

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Matheus Erpen Benincá

**COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO:
ESTUDO DE CASO**

Porto Alegre
novembro 2016

MATHEUS ERPEN BENINCÁ

**COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO:
ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do
título de Engenheiro Civil

Orientador: João Ricardo Masuero
Coorientador: Ronald José Ellwanger

Porto Alegre
novembro 2016

MATHEUS ERPEN BENINCÁ

**COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS DE ANÁLISE
ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO:
ESTUDO DE CASO**

Este Trabalho de Diplomação foi aprovado pela banca examinadora e julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL pela Comissão de Graduação do curso de Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, novembro de 2016

BANCA EXAMINADORA

Prof. João Ricardo Masuero
(UFRGS)
Dr. pela UFRGS
Orientador

Prof. Ronald José Ellwanger
(UFRGS)
Dr. pela UFRJ
Coorientador

Prof. Roberto Domingo Rios
(UFRGS)
Dr. pela UFRGS

Profa. Virgínia M. Rosito d'Avila Bessa
(UFRGS)
Dra. pela UFRGS
Relatora

Dedico este trabalho a minha avó, Zaida,
que sempre me apoiou incondicionalmente.

AGRADECIMENTOS

Ao Professor João Ricardo Masuero, pela dedicação, paciência, disponibilidade, auxílio e incentivo oferecidos durante a orientação deste trabalho, bem como pela amizade e pelos ensinamentos transmitidos ao longo do meu curso de Graduação.

Ao Professor Ronald Ellwanger, pela dedicação e auxílio prestados como coorientador deste trabalho, bem como pelos valiosos ensinamentos transmitidos nas disciplinas eletivas que ministra, os quais foram fundamentais para a realização do mesmo.

A todos os demais Professores que tive em minha vida, pelos conhecimentos transmitidos e pelo auxílio na formação do meu caráter pessoal. Em especial ao Professor Inácio Morsch, por ter me incentivado a optar pela área de estruturas; e aos Professores Américo Campos Filho e Virgínia d'Avila Bessa, por terem me introduzido ao estudo de estruturas de concreto armado.

A todos os familiares que me apoiaram durante minha trajetória. Em especial aos meus pais, Juliana e Hermes, pelo carinho, apoio e incentivo; a minha avó, Zaida, pelo auxílio prestado com carinho e dedicação ao longo de toda minha vida; e ao meu avô, Décio, por ter me ensinado a importância do estudo através de seu exemplo pessoal, bem como por ter me influenciado a tomar a decisão mais importante da minha vida: ser colorado.

Aos colegas da Engenharia Civil que me ajudaram a chegar até aqui. Em especial aos amigos Alexandre Moretto, Daiana Feloniuk, Juliana Koltermann, Rafaela Jung, Vanessa Cappelleso e Wagner Padilha, pela parceria nos trabalhos em grupo; e à amiga Marina Iara Franco, por ter sido uma ótima dupla nas disciplinas de estruturas e por ter ajudado na realização deste trabalho.

Aos colegas do DEAM que compreenderam minha necessidade de compatibilizar o emprego com a faculdade, em especial à amiga Viviane Marques e ao Diretor Alcimar Arrais.

A todos os meus amigos, em especial a Bruno Pinto, Carlos Jarenkow, Cassandra Carvalho, Gabriel Johansson e Josué Martins, por me apoiarem e me ajudarem a ver o estudo e a educação como instrumentos de transformação social, me incentivando a prosseguir em minha trajetória.

A minha namorada, Paola Del Vecchio, por ter me acompanhado ao longo dos anos de minha Graduação, sempre me apoiando e me tranquilizando nos momentos mais difíceis.

La moneda se funde, y el saber no.
Los bonos, o papel moneda, valen más, o menos, o nada:
el saber siempre vale lo mismo, y siempre mucho.

José Martí

RESUMO

A idealização de uma estrutura como um modelo estrutural, para o qual são adotadas uma série de hipóteses simplificadoras, é uma etapa fundamental do projeto estrutural, pois é o modelo que efetivamente é dimensionado, e não a estrutura real. Este trabalho versa sobre a comparação entre alguns modelos usualmente utilizados na modelagem estrutural de edifícios de concreto armado submetidos a cargas verticais e/ou horizontais: vigas contínuas, grelhas associadas a pórticos planos e pórtico espacial. Inicialmente foram abordadas, através da revisão bibliográfica, questões particulares de cada um desses modelos, assim como revisados os preceitos da NBR 6118:2014 a respeito de modelagem e análise estrutural. Foram analisados, então, três edifícios com alturas diferentes (de 4, 8 e 16 pavimentos), através dos modelos citados. Realizou-se, também, a avaliação da estabilidade global e da rigidez horizontal global de cada edifício. Foram considerados a não-linearidade física e os efeitos de segunda ordem na análise das combinações de ações no edifício de 16 pavimentos. Os resultados obtidos com o modelo de pórtico espacial com diafragmas rígidos foram tomados como referência na comparação com os demais. No estudo das cargas verticais, a subestruturação por grelhas e pórticos planos obteve, de um modo geral, os melhores resultados, embora alguns erros tenham sido encontrados nos momentos nas fundações, em função da não compatibilização dos deslocamentos horizontais entre os pórticos. Verificou-se, também, a importância de considerar a rigidez ao giro dos pilares nos modelos de vigas contínuas e de grelha. No estudo das cargas horizontais, o modelo de pórticos planos, utilizado em conjunto com a formulação apresentada para a distribuição das cargas de vento, obteve excelentes resultados. Por fim, concluiu-se que apesar de os modelos mais simples apresentarem algumas limitações, eles são muito úteis como ferramenta projetual, tanto para verificação de resultados quanto na concepção estrutural e no pré-dimensionamento. No âmbito acadêmico, são de grande importância didática para a compreensão crítica do funcionamento das estruturas de edifícios: o modelo de vigas contínuas auxilia na compreensão da relação entre as diferentes vigas do pavimento; e a subestruturação por grelhas e pórticos planos auxilia na compreensão da interação entre as subestruturas verticais e horizontais, bem como da transmissão das cargas horizontais desde os seus pontos de aplicação até as fundações.

Palavras-chave: NBR 6118. Estruturas de Concreto Armado.
Estruturas de Edifícios. Análise Estrutural. Modelos Estruturais.
Vigas Contínuas. Grelhas. Pórticos Planos. Pórtico Espacial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Diagrama do delineamento do trabalho	22
Figura 3.1 – Pavimentos com laje plana e lajes cogumelos	26
Figura 3.2 – Pavimentos com laje em grelha (nervuras em duas direções)	26
Figura 3.3 – Pavimento com laje apoiada em vigas convencionais ou vigas faixa.....	27
Figura 3.4 – Pavimento com combinação de laje nervurada e vigas.....	27
Figura 3.5 – Algumas combinações de concepções básicas de subsistemas verticais	28
Figura 3.6 – Imperfeições geométricas globais	30
Figura 3.7 – Cargas horizontais fictícias equivalentes ao desaprumo.....	31
Figura 4.1 – Modelo clássico de vigas contínuas	38
Figura 4.2 – Aproximação em apoios extremos	40
Figura 4.3 – Diagramas de momentos fletores em uma viga, exemplificando a primeira correção necessária no modelo de vigas contínuas.....	41
Figura 4.4 – Condição para o engastamento dos apoios intermediários	42
Figura 4.5 – Diagramas de momentos fletores em uma viga, exemplificando a segunda correção necessária no modelo de vigas contínuas.....	42
Figura 4.6 – Aproximação em apoios extremos com pilares engastados	43
Figura 4.7 – Método dos deslocamentos aplicado ao modelo da figura 4.2	45
Figura 4.8 – Efeito da superposição de pilares.....	46
Figura 4.9 – Deformada dos pilares de extremidade	48
Figura 4.10 – Exemplo de influência dos momentos adicionados nas reações.....	48
Figura 4.11 – Compatibilização de momentos na extremidade.....	49
Figura 4.12 – Modelos de pórtico simplificado.....	49
Figura 4.13 – Equivalência entre pórtico simplificado e viga com molas	50
Figura 4.14 – Subestruturação da estrutura em grelhas e pórticos planos.....	51
Figura 4.15 – Modelo de grelha simulando as vigas de um pavimento	53
Figura 4.16 – Modelo de pórtico plano simulando um pórtico do edifício.....	56
Figura 4.17 – Sistemas usuais de contraventamento	58
Figura 4.18 – Constante de mola de cada subestrutura de contraventamento.....	59
Figura 4.19 – Molas com comportamento linear.....	59
Figura 4.20 – Pavimento de um edifício visto em planta e vinculação por molas	60
Figura 4.21 – Deslocamentos em uma laje admitida como diafragma rígido	61
Figura 4.22 – Força F_y aplicada no centro elástico do sistema.....	62

Figura 4.23 – Carga momento M causando uma rotação do pavimento	64
Figura 4.24 – Atuação de forças com excentricidades em relação ao centro elástico.....	67
Figura 4.25 – Modelo de pórtico espacial	70
Figura 4.26 – Barras de travamento simulando o comportamento de diafragma rígido	72
Figura 5.1 – Geometrias propostas para o estudo de caso. Dimensões em metros.	75
Figura 5.2– Planta arquitetônica do pavimento tipo. Dimensões em metros.	76
Figura 5.3 – Lançamento da estrutura do pavimento na planta arquitetônica.....	77
Figura 5.4 – Planta estrutural do pavimento. Dimensões em metros.	77
Figura 5.5 – Alterações na disposição de pilares - momentos fletores da viga V1	78
Figura 5.6 – Viga V9 pelo modelo clássico de vigas contínuas sem ajustes: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores	80
Figura 5.7 – Viga V9 do edifício de 16 pavimentos pelo modelo clássico de vigas contínuas com ajustes: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores.....	81
Figura 5.8 – Viga V9 do edifício de 16 pavimentos pelo modelo de vigas contínuas melhorado com molas: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores	82
Figura 5.9 – Numeração das barras e nós da grelha	83
Figura 5.10 – Grelha composta por vigas, simulando o pavimento tipo do edifício de 16 pavimentos: cargas permanentes atuantes	83
Figura 5.11 – Grelha composta por vigas, simulando o pavimento tipo do edifício de 16 pavimentos: diagramas de momentos fletores	84
Figura 5.12 – Pórticos dos edifícios em planta.....	85
Figura 5.13 – Pórtico PY2: diagramas de momentos fletores sob a ação exclusiva de cargas verticais.....	85
Figura 5.14 – Pórtico PY2: deformada da estrutura devido à ação exclusiva de cargas horizontais.....	86
Figura 5.15 – Pórtico PX5: carga unitária aplicada no topo e deformada resultante	86
Figura 5.16 – Centros elástico e geométrico do pavimento	87
Figura 5.17 – Edifício de 16 pavimentos modelado como pórtico espacial.....	92
Figura 5.18 – Opção do software para adicionar lajes como diafragmas.....	92
Figura 5.19 – Modelo de pórtico espacial: diagramas de momentos fletores	93
Figura 5.20 – Deformada da estrutura devida à ação das cargas de vento em y	93
Figura 5.21 – Análise P-Delta	96
Figura 6.1 – Reações verticais nos pilares P1, P15 e P19 – Edifício de 16 pav.....	101
Figura 6.2 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 16 pav.....	102
Figura 6.3 – Deformada da viga V6, sem e com a rigidez ao giro dos pilares.....	102

Figura 6.4 – Simplificação para consideração de reações-momento nos modelos de pavimento	103
Figura 6.5 – Deformada e diagrama de momentos fletores do pórtico PX2	105
Figura 6.6 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V1	107
Figura 6.7 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V9	107
Figura 6.8 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V16	108
Figura 6.9 – Diagramas de momentos fletores, em kN.m, para a viga V4.....	109
Figura 6.10 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V16 devido à atuação de cargas horizontais	112
Figura 6.11 – Deformada do último pavimento no seu plano	113
Figura 6.12 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício	113
Figura 6.13 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício	114
Figura 6.14 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 2º pav. – Edifício de 16 pav.	118
Figura 6.15 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 15º pav. – Edifício de 16 pav.	119
Figura 6.16 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 8 pav.....	122
Figura 6.17 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício de 8 pav.....	129
Figura 6.18 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício de 8 pav.....	129
Figura 6.19 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 no 2º pav. – Edifício de 8 pav.	132
Figura 6.20 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 4 pav.....	135
Figura 6.21 – Comparação entre reações com pórticos planos definidos em x ou em y.....	135
Figura 6.22 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício de 4 pav.....	142
Figura 6.23 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício de 4 pav.....	143
Figura 6.24 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 2º pav. – Edifício de 4 pav.	145

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Valores de rigidez considerando a não linearidade física.....	33
Tabela 3.2 – Valores de α_1	34
Tabela 4.1 – Coeficientes para ajuste de momentos em apoios externos.....	47
Tabela 5.1 – Propriedades admitidas para o concreto adotado.....	74
Tabela 5.2 – Relações de apoios entre as vigas	79
Tabela 5.3 – Cálculo das rigidezes dos pórticos e do centro elástico do pavimento.....	87
Tabela 5.4 – Cálculo da rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico.....	88
Tabela 5.5 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 16 pavimentos	89
Tabela 5.6 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 16 pavimentos	89
Tabela 5.7 – Como seria a distribuição entre os pórticos das forças de vento atuantes na direção y, caso o CE e o CG coincidissem	90
Tabela 5.8 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 8 pavimentos	90
Tabela 5.9 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 8 pavimentos	90
Tabela 5.10 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 4 pavimentos	91
Tabela 5.11 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 4 pavimentos	91
Tabela 5.12 – Rigidezes equivalentes dos pórticos na direção y do edifício de 16 pavimentos.....	94
Tabela 5.13 – Valores do parâmetro α e simplificações adotadas.....	95
Tabela 5.14 – Coeficiente γz para o edifício de 16 pavimentos, na direção y, considerando a combinação 1,4g+1,4q+v	96
Tabela 6.1 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 16 pav.....	99
Tabela 6.2 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 16 pav.....	99
Tabela 6.3 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 16 pav.....	101
Tabela 6.4 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 16 pav.....	104
Tabela 6.5 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 16 pav.....	104
Tabela 6.6 – Momentos fletores na viga V1, em kN.m – Edifício de 16 pav.	106
Tabela 6.7 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 16 pav.	107

Tabela 6.8 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 16 pav.	108
Tabela 6.9 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 16 pav.	109
Tabela 6.10 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 16 pav.	110
Tabela 6.11 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 16 pav.	111
Tabela 6.12 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 16 pav.	112
Tabela 6.13 – Deslocamentos no topo do edifício de 16 pav., devidos ao vento em x.	113
Tabela 6.14 – Deslocamentos no topo do edifício de 16 pav., devidos ao vento em y.	114
Tabela 6.15 – Combinações últimas.	115
Tabela 6.16 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 16 pav.	116
Tabela 6.17 – Avaliação dos efeitos de segunda ordem na combinação $1,4g+1,4q+0,84v_y$	117
Tabela 6.18 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 8 pav.	120
Tabela 6.19 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 8 pav.	120
Tabela 6.20 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 8 pav.	122
Tabela 6.21 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 8 pav.	123
Tabela 6.22 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 8 pav.	123
Tabela 6.23 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 8 pav.	124
Tabela 6.24 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 8 pav.	125
Tabela 6.25 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 8 pav.	125
Tabela 6.26 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 8 pav.	126
Tabela 6.27 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 8 pav.	127
Tabela 6.28 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 8 pav.	128
Tabela 6.29 – Deslocamentos no topo do edifício de 8 pav., devidos ao vento em x.	128
Tabela 6.30 – Deslocamentos no topo do edifício de 8 pav., devidos ao vento em y.	129
Tabela 6.31 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 8 pav.	130
Tabela 6.32 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 4 pav.	133
Tabela 6.33 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 4 pav.	133
Tabela 6.34 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 4 pav.	134
Tabela 6.35 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 4 pav.	136

Tabela 6.36 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 4 pav.	136
Tabela 6.37 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 4 pav.	137
Tabela 6.38 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 4 pav.	138
Tabela 6.39 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 4 pav.	138
Tabela 6.40 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 4 pav.	140
Tabela 6.41 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 4 pav.	140
Tabela 6.42 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 4 pav.	141
Tabela 6.43 – Deslocamentos no topo do edifício de 4 pav., devidos ao vento em x	142
Tabela 6.44 – Deslocamentos no topo do edifício de 4 pav., devidos ao vento em y	142
Tabela 6.45 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 4 pav.	143
Tabela 6.46 – Combinações de serviço para avaliação dos deslocamentos no topo	146
Tabela 6.47 – Deslocamentos máximos no topo por análises de primeira ordem	146
Tabela 6.48 – Deslocamentos máximos no topo do edifício de 16 pavimentos por análises de segunda ordem	147
Tabela 6.49 – Acréscimos no deslocamento máximo devidos às não-linearidades	147

LISTA DE SIGLAS

ELS – Estado-limite de serviço

ELU – Estado-limite último

MEF – Método dos elementos finitos

NBR – Norma Brasileira

PDDUA – Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

LISTA DE SÍMBOLOS

A_e – área frontal efetiva

A_s – área da seção transversal da armadura longitudinal de tração

A_s' – área da seção transversal da armadura longitudinal de compressão

b – menor dimensão da seção retangular; ou largura do apoio, medida na direção do eixo da viga

CE – centro elástico do pavimento

CG – centro geométrico

C_a – coeficiente de arrasto

E – módulo de elasticidade

E_{ci} – módulo de elasticidade tangente inicial do concreto

E_{cs} – módulo de elasticidade secante do concreto

$E_{cs}I_c$ – somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

e_x – excentricidade na direção x

e_y – excentricidade na direção y

F – força

f_{ck} – resistência característica à compressão do concreto

g – carregamento permanente; ou cargas distribuídas devidas a este carregamento

G_c – módulo de elasticidade transversal

h – maior dimensão da seção retangular

h_x – dimensão do pilar, em planta, na direção x

h_y – dimensão do pilar, em planta, na direção y

H – altura total da edificação, em metros

H_x – carga horizontal atuante na direção x

H_y – carga horizontal atuante na direção y

I – momento de inércia

J_T – momento de inércia à torção da seção retangular

k – constante de mola

k_R – rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico

L – comprimento do elemento considerado ou distância entre dois pavimentos consecutivos

M – momento

N_k – somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura, com seu valor característico

nME – média normalizada dos erros em valor absoluto

$nRMSE$ – média RMS (Root-Mean-Square) dos erros, normalizada

q – carregamento variável; ou cargas distribuídas devidas a este carregamento

r – razão entre o momento de inércia e o comprimento do elemento considerado

S_1, S_2, S_3 – fatores de ajuste da velocidade básica

v – carregamento de vento

V_0 – velocidade básica do vento

α – parâmetro de instabilidade da estrutura

Δ – deslocamento ou giro

γ_z – coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem

δ – deslocamento horizontal

θ – ângulo de rotação da mola ou do pavimento

θ_α – ângulo de desaprumo

ν – coeficiente de Poisson

(x, y) – coordenadas nos eixos x e y

(\tilde{x}, \tilde{y}) – coordenadas nos eixos \tilde{x} e \tilde{y} , com origem no centro elástico do pavimento

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	18
2 DIRETRIZES DE PESQUISA	20
2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA	20
2.1.1 Objetivo principal	20
2.1.2 Objetivos secundários	20
2.2 PRESSUPOSTOS	21
2.3 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES	21
2.4 DELINEAMENTO	22
3 CONCEITOS BÁSICOS	25
3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL	25
3.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS	25
3.2.1 Subsistemas horizontais	26
3.2.2 Subsistemas verticais	27
3.3 AÇÕES ATUANTES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	28
3.3.1 Ações verticais	29
3.3.2 Ações horizontais	29
3.3.3 Combinações de ações	31
3.4 EFEITOS DE 2ª ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL	32
3.4.1 Parâmetro de instabilidade α	33
3.4.2 Coeficiente γ_z	34
4 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS	36
4.1 VIGAS CONTÍNUAS	37
4.1.1 Modelo clássico	38
4.1.2 Modelo melhorado	49
4.2 SUBESTRUTURAÇÃO POR GRELHAS E PÓRTICOS PLANOS	51
4.2.1 Grelhas compostas por vigas	52
4.2.2 Pórticos planos	55
4.2.3 Distribuição das cargas horizontais entre as subestruturas verticais	57
4.2.3.1 Translação do diafragma rígido	62
4.2.3.2 Rotação do diafragma rígido em torno do centro elástico	64
4.2.3.3 Forças atuantes fora do centro elástico: superposição de efeitos	67

4.2.3.4 Roteiro de Cálculo	69
4.3 PÓRTICO ESPACIAL	69
4.3.1 Lajes como diafragmas rígidos.....	71
4.3.2 Lajes modeladas por elementos finitos	72
5 ESTUDO DE CASO	74
5.1 IDEALIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS	74
5.2 GEOMETRIAS PROPOSTAS	74
5.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL	76
5.3.1 Concepção da estrutura do pavimento	76
5.3.2 Pré-dimensionamento dos elementos	78
5.3.3 Determinação das cargas atuantes	79
5.4 MODELAGENS E ANÁLISES ESTRUTURAIS	79
5.4.1 Softwares utilizados	79
5.4.2 Modelo de vigas contínuas	79
5.4.2.1 Modelo clássico sem ajustes	80
5.4.2.2 Modelo clássico com ajustes	81
5.4.2.3 Modelo melhorado com molas	81
5.4.3 Subestruturação por grelhas e pórticos planos.....	82
5.4.3.1 Modelo de grelha	82
5.4.3.2 Modelo de pórticos planos.....	84
5.4.3.3 Distribuição das cargas horizontais entre os pórticos.....	86
5.4.4 Modelo de pórtico espacial	91
5.5 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL.....	93
5.6 AVALIAÇÃO DOS SOFTWARES UTILIZADOS	97
6 RESULTADOS	98
6.1 EDIFÍCIO DE 16 PAVIMENTOS	98
6.1.1 Atuação exclusiva de cargas verticais	98
6.1.1.1 Reações	98
6.1.1.2 Solicitações em vigas.....	106
6.1.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais	110
6.1.2.1 Reações	110
6.1.2.2 Solicitações em vigas.....	112
6.1.2.3 Deslocamentos.....	112

6.1.3 Combinações de ações	115
6.2 EDIFÍCIO DE 8 PAVIMENTOS	120
6.2.1 Atuação exclusiva de cargas verticais	120
6.2.1.1 Reações	120
6.2.1.2 Solicitações em vigas.....	124
6.2.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais	126
6.2.2.1 Reações	126
6.2.2.2 Solicitações em vigas.....	127
6.2.2.3 Deslocamentos.....	128
6.2.3 Combinações de ações	130
6.3 EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS	132
6.3.1 Atuação exclusiva de cargas verticais	132
6.3.1.1 Reações	132
6.3.1.2 Solicitações em vigas.....	137
6.3.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais	139
6.3.2.1 Reações	139
6.3.2.2 Solicitações em vigas.....	141
6.3.2.3 Deslocamentos.....	141
6.3.3 Combinações de ações	143
6.4 AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ HORIZONTAL GLOBAL DOS EDIFÍCIOS	145
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	148
7.1 CONCLUSÕES	148
7.2 SUGESTÕES DE PESQUISA	152
REFERÊNCIAS	154
APÊNDICE 1 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS	156
APÊNDICE 2 – DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES	171
APÊNDICE 3 – MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL	183
APÊNDICE 4 – PLANTAS DE FÔRMAS	191

1 INTRODUÇÃO

Segundo Martha (2010, p.3), através da análise estrutural é possível realizar uma previsão de como a estrutura irá se comportar. Uma de suas partes fundamentais é a idealização do comportamento da estrutura real como um modelo estrutural, para o qual adota-se uma série de hipóteses simplificadoras. A esta tarefa se dá o nome de modelagem estrutural.

