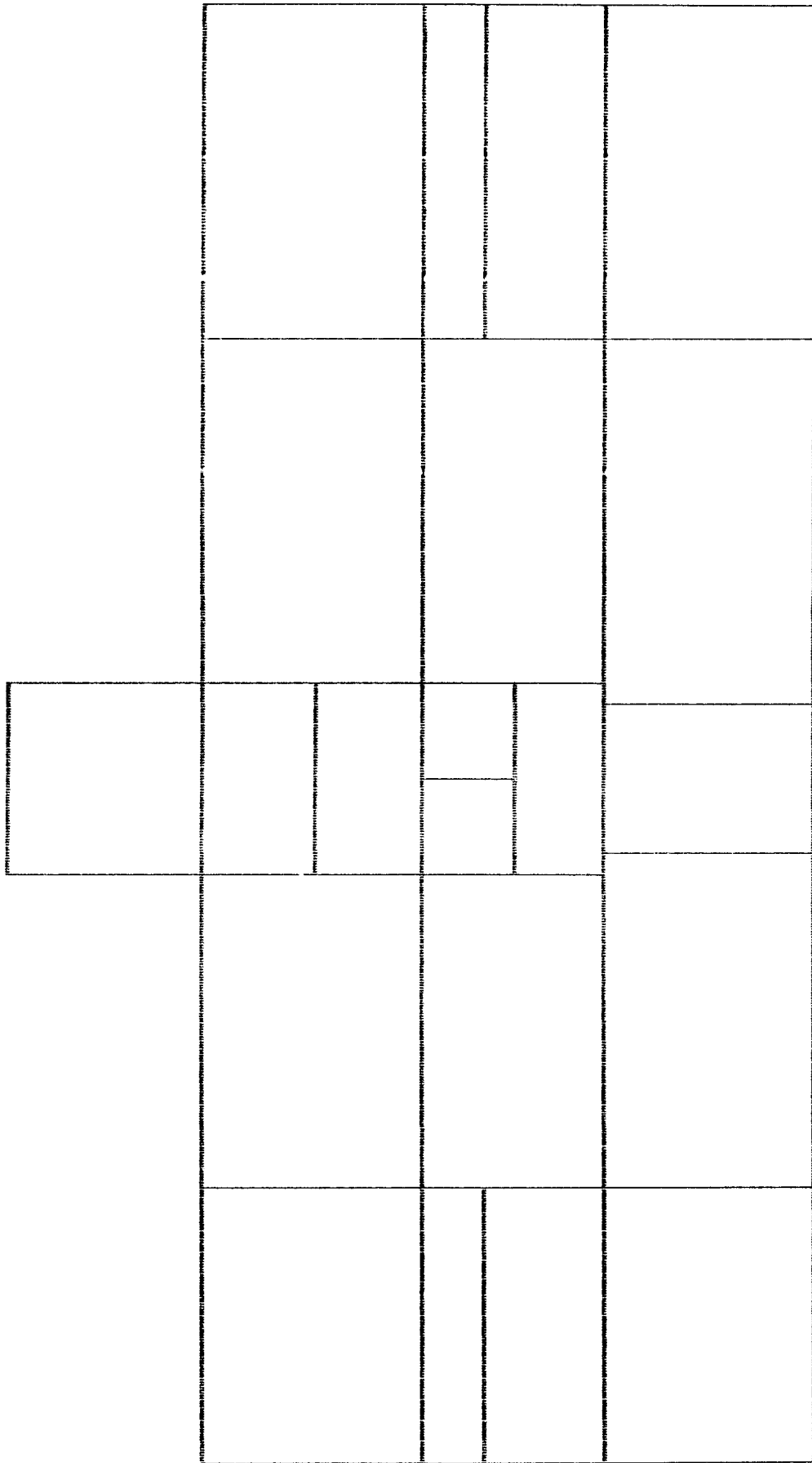


FIGURA A12 - Vista em planta do 3.º pavimento (transição)

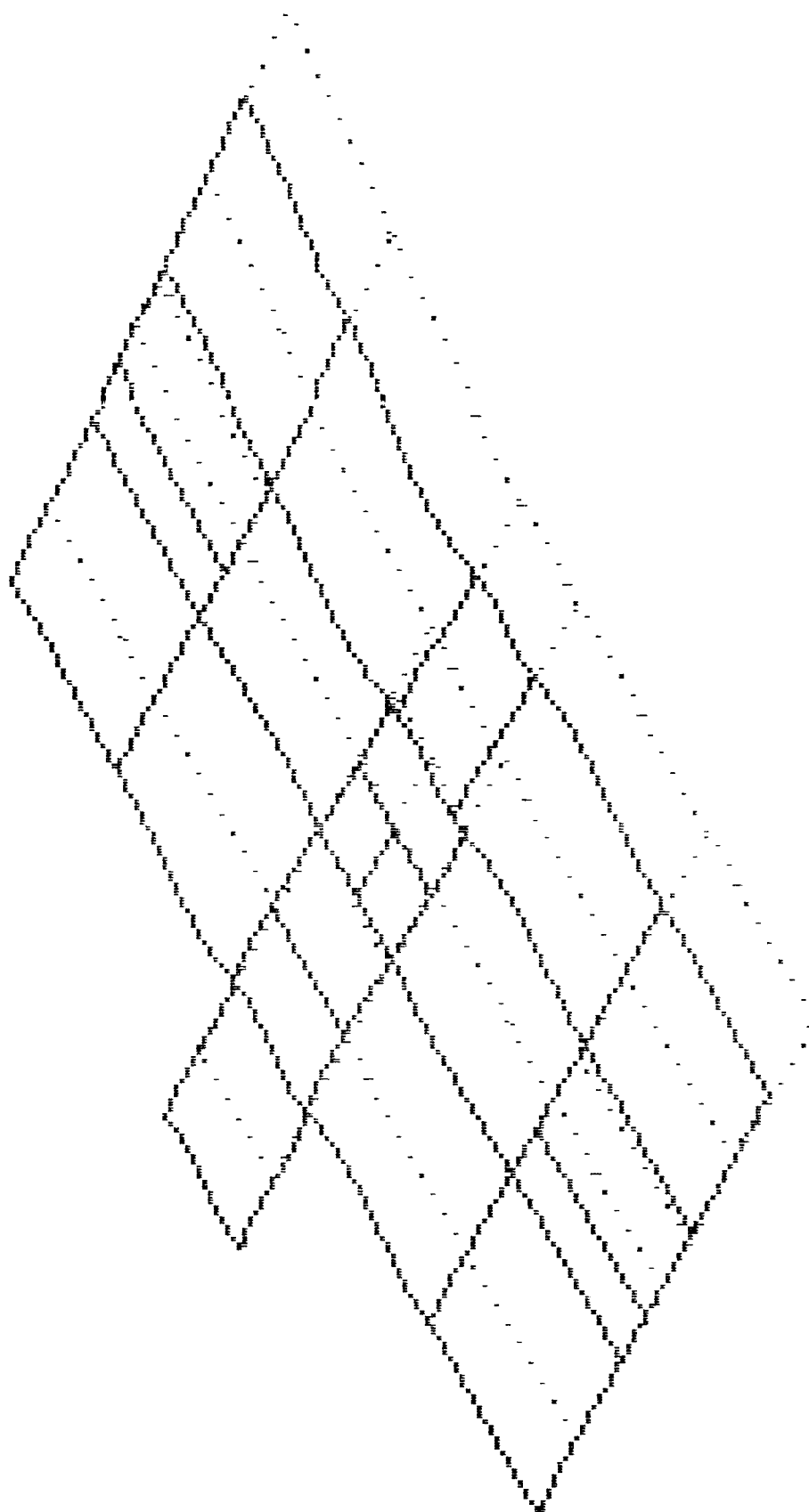


FIGURA A13 - Vista em perspectiva da posição deformada do 3.^o pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