Sabe-se que a análise é uma etapa muito importante do projeto estrutural, pois com ela determinam-se os deslocamentos da estrutura e os esforços solicitantes, que posteriormente são utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais. Logo, sendo a modelagem estrutural parte fundamental da análise, também o é do projeto propriamente dito.

Corrêa (1991, p. 27) ressalta que é imprescindível que o projetista tenha o conhecimento e a habilidade necessários para idealizar um modelo que seja capaz de representar adequadamente o sistema físico real, bem como para conhecer o nível de aproximação dos resultados apresentados por ele.

Os modelos estruturais podem atingir diferentes níveis de complexidade, em função das hipóteses simplificadoras estabelecidas. Kimura (2007, p. 128) diz que, em tese, o melhor modelo é o mais realista, ou seja, é aquele que melhor simula a estrutura real. Todavia, ele faz algumas ressalvas a esta afirmação inicial, chamando a atenção de que modelo estrutural perfeito não existe, pois todos possuem limitações; e de que nem sempre o modelo mais sofisticado e abrangente é o mais adequado para todas as situações. Martha (2010, p.5) exemplifica que em uma fase inicial de pré-dimensionamento de um edifício uma análise em um modelo tridimensional pode não ser adequada ou necessária, pois exige um tempo muito maior para a modelagem estrutural do que se fosse usado um outro modelo mais simples.

O atual Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental de Porto Alegre permite, em determinadas regiões da cidade, construções de até 52 metros de altura (PORTO ALEGRE, 2011). É sabido que para edificações deste porte as ações horizontais devidas ao vento são significativas, não podendo ser feita a análise estrutural com modelos simplificados que não as considerem.

Por outro lado, alguns *softwares* comerciais de projeto estrutural, que consideram, entre outros, os efeitos do vento, fazem a análise e o dimensionamento das peças de forma integrada, muitas vezes não dando a devida importância para a interpretação e o entendimento dos resultados da análise estrutural pelo usuário. Por esse motivo, erros de modelagem muitas vezes ficam mascarados, acarretando em graves erros de projeto. O uso de modelos mais simples pode ajudar a minimizar este problema, pois o usuário pode utilizá-los com certa rapidez para conferir alguns resultados obtidos pelo *software* de projeto e verificar se não houve nenhuma discrepância muito grande entre os resultados.

Outra prática profissional interessante é a utilização de diferentes modelos para a análise estrutural, em um processo de aproximações sucessivas de resultados, aumentando-se gradativamente a sua complexidade. Dessa forma, garante-se uma modelagem correta, pois os resultados devem convergir a determinados valores sem que apresentem grandes discrepâncias entre si.

No âmbito acadêmico, é comum o uso de modelos mais simples em função da dificuldade de acesso por parte dos estudantes a *softwares* que permitam análises mais complexas, seja por causa do seu custo de aquisição, ou mesmo por desconhecimento da existência de *softwares* livres. Desta forma, muitas vezes existe uma lacuna entre os modelos utilizados na faculdade e na prática profissional, pois os *softwares* comerciais atuais geralmente empregam modelos tridimensionais. Todavia, por mais que os modelos simplificados não atinjam a mesma precisão dos mais sofisticados, sabe-se que eles permitem uma fácil compreensão crítica do funcionamento da estrutura analisada.

Neste contexto, este trabalho se justifica ao comparar os resultados obtidos por diferentes modelos estruturais, verificando-se em quais das situações analisadas os resultados de modelos mais simples são válidos, bem como comparando-se suas vantagens e desvantagens no âmbito da compreensão do comportamento dessas estruturas. As análises foram feitas unicamente em *softwares* de uso livre para estudantes.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

As diretrizes para desenvolvimento do trabalho são descritas nos próximos itens.

2.1 OBJETIVOS DA PESQUISA

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundários e são descritos a seguir.

2.1.1 Objetivo principal

O objetivo principal do trabalho é a comparação entre os modelos estruturais de vigas contínuas, de grelhas associadas a pórticos planos e de pórtico espacial para a análise dos edifícios de concreto armado; tanto no aspecto quantitativo, através da análise dos resultados de reações, esforços solicitantes e deslocamentos, quanto no aspecto qualitativo, avaliando-se as vantagens e desvantagens de cada um destes modelos no que diz respeito à compreensão crítica do comportamento das estruturas analisadas.

2.1.2 Objetivos secundários

Os objetivos secundários do trabalho são:

- a) descrição dos modelos de análise estrutural de vigas contínuas, de grelhas associadas a pórticos planos e de pórtico espacial, mediante pesquisa bibliográfica;
- b) utilização e análise das potencialidades de *softwares* de análise estrutural com licença de uso livre para estudantes;
- c) avaliação da importância dos efeitos das ações horizontais nos diferentes edifícios analisados, com diferentes alturas;
- d) avaliação da metodologia de análise estrutural progressiva por diferentes modelos, com complexidade crescente, e suas possíveis vantagens para o âmbito acadêmico e profissional.
- e) aprendizado e aquisição de experiência na área de projeto estrutural de edifícios de concreto armado.

2.2 PRESSUPOSTOS

Como pressupostos do trabalho, admitiu-se que:

- a) as determinações das normas NBR 6118:2014 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações e NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações são válidas;
- b) o modelo de análise estrutural de pórtico espacial com diafragmas rígidos conduz a resultados mais precisos do que os outros modelos utilizados, e, por este motivo, seus resultados foram usados como referência.

2.3 DELIMITAÇÕES E LIMITAÇÕES

Foram consideradas as seguintes delimitações e limitações:

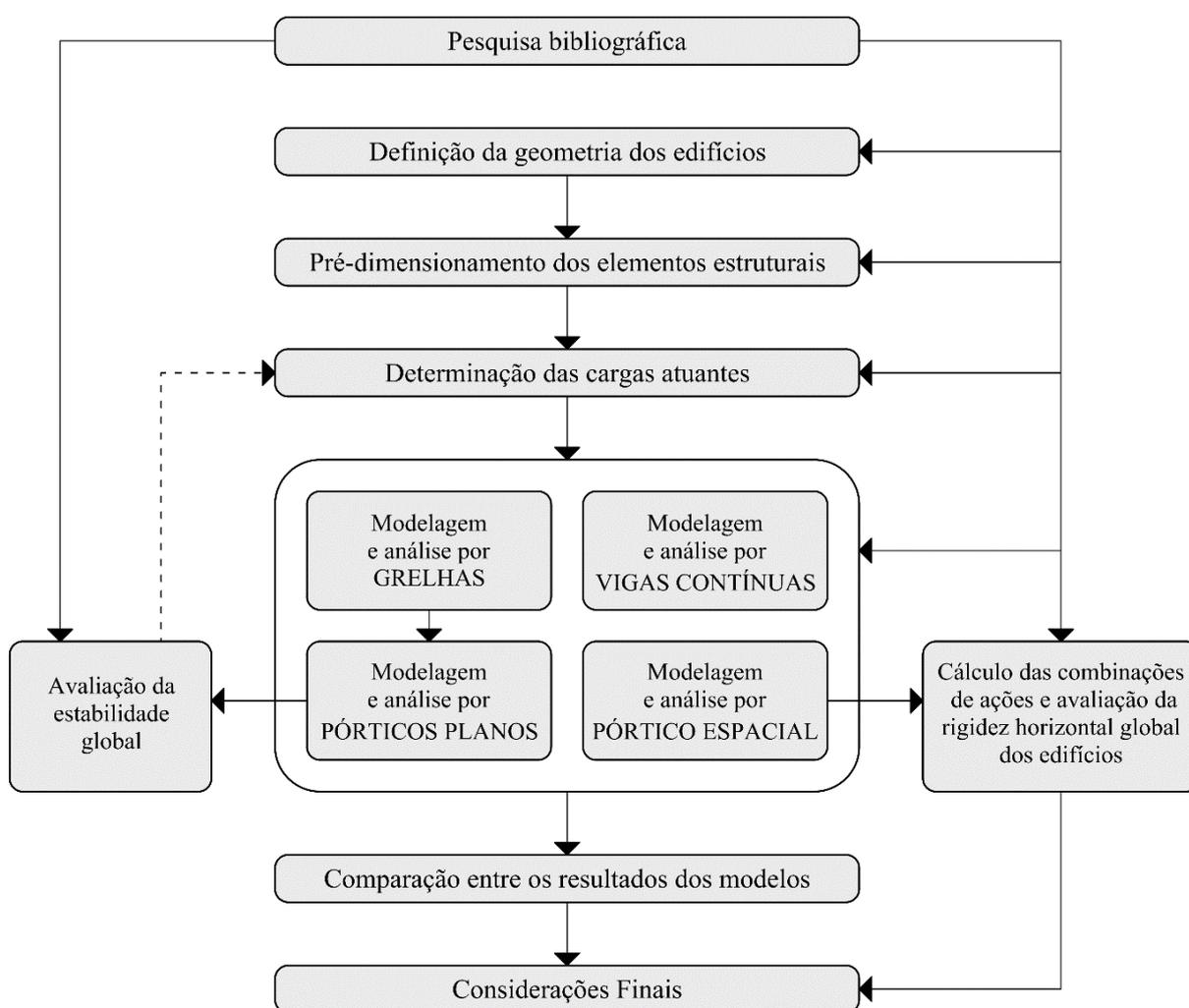
- a) o porte dos edifícios analisados foi limitado a altura de 48 metros (16 pavimentos), próxima ao limite máximo de 52 metros estabelecido pelo atual PDDUA de Porto Alegre para determinadas regiões da cidade (PORTO ALEGRE, 2011);
- b) foram analisadas apenas estruturas aporricadas convencionais de concreto armado, ou seja, com superestrutura composta unicamente por pilares, vigas e lajes. Foram excluídas da abordagem estruturas treliçadas, com pilares-parede, entre outras;
- c) os elementos de vedação em alvenaria não foram considerados para efeito de acréscimo de rigidez global das estruturas;
- d) nas análises estruturais o comportamento dos materiais foi idealizado como elástico-linear. Comportamentos não-lineares em estruturas de nós móveis foram considerados simplificaradamente através de análises lineares com módulo de elasticidade reduzido;
- e) não foram consideradas redistribuições de esforços devidas à fissuração do concreto e plastificação do aço, à exceção de vigas submetidas à torção, onde tal fenômeno foi contemplado pela redução da rigidez torcional;
- f) foram feitas apenas análises estáticas. Os efeitos dinâmicos não foram considerados;
- g) não foram utilizados trechos rígidos nas modelagens das ligações vigas-pilares;
- h) não foram feitas outras verificações ao ELS além da verificação do deslocamento máximo no topo dos edifícios;
- i) não foram realizados o dimensionamento e o detalhamento dos elementos estruturais ao ELU;
- j) não foram considerados os efeitos da interação solo-estrutura. As fundações foram consideradas como rígidas (engastes perfeitos);

- k) foram desconsideradas as excentricidades impostas pela NBR 6123:1988 na aplicação das cargas de vento;
- l) em cada edifício analisado, os pilares foram admitidos com seção constante ao longo de toda a sua altura.

2.4 DELINEAMENTO

O trabalho foi realizado através das etapas apresentadas na figura 2.1, que são descritas em maior detalhe nos próximos parágrafos.

Figura 2.1 – Diagrama do delineamento do trabalho



(fonte: elaborado pelo autor)

Inicialmente foi realizada a **pesquisa bibliográfica**, que se estendeu por toda a execução do trabalho, e que teve como objetivo principal o estudo dos diferentes modelos estruturais

abordados, bem como das determinações e limitações impostas nas Normas. A pesquisa foi feita com base em normas técnicas, teses, dissertações, artigos e livros.

A **geometria dos edifícios** foi definida através da elaboração de uma planta arquitetônica, na qual foi efetuado o lançamento da estrutura do pavimento. Esta planta foi repetida nos três edifícios, apresentando cada um deles uma altura diferente.

Na etapa de **pré-dimensionamento dos elementos estruturais**, foram definidas, para cada estrutura analisada, as dimensões das seções transversais das vigas e dos pilares, e das espessuras das lajes a serem usadas nas análises estruturais. Todavia, em função da avaliação da estabilidade global foi necessário alterar posteriormente algumas dessas dimensões pré-estabelecidas.

Para a **determinação das cargas atuantes** foram utilizadas as recomendações das normas NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações e NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações. O peso próprio dos elementos, por sua vez, foi definido de acordo com a geometria da estrutura e com as seções pré-dimensionadas anteriormente. Como a estrutura foi redimensionada após a avaliação da estabilidade global, o peso próprio dos elementos foi recalculado em função das novas dimensões.

Na etapa seguinte foram feitas as **modelagens estruturais** pelos diferentes modelos adotados, que consistiram em idealizar o comportamento de cada estrutura em modelos estruturais e introduzir todas as informações da geometria, dos materiais e dos carregamentos para os *softwares* que fizeram as análises estruturais. Com a modelagem estrutural concluída, esses *softwares* foram utilizados para realizar as **análises estruturais** propriamente ditas, através das quais foram obtidos os resultados de esforços solicitantes e deslocamentos.

Com o auxílio do modelo de pórticos planos para determinar as rigidezes dos pórticos, realizou-se também a **avaliação da estabilidade global** pelo parâmetro α , em função da qual algumas vigas foram redimensionadas. Com base nos resultados obtidos, optou-se por realizar combinações lineares de primeira ordem nos edifícios de 4 e 8 pavimentos, e combinações de segunda ordem no edifício de 16 pavimentos. Os cálculos dessas **combinações de ações** foram realizados apenas pelo modelo de pórtico espacial. Com os resultados das combinações de serviço, avaliaram-se os deslocamentos máximos no topo, que foram usados como indicadores das rigidezes horizontais globais dos edifícios.

A etapa seguinte foi a **comparação entre os resultados obtidos** pelos diferentes modelos estruturais para as reações e esforços solicitantes em alguns elementos estruturais, bem como para deslocamentos no topo dos edifícios sob a ação exclusiva de cargas horizontais. Nos casos em que houve maiores discrepâncias entre os resultados, buscou-se explicar o motivo disso ter acontecido. Também foram comparados os resultados das combinações últimas em relação aos resultados obtidos com a atuação exclusiva de cargas verticais, avaliando-se assim a importância dos efeitos do vento nas solicitações e reações.

Por fim, foram feitas as **considerações finais** a respeito dos objetivos expostos anteriormente. Nesta etapa foram feitas também sugestões para futuras pesquisas sobre os assuntos abordados neste trabalho.

3 CONCEITOS BÁSICOS

Neste capítulo serão abordados conceitos que são importantes para o desenvolvimento deste trabalho, mas que não dizem respeito aos seus objetivos de forma direta. Por este motivo, esta abordagem será feita sem a inclusão de maiores detalhes.

3.1 ANÁLISE ESTRUTURAL

Segundo Martha (2010, p. 1), a análise estrutural é uma etapa do projeto estrutural na qual o comportamento da estrutura é idealizado e expresso por diferentes parâmetros, tendo como objetivo a determinação dos esforços internos nos elementos estruturais, e conseqüentemente das tensões e deformações correspondentes, bem como das reações de apoio e dos deslocamentos da estrutura.

Para tanto, a estrutura real é idealizada em um modelo estrutural, o qual posteriormente é analisado por um determinado método, que pode ser de aplicação manual ou computacional, dependendo de sua complexidade e formulação. Esta análise pode ser estática ou dinâmica, linear ou não-linear, em função dos fatores considerados na idealização do comportamento estrutural.

No Apêndice 3 deste trabalho são abordados diferentes tipos de análise estrutural, bem como alguns dos métodos que podem ser utilizados em suas resoluções.

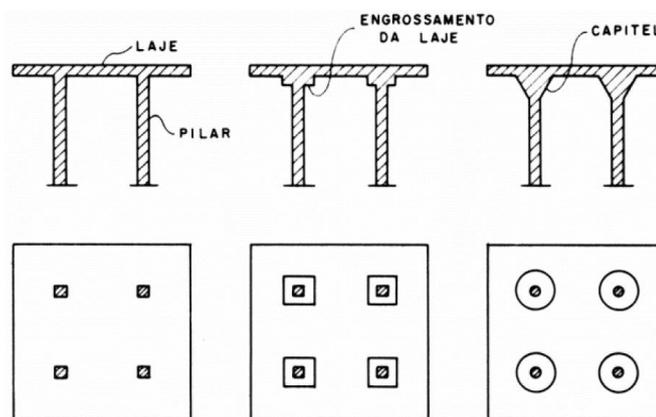
3.2 SISTEMAS ESTRUTURAIS

As estruturas de edifícios de concreto armado podem ser concebidas em diferentes sistemas estruturais, e a escolha de qual deles é o mais adequado depende de inúmeros fatores, que podem ser arquitetônicos, econômicos, técnicos, entre outros. De um modo geral, pode-se dividir a sua classificação em subsistemas horizontais e verticais, os quais serão expostos em maior detalhe nos itens a seguir.

3.2.1 Subsistemas horizontais

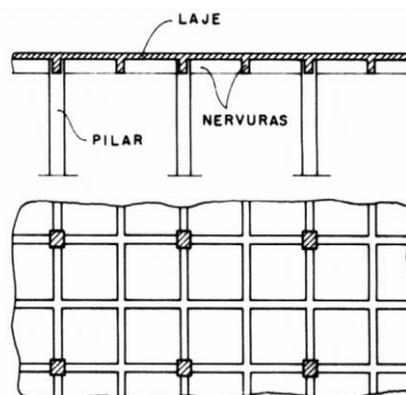
Segundo Corrêa (1991, p. 18-20), os subsistemas horizontais têm como funções básicas coletar as forças gravitacionais e transmiti-las para os elementos verticais, bem como distribuir as ações laterais entre os diversos subsistemas verticais resistentes, comportando-se como diafragmas. A concepção mais simples em termos geométricos consiste em uma placa que transmite as ações diretamente aos pilares, como é o exemplo de lajes planas ou lajes cogumelos, recebendo essas últimas um aumento de concentração de material nas regiões de ligação com os pilares (figura 3.1). Outras concepções possíveis se baseiam na combinação entre placas e barras horizontais. As barras podem estar distribuídas em maior quantidade, mas com seção reduzida, como é o caso de lajes nervuradas ou grelhadas (figura 3.2); ou distribuídas em menor quantidade, mas com maior seção, como é o caso das vigas convencionais (figura 3.3). Pode-se, também, combinar essas duas opções (figura 3.4).