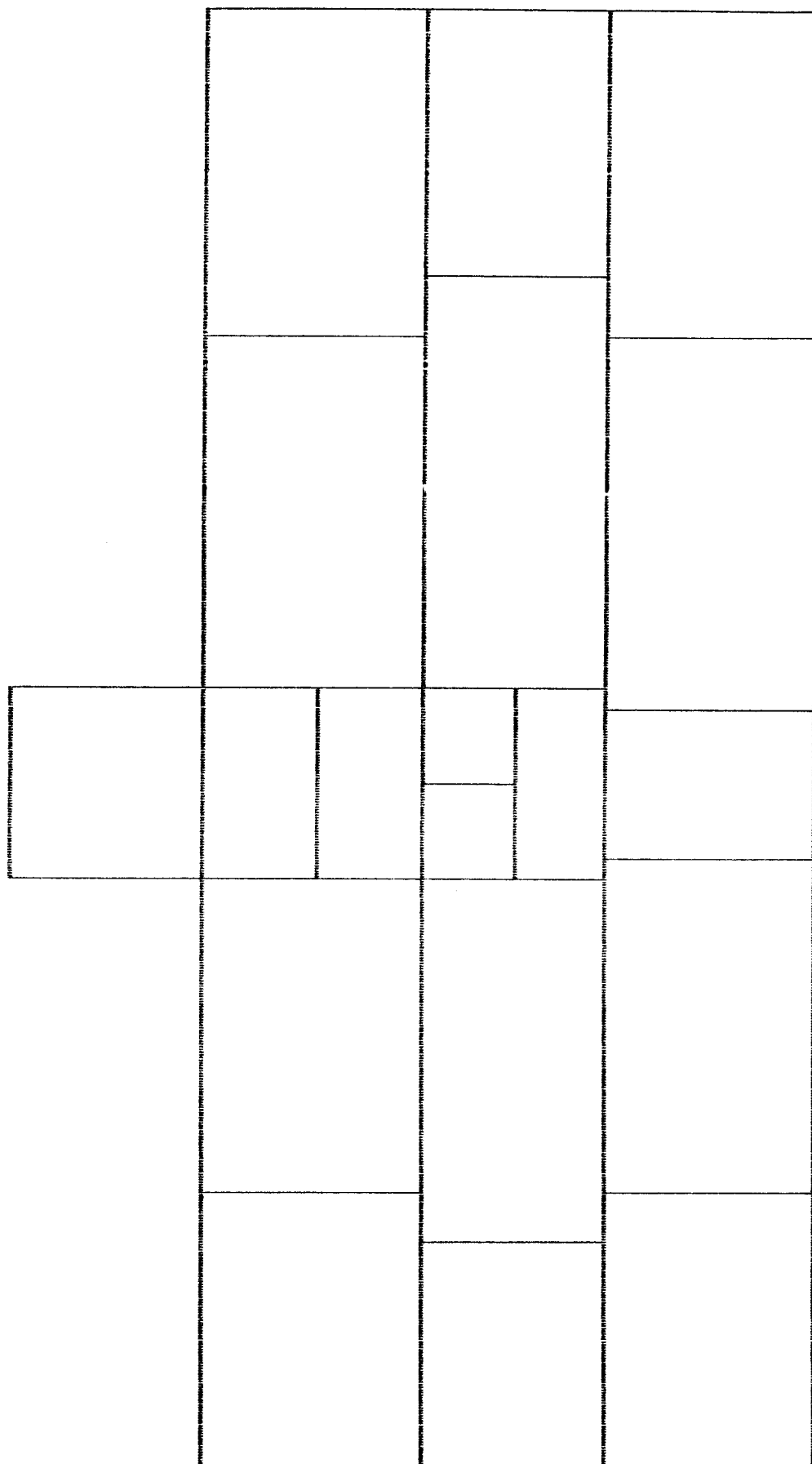


FIGURA A14 - Vista em planta do pavimento-tipo (4.º ao 18.º pav.)