Figura 3.1 – Pavimentos com laje plana e lajes cogumelos



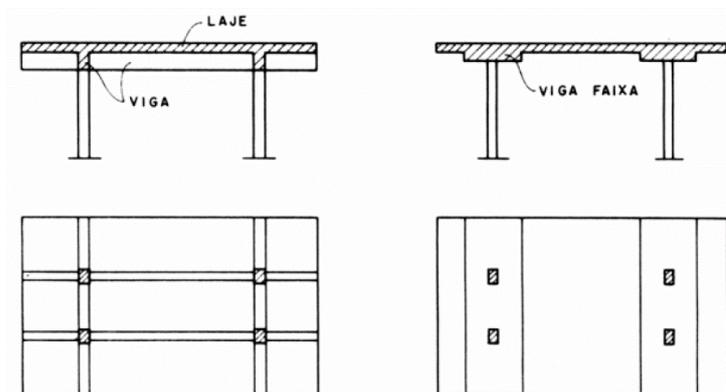
(fonte: CORRÊA, 1991)

Figura 3.2 – Pavimentos com laje em grelha (nervuras em duas direções)



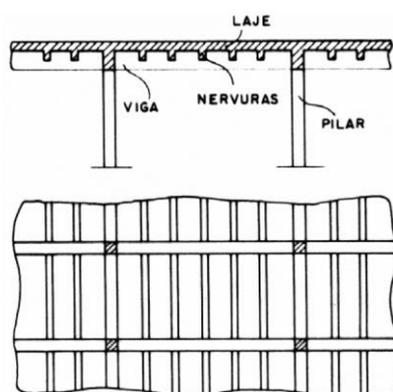
(fonte: CORRÊA, 1991)

Figura 3.3 – Pavimento com laje apoiada em vigas convencionais ou vigas faixa



(fonte: CORRÊA, 1991)

Figura 3.4 – Pavimento com combinação de laje nervurada e vigas



(fonte: CORRÊA, 1991)

Muitas outras configurações são possíveis, em função da criatividade do projetista, das técnicas de execução disponíveis, do custo relativo entre elas, da configuração arquitetônica, entre outros fatores. Neste trabalho, utilizaram-se apenas pavimentos compostos por lajes apoiadas em vigas convencionais, como mostrado na figura 3.3.

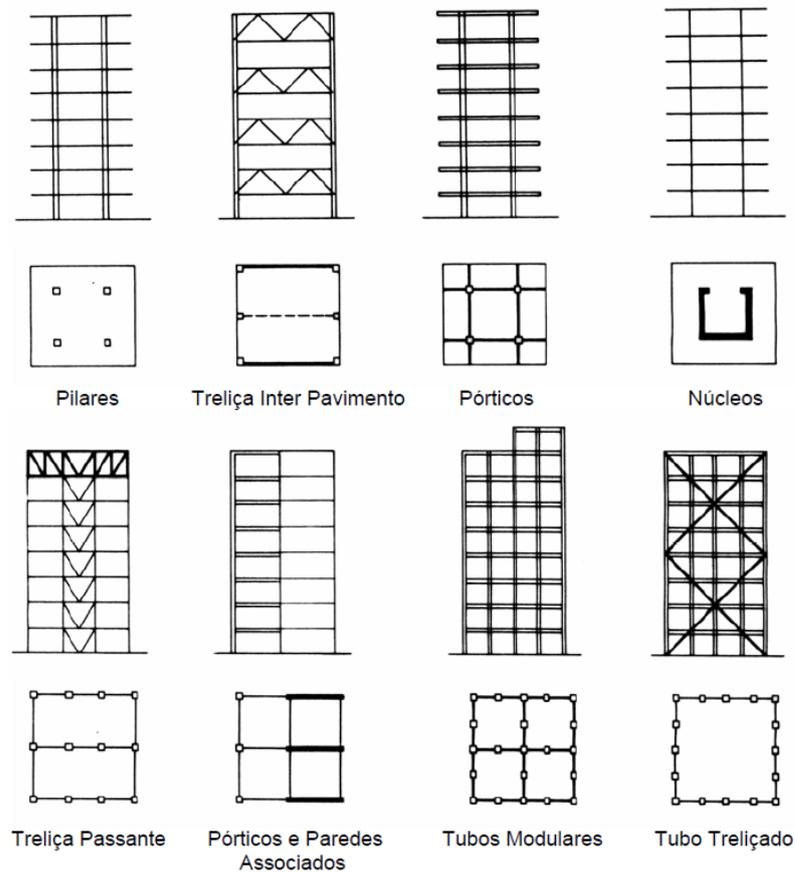
3.2.2 Subsistemas verticais

Segundo Corrêa (1991, p. 21), os subsistemas verticais têm como funções básicas suportar os subsistemas horizontais, transmitindo as ações destes para as fundações; e formar painéis resistentes às ações laterais.

As concepções básicas são compostas por: pilares; arranjos de pilares e vigas ligados através de nós rígidos, formando pórticos; paredes estruturais contínuas ou treliçadas; ou arranjos tridimensionais de paredes estruturais interligadas entre si, formando núcleos. Muitas dessas

concepções básicas podem ser combinadas entre si, e alguns exemplos são mostrados na figura 3.5 (CORRÊA, 1991, p. 21).

Figura 3.5 – Algumas combinações de concepções básicas de subsistemas verticais



(fonte: CORRÊA, 1991, p. 21)

Outras combinações são possíveis, sendo que cada uma delas pode ser adequada em maior ou menor grau para determinado edifício, dependendo de diversos fatores. Neste trabalho, optou-se por trabalhar apenas com subestruturas verticais formadas por pórticos, compostos por vigas e pilares.

3.3 AÇÕES ATUANTES EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) classifica as ações atuantes nas estruturas em ações permanentes, que ocorrem com valor constante ou de pequena variação durante maior parte da vida da construção; variáveis, que apresentam variações significativas durante a vida da construção; e excepcionais, com duração curta e baixa probabilidade de ocorrência.

Segundo as recomendações dos itens 11.3 a 11.5 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 56-63), as ações permanentes podem ser diretas, compostas pelo peso próprio da estrutura, pelos pesos dos elementos construtivos fixos, das instalações permanentes e pelos empuxos permanentes; ou indiretas, compostas pelas deformações impostas por retração e fluência do concreto, deslocamentos de apoio, imperfeições geométricas e protensão. As ações variáveis também podem ser diretas, compostas pelas cargas acidentais previstas para o uso da construção, pela ação do vento e da água; ou indiretas, compostas por variações de temperatura e ações dinâmicas. Por fim, as ações constituídas por situações excepcionais de carregamento devem ter os seus valores definidos em cada caso particular por normas específicas.

Para os objetivos deste trabalho é conveniente dividir as ações em verticais, devidas às forças gravitacionais; e horizontais, devidas ao vento e ao efeito do desaprumo.

3.3.1 Ações verticais

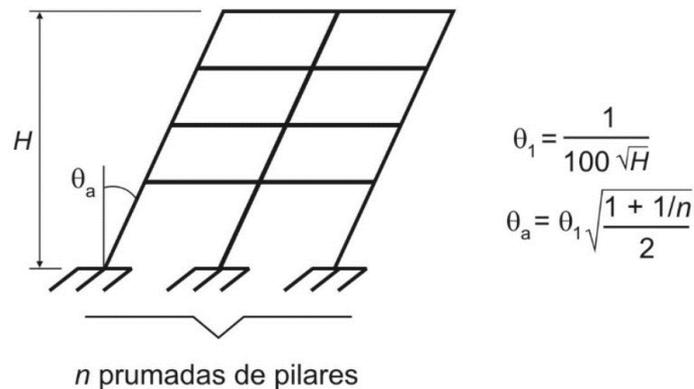
As ações verticais que foram consideradas neste trabalho são as ações permanentes diretas devidas às cargas de peso próprio dos elementos estruturais e de todas as instalações permanentes, como por exemplo dos revestimentos, dos pisos, das paredes divisórias, entre outros; e as ações variáveis diretas devidas às cargas de utilização dos edifícios (ocupação por pessoas, mobiliários, veículos, entre outros).

Os valores dos pesos específicos dos materiais para o cálculo dos pesos próprios e os valores das cargas de utilização foram determinados de acordo com a NBR 6120:1980 – Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações.

3.3.2 Ações horizontais

As ações horizontais que foram consideradas neste trabalho são as ações permanentes indiretas devidas às cargas horizontais fictícias equivalentes, determinadas em função das imperfeições geométricas globais, conforme a figura 3.6; e as ações variáveis diretas devidas à ação do vento. As forças horizontais devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123:1988 – Forças Devidas ao Vento em Edificações.

Figura 3.6 – Imperfeições geométricas globais



(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

Sendo:

θ_a = ângulo de desaprumo;

H = altura total da edificação, em metros;

n = número de prumadas de pilares no pórtico plano;

$\theta_{1mín}$ = 1/300 para estruturas reticuladas e imperfeições locais;

$\theta_{1máx}$ = 1/200.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 58-59) exige que seja considerado o desaprumo dos elementos verticais na análise global da estrutura, de acordo com a figura 3.6. Determina, também que:

A consideração das ações de vento e desaprumo deve ser realizada de acordo com as seguintes possibilidades:

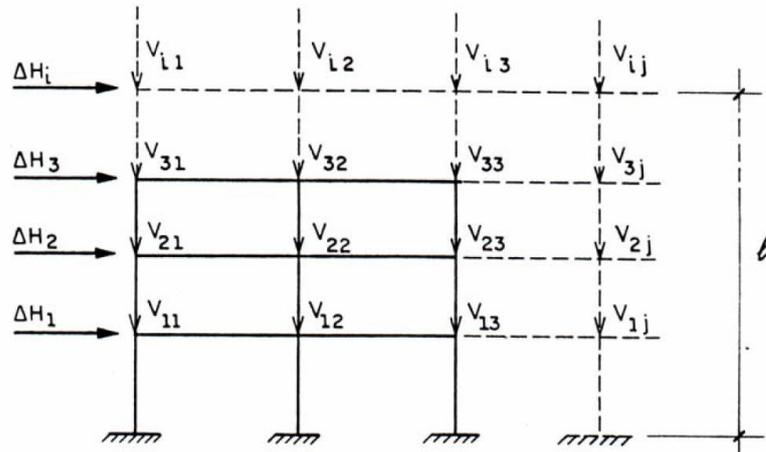
- a) Quando 30% da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento.
- b) Quando a ação do vento for inferior a 30% da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1mín}$.
- c) Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1mín}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

A comparação pode ser feita com os momentos totais na base da construção e em cada direção e sentido da aplicação da ação do vento, com desaprumo calculado com θ_a , sem a consideração do $\theta_{1mín}$.

NOTA O desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço.

De acordo com Giongo (2007, p. 82), a ação do desaprumo pode ser substituída pela ação de cargas horizontais fictícias equivalentes. Essas cargas, para cada nível de um pórtico, como mostradas na figura 3.7, podem ser determinadas pela equação (3.1).

Figura 3.7 – Cargas horizontais fictícias equivalentes ao desaprumo



(fonte: GIONGO, 2007, p.82)

$$\Delta H_i = \sum_{j=1}^n V_{ij} \cdot \operatorname{tg}(\theta_a) \quad (3.1)$$

Sendo:

θ_a = ângulo de desaprumo;

V_{ij} = ação vertical aplicada ao pilar j somente pelo andar i ;

n = número de prumadas de pilares no pórtico plano.

3.3.3 Combinações de ações

De acordo com NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuar simultaneamente na estrutura analisada devem ser combinadas entre si. Para verificações aos estados-limites de serviço devem ser feitas as combinações de serviço, de acordo com o item 11.8.3 desta Norma; e para as verificações de segurança em relação aos estados-limites últimos devem ser feitas as combinações últimas, de acordo com o item 11.8.2 desta Norma. A NBR 8681 (ASSOCIAÇÃO

BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2003) determina os coeficientes de ponderação das ações, sendo que alguns deles, para combinações usuais, constam também na NBR 6118:2014.

3.4 EFEITOS DE 2ª ORDEM E ESTABILIDADE GLOBAL

Segundo Prado (1995, p. 130), a atuação simultânea de cargas horizontais e verticais em edifícios de concreto armado provoca necessariamente deslocamentos laterais nos seus nós. Caso a estrutura seja estável, ocorrerá uma nova condição de equilíbrio na posição deslocada, o que implicará no aparecimento de esforços adicionais, chamados de esforços globais de segunda ordem, em vigas e pilares. Um problema fundamental no estudo dos esforços globais de segunda ordem consiste em determinar em quais estruturas a sua consideração é realmente necessária, pois em muitos casos eles podem ser suficientemente pequenos, e, por isso, desprezíveis.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRAILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 102-105) distingue as estruturas entre estruturas de nós móveis e de nós fixos, sendo nessas últimas os esforços globais de segunda ordem inferiores a 10% dos esforços de primeira ordem, e, por esse motivo, considerados desprezíveis. Em estruturas de nós fixos a Norma exige apenas a consideração dos efeitos locais de segunda ordem (devido aos eixos dos pilares que não se mantêm retilíneos em andares individuais), sendo que esses efeitos influenciam no dimensionamento dos pilares, mas, de um modo geral, não são significativos para a análise global da estrutura. Em estruturas de nós móveis, todavia, os esforços de segunda ordem, tanto globais quanto locais, não podem ser desprezados, e na análise estrutural devem ser considerados os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física. Com o objetivo de indicar se a estrutura pode ser classificada como de nós fixos, a Norma referida propõe os critérios simplificados que serão abordados nos itens 3.4.1 e 3.4.2 deste trabalho.

Caso opte-se por fazer uma análise mais rigorosa dos esforços de segunda ordem, uma possibilidade é efetuar a análise através do processo iterativo P-Delta, desde que todos os carregamentos da combinação considerada já estejam majorados e atuando simultaneamente (pois nesta análise não é válido o princípio de superposição de efeitos), e que sejam utilizadas as rigidezes dos elementos de acordo com a tabela 3.1, a fim de considerar-se de forma simplificada a não linearidade física. O *software* Robot Structural Analysis, que foi utilizado neste trabalho, permite que seja realizada a análise por este processo.

Tabela 3.1 – Valores de rigidez considerando a não linearidade física

Elemento estrutural	Valores de rigidez
Lajes	$(EI)_{sec} = 0,3 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Vigas sem armaduras simétricas ($As \neq As'$)	$(EI)_{sec} = 0,4 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Vigas com armaduras simétricas ($As = As'$)	$(EI)_{sec} = 0,5 \cdot E_{ci} \cdot I_c$
Pilares	$(EI)_{sec} = 0,8 \cdot E_{ci} \cdot I_c$

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

Sendo:

$(EI)_{sec}$ = rigidez secante dos elementos a ser utilizada para considerar aproximadamente as não linearidades físicas;

E_{ci} = módulo de elasticidade inicial do concreto, determinado de acordo com o item 8.2.8 da NBR 6118:2014;

I_c = momento de inércia da seção bruta do concreto, incluindo, se for o caso, as mesas colaborantes.

Kimura (2007, p. 589-593) diz que, diferentemente do que se possa imaginar num primeiro momento, a magnitude das cargas horizontais não influencia na estabilidade global de edifícios, uma vez que aumentando-se essa magnitude tanto os esforços de primeira ordem quanto os esforços globais de segunda ordem são elevados na mesma proporção, mantendo-se assim a mesma relação entre eles. Por outro lado, a magnitude das cargas verticais influencia diretamente a estabilidade global: quanto mais carregada verticalmente a estrutura estiver, maior será a relação entre os esforços globais de segunda ordem e os esforços de primeira ordem. Outros fatores que influenciam a estabilidade global são as rigidezes das subestruturas de contraventamento e dos elementos estruturais que as constituem, como por exemplo vigas e pilares: quanto mais rígidas elas forem, menor serão os deslocamentos laterais e por isso menor será a amplificação de esforços. A influência da rigidez das lajes, por outro lado, é muito pequena. Dessa forma, a fim de tornar uma estrutura mais estável globalmente, é necessário aumentar as rigidezes de suas subestruturas de contraventamento, uma vez que normalmente as cargas verticais de projeto não podem ser alteradas.

3.4.1 Parâmetro de instabilidade α

Para que uma estrutura reticulada e simétrica seja considerada de nós fixos, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 104) determina que o seu parâmetro de instabilidade α , conforme definido na equação (3.2), deve ser menor do que um

valor de referência α_1 , o qual depende do número de pavimentos e dos tipos de subestruturas de contraventamento do edifício, de acordo com a tabela 3.2.

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

Sendo:

α = parâmetro de instabilidade da estrutura;

H_{tot} = altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;

N_k = somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de H_{tot}), com seu valor característico;

$E_{cs} I_c$ = somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão $E_{cs} I_c$ de um pilar equivalente de seção constante.

Tabela 3.2 – Valores de α_1

Número de pavimentos (n)	Subestruturas de contraventamento	Valor de α_1
$n \leq 3$	Sem restrições	$0,2 + 0,1n$
$n \geq 4$	Associações de pilares-parede e pórticos associados a pilares-parede	0,6
$n \geq 4$	Apenas pórticos	0,5
$n \geq 4$	Apenas pilares-parede	0,7

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014)

A Norma define ainda que o valor de I_c deve ser calculado considerando as seções brutas dos pilares, devendo a rigidez do pilar equivalente ser determinada como mostrado a seguir:

— calcular o deslocamento do topo da estrutura de contraventamento, sob a ação do carregamento horizontal na direção considerada;

— calcular a rigidez de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H_{tot} , tal que, sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

3.4.2 Coeficiente γ_z

Para estruturas reticuladas de mais de quatro andares, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 105) permite que o coeficiente γ_z , dado pela

equação (3.3), seja utilizado para a avaliação da importância dos esforços de segunda ordem para cada combinação considerada. Ele pode ser determinado pelos resultados de uma análise linear de primeira ordem, desde que sejam adotados os valores de rigidez da tabela 3.1, que consideram a não-linearidade física de maneira aproximada.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (3.3)$$

Sendo:

γ_z = coeficiente de avaliação da importância dos esforços de segunda ordem;

$M_{1,tot,d}$ = momento de tombamento, ou seja, soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;

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

A estrutura é considerada como sendo de nós fixos se o coeficiente γ_z for menor ou igual a 1,1. Além disso, se esse coeficiente for maior do que 1,1 e menor ou igual a 1,3, ele pode ser utilizado para majorar os esforços horizontais da combinação de carregamento considerada no valor de 0,95. γ_z , efetuando-se assim uma solução aproximada de determinação de esforços finais (esforços de primeira ordem somados aos de segunda ordem).

4 MODELOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL DE EDIFÍCIOS

Segundo Kimura (2007, p.114), um modelo estrutural, também chamado de modelo numérico, busca simular o comportamento da estrutura real. Dada a complexidade desta tarefa, simplificações podem e devem ser feitas para que a análise estrutural seja viável. Por esse motivo, todos os modelos possuem limitações, sendo necessário conhecer as aproximações inerentes a cada um deles.

Fontes (2005, p. 9), diz que a escolha do modelo estrutural a ser utilizado depende da disponibilidade de tempo, conhecimento e recursos computacionais por parte do projetista.

Antes do desenvolvimento dos microcomputadores a análise estrutural dependia de exaustivos cálculos manuais, e por esse motivo era necessário subdividir a estrutura em elementos isolados: um pavimento de um edifício, por exemplo, era subdividido em lajes, que se apoiavam em vigas, as quais, por sua vez, se apoiavam em pilares (BARBOZA, 2008, p. 1). O modelo de vigas contínuas, que ainda hoje é utilizado em alguns casos, segue esta lógica de divisão da estrutura em elementos mais simples.

Todavia, com a constante evolução dos computadores e dos *softwares* de análise estrutural, a tendência é que na prática profissional sejam utilizados cada vez mais os modelos que consideram os elementos da estrutura trabalhando de forma conjunta, como um todo, visando a obtenção de resultados mais precisos.

Por outro lado, os modelos mais simples seguem sendo de grande utilidade para a construção do conhecimento na área de análise estrutural: o estudante precisa vencer etapas no seu processo de aprendizagem, e a utilização destes modelos permite que o conhecimento seja construído de forma gradual, contribuindo para uma melhor compreensão do funcionamento das estruturas, bem como da interação entre os diferentes elementos estruturais que as compõem.

Além disso, na prática profissional os modelos mais simples também continuam sendo úteis em determinadas etapas do projeto estrutural, como por exemplo durante a concepção da estrutura, quando necessita-se de cálculos rápidos e mudanças na geometria são recorrentes. Também são de grande utilidade para a verificação de resultados dos modelos mais sofisticados, os quais,

em função da complexidade dos seus resultados, podem vir a deixar erros de modelagem mascarados. É possível, ainda, efetuar a modelagem da estrutura por diferentes modelos, em ordem crescente de grau de complexidade, obtendo-se assim aproximações sucessivas e um refinamento gradual de resultados, atingindo-se, dessa forma, uma boa precisão com uma menor probabilidade de que erros passem despercebidos ao longo do processo.

Kimura (2007, p. 129-130) ressalta que quanto mais sofisticado for o modelo, mais complicado será de entendê-lo e configurá-lo. Por isso, ele sugere que muitas vezes, em uma primeira abordagem, é melhor recorrer a modelos mais simples para se ter uma visão mais crítica e sensível do comportamento da estrutura.

A NBR 6118 não determina um modelo específico para análise, deixando a escolha a critério do projetista, mas indica que (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 82):

A análise estrutural deve ser feita a partir de um modelo estrutural adequado ao objetivo da análise. Em um projeto pode ser necessário mais de um modelo para realizar as verificações previstas nesta Norma.