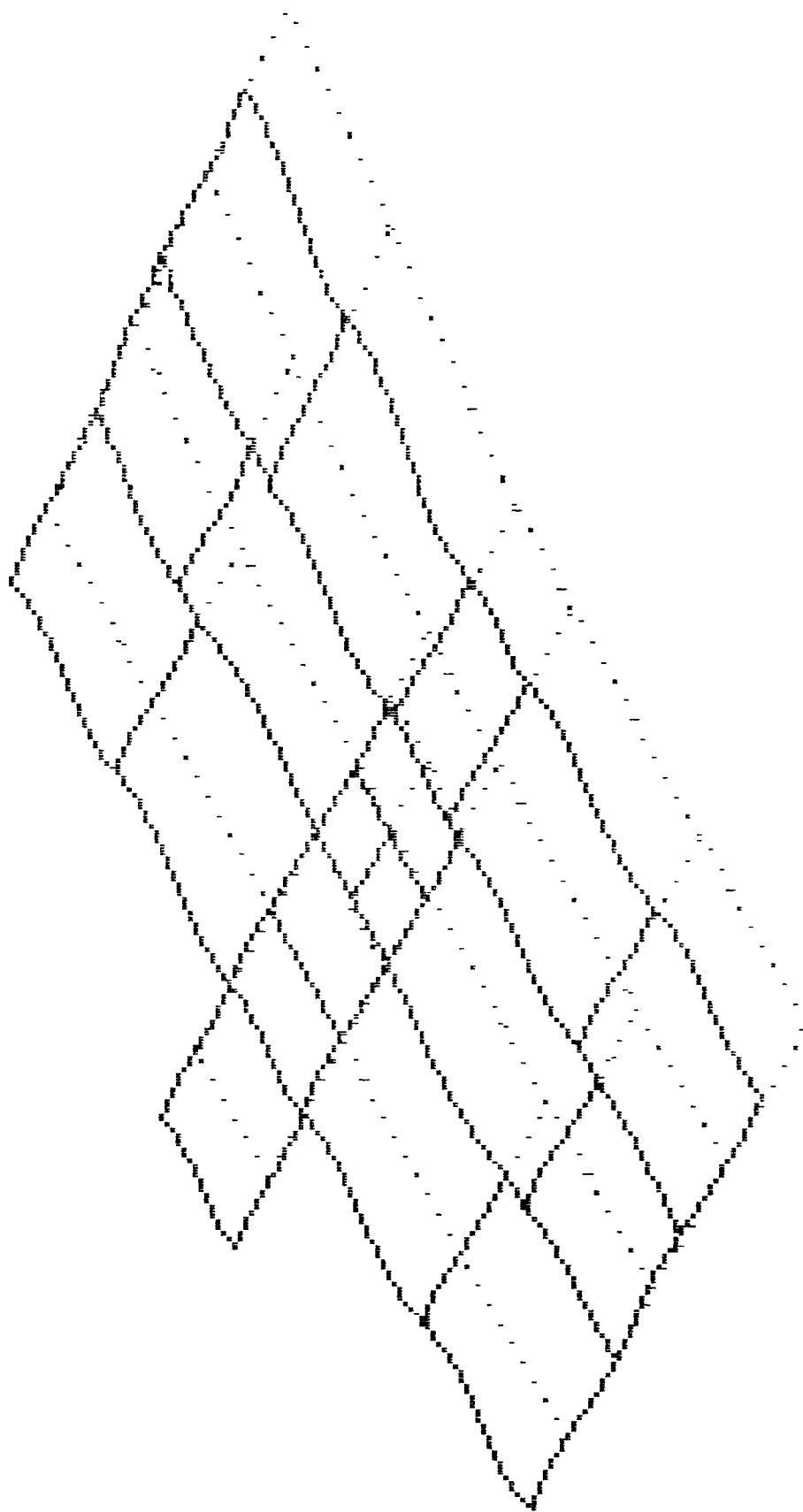


FIGURA A15 - Vista em perspectiva da posição deformada do 4.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

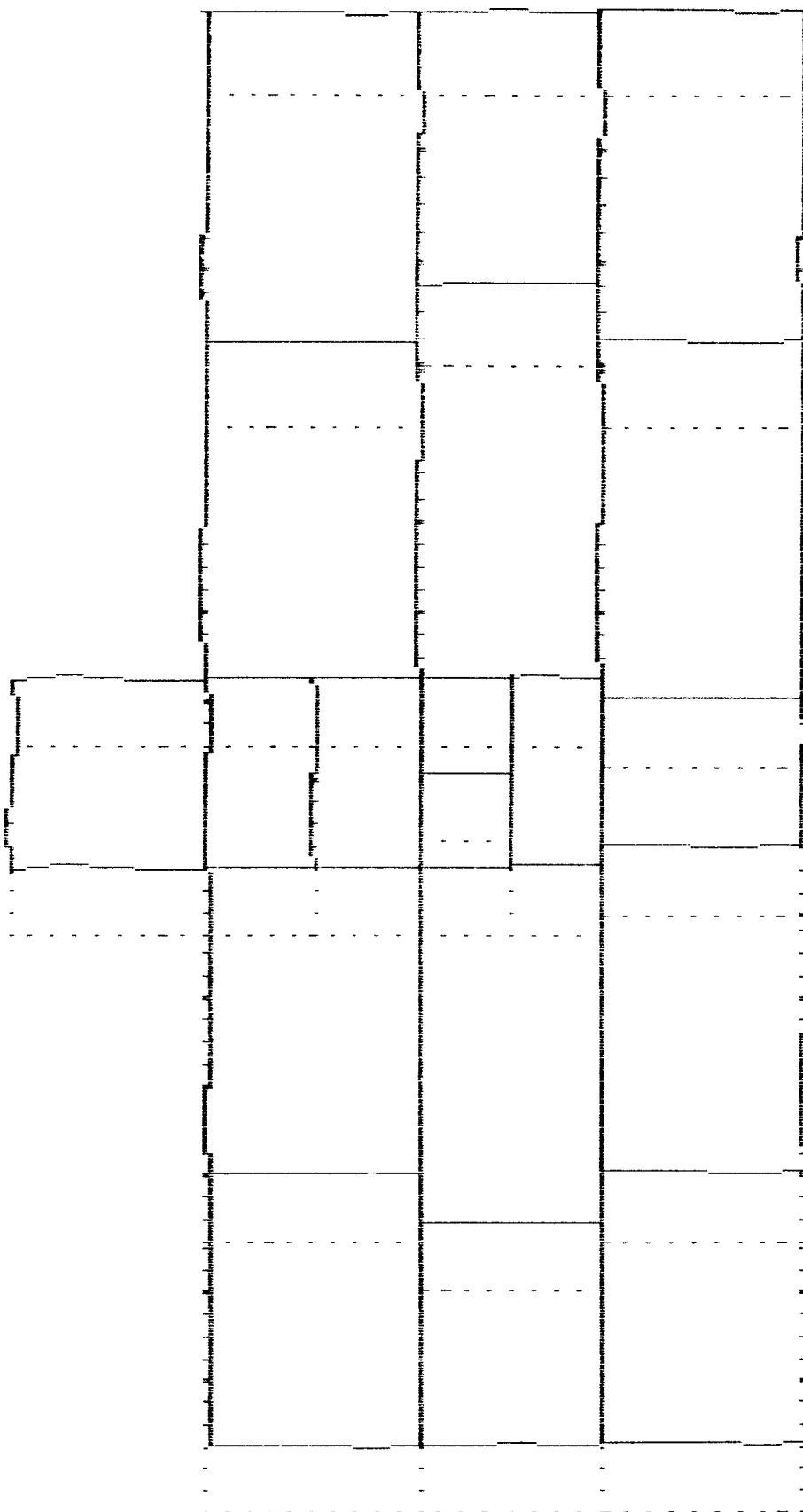


FIGURA A16 - Vista em planta da posição deformada do 18.^o pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X

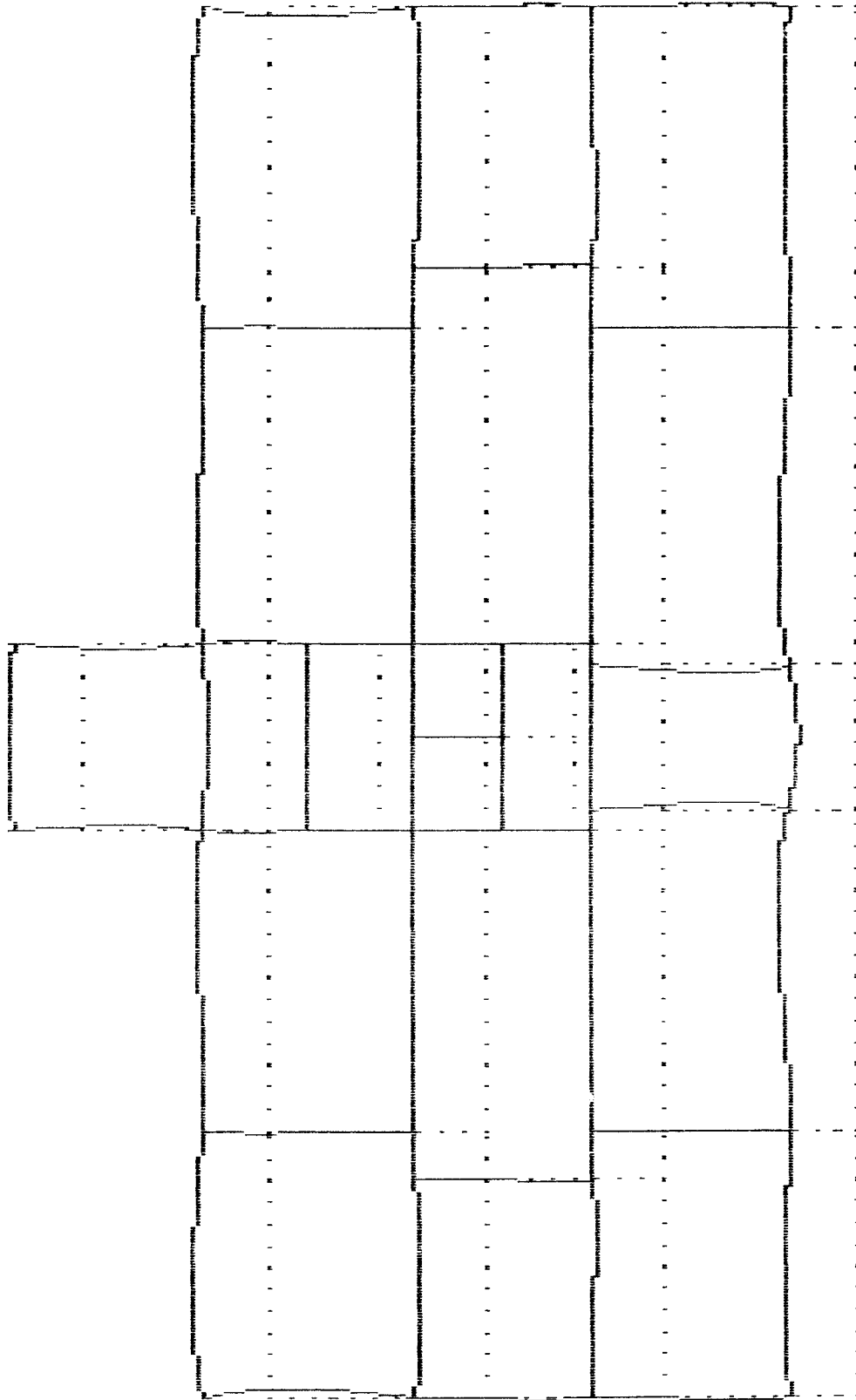


FIGURA A17 - Vista em planta da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