O modelo estrutural pode ser idealizado como a composição de elementos estruturais básicos, formando sistemas estruturais resistentes que permitam representar de maneira clara todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura.

Neste capítulo serão explicados em detalhe diferentes modelos de análise estrutural de edifícios. Cabe ressaltar que na utilização dos modelos adotados neste trabalho as lajes foram analisadas isoladamente e suas reações de apoio, a serem transmitidas às vigas, foram calculadas pelo método das charneiras plásticas de forma aproximada, como é permitido pela NBR 6118 no item 14.7.6.1 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 96).

4.1 VIGAS CONTÍNUAS

O modelo de vigas contínuas é um modelo simplificado de análise estrutural de edifícios submetidos a cargas verticais. Kimura (2007, p. 115) diz que este modelo é simples e de fácil compreensão, permitindo uma visualização muito clara do percurso das cargas verticais, desde sua aplicação até as fundações.

Segundo Fontes (2005, p. 10-11), este modelo considera cada viga isoladamente, recebendo carregamentos do peso próprio, de paredes, de lajes, de outras vigas, entre outros, e se apoiando

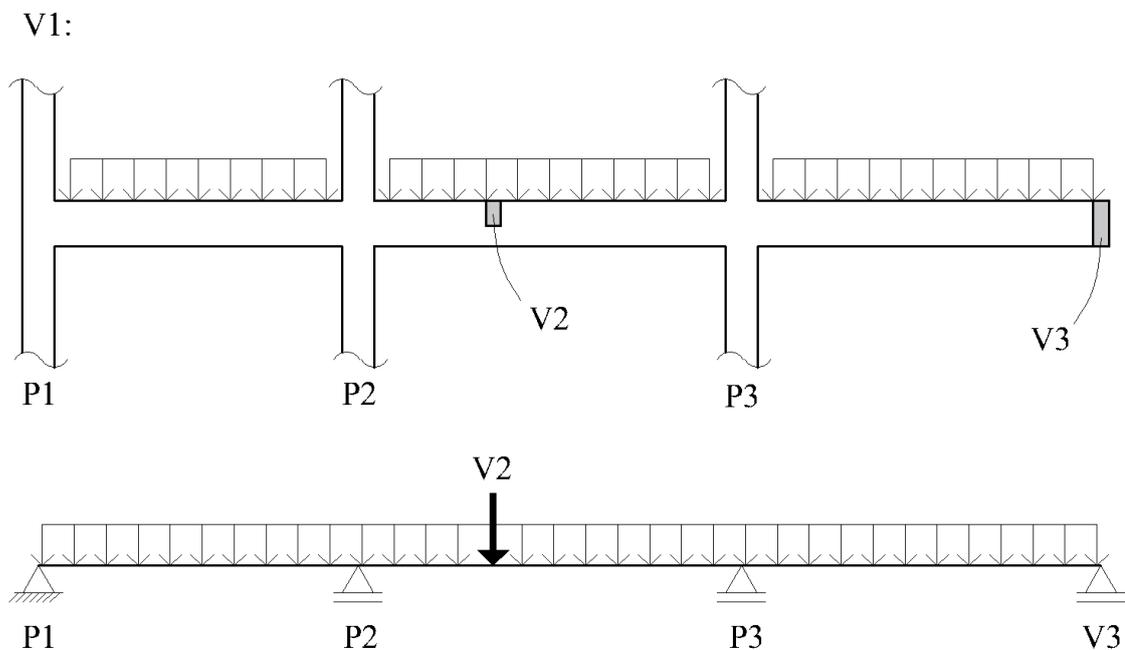
em outras vigas e/ou em pilares, que podem ser considerados como apoios simples (modelo clássico), engastes ou apoios semirrígidos, em função da precisão que se almeja implementar no modelo.

A análise estrutural por este modelo exige um baixíssimo custo computacional, sendo viável inclusive fazer a análise com cálculos manuais, utilizando-se, por exemplo, a equação dos três momentos. Todavia, o processo exige atenção e organização por parte do projetista, que deve analisar cada viga isoladamente, bem como determinar as reações que são transmitidas aos outros elementos.

4.1.1 Modelo clássico

Ao analisar-se uma determinada viga isoladamente pelo modelo clássico de vigas contínuas, consideram-se os apoios, que podem ser pilares ou outras vigas, como apoios simples. As demais vigas que se apoiam nesta viga, por sua vez, são consideradas como cargas verticais concentradas. A figura 4.1 ilustra um exemplo de viga analisada pelo modelo, onde a viga V1 apoia-se nos pilares P1, P2, P3 e na viga V3, e serve de apoio para a viga V2.

Figura 4.1 – Modelo clássico de vigas contínuas



(fonte: elaborado pelo autor)

A correta determinação de qual viga se apoia em qual é fundamental para que este modelo represente a estrutura de forma adequada. Esta hipótese deve ser feita a priori, e consiste em uma aproximação, pois na realidade sabe-se apenas que há uma transmissão de forças de mesmo módulo e sinal contrário entre elas, mas estas forças podem ser bem diferentes das obtidas considerando-se uma das vigas como um apoio perfeito, pois as duas se deformam. De uma forma geral, todavia, esta aproximação funciona, principalmente nos casos mais simples, quando uma viga está apoiada diretamente em pilares (chamada de viga primária), e a outra não (chamada de viga secundária, e apoiando-se na primária). O problema surge quando há um cruzamento de duas vigas primárias ou de duas vigas secundárias: nestes casos, geralmente admite-se que a viga que apresentar maior deslocamento vertical no ponto de conexão, ao ser analisada isoladamente suportando a sua respectiva carga, apoia-se na outra; e que a viga que apresentar menor deslocamento vertical, nesta mesma situação, apoia a outra. Todavia, se os deslocamentos verticais das duas vigas possuírem valores muito próximos um do outro no ponto de conexão, as forças transmitidas entre elas serão muito pequenas, muito menores do que seriam se uma delas fosse de fato um apoio perfeito. Neste trabalho, para situações como essa, foi proposto o seguinte critério: avaliou-se o deslocamento vertical, no ponto de conexão, de cada uma das vigas analisadas isoladamente: se esses deslocamentos verticais apresentassem uma diferença menor do que 30%, as forças transmitidas entre elas seriam consideradas suficientemente pequenas, podendo ser desprezadas, ou seja, nenhuma delas seria considerada como um apoio neste ponto. Todavia, isto não aconteceu em nenhum caso analisado. Considerou-se, então, a viga com menor deslocamento vertical como apoio, e a outra como apoiada. O modelo de grelhas considera estas compatibilidades de deslocamentos de uma forma mais precisa, e será descrito no item 4.2.1 deste trabalho, no qual é apresentada a figura 4.15, que ilustra dois casos de cruzamentos de vigas como os discutidos neste parágrafo.

A NBR 6118, no item 14.6.6.1, permite o uso do modelo clássico de vigas contínuas, desde que sejam feitas as seguintes correções (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 93):

- a) não podem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;
- b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado o momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

— na viga:

$$\frac{r_{sup} + r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.1)$$

— no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.2)$$

— no tramo inferior do pilar:

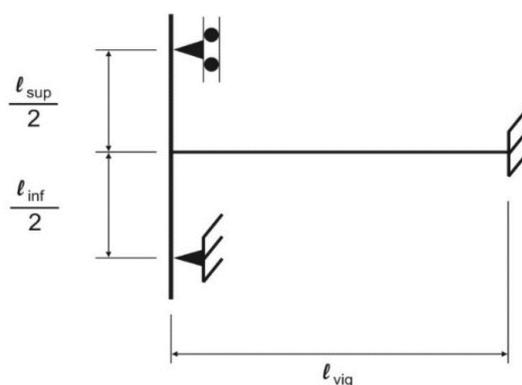
$$\frac{r_{inf}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \quad (4.3)$$

Sendo:

$$r_i = \frac{I_i}{L_i} \quad (4.4)$$

onde r_i é a rigidez da do elemento i no nó considerado, avaliada conforme indicado na figura 4.2.

Figura 4.2 – Aproximação em apoios extremos

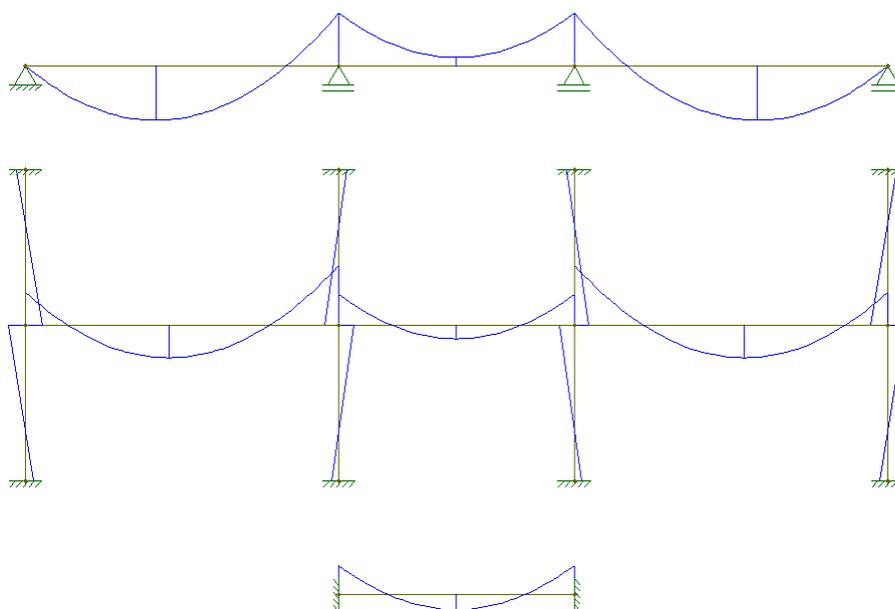


(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94)

A correção (a) define que os momentos positivos nos vãos devem ser recalculados considerando-se engastamentos perfeitos nos apoios intermediários, para então comparar-se os momentos correspondentes e utilizar-se os de maior valor em cada vão. Essa correção se deve

ao fato de que muitas vezes os pilares absorvem parte dos momentos negativos de vãos adjacentes muito carregados, minimizando o efeito deles sobre o outro vão. A figura 4.3 mostra um exemplo de diagramas de momentos fletores de uma viga contínua modelada pelo modelo clássico de vigas contínuas e, logo abaixo, por um modelo que representa a influência dos pilares. Como se vê, no modelo clássico de vigas contínuas o momento no meio do vão central é negativo, e, com a influência dos pilares, esse mesmo momento passa a ter um valor bem diferente, positivo. Nesta mesma figura mostra-se o vão central modelado como viga bi-engastada, e pode-se perceber que o momento no meio do vão neste caso aproxima-se mais do valor encontrado com a influência dos pilares.

Figura 4.3 – Diagramas de momentos fletores em uma viga, exemplificando a primeira correção necessária no modelo de vigas contínuas

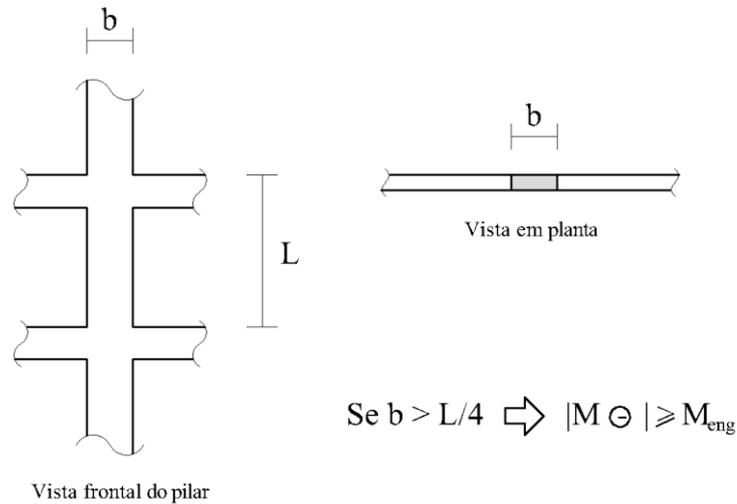


(fonte: elaborado pelo autor com base no software FTOOL)

A correção (b) é semelhante a correção (a), mas faz referência direta aos momentos negativos nos apoios, e determina em que condições os momentos de engastamento perfeito devem ser levados em consideração, conforme ilustrado na figura 4.4. Essa correção também diz respeito à influência dos pilares, que, se forem muito largos, podem aumentar consideravelmente o momento negativo nos apoios em relação ao modelo clássico de vigas contínuas, como ilustra o exemplo da figura 4.5, na qual uma viga contínua é modelada novamente pelos dois modelos, que se diferenciam pela consideração ou não da influência dos pilares. Nessa mesma figura, na

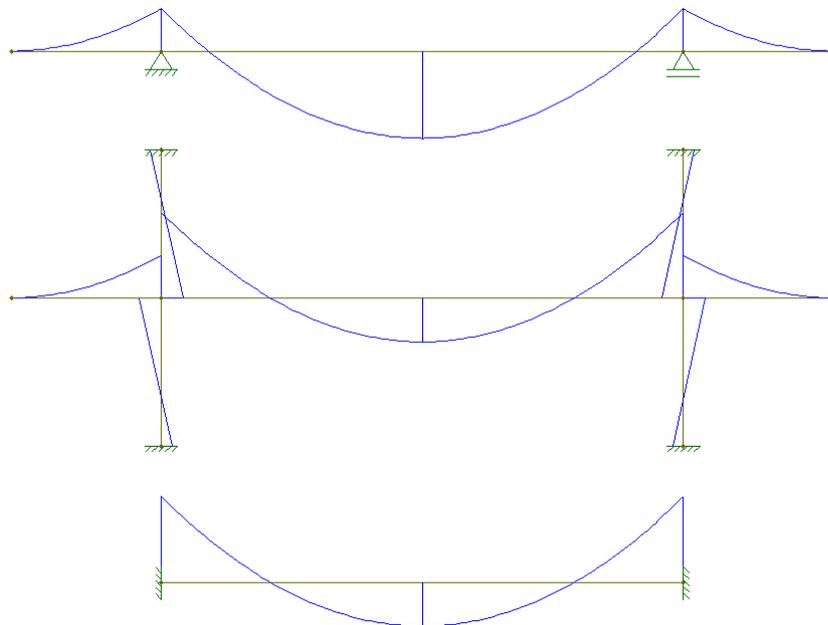
parte de baixo, mostra-se que o vão central, se for modelado bi-engastado, apresenta momentos negativos nos apoios mais próximos aos do modelo com a influência dos pilares.

Figura 4.4 – Condição para o engastamento dos apoios intermediários



(fonte: adaptado de FONTES, 2005, p. 11)

Figura 4.5 – Diagramas de momentos fletores em uma viga, exemplificando a segunda correção necessária no modelo de vigas contínuas

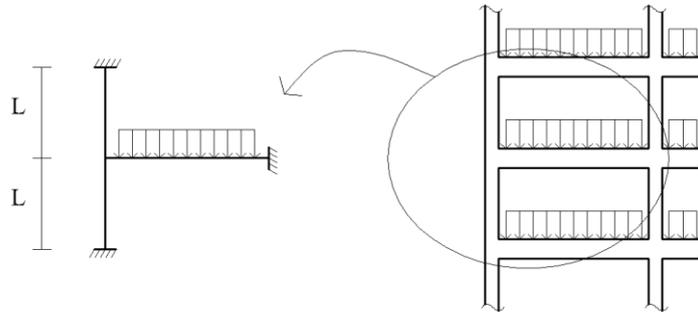


(fonte: elaborado pelo autor com base no software FTOOL)

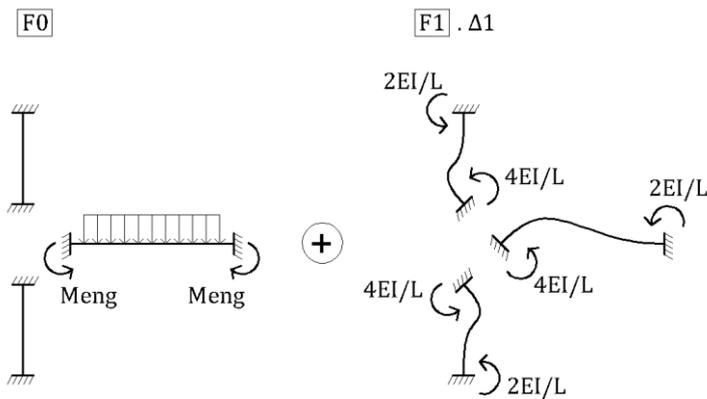
A correção (c) define que os momentos nos apoios extremos não podem ser desconsiderados, ou seja, os pilares de extremidade e de canto na realidade não podem ser considerados como apoios simples. As expressões para a distribuição destes momentos entre os tramos superiores

e inferiores dos pilares e a viga podem ser deduzidos utilizando o método dos deslocamentos aplicado a um modelo aproximado que prevê o engaste dos pilares nos andares superiores e inferiores, assim como da viga no apoio intermediário seguinte. A figura 4.6 ilustra o processo.

Figura 4.6 – Aproximação em apoios extremos com pilares engastados



Análise pelo Método dos Deslocamentos - Momentos Atuantes



(fonte: elaborado pelo autor)

A estrutura na aproximação da figura 4.6, se consideradas as simplificações para a aplicação manual do método dos deslocamentos, é uma vez deslocável, podendo apenas girar em torno da extremidade. Logo, pode-se escrever a equação (4.5) para o nó da extremidade.

$$0 = M_{eng} + \left(\frac{4EI_{sup}}{L_{sup}} + \frac{4EI_{inf}}{L_{inf}} + \frac{4EI_{vig}}{L_{vig}} \right) \cdot \Delta_1 \quad (4.5)$$

Sendo:

M_{eng} = momento de engastamento perfeito considerando a viga bi-engastada;

E = módulo de elasticidade longitudinal do material;

I_i = momento de inércia do elemento i considerado;

L_i = comprimento do elemento i considerado;

inf = índice relativo ao pilar inferior;

sup = índice relativo ao pilar superior;

vig = índice relativo à viga;

Δ_1 = giro do nó da extremidade.

Chamando:

$$r_i = \frac{I_i}{L_i} \quad (4.6)$$

A distribuição de momentos entre os elementos pode ser determinada por superposição. Na viga, tem-se:

$$M_{vig} = M_{eng} + \frac{4EI_{vig}}{L_{vig}} \cdot \Delta_1 \quad (4.7)$$

Isolando Δ_1 na equação (4.5), substituindo em (4.7) e usando (4.6), obtém-se:

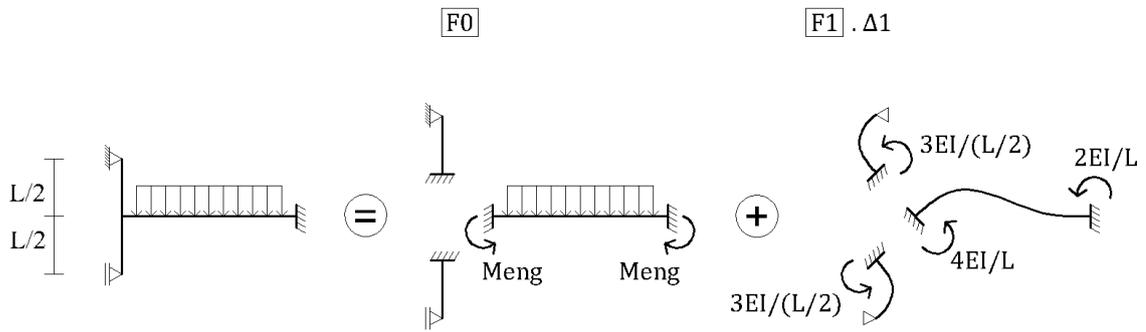
$$M_{vig} = M_{eng} \cdot \left(\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \right) \quad (4.8)$$

A equação (4.8) é equivalente à usada na correção (c) do item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014. Os momentos transmitidos aos pilares são deduzidos de forma semelhante.

Por outro lado, considerando-se a figura 4.2, à qual a NBR 6118:2014 faz referência, que prevê um modelo com pilares bi-apoiados em seus pontos médios, é possível novamente fazer uma análise pelo método dos deslocamentos, como mostra a figura 4.7.

A estrutura da figura 4.2 também é uma vez deslocável, podendo apenas girar em torno da extremidade. Logo, pode-se escrever, para o nó da extremidade, a equação (4.9).

Figura 4.7 – Método dos deslocamentos aplicado ao modelo da figura 4.2



(fonte: elaborado pelo autor)

$$0 = M_{eng} + \left(\frac{6EI_{sup}}{L_{sup}} + \frac{6EI_{inf}}{L_{inf}} + \frac{4EI_{vig}}{L_{vig}} \right) \cdot \Delta_1 \quad (4.9)$$

Procedendo de forma semelhante ao que foi feito na análise anterior, determina-se o momento transmitido à viga por este modelo, como mostra a equação (4.10). Os momentos transmitidos aos pilares são deduzidos de forma análoga e mostrados nas equações (4.11) e (4.12).

$$M_{vig} = M_{eng} \cdot \left(\frac{6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}} \right) \quad (4.10)$$

$$M_{inf} = -M_{eng} \cdot \left(\frac{6 \cdot r_{inf}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}} \right) \quad (4.11)$$

$$M_{sup} = -M_{eng} \cdot \left(\frac{6 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}} \right) \quad (4.12)$$

Observa-se, então, que apesar de estar usando em suas equações o modelo aproximado da figura 4.6, a NBR 6118:2014 faz referência à figura 4.2, que propõe um modelo cuja análise remete a equações diferentes.