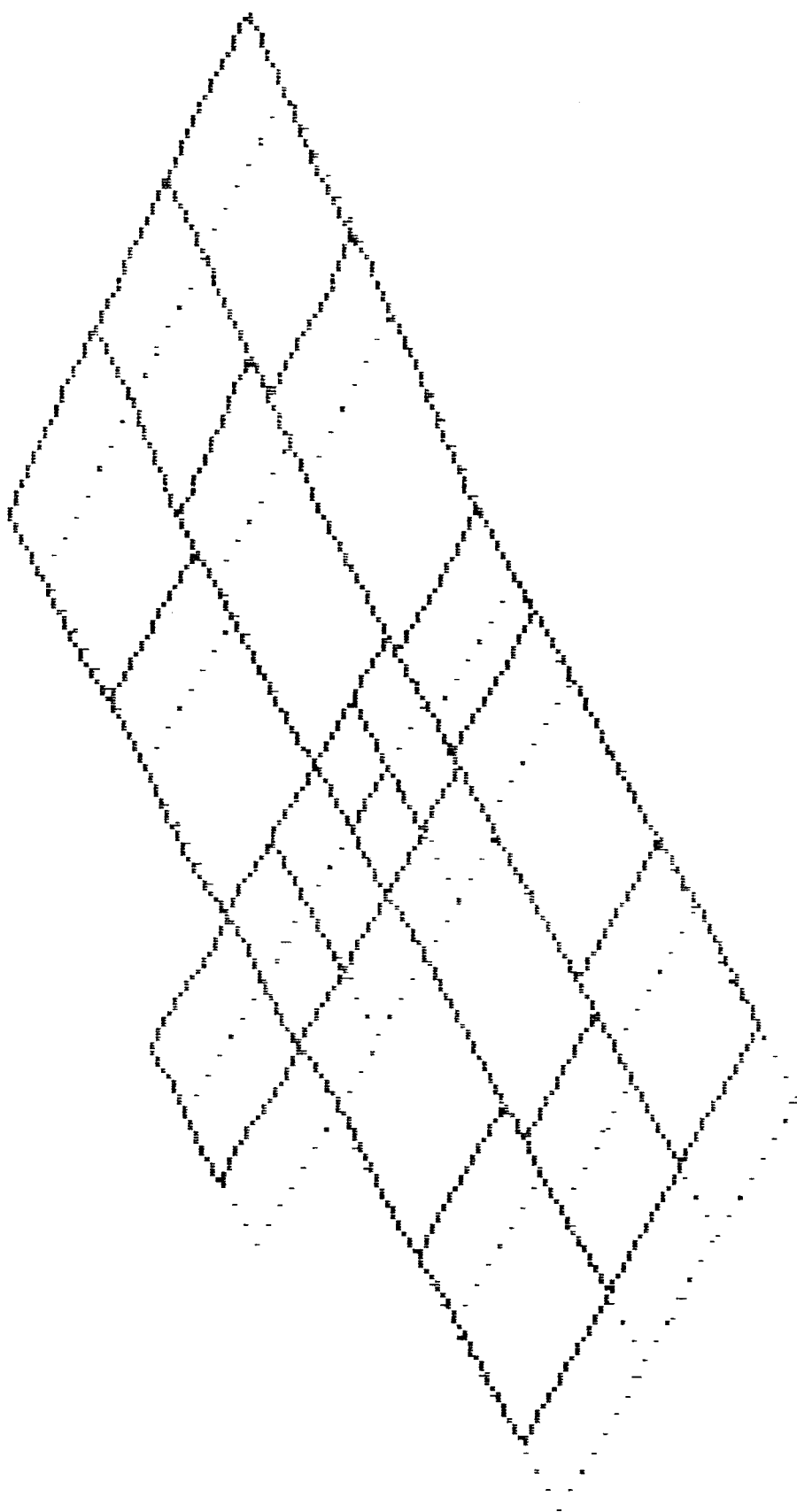


FIGURA A18 - Vista em perspectiva da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção X