Quanto à utilização do modelo aproximado da figura 4.6, com os pilares engastados nos pavimentos adjacentes, Fusco (1981, p. 239) indica, ainda, que “para as extremidades opostas,

tanto do pilar inferior quanto do pilar superior, propagam-se momentos que, em geral, podem ser admitidos com metade do valor do momento propagado”. Essa afirmação é confirmada ao analisar-se a distribuição de momentos nas extremidades opostas dos pilares obtida pelo método dos deslocamentos. Assim, é possível escrever, para o pilar situado entre os níveis (i) e (i+1) as equações (4.13) e (4.14), que podem ser melhor compreendidas com o auxílio da figura 4.8 (FUSCO, 1981, p. 240).

$$M_{base} = M_{i,sup} + \frac{1}{2}M_{i+1,inf} \quad (4.13)$$

$$M_{topo} = M_{i+1,inf} + \frac{1}{2}M_{i,sup} \quad (4.14)$$

Sendo:

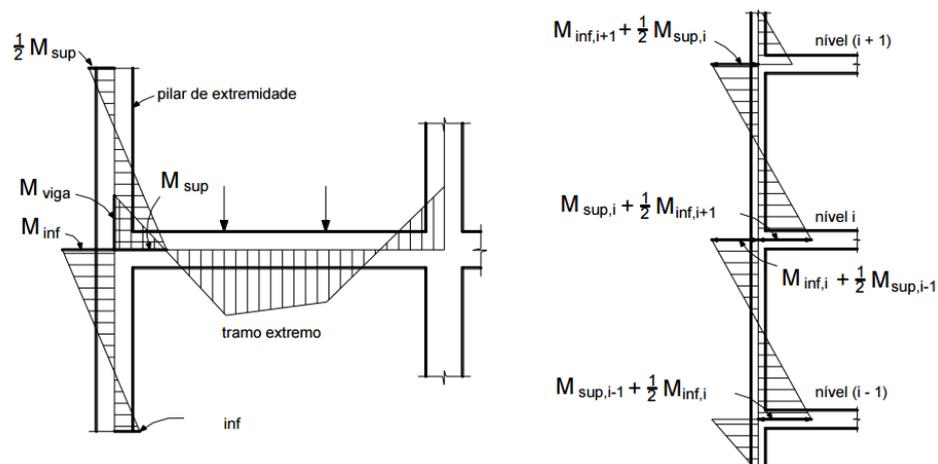
M_{base} = Momento fletor na base do pilar;

M_{topo} = Momento fletor no topo do pilar;

$M_{i+1,inf}$ = Momento fletor no tramo inferior calculado isoladamente no pavimento i+1;

$M_{i,sup}$ = Momento fletor no tramo superior calculado isoladamente no pavimento i.

Figura 4.8 – Efeito da superposição de pilares



(fonte: FUSCO, 1981, p. 239)

No caso de tratar-se de um edifício com pavimentos tipo, com os momentos sendo iguais nos pilares inferiores e superiores, assim como nos níveis (i) e (i+1), pode-se escrever a equação (4.15).

$$M_{topo} = M_{base} = 1,5M_{i,sup} = 1,5M_{i+1,inf} \quad (4.15)$$

Ou seja, para utilizar os momentos nos apoios extremos estipulados pela NBR 6118:2014, estes deveriam ser multiplicados por um fator igual a 1,5, mesmo que a Norma citada não faça referência direta quanto a isso.

Fontes (2005, p. 12), por outro lado, indica que, para o uso do modelo aproximado da figura 4.2, os coeficientes a serem multiplicados pelo momento de engastamento perfeito para distribuição de momentos deveriam ser outros, conforme indicado na tabela 4.1.

Tabela 4.1 – Coeficientes para ajuste de momentos em apoios externos

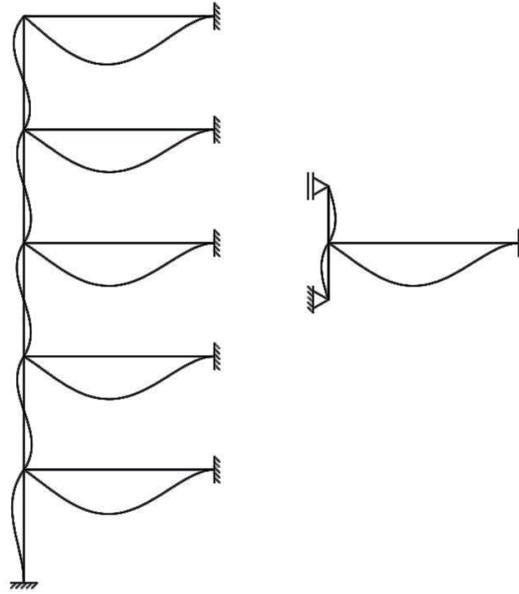
Local	Viga	Tramo superior do pilar	Tramo inferior do pilar
Coeficiente	$\frac{6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}}$	$\frac{6 \cdot r_{sup}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}}$	$\frac{6 \cdot r_{inf}}{4 \cdot r_{vig} + 6 \cdot r_{inf} + 6 \cdot r_{sup}}$

(fonte: adaptado de Fontes, 2005, p. 12)

De fato, os coeficientes da tabela 4.1 são equivalentes às equações (4.10), (4.11) e (4.12), deduzidas pelo método dos deslocamentos. Neste trabalho optou-se por utilizar esta alternativa, por três razões:

- Neste modelo, com pilares bi-apoiados em seus pontos médios, não é necessário fazer a correção proposta por Fusco (1981), uma vez que ele não transmite momentos às extremidades opostas dos pilares, nos pavimentos adjacentes.
- Os momentos considerados são maiores, em valor absoluto, aos propostos pelas equações (4.1), (4.2) e (4.3) da NBR 6118:2014. Assim, trabalha-se a favor da segurança em relação a esta Norma.
- Em prédios de vários pavimentos, especialmente no caso de possuírem pavimentos tipo, este modelo simula de forma satisfatória a deformada dos pilares de extremidade, que possuem deslocamento horizontal nulo em seus pontos médios, como ilustra a figura 4.9.

Figura 4.9 – Deformada dos pilares de extremidade



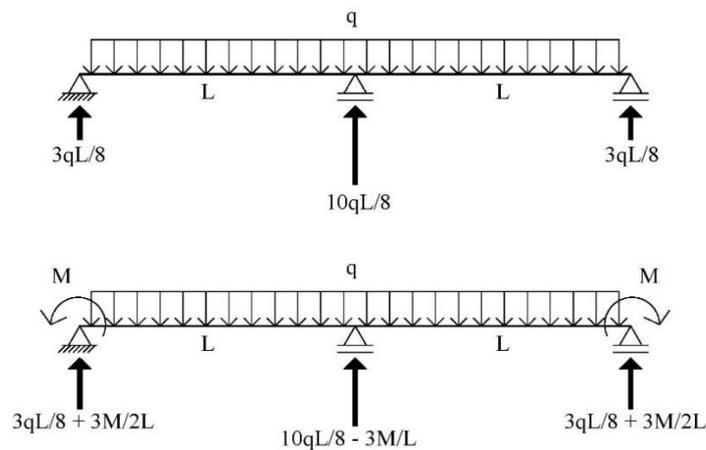
(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* FTOOL)

Fontes (2005, p. 12) indica, também, que:

Feitas todas essas considerações, pode-se ou realizar uma compatibilização de momentos (com a correção dos momentos positivos), ou simplesmente sobrepor os diagramas com a consideração dos momentos mais desfavoráveis para o dimensionamento.

Porém, no caso de optar-se pela sobreposição de diagramas, corre-se o risco de não serem consideradas as reações reais de cada apoio, podendo-se estar trabalhando contra a segurança no que diz respeito aos pilares de extremidade, como ilustra o exemplo da figura 4.10.

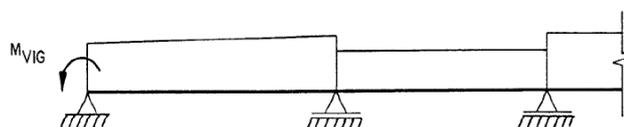
Figura 4.10 – Exemplo de influência dos momentos adicionados nas reações



(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, neste trabalho optou-se por realizar a compatibilização dos momentos negativos de extremidade, adicionando-os como cargas atuantes nas vigas, conforme mostra a figura 4.11.

Figura 4.11 – Compatibilização de momentos na extremidade



(fonte: Prado, 1995, p. 27)

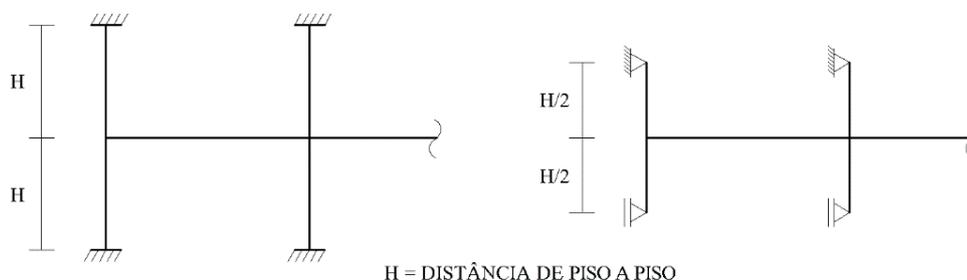
Segundo Fontes (2005, p. 12), apesar do modelo clássico de vigas contínuas ter caído em desuso com o desenvolvimento de *softwares* mais sofisticados de cálculo estrutural, ele segue sendo apropriado para edifícios de poucos pavimentos, apresentando nestes casos aproximações satisfatórias se comparado com modelos mais requintados.

4.1.2 Modelo melhorado

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94) indica que “alternativamente, o modelo de vigas contínuas pode ser melhorado, considerando-se a solidariedade dos pilares com a viga, mediante a introdução da rigidez à flexão dos pilares extremos e intermediários”.

Prado (1995, p.29) propõe duas formas de se fazer isso, em modelos que ele chamou de “modelos de pórtico simplificado”. Esses modelos são ilustrados na figura 4.12.

Figura 4.12 – Modelos de pórtico simplificado



(fonte: adaptado de Prado, 1995)

Novamente, deve-se optar por utilizar um modelo com os pilares engastados nos pavimentos adjacentes ou um modelo com os pilares bi-apoiados em seus pontos médios, como já havia sido discutido para a consideração de momentos nos apoios de extremidade, no item anterior.

Por coerência, optou-se aqui por considerar o segundo modelo proposto por Prado (1995), de pilares bi-apoiados em seus pontos médios, como já havia sido feito no item anterior. Todavia, ao invés de utilizar-se um modelo de pórtico simplificado, optou-se por utilizar molas angulares que tenham o mesmo efeito sobre as vigas em termos de rigidez ao giro. Considerando o modelo escolhido, tem-se, como constante de mola, o valor mostrado na equação (4.16). Este valor pode ser interpretado como a rigidez ao giro dos pilares, e é deduzido pelo método dos deslocamentos, como fica claro na figura 4.7. A figura 4.13 ilustra a equivalência dos modelos.

$$k_{mola} = 6(EI/L)_{sup} + 6(EI/L)_{inf} \quad (4.16)$$

Sendo:

k_{mola} = constante da mola angular;

E = módulo de elasticidade longitudinal do material;

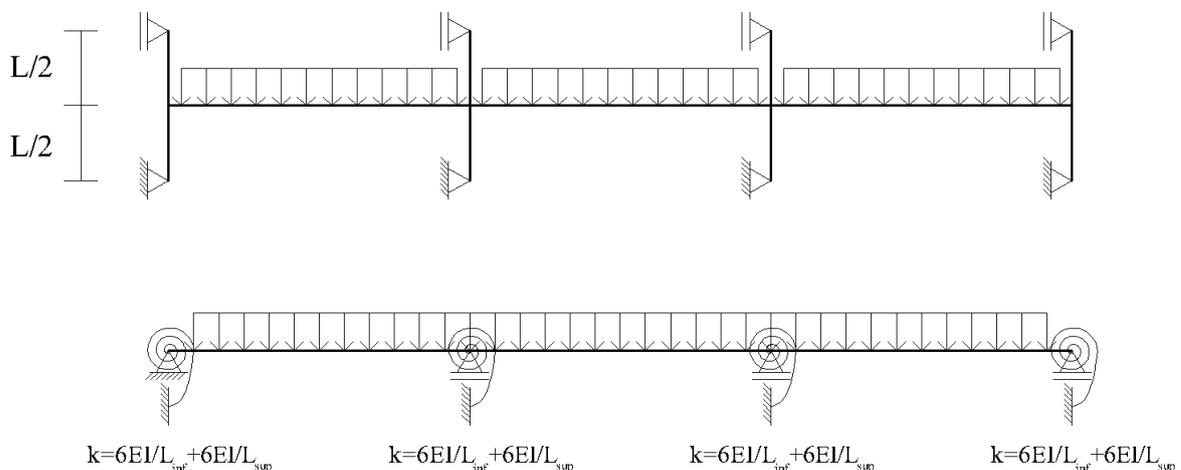
I = momento de inércia da seção do pilar considerado;

L = comprimento do pilar considerado (até o pavimento adjacente);

sup = índice relativo ao pilar superior à viga;

inf = índice relativo ao pilar inferior à viga.

Figura 4.13 – Equivalência entre pórtico simplificado e viga com molas



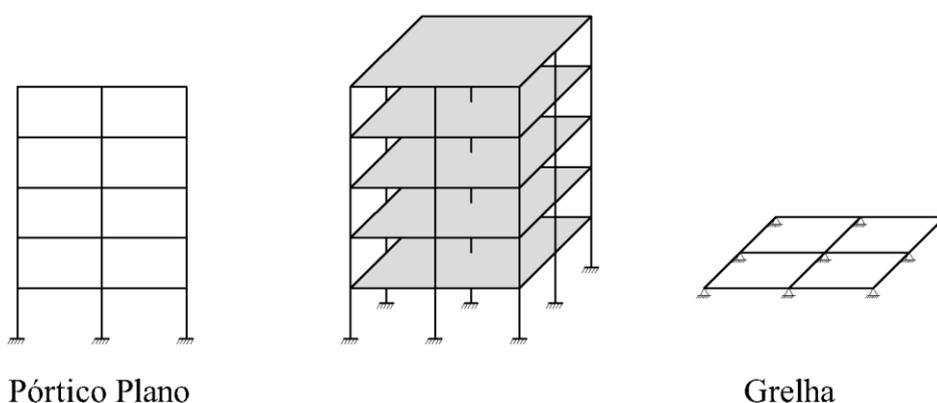
(fonte: elaborado pelo autor)

4.2 SUBESTRUTURAÇÃO POR GRELHAS E PÓRTICOS PLANOS

A subestruturação de um edifício em modelos de grelha formada por vigas, simulando os pavimentos, e de pórticos planos, simulando as subestruturas verticais de contraventamento, permite a análise estrutural do mesmo submetido a cargas horizontais e verticais, como ilustra a figura 4.14. Se comparado com o modelo de vigas contínuas, este método de análise é mais completo, pois é capaz de modelar de forma mais realística o apoio mútuo entre vigas e de considerar a influência das cargas horizontais na estrutura. Ellwanger (2005, p. 26) explica, em maior detalhe, o comportamento da estrutura de um edifício e a relação com estes modelos:

A estrutura de um edifício é formada por subestruturas verticais, como os núcleos, paredes e pórticos, e subestruturas horizontais que dão sustentação aos pavimentos. As cargas verticais (de origem gravitacional) e horizontais (causadas pelo vento) são transmitidas dos pavimentos para as subestruturas verticais e, destas, para a base. Quanto à absorção das cargas verticais, os pavimentos podem ser modelados como grelhas, vinculadas às subestruturas verticais. Além disso, os pavimentos absorvem as cargas horizontais, atuando como se fossem largas vigas em flexão lateral e transmitindo-as às subestruturas verticais. Por sua vez, essas subestruturas devem proporcionar rigidez horizontal, constituindo sistemas de contraventamento nas direções transversal e longitudinal do edifício.

Figura 4.14 – Subestruturação da estrutura em grelhas e pórticos planos



Pórtico Plano

Grelha

(fonte: elaborado pelo autor)

Segundo Ellwanger (2005, p. 24), a utilização deste método simplificado de análise, através da subestruturação em grelhas e pórticos planos, permite ao estudante do curso de Engenharia Civil preencher uma lacuna no aprendizado que poderia surgir caso ele passasse a trabalhar diretamente com um modelo de pórtico espacial que considera o edifício como um todo integrado: neste caso, a interpretação dos resultados seria muito mais difícil, e o estudante poderia não conseguir visualizar a interação entre as diversas subestruturas (pavimentos,

pórticos, paredes, etc.) que constituem o todo. Dessa forma, mesmo que venha no futuro a trabalhar com um modelo mais integrado, em um primeiro contato com o projeto estrutural a utilização deste método simplificado permite o vencimento de um degrau no seu processo de aprendizagem, obtendo assim as bases conceituais para uma melhor interpretação dos resultados da análise, bem como para a realização de intervenções nos modelos a fim de otimizá-los.

Este método de análise pode ser muito útil, também, para etapas preliminares do projeto, como por exemplo durante a concepção da estrutura e/ou durante o pré-dimensionamento dos elementos estruturais, quando são necessários cálculos rápidos e mudanças na geometria são recorrentes, o que é facilitado pela relativa simplicidade desses modelos.

Nos itens a seguir são explicados cada uma dessas subestruturas, e, após, detalhado como ocorre a distribuição das cargas horizontais devidas ao vento entre as diferentes subestruturas de contraventamento.

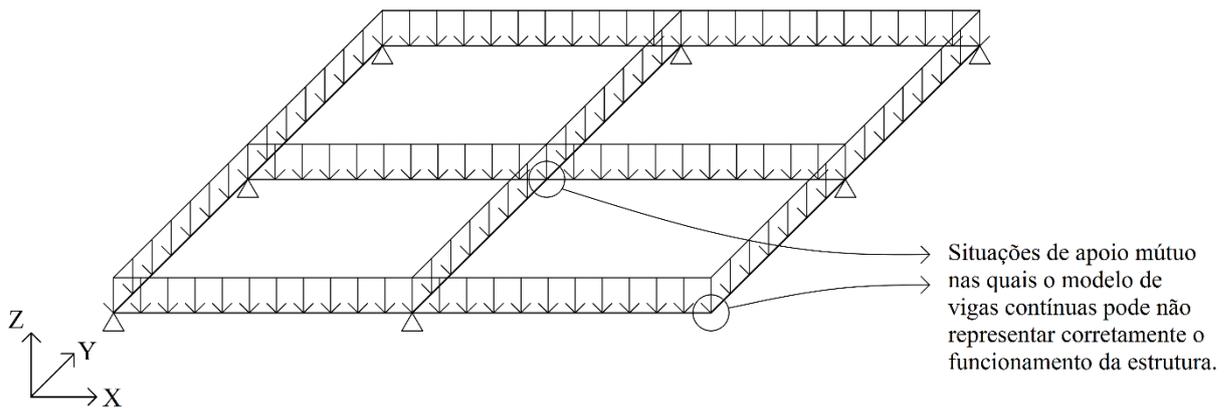
4.2.1 Grelhas compostas por vigas

Adotando-se um modelo de grelha para simular o comportamento das vigas de um pavimento, é possível analisar todas elas trabalhando em conjunto, obtendo-se, assim, compatibilidade de deformações, bem como transmissão de momentos fletores e torçores em vigas concorrentes entre si. Trata-se de um modelo para análise de um pavimento submetido a cargas verticais, semelhante ao de vigas contínuas, porém melhorado em relação a este, o qual analisa cada viga isoladamente e dessa forma não garante a compatibilidade de deformações nem a transmissão de momentos mencionadas. A figura 4.15 ilustra as vigas de um pavimento modeladas por uma grelha, e mostra duas situações de apoio mútuo entre vigas onde este modelo representa a estrutura de forma mais adequada do que o modelo de vigas contínuas, o qual necessita de uma definição a priori de qual viga se apoia em qual.

As cargas verticais, perpendiculares à grelha, advindas das lajes (determinadas de forma aproximada pelo método das charneiras plásticas), das alvenarias, do peso próprio, entre outros, são adicionadas às barras que simulam as vigas do pavimento. Cada barra, por sua vez, possui propriedades geométricas (área, momentos de inércia), definidas de acordo com a seção transversal da viga, bem como propriedades do material (módulos de elasticidade longitudinal e transversal), que no caso de estruturas de concreto armado dependem da classe do concreto

utilizado. Os nós da grelha possuem três graus de liberdade (deslocamento no eixo z e rotações em torno dos eixos x e y), sendo possível, através da análise estrutural do modelo, obter esses deslocamentos e rotações, bem como os esforços solicitantes, que são os esforços cortantes, e os momentos fletores e torçores (KIMURA, 2007).