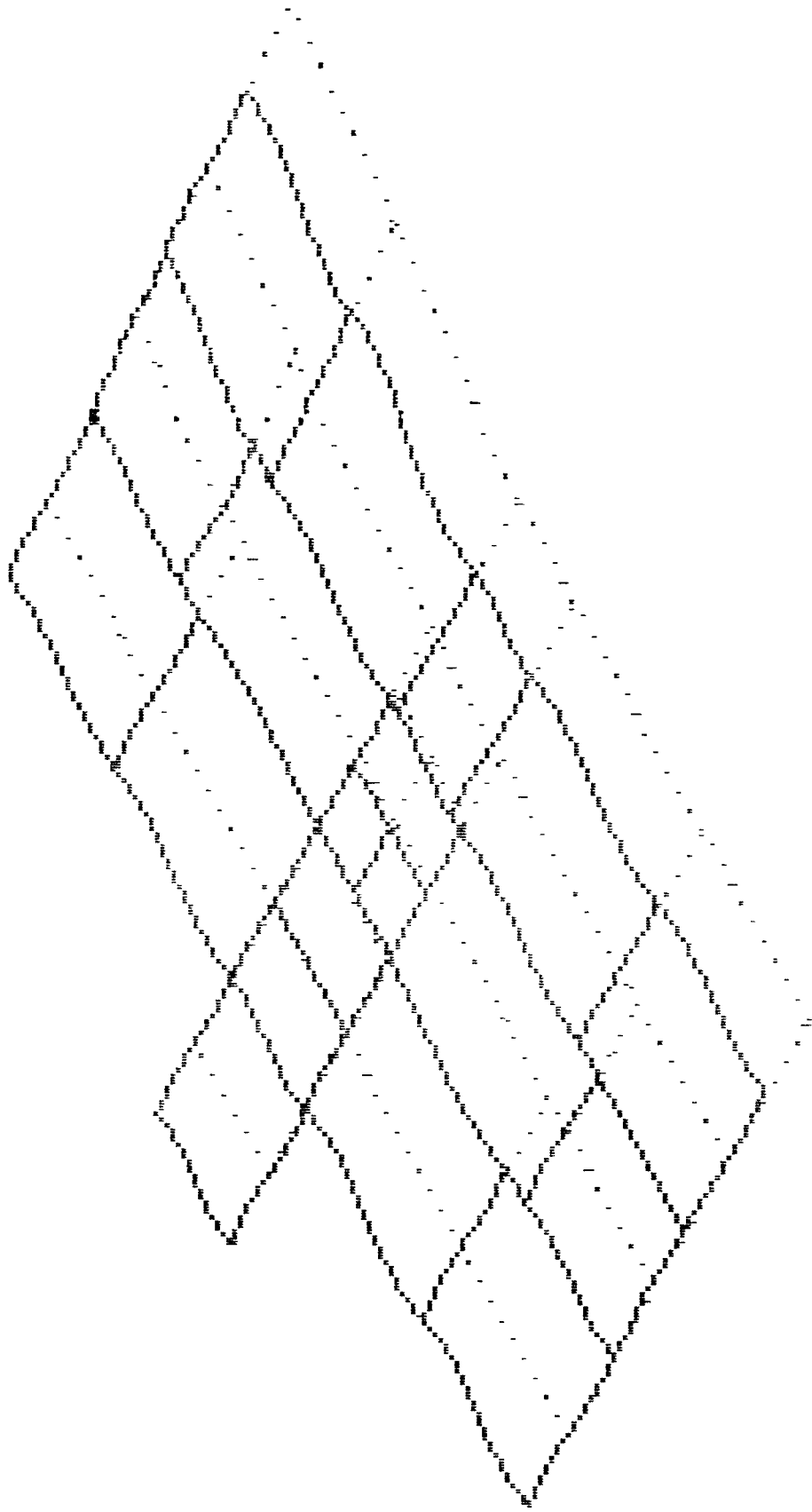


FIGURA A19 - Vista em perspectiva da posição deformada do 18.º pavimento devido à ação de vento atuando segundo a direção Y

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (1989). *ACI-318 - Building code requirements for reinforced concrete*. Detroit.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1978). *NB1 - Projeto e execução de obras em concreto armado*. Rio de Janeiro. (NBR-6118).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983). *NBR8681 - Ações e segurança nas estruturas*. Rio de Janeiro.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). *NB599 - Forças devidas ao vento em edificações*. Rio de Janeiro. (NBR-6123).
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1992). *Texto base para a revisão da norma NB1/78 - 1.ª versão*. Rio de Janeiro.
- BECK, H.; KÖNIG, G. (1966). Restraining forces in the analysis of tall buildings. In: SYMPOSIUM ON TALL BUILDINGS. Oxford, Pergamon Press. *Proceedings*.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1978). CEB-FIP Model Code 1978. *Bulletin d'information*, n.124-125.
- CORRÊA, M.R.S. (1991). *Aperfeiçoamento de modelagens usualmente empregadas no projeto de sistemas estruturais de edifícios*. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- DIN 1045 (1972). *Cálculo e execução de obras de concreto armado*. Instituto alemão para normalização, Berlin. (traduzido do alemão).

- ESCRITÓRIO TÉCNICO JOSÉ ROBERTO LEME DE ANDRADE (1990).
Projeto estrutural do Edifício Vitória Régia. São Carlos.
- FRANCO, M. (1985). Problemas de estabilidade nos edifícios de concreto armado. In: COLÓQUIO SOBRE ESTABILIDADE GLOBAL DAS ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO, São Paulo, IBRACON. *Anais*.
- 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, COPPE-UFRJ. *Proceedings*.
- FUSCO, P.B. (1981). *Estruturas de concreto*. Rio de Janeiro, Guanabara Dois.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1978). *Construções de concreto*. 2.ed. Berlin, Springer. v.4.
- MACCHI, G. (1974). Ductility condition for simplified design without check of compatibility. *Bulletin d'information*, CEB-FIP, n.105.
- MANCINI, E. (1973). *Análise contínua de estruturas de edifícios elevados sujeitas à ação do vento*. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- PPLAN-4: PROGRAMA PARA PÓRTICOS PLANOS (1991). São Carlos, EESC-USP.
- PRADO, J.F.M.A. (1993). *Programa para pórticos planos*. São Carlos. Elaborado para a disciplina Análise Matricial do programa de mestrado da EESC-USP.
- SAP-90: STRUCTURAL ANALYSIS PROGRAM (1990). Califórnia, EUA.
- SHEHATA, L.C.D.; MARTINS, P.C.R.; PEREIRA, S.S.R. (1993). *Classificação e propriedades do concreto e do aço*. Rio de Janeiro, COPPE-UFRJ.