Figura 4.15 – Modelo de grelha simulando as vigas de um pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

Os apoios da grelha são os pilares: considera-se que eles impedem o deslocamento no eixo z dos nós nos quais são posicionados. Para melhorar o modelo, é possível adicionar a rigidez ao giro dos pilares, através da adição de molas angulares nestes nós, de forma semelhante ao que foi feito no modelo melhorado de vigas contínuas. Aqui, todavia, é necessário determinar duas constantes de mola, uma resistindo à rotação em torno do eixo x, e outra à rotação em torno do eixo y, como mostram as equações (4.17) e (4.18).

$$k_x = 6(EI_x/L)_{sup} + 6(EI_x/L)_{inf} \quad (4.17)$$

$$k_y = 6(EI_y/L)_{sup} + 6(EI_y/L)_{inf} \quad (4.18)$$

Sendo:

k_x = constante da mola angular que resiste à rotação em torno de x;

k_y = constante da mola angular que resiste à rotação em torno de y;

E = módulo de elasticidade longitudinal do material;

I_x = momento de inércia, em torno do eixo x, da seção do pilar considerado;

I_y = momento de inércia, em torno do eixo y, da seção do pilar considerado;

L = comprimento do pilar considerado (até o pavimento adjacente);

sup = índice relativo ao pilar superior à grelha;

inf = índice relativo ao pilar inferior à grelha.

As reações dos apoios – forças verticais e momentos das molas – também são obtidos nos resultados da análise estrutural, que pode ser feita, por exemplo, pelo método dos deslocamentos com formulação computacional.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94) permite o uso do modelo de grelhas de vigas para o estudo de cargas verticais na análise dos pavimentos de edifícios. Em vigas nas quais os momentos torçores não forem fundamentais para o equilíbrio estático, ela permite, também, a redução da rigidez à torção em função da fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica, exceto para as vigas em concreto protendido que possuam protensão limitada ou completa. Com isso, os momentos torçores diminuem e os momentos fletores aumentam, o que possibilita, na maior parte dos casos, o uso de uma taxa de armadura menor e de vigas com base mais estreita. A Norma referida permite, também, especificamente para a verificação dos estados-limites últimos, a consideração da rigidez à torção nula das vigas, de modo a eliminar a torção de compatibilidade na análise, desde que atendidas certas condições de adaptação plástica dos elementos. Neste trabalho, todavia, optou-se por utilizar a redução de 15%, que é permitida sem maiores ressalvas.

A redução da rigidez elástica à torção pode ser realizada, de forma aproximada, através da redução do momento de inércia à torção ou da redução do módulo de deformação transversal (CORRÊA, 1991, p. 187). Aqui, optou-se por reduzir o momento de inércia à torção, que, por sua vez, segundo Gere e Weaver (1981), pode ser calculado com o auxílio das equações (4.19) e (4.20), para seções retangulares. A este momento de inércia, multiplica-se o fator 0,15 a fim de obter-se a redução mencionada.

$$\beta = \frac{1}{3} - \left(0,21 \frac{b}{h}\right) \cdot \left(1 - \frac{b^4}{12h^4}\right) \quad (4.19)$$

$$J_T = \beta \cdot h \cdot b^3 \quad (4.20)$$

Sendo:

b = menor dimensão da seção retangular;

h = maior dimensão da seção retangular;

J_T = momento de inércia à torção da seção retangular.

No que diz respeito à importância didática do modelo, Ellwanger (2005, p.26) expõe que:

O comportamento de uma grelha de sustentação de pavimento pode ser encarado como a interação de várias vigas contínuas desenvolvendo-se segundo eixos contidos no plano do pavimento e transferindo entre si esforços cortantes e momentos. Assim, no ponto de cruzamento entre duas vigas, o estudante aprende a perceber de qual para qual viga ocorre a transferência de cortante, a partir do sentido dos saltos nos respectivos diagramas; para grelhas de geometria ortogonal, pode ser percebida também a transferência de momento fletor de uma viga para momento torçor na viga ortogonal a ela, e vice-versa, em função dos saltos nos respectivos diagramas.

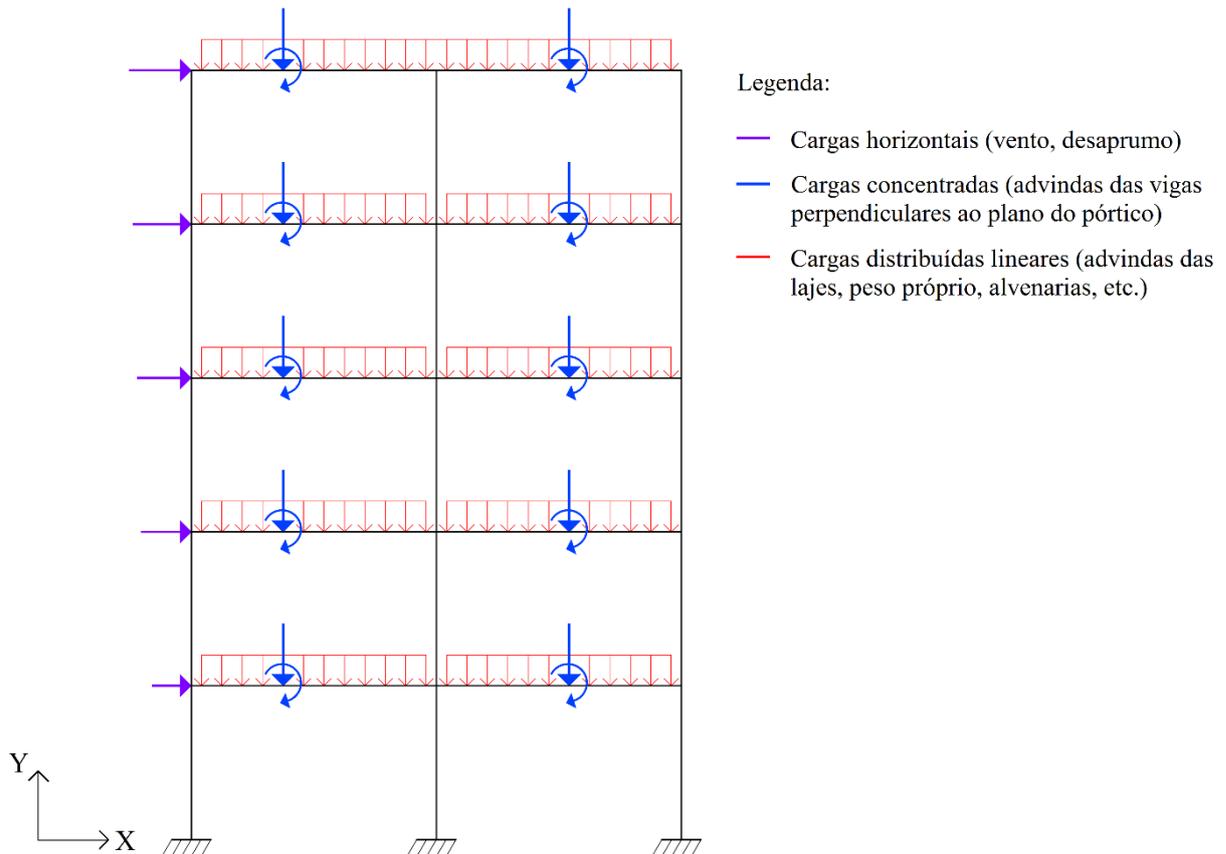
De fato, na interpretação dos resultados da análise estrutural de uma grelha é possível ver a real transmissão de forças entre as vigas nos seus cruzamentos, em função dos saltos nos diagramas de esforços cortantes. As vigas que servem de apoio são consideradas como apoios elásticos, pois também se deformam. Já no modelo de vigas contínuas essas vigas são consideradas como apoios rígidos indeformáveis, o que destoa da realidade; e a hipótese de qual viga se apoia em qual é feita a priori, pois cada viga é analisada isoladamente, e por isso em casos específicos corre-se o risco de elaborar uma hipótese equivocada. A transferência de momentos fletores para momentos torçores em vigas concorrentes também é algo novo a quem tenha pouca experiência no estudo de grelhas, e merece destaque na fase de interpretação dos resultados.

4.2.2 Pórticos planos

Segundo Kimura (2007, p. 120-121), o modelo de pórtico plano é capaz simular o comportamento global de um edifício, e não apenas de um pavimento, admitindo assim a aplicação tanto de cargas verticais quanto horizontais. As vigas e os pilares alinhados em um mesmo pórtico do edifício são modelados por barras dispostas em um mesmo plano, ou seja, em duas dimensões. Cada nó possui três graus de liberdade (deslocamento no eixo x , deslocamento no eixo y e rotação no plano xy , ou seja, em torno do eixo z). Com a análise estrutural, que pode ser feita, por exemplo, pelo método dos deslocamentos com formulação computacional, é possível calcular os deslocamentos e rotações, os esforços solicitantes (forças normais, forças cortantes e momentos fletores) e as reações nos apoios. Cada barra possui

propriedades geométricas definidas de acordo com as seções dos elementos estruturais, bem como propriedades do material. Neste trabalho os vínculos nas fundações foram considerados como engastes perfeitos, admitindo-se que eles são capazes de impedir tanto os deslocamentos horizontais e verticais quanto os giros nos nós onde são aplicados. A figura 4.16 ilustra o modelo.

Figura 4.16 – Modelo de pórtico plano simulando um pórtico do edifício



(fonte: elaborado pelo autor)

Todavia, por se tratar de um modelo bidimensional, o pórtico plano depende dos resultados de outro modelo que simule as subestruturas horizontais (pavimentos), para poder representar a estrutura real de forma mais adequada. Isso acontece pois as vigas perpendiculares ao pórtico podem apoiar ou se apoiar nas barras deste, transmitindo esforços a elas, o que altera significativamente o carregamento do modelo. Por isso a importância de subestruturar os pavimentos em grelhas: dessa forma é possível adicionar às barras do pórtico plano as cargas e momentos advindos das barras perpendiculares, que por sua vez são obtidos com os resultados da análise estrutural das grelhas.

As cargas verticais concentradas a serem transmitidas das barras perpendiculares ao pórtico são as forças cortantes obtidas nos nós das barras da grelha que o interceptam, com sinais trocados. Já os momentos fletores concentrados a serem adicionados são os momentos torçores obtidos nestes mesmos nós, na mesma análise, também com sinais trocados. Os pesos próprios dos pilares também podem ser adicionados neste modelo. Assim, juntamente com as demais cargas verticais atuantes diretamente nas vigas do pórtico, que já haviam sido determinadas para a análise da grelha, o carregamento vertical fica completo.

As cargas horizontais a serem adicionadas ao modelo são as cargas equivalentes devidas ao desaprumo e/ou as cargas devidas ao vento, como foi explicado no item 3.3.2 deste trabalho. Todavia, a distribuição das cargas de vento entre as diferentes subestruturas de contraventamento (incluindo os pórticos) merece especial atenção e será explicada no item 4.2.3, a seguir.

No que diz respeito à importância didática deste modelo, Ellwanger (2005, p.26) expõe que:

O comportamento dos pórticos pode ser entendido como a interação de várias vigas contínuas com as barras que formam os pilares. As reações verticais das vigas contínuas convertem-se aqui em acréscimos aos esforços normais dos pilares. Um aspecto importante a ser percebido é a transferência de momentos fletores. Nas vigas contínuas isoladas são nulos os momentos nos apoios extremos e há igualdade de momentos nas extremidades dos vãos adjacentes junto aos apoios intermediários. Nos pórticos dos edifícios, ao contrário, os momentos não são nulos nas extremidades das vigas, sendo transferidos aos respectivos pilares. Ocorre transferência de momentos também para os pilares intermediários, acarretando saltos no diagrama de momentos nas vigas.

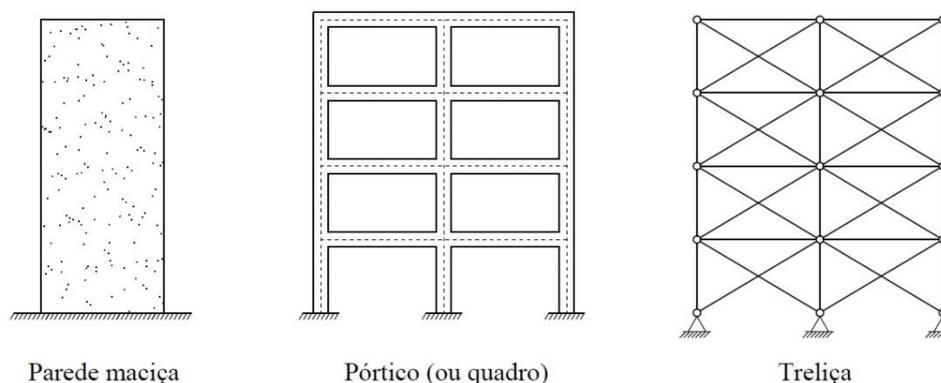
De fato, a interação entre as vigas contínuas e os pilares fica muito mais clara com o modelo de pórtico plano, podendo-se visualizar diretamente, nos resultados da análise estrutural, as transferências de momentos fletores entre esses elementos, o que no modelo de vigas contínuas só era obtido de forma aproximada através de correções feitas ao modelo clássico.

4.2.3 Distribuição das cargas horizontais entre as subestruturas verticais

As cargas horizontais devidas ao vento se distribuem entre as diferentes estruturas de contraventamento do edifício, que, segundo Sussekind (1984, p. 176), podem ser compostas por paredes maciças engastadas na fundação (geralmente nas caixas de escadas e elevadores, podendo também estarem dispostas em mais de uma direção e interligadas, formando um núcleo

rígido), pórticos planos (formados por pilares e vigas, também chamados de quadros) e/ou treliças (mais comuns em estruturas metálicas), como mostra a figura 4.17.

Figura 4.17 – Sistemas usuais de contraventamento



(fonte: adaptado de SUSSEKIND, 1984, p. 176)

Sussekind (1984, p.177-178) estabelece que:

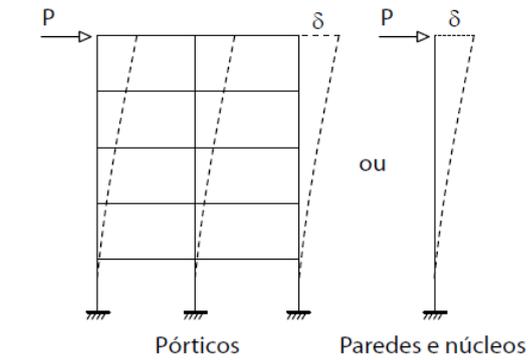
Na análise da estabilidade horizontal dos prédios, as diversas lajes são consideradas com rigidez infinita no plano horizontal (hipótese bastante razoável, ainda mais face aos baixos valores de cargas horizontais normalmente atuantes ao nível de cada piso) e, assim, a repartição entre os sistemas de contraventamento das ações horizontais se dará em função da posição e constante de mola de cada elemento de contraventamento.

Num procedimento simplificado, costuma-se definir como constante de mola de cada sistema de contraventamento a razão entre uma força nele aplicada no topo da obra e a deformação por ela provocada neste nível. Este enfoque é dito simplificado já que, não sendo as deformadas horizontais, de um modo geral, curvas afins, haveria diferentes proporções entre os valores de constantes de mola calculados nos diversos níveis estruturais; assim, o cálculo teoricamente correto de repartição dos esforços horizontais entre os elementos de contraventamento se deveria fazer nível a nível, considerada, inclusive, a interação entre níveis adjacentes. Isto seria muito complexo e trabalhoso nos casos gerais, o que não parece se justificar face a dois motivos: em primeiro lugar, pouca diferença se encontraria – nos casos correntes – entre os valores obtidos pelo procedimento simplificado e aqueles oriundos do cálculo estático global (estrutura espacial, com sistemas de contraventamento em planos paralelos, ligados horizontalmente por placas, que são as lajes dos diversos pisos); além disso, no estado-limite último podem haver redistribuições nos quinhões de carga horizontal entre os elementos de contraventamento graças à ocorrência de alguma plastificação.

A figura 4.18 ilustra o procedimento simplificado sugerido por Sussekind (1984) para determinação das constantes de mola de cada subestrutura de contraventamento.

As molas elásticas apresentam uma relação linear entre seus deslocamentos e suas respectivas forças de reação. Assim, é possível escrever as equações (4.21), (4.22) e (4.23), de acordo com Ellwanger (2005). A figura 4.19 ilustra o uso dessas equações.

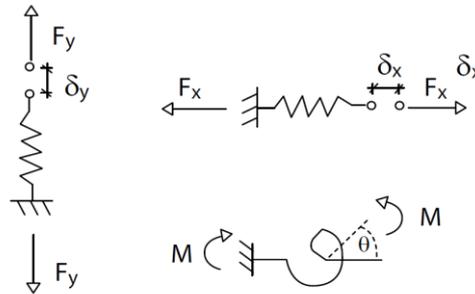
Figura 4.18 – Constante de mola de cada subestrutura de contraventamento



Determinação da rigidez lateral: $k = P/\delta$

(fonte: ELLWANGER, 2005, p. 26)

Figura 4.19 – Molas com comportamento linear



(fonte: ELLWANGER, 2005, p. 27)

$$F_x = -k_x \cdot \delta_x \quad (4.21)$$

$$F_y = -k_y \cdot \delta_y \quad (4.22)$$

$$M = -k_r \cdot \theta \quad (4.23)$$

Sendo:

F_x = força de reação da mola na direção x;

F_y = força de reação da mola na direção y;

M = reação-momento da mola;

k_x = constante elástica da mola na direção x;

k_y = constante elástica da mola na direção y;

k_r = constante elástica torcional da mola;

δ_x = deslocamento horizontal da mola (na direção x);

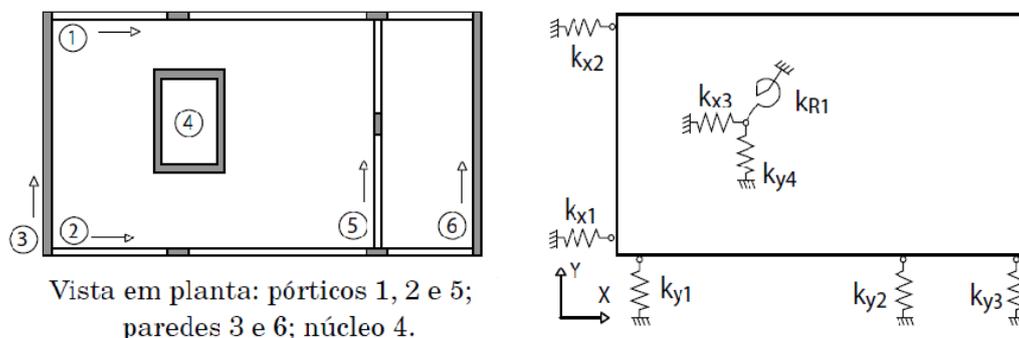
δ_y = deslocamento vertical da mola (na direção y);

θ = ângulo de rotação da mola.

Geralmente considera-se, para paredes e pórticos planos, apenas a constante de mola na direção em que eles estão posicionados, e desconsidera-se a constante na direção ortogonal aos mesmos, por ser desprezível. As constantes de mola torcionais geralmente também são desconsideradas, pelo mesmo motivo, com exceção para núcleos rígidos com aberturas suficientemente pequenas – neste caso, sugere-se a análise estrutural dos mesmos com um momento unitário aplicado no topo para determinação da constante elástica torcional.

Cada subestrutura de contraventamento, dessa forma, fica representada por uma ou mais molas nas direções em que possui rigidez considerável. A figura 4.20 ilustra um pavimento de um edifício que contém pórticos, paredes e núcleos, e, ao lado, o modelo do pavimento vinculado por molas respectivas a estas subestruturas de contraventamento: as paredes e pórticos são representadas apenas por molas na direção em que estão posicionadas, e o núcleo é representado por molas lineares nas duas direções e por uma mola torcional.

Figura 4.20 – Pavimento de um edifício visto em planta e vinculação por molas



(fonte: adaptado de ELLWANGER, 2005, p. 26-27)

Segundo Ellwanger (2005), a hipótese da rigidez infinita das lajes no plano horizontal, proposta por Sussekind (1984), implica na consideração das mesmas como diafragmas rígidos, que podem apresentar somente movimentos de corpo rígido. Dessa forma, as lajes podem apenas transladar e rotacionar no seu próprio plano, como ilustra a figura 4.21. Conhecido o deslocamento de um ponto A de referência e o ângulo de rotação θ , é possível determinar os deslocamentos de todos os pontos do pavimento. Para ângulos pequenos de rotação, como no

caso das estruturas de edifícios correntes, Ellwanger (2005) propõe as equações aproximadas (4.24) e (4.25).

$$\delta_{xP} \cong \delta_{xA} - \theta \cdot (y_P - y_A) \quad (4.24)$$

$$\delta_{yP} \cong \delta_{yA} + \theta \cdot (x_P - x_A) \quad (4.25)$$

Sendo:

$(\delta_{xA}, \delta_{yA})$ = deslocamentos do ponto A de referência pertencente à laje, nas direções x e y;

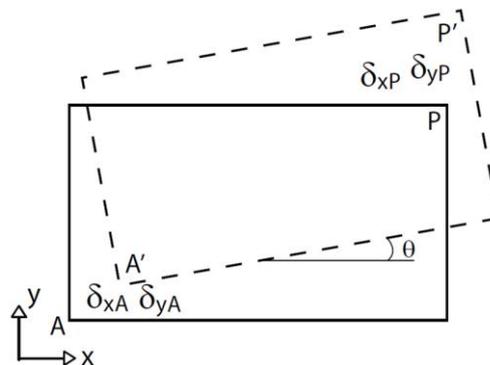
$(\delta_{xP}, \delta_{yP})$ = deslocamentos de um ponto P qualquer pertencente à laje, nas direções x e y;

(x_A, y_A) = coordenadas x e y do ponto A na configuração inicial;

(x_P, y_P) = coordenadas x e y do ponto P na configuração inicial;

θ = ângulo de rotação do pavimento.

Figura 4.21 – Deslocamentos em uma laje admitida como diafragma rígido



(fonte: ELLWANGER, 2005, p. 27)

Para estudar cada um desses movimentos de corpo rígido do pavimento, é conveniente introduzir o conceito de centro elástico do sistema de contraventamento. Ellwanger (2005) define que:

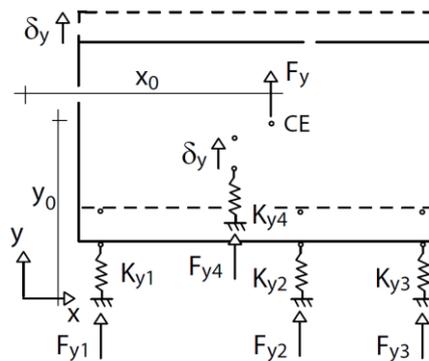
O centro elástico ou centro de rigidez é definido como um ponto do sistema caracterizado pela condição: qualquer força cuja reta de ação passe por este ponto não provoca rotação do sistema dentro de seu plano, havendo, portanto, somente uma translação na direção da força.

Toda a formulação dos itens 4.2.3.1 a 4.2.3.4 deste trabalho, que será apresentada a seguir, foi proposta por Ellwanger (2005, p. 26-30).

4.2.3.1 Translação do diafragma rígido

Considerando-se a figura 4.22, onde uma força vertical F_y é aplicada no centro elástico do sistema de contraventamento, deseja-se determinar a reação de cada uma das molas. Como o pavimento sofre apenas uma translação na direção da força (de acordo com a definição de centro elástico), todas as molas sofrem o mesmo deslocamento δ_y . Assim, usando a equação (4.22), a reação F_{yi} em cada mola i é dada pela equação (4.26).

Figura 4.22 – Força F_y aplicada no centro elástico do sistema



(fonte: ELLWANGER, 2005, p. 28)

$$F_{yi} = -k_{yi} \cdot \delta_y \quad (4.26)$$

É possível escrever a equação (4.27), considerando o equilíbrio de forças na direção y .

$$F_y + \sum_{i=1}^n F_{yi} = 0 \quad (4.27)$$

Substituindo (4.26) em (4.27), isolando δ_y e substituindo novamente em (4.26), obtém-se a equação (4.28), que expressa a reação em uma mola i , em função das constantes de mola k_{yj} das n molas.

$$F_{yi} = -F_y \cdot \frac{k_{yi}}{\sum_{j=1}^n k_{yj}} \quad (4.28)$$

Sendo:

F_{yi} = reação da mola i na direção y ;

k_{yi} = constante elástica da mola i na direção y ;

$\sum_{j=1}^n k_{yj}$ = somatório das constantes elásticas das n molas existentes na direção y ;

F_y = força aplicada no centro elástico, na direção y .

É possível escrever, também, a equação (4.29), de equilíbrio de momentos, a fim de determinar-se a coordenada x_0 do centro elástico.

$$F_y \cdot x_0 + \sum_{i=1}^n F_{yi} \cdot x_i = 0 \quad (4.29)$$

Substituindo (4.28) em (4.29) e isolando-se x_0 , obtém-se a equação (4.30) para a coordenada do centro elástico no eixo x .

$$x_0 = \frac{\sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot x_i}{\sum_{i=1}^n k_{yi}} \quad (4.30)$$

Sendo:

$\sum_{i=1}^n k_{yi}$ = somatório das constantes elásticas das n molas existentes na direção y ;

$\sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot x_i$ = somatório dos produtos entre as constantes elásticas e as coordenadas x_i das n molas existentes na direção y ;

x_0 = coordenada do centro elástico no eixo x .

De forma análoga, é possível deduzir as equações (4.31) e (4.32) para o caso de aplicação de uma força F_x , na direção do eixo x , com reta de ação passando pelo centro elástico do pavimento.

$$F_{xi} = -F_x \cdot \frac{k_{xi}}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} \quad (4.31)$$

Sendo:

F_{xi} = reação da mola i na direção x ;

k_{xi} = constante elástica da mola i na direção x ;

$\sum_{j=1}^m k_{xj}$ = somatório das constantes elásticas das m molas existentes na direção x ;

F_x = força aplicada no centro elástico, na direção x .

$$y_0 = \frac{\sum_{i=1}^m k_{xi} \cdot y_i}{\sum_{i=1}^m k_{xi}} \quad (4.32)$$

Sendo:

$\sum_{i=1}^m k_{xi}$ = somatório das constantes elásticas das m molas existentes na direção x ;

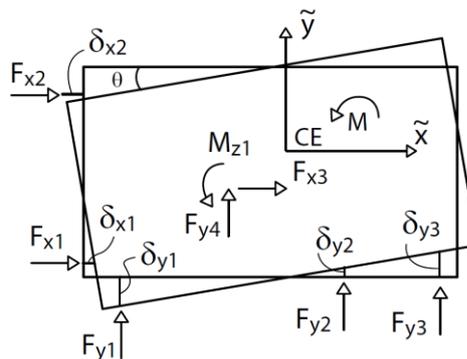
$\sum_{i=1}^m k_{xi} \cdot y_i$ = somatório dos produtos entre as constantes elásticas e as coordenadas y_i das m molas existentes na direção x ;

y_0 = coordenada do centro elástico no eixo y .

4.2.3.2 Rotação do diafragma rígido em torno do centro elástico

O pavimento sofrerá uma rotação caso seja aplicado um momento em torno de seu centro elástico, cujas coordenadas são dadas pelas equações (4.30) e (4.32). É conveniente, para facilitar os cálculos, deslocar a origem do sistema de coordenadas de modo que este coincida com o centro elástico do pavimento. A figura 4.23 ilustra o momento aplicado ao sistema da figura 4.20, as reações nas molas e os eixos deslocados (\tilde{x} e \tilde{y}).

Figura 4.23 – Carga momento M causando uma rotação do pavimento



(fonte: ELLWANGER, 2005, p. 29)

Considerando-se os eixos \tilde{x} e \tilde{y} , com origem no centro elástico, é possível adaptar as equações (4.24) e (4.25), e escrever as equações (4.33) e (4.34), para os deslocamentos de cada mola, tomando o centro elástico como ponto A de referência.

$$\delta_{xi} \cong -\theta \cdot \tilde{y}_i \quad (4.33)$$

$$\delta_{yi} \cong \theta \cdot \tilde{x}_i \quad (4.34)$$

Sendo:

$(\delta_{xi}, \delta_{yi})$ = deslocamentos da mola i , nas direções x e y ;

$(\tilde{x}_i, \tilde{y}_i)$ = coordenadas \tilde{x} e \tilde{y} da mola i na configuração inicial;

θ = ângulo de rotação do pavimento.

É possível, também, escrever a equação (4.35), de equilíbrio de momentos.

$$M - \sum_{i=1}^m F_{xi} \cdot \tilde{y}_i + \sum_{i=1}^n F_{yi} \cdot \tilde{x}_i + \sum_{i=1}^p M_{zi} = 0 \quad (4.35)$$

Sendo:

$\sum_{i=1}^m F_{xi} \cdot \tilde{y}_i$ = somatório dos produtos entre forças de reação F_{xi} e os braços de alavanca \tilde{y}_i das m molas existentes na direção x ;

$\sum_{i=1}^n F_{yi} \cdot \tilde{x}_i$ = somatório dos produtos entre forças de reação F_{yi} e os braços de alavanca \tilde{x}_i das n molas existentes na direção y ;

$\sum_{i=1}^p M_{zi}$ = somatório das reações-momento das p molas torcionais existentes;

M = momento aplicado em torno do centro elástico do pavimento.

Utilizando-se as reações F_{xi} e F_{yi} em cada mola, que podem ser obtidas com a substituição das equações (4.33) e (4.34) nas equações (4.21), (4.22), bem como a reação M_{zi} obtida da equação (4.23), é possível desenvolver a equação (4.35) e escrever a equação (4.36), para o ângulo de rotação θ .

$$\theta = \frac{M}{k_R} \quad (4.36)$$

Onde k_R é a rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico, explicitada na equação (4.37).

$$k_R = \sum_{i=1}^m k_{xi} \cdot \tilde{y}_i^2 + \sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot \tilde{x}_i^2 + \sum_{i=1}^p k_{ri} \quad (4.37)$$

Sendo:

$\sum_{i=1}^m k_{xi} \cdot \tilde{y}_i^2$ = somatório dos produtos entre as constantes elásticas k_{xi} e as coordenadas \tilde{y}_i elevadas ao quadrado, das m molas existentes na direção x;

$\sum_{i=1}^n k_{yi} \cdot \tilde{x}_i^2$ somatório dos produtos entre as constantes elásticas k_{yi} e as coordenadas \tilde{x}_i elevadas ao quadrado, das n molas existentes na direção y;

$\sum_{i=1}^p k_{ri}$ = somatório das constantes elásticas k_{ri} das p molas torcionais existentes;

k_R = rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico.

Finalmente, as equações (4.38), (4.39) e (4.40), para as reações em cada mola, podem ser escritas substituindo-se o ângulo de rotação θ da equação (4.36) nas equações (4.23), (4.33) e (4.34), e substituindo-se essas últimas duas, por sua vez, nas equações (4.21) e (4.22).

$$F_{xi} = M \cdot \frac{k_{xi} \cdot \tilde{y}_i}{k_R} \quad (4.38)$$

$$F_{yi} = -M \cdot \frac{k_{yi} \cdot \tilde{x}_i}{k_R} \quad (4.39)$$

$$M_{zi} = -M \cdot \frac{k_{ri}}{k_R} \quad (4.40)$$

Sendo:

F_{xi} = força de reação da mola i na direção x;

F_{yi} = força de reação da mola i na direção y;

M_{zi} = reação-momento da mola i;

k_{xi} = constante elástica da mola i na direção x;

k_{yi} = constante elástica da mola i na direção y;

k_{ri} = constante elástica torcional da mola i;

\tilde{x}_i = coordenada \tilde{x} da mola i na configuração inicial;

\tilde{y}_i = coordenada \tilde{y} da mola i na configuração inicial;

M = momento aplicado no centro elástico do pavimento;

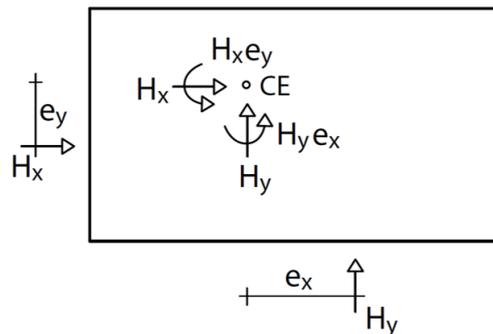
k_R = rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico, conforme equação (4.37).

Nota-se, ao analisar a equação (4.37), que a rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico depende das coordenadas \tilde{x}_i e \tilde{y}_i , elevadas ao quadrado, das molas posicionadas nas direções x e y . Dessa forma, quanto mais afastadas elas tiverem do centro elástico, mais eficiência terão no que diz respeito à rigidez à torção. Por esse motivo, os núcleos de circulação vertical (elevadores e escadas), que muitas vezes são compostos por paredes estruturais, são mais eficientes como reforço estrutural à torção quando são posicionados nas extremidades da planta baixa, ao invés de no seu centro. Pelo mesmo motivo, pórticos e paredes nas fachadas dos edifícios também apresentam grande eficiência nesse quesito.

4.2.3.3 Forças atuantes fora do centro elástico: superposição de efeitos

Se a reta de ação de uma carga atuante não passar pelo centro elástico do sistema, o seu efeito pode ser decomposto nos dois casos apresentados anteriormente: uma translação devido a uma carga aplicada no centro elástico e uma rotação devido ao momento resultante do produto da carga pelo seu braço de alavanca até o centro elástico. A figura 4.24 ilustra a decomposição de forças com excentricidades em forças somadas a momentos.

Figura 4.24 – Atuação de forças com excentricidades em relação ao centro elástico



(fonte: adaptado de ELLWANGER, 2005, p. 29)

No caso de uma carga horizontal H_x atuante na direção x , com excentricidade e_y em relação ao centro elástico, considera-se o efeito da mesma carga H_x atuando diretamente no centro elástico, mais um momento com valor de $H_x \cdot e_y$ em torno do mesmo. O momento é positivo se estiver no sentido anti-horário, ou seja, considera-se que a excentricidade e_y é positiva se estiver no sentido contrário ao eixo y , em relação ao centro elástico, de acordo com a figura 4.24. No caso

de uma carga horizontal H_y atuante na direção y, com excentricidade e_x em relação ao centro elástico, considera-se o efeito da mesma carga H_y atuando diretamente no centro elástico, mais um momento com valor de $H_y \cdot e_x$ em torno do mesmo. O momento é positivo se estiver no sentido anti-horário, ou seja, considera-se que a excentricidade e_x é positiva se estiver no sentido do eixo x, em relação ao centro elástico, de acordo com a figura 4.24.

Para o caso geral, com cargas H_x e H_y atuando simultaneamente, é possível escrever as equações (4.41), (4.42) e (4.43), considerando a superposição de efeitos devidos à translação e à rotação do pavimento, e combinando as equações deduzidas nos itens anteriores deste trabalho. Se apenas uma das cargas (H_x ou H_y) atuar na estrutura, como geralmente são feitas as análises, pode-se usar essas mesmas equações considerando de valor nulo a carga que não estiver atuando.

$$F_{xi} = -H_x \cdot \frac{k_{xi}}{\sum_{j=1}^m k_{xj}} + (H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x) \cdot \frac{k_{xi} \cdot \tilde{y}_i}{k_R} \quad (4.41)$$

$$F_{yi} = -H_y \cdot \frac{k_{yi}}{\sum_{j=1}^n k_{yj}} - (H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x) \cdot \frac{k_{yi} \cdot \tilde{x}_i}{k_R} \quad (4.42)$$

$$M_{zi} = -(H_x \cdot e_y + H_y \cdot e_x) \cdot \frac{k_{ri}}{k_R} \quad (4.43)$$

Sendo:

H_x = carga horizontal aplicada na direção x;

H_y = carga horizontal aplicada na direção y;

e_y = excentricidade da carga H_x , positiva se estiver no sentido contrário do eixo y;

e_x = excentricidade da carga H_y , positiva se estiver no sentido do eixo x;

F_{xi} = força de reação da mola i na direção x;

F_{yi} = força de reação da mola i na direção y;

M_{zi} = reação-momento da mola i;

k_{xi} = constante elástica da mola i na direção x;

k_{yi} = constante elástica da mola i na direção y;

k_{ri} = constante elástica torcional da mola i;

k_R = rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico, conforme equação (4.37);
 \tilde{x}_i = coordenada \tilde{x} , do sistema de eixos centrado no CE, da mola i na configuração inicial;
 \tilde{y}_i = coordenada \tilde{y} , do sistema de eixos centrado no CE, da mola i na configuração inicial.

4.2.3.4 Roteiro de Cálculo

Ellwanger (2005, p. 29-30) propõe, por fim, um roteiro de cálculo para o formulário que foi exposto nos itens anteriores. Segundo ele, deve-se realizar a sequência de operações a seguir destacadas:

- a) análise dos pórticos e paredes/núcleos, submetidos a uma carga horizontal unitária no topo, obtendo-se os respectivos deslocamentos horizontais, cuja inversão fornece as rigidezes k_{xi} e k_{yi} ; se for o caso, análise dos núcleos submetidos a um momento unitário em torno de seus respectivos eixos, no topo, obtendo-se as respectivas rotações, cuja inversão fornece as rigidezes rotacionais k_{ri} ;
- b) definição de um sistema de eixos x-y no plano do pavimento genérico e determinação, em relação ao mesmo, das coordenadas x_0 e y_0 do centro elástico (CE), aplicando-se as equações (4.30) e (4.32);
- c) estabelecimento de um novo sistema de coordenadas \tilde{x} - \tilde{y} , com origem em CE, e determinação da rigidez rotacional k_R do sistema, aplicando-se a equação (4.37);
- d) dada uma carga H_x e sua excentricidade e_y em relação a CE, determinação das respectivas reações nas molas, aplicando-se as equações (4.41), (4.42) e (4.43), com o valor de H_y igual a zero; inversão dos sinais das mesmas, obtendo-se as parcelas de distribuição de H_x entre as subestruturas de contraventamento;
- e) dada uma carga H_y e sua excentricidade e_x em relação a CE, determinação das respectivas reações nas molas, aplicando-se as equações (4.41), (4.42) e (4.43), com o valor de H_x igual a zero; inversão dos sinais das mesmas, obtendo-se as parcelas de distribuição de H_y entre as subestruturas de contraventamento.

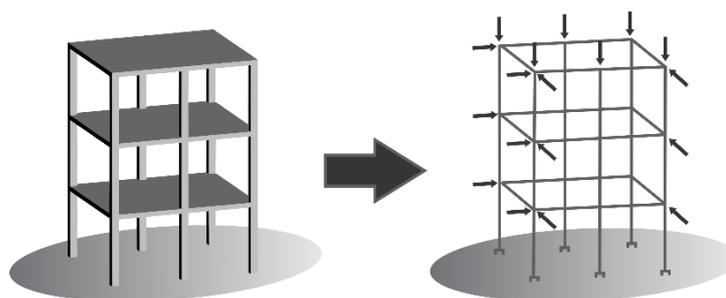
Cabe ressaltar que este método de análise de cargas horizontais fica restrito a edifícios com eixos estruturais ortogonais entre si. Configurações muito distintas exigem que a análise seja feita pelo modelo de pórtico espacial, o qual será abordado no item 4.3, a seguir.

4.3 PÓRTICO ESPACIAL

Segundo Kimura (2007, p. 122), o modelo de pórtico espacial, que representa todos os pilares e todas as vigas como barras em um modelo tridimensional, permite a aplicação simultânea de todas as cargas verticais e horizontais, podendo-se com ele avaliar o comportamento global do edifício em todas as direções de maneira bastante completa e eficiente. Cada nó possui seis graus de liberdade (três translações e três rotações), sendo possível obter todos os esforços

correspondentes através da análise estrutural (esforço normal, esforços cortantes, momentos fletores e momento torçor), bem como as reações nos apoios, que geralmente são considerados como engastes perfeitos. Cada barra possui propriedades geométricas (momentos de inércia, área) definidas de acordo com as seções das vigas ou pilares correspondentes, e propriedades do material constituinte. A figura 4.25 ilustra o modelo.

Figura 4.25 – Modelo de pórtico espacial



(fonte: adaptado de KIMURA, 2007, p. 122)

Fontes (2005, p.14-15) diz que o modelo tridimensional é o mais completo para a análise estrutural, e por isso é o que mais ganha espaço nos escritórios de projeto. Todavia, requer maior complexidade de cálculo, uma vez que cada nó possui seis graus de liberdade, e a solução do problema exige o uso de *softwares* de análise matricial tridimensional. A maior complexidade da análise é amplificada na etapa de dimensionamento das peças.

Essa maior complexidade do modelo se reflete em resultados de maior dificuldade de interpretação e compreensão. A modelagem estrutural exige, da mesma forma, mais dados e mais tempo por parte do projetista para ser realizada. Assim, recomenda-se utilizar outros modelos mais simples durante fases preliminares do projeto (como, por exemplo, durante estudos de concepção da estrutura, quando modificações são recorrentes), uma vez que o modelo de pórtico espacial, devido à sua complexidade, impõe mais dificuldades para alterações e para interpretação de resultados.

Assim como para grelhas, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 94) permite a redução da rigidez à torção das vigas do pórtico espacial por fissuração, utilizando-se 15% da rigidez elástica, o que pode ser feito da mesma forma do que foi explicado anteriormente, no item 4.2.1, referente a grelhas. A Norma referida não faz nenhuma consideração sobre redução da rigidez à torção dos pilares.

As lajes podem ser modeladas como elementos de superfície ou, de maneira simplificada, pode-se apenas considerar o comportamento das mesmas como diafragmas rígidos, compatibilizando-se os deslocamentos dos nós contidos em cada pavimento, como será explicado com maior detalhe nos itens 4.3.1 e 4.3.2, a seguir.

4.3.1 Lajes como diafragmas rígidos

Não existindo grandes aberturas nas lajes, a consideração do comportamento dos pavimentos como diafragmas rígidos é importante para simular corretamente o comportamento estrutural de um edifício. Em outras palavras, os pavimentos são admitidos como indeformáveis nos seus próprios planos, podendo apenas sofrer rotações ou translações de corpo rígido, conforme explicado no item 4.2.3 deste trabalho e ilustrado na figura 4.21.

Os deslocamentos dos nós que estão contidos no plano de cada pavimento devem, por esse motivo, ser compatibilizados (BERNARDI, 2010, p. 61):

A consideração de cada pavimento funcionando como diafragma rígido é bastante comum na análise de estruturas tridimensionais de edifícios. Assim, cada pavimento transmite, sem se deformar no próprio plano, todos os esforços para as demais partes da estrutura. Esta consideração leva a uma dependência linear entre os deslocamentos dos pontos nodais da estrutura que estão contidos no plano da laje.

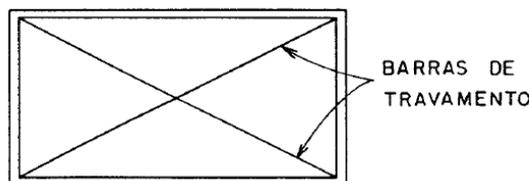
Há várias maneiras de se assegurar esta condição. Segundo Corrêa (1991, p. 50), uma delas é escolher um nó do pavimento, denominado nó mestre, com localização arbitrária, e garantir que determinados graus de liberdade de todos os outros nós contidos no pavimento sejam dependentes dos graus de liberdade do nó mestre. Os graus de liberdade a serem relacionados entre si são as translações no plano do pavimento e a rotação em torno do eixo que lhe seja normal, uma vez que estão associados ao movimento de corpo rígido mencionado.

Bernardi (2010, p. 65) diz que outra maneira de se fazer essa consideração é através do enrijecimento das vigas na direção axial e à flexão lateral - método que, segundo este autor, possui uma implementação muito simples.

Uma terceira maneira foi proposta por Prado (1995, p. 99). Segundo ele, é possível, a fim de simular os diafragmas rígidos nos pavimentos, introduzir-se barras de travamento nas lajes, como mostrado na figura 4.26. Cada uma dessas barras, por sua vez, deve ser axialmente

indeformável (o que pode ser feito elevando-se de forma considerável sua área transversal), bem como possuir momentos de inércia nulos e ausência de peso próprio.

Figura 4.26 – Barras de travamento simulando o comportamento de diafragma rígido



(fonte: PRADO, 1995, p. 99)

É importante salientar que essas barras de travamento possuem como única função a simulação dos diafragmas rígidos, ou seja, a elas não é adicionada nenhuma carga.

Nas três maneiras citadas, as cargas verticais advindas das lajes, das alvenarias, do peso próprio, entre outros, são adicionadas diretamente às barras que simulam as vigas, da mesma forma que é feito no modelo de grelhas. O peso próprio dos pilares também pode ser adicionado diretamente nas barras que os simulam. As cargas horizontais devidas ao vento são adicionadas às faces laterais do edifício, sendo de prática comum, como simplificação, a aplicação de cargas concentradas ou distribuídas lateralmente em cada pavimento em função de áreas de influência a serem determinadas de acordo com a geometria do edifício.

4.3.2 Lajes modeladas por elementos finitos

Uma outra alternativa é modelar as lajes como elementos de superfície, funcionando de forma integrada com o restante da estrutura. Corrêa (1991, p. 195) diz que neste caso é necessário utilizar métodos numéricos que resolvam de forma aproximada as equações diferenciais que regem o comportamento da estrutura. Um método consagrado e muito utilizado na análise estrutural é o Método dos Elementos Finitos (MEF).

No caso de optar-se pelo modelo de pórtico espacial com lajes modeladas por elementos de superfície, utilizam-se elementos de barra para modelar os pilares e as vigas, e elementos finitos de flexão de placa para modelar as lajes.

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 82), chama a atenção de que para modelos baseados no método dos elementos finitos a discretização da

estrutura deve ser suficiente para não trazer erros significativos para a análise. Em outras palavras, é necessário utilizar um refinamento de malha adequado para os elementos finitos. Tal observação é importante pois o MEF é um método aproximado cuja convergência dos resultados é altamente dependente da malha utilizada.

Uma diferença importante durante a modelagem da estrutura, em relação aos modelos utilizados no presente trabalho, acontece na etapa de aplicação das cargas verticais. As cargas que atuam nas lajes são adicionadas diretamente às superfícies que as simulam, como cargas distribuídas por unidade de área (peso próprio, sobrecarga), cargas distribuídas linearmente (alvenarias apoiadas nas lajes), ou cargas concentradas (pilares apoiados nas lajes, o que é menos comum). Dessa forma, não é utilizado o método aproximado das charneiras plásticas para a transmissão de cargas das lajes às vigas, uma vez que os elementos finitos de flexão de placa já fazem essa transmissão de forma automática ao funcionarem em conjunto com os elementos de barra das vigas.

Corrêa (1991, p. 195-196) cita vantagens de analisar-se a estrutura de forma integrada através do MEF. Entre elas, destacam-se: tratamento mais realista do carregamento, representação da rigidez relativa laje-viga-pilar, representação das interações de flexão e torção entre vigas e lajes, simulação automática da continuidade entre painéis de laje e possibilidade de alteração de espessuras e características do material da laje em cada elemento.

5 ESTUDO DE CASO

Neste capítulo serão introduzidos os exemplos deste estudo de caso.

5.1 IDEALIZAÇÃO DO COMPORTAMENTO DOS MATERIAIS

Adotou-se o concreto com resistência característica a compressão de 35 MPa. Admitiu-se, como simplificação, para fins de análise estrutural, que o concreto se comporta no regime elástico, tendo como propriedades os valores que constam na tabela 5.1, determinados de acordo com os itens 8.2.8 e 8.2.9 da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 24-25).

Tabela 5.1 – Propriedades admitidas para o concreto adotado

Propriedade	Símbolo	Valor
Resistência característica à compressão	f_{ck}	35 MPa
Módulo de elasticidade inicial	E_{ci}	33000 MPa
Módulo de elasticidade secante	E_{cs}	29000 MPa
Coefficiente de Poisson	ν	0,2
Módulo de elasticidade transversal	G_c	12083,33 MPa

(fonte: elaborado pelo autor)

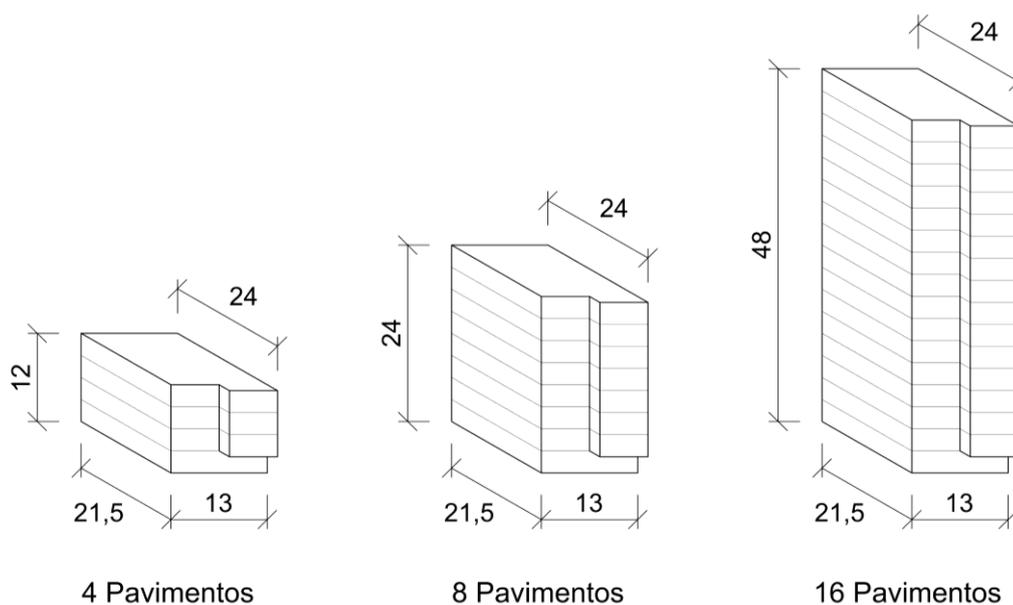
Para as análises lineares de 1ª ordem, foram adotadas as propriedades das seções brutas de concreto para os respectivos elementos estruturais; e como módulo de elasticidade longitudinal utilizou-se o módulo de elasticidade secante. Todavia, para as análises de 2ª ordem pelo processo P-Delta e para o cálculo do coeficiente γ_z foram utilizados os valores de rigidez reduzida devido a não linearidade física, conforme mostrado no item 3.4 deste trabalho, na tabela 3.1. Para tanto, alteraram-se os módulos de elasticidade dos elementos, mantendo-se os mesmos valores dos momentos de inércia.

5.2 GEOMETRIAS PROPOSTAS

Foram propostos três edifícios de concreto armado para serem analisados no estudo de caso, todos eles apresentando a mesma planta arquitetônica do pavimento tipo, mas cada um com uma altura diferente. Os edifícios abrigam salas comerciais com usos múltiplos. Como

simplificação, considerou-se que o pavimento tipo se repete na cobertura, e desprezaram-se as cargas dos elevadores, das casas de máquinas e das caixas d'água. A figura 5.1 ilustra esquematicamente as três configurações propostas: um edifício com 4 pavimentos e 12 metros de altura; um edifício com 8 pavimentos e 24 metros de altura; e por fim um edifício com 16 pavimentos e 48 metros de altura.

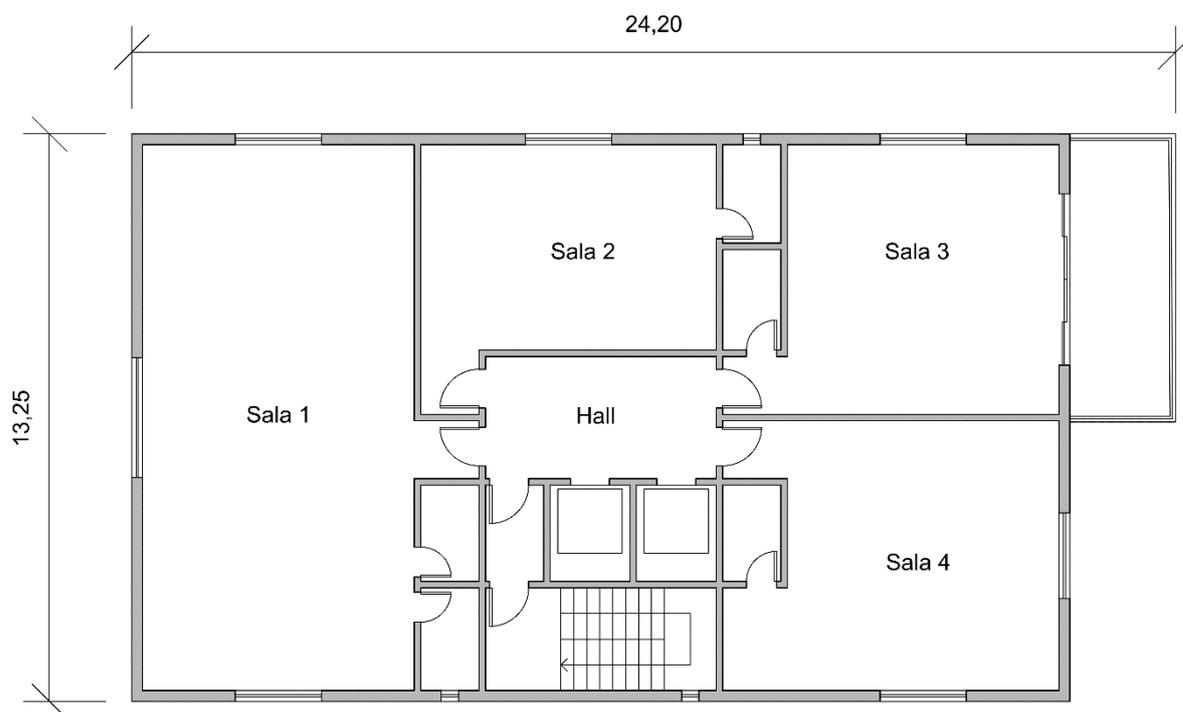
Figura 5.1 – Geometrias propostas para o estudo de caso. Dimensões em metros.



(fonte: elaborado pelo autor)

A planta arquitetônica do pavimento tipo foi proposta pelo autor deste trabalho e é mostrada na figura 5.2. Esta planta foi na verdade elaborada em conjunto com a planta estrutural, e os critérios adotados para a elaboração das mesmas serão melhor explicados no item 5.3.1 deste trabalho. Todavia, cabe aqui ressaltar que a proposta consistiu principalmente em criar situações relevantes para fins de análise estrutural, o que resultou em soluções arquitetônicas específicas. Ou seja, foram adotados critérios de projeto que não seriam adotados em um projeto real, pois neste caso não haveria problema de a análise lidar apenas com situações mais simples. Ainda assim, buscou-se, do ponto de vista arquitetônico, contemplar algumas condições, como por exemplo a união das circulações verticais em um núcleo centralizado, a criação de salas em formato retangular e com a possibilidade serem unidas, entre outros. Considerou-se que, desta forma, seria atingido um maior equilíbrio entre a criação de situações relevantes para a análise e a elaboração uma planta mais próxima de um projeto real.

Figura 5.2– Planta arquitetônica do pavimento tipo. Dimensões em metros.



(fonte: elaborado pelo autor)

5.3 CONCEPÇÃO ESTRUTURAL

Neste item será explicado como foi feita a disposição dos elementos estruturais.

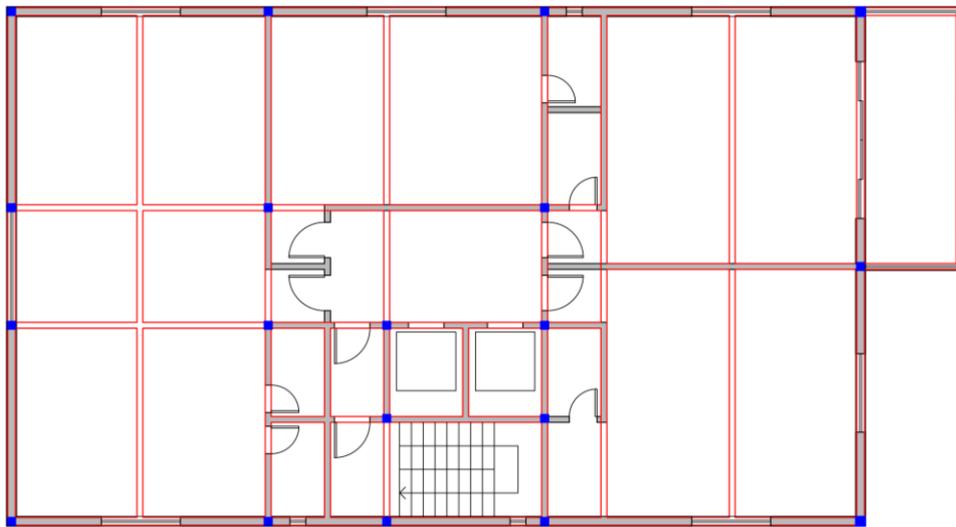
5.3.1 Concepção da estrutura do pavimento

A figura 5.3 mostra o lançamento das vigas, em vermelho, e dos pilares, em azul, na planta arquitetônica. A figura 5.4 mostra a planta estrutural do pavimento, com os pilares em azul. Ao elaborar-se as plantas, buscou-se atender as seguintes condições:

- a) Andares de salas comerciais com planta livre, ou seja, sem pilares em seus interiores; e com a possibilidade de união entre elas mantendo-se essa característica, ou seja, evitando-se utilizar pilares embutidos nas paredes divisórias entre as mesmas;
- b) Limitação nas dimensões das lajes, para evitar grandes espessuras;
- c) Estrutura propositalmente irregular, com diferentes casos de cruzamentos de vigas e com vãos de tamanhos diferentes entre si, mas sem grandes discrepâncias. Esta condição se justifica para que diferentes situações possam ser avaliadas na modelagem e análise estrutural, mas sem exageros, de modo a evitar que aconteçam comportamentos estruturais indesejados;

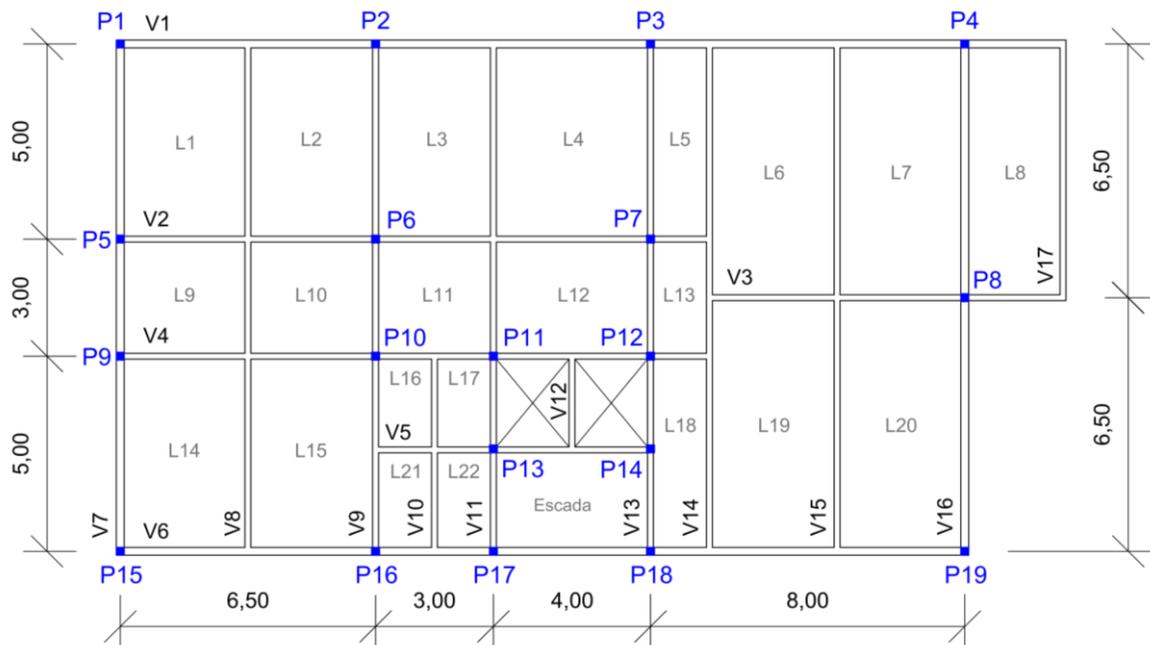
- d) Estrutura assimétrica, para que o centro elástico (CE) não coincida com o centro geométrico (CG) do pavimento, e com isso sejam gerados efeitos de torção global mesmo com cargas de vento atuando centralizadas no CG;
- e) Formação de pórticos bem definidos nas duas direções;
- f) Geometria retangular, com eixos estruturais ortogonais entre si, a fim de possibilitar a modelagem estrutural por modelos mais simples.

Figura 5.3 – Lançamento da estrutura do pavimento na planta arquitetônica



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.4 – Planta estrutural do pavimento. Dimensões em metros.

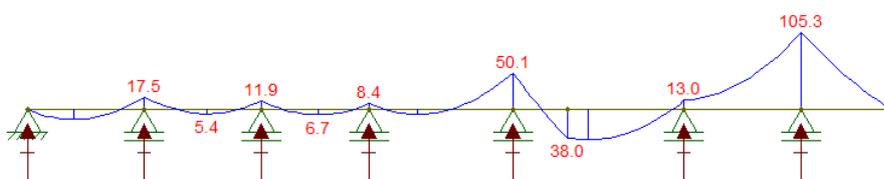


(fonte: elaborado pelo autor)

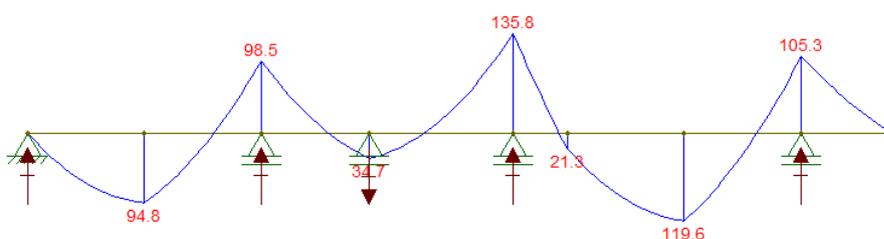
Cabe ressaltar que o lançamento estrutural sofreu diversas alterações durante as análises preliminares, principalmente pelo modelo de vigas contínuas. Por exemplo, inicialmente havia sido lançado um número maior de pilares, e analisando os diagramas de momentos fletores das vigas optou-se por retirar alguns. A figura 5.5 mostra alterações efetuadas na viga V1 até chegar-se a configuração final apresentada. Nota-se, assim, a importância de modelos simplificados de análise durante a concepção estrutural.

Figura 5.5 – Alterações na disposição de pilares - momentos fletores da viga V1

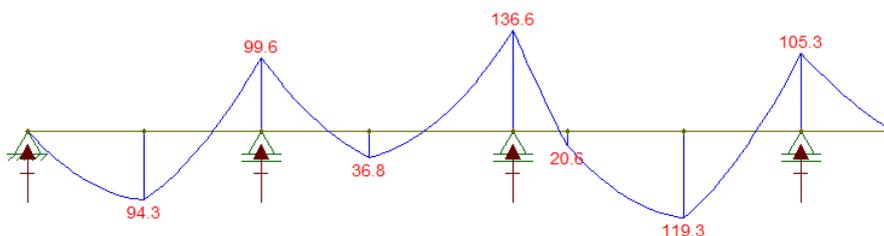
1) Muitos pilares: momentos pequenos, mau aproveitamento das seções transversais.



2) Pilar no meio do vão central: reação negativa.



3) Vãos maiores e semelhantes entre si: diagrama mais uniforme. Opção adotada.



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Ftool)

5.3.2 Pré-dimensionamento dos elementos

Após realizado o lançamento estrutural do pavimento, foi feito o pré-dimensionamento das lajes