SOUZA, J.C.A.O.; ANTUNES, H.M.C.C. (1976). *Estática das estruturas: temas complementares*. São Carlos, EESC-USP.

STAMATO, M.C. (1978). *Distribuição das cargas de vento entre painéis de contraventamento*. São Carlos, EESC-USP.

SÜSSEKIND, J.C. (1984). *Curso de concreto*. Rio de Janeiro, Editora Globo. v.2.

VASCONCELOS, A.C. (1987). Como especificar a segurança quando há efeitos de segunda ordem a considerar. In: COLÓQUIO SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, Porto Alegre, UFRGS. *Anais*.

OBRAS CONSULTADAS

AHMAD, S.H.; SHAH, S.P. (1979). Complete stress-strain curve of concrete and nonlinear design. In: SYMPOSIUM ON NONLINEAR DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES, Waterloo. *Proceedings*.

BAIKOV, V.; SIGALOV, E. (1980). *Estruturas de concreto armado - Projeto de edifícios e estruturas*. Moscou. v.2.

BECKER, E.P. (1989). *Interação tridimensional das peças de contraventamento*. São Carlos. Dissertação (mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

- CARDAN, B. (1961). Concrete shear walls combined with rigid frames in multistory buildings subject to lateral loads. *Journal of American Concrete Institute*, v.58, n.3, Set.
- CHAN, P.C.K. et al. (1975). Aproximate analysis of multistory multibay frames. *Journal of Structural Division, ASCE*, v.101, n.ST5, May.
- COLLINS, M.P.; MITCHELL, D. (1991). *Prestressed concrete structures*. Englewood Cliffs, Prentice-Hall.
- COMITÉ EURO-INTERNACIONAL DU BÉTON (1993). CEB-FIP Model Code 1990. *Bulletin d'information*, n.213-214.
- EUROCODE N.º 2 (1989). *Design of concrete structures - Part one: General rules and rules for buildings*. Editorial Group.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1973). *Construções de concreto*. 2.ed. Berlin, Springer. v.1.
- LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. (1977). *Construções de concreto*. 3.ed. Berlin, Springer. v.3.
- MacGINLEY, T.J.; CHOO, B.S. (1990). *Reinforced concrete: design theory and examples*. 2.ed. London, E & F N Spon.
- MacGREGOR, J.G. (1992). *Reinforced concrete: mechanics & design*. 2.ed. Englewood Cliffs, Prentice-Hall.
- MacGREGOR, J.G.; HAGE, S.E. (1977). Stability analysis and design of concrete frames. *Journal of Structural Division, ASCE*, v.103, n.ST12.
- MORI, D.D. (1992). *Os núcleos estruturais e a não-linearidade geométrica na análise de estruturas de edifícios altos*. São Carlos. Tese (doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- NAWY, E.G. (1990). *Reinforced concrete: a fundamental approach*. 2.ed. Englewood Cliffs, Prentice-Hall.

- NORRIS, C.H.; WILBUR, J.B. (1960). *Elementary structural analysis*. 2.ed. New York, McGraw-Hill.
- PRADO, J.F.M.A.; DUARTE, H. (1992). *Desenvolvimento de rotina para projetos de edifícios em concreto armado*. Relatório de iniciação científica apresentado ao CNPq. São Carlos, EESC-USP.
- PRADO, J.F.M.A.; GIONGO, J.S. (1993). Análise da estabilidade global em edifícios usuais. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE ENGENHARIA ESTRUTURAL, 26., Montevideu, Uruguay. *Anais*.
- PRADO, J.F.M.A.; GIONGO, J.S. (1993). Rotina para projetos de estruturas de edifícios em concreto armado. In: SIMPÓSIO EPUSP SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 3., São Paulo, EPUSP. *Anais*.
- PRADO, J.F.M.A.; GIONGO, J.S. (1994). Análise comparativa entre os métodos para determinação dos esforços solicitantes em vigas de edifícios. In: REUNIÃO ANUAL DO IBRACON, 36., Porto Alegre. *Anais*.
- PRADO, J.F.M.A.; GIONGO, J.S. (1994). Pilares em edifícios: análise dos momentos fletores gerados sob ações verticais. In: CONGRESSO DE ENGENHARIA CIVIL DA UFJF, 1., Juiz de Fora, UFJF. *Anais*.
- PRADO, J.F.M.A.; GIONGO, J.S. (1995). Efeitos de 2.^a ordem em edifícios de concreto armado. In: COLÓQUIO SOBRE ESTRUTURAS DE CONCRETO, 1., Juiz de Fora, UFJF. *Anais*.
- SPENCER, W.J. (1988). *Fundamental structural analysis*. New York, Springer-Verlag.
- WANG, C.; SALMON, C.G. (1985). *Reinforced concrete design*. 4.ed. New York, Harper & Row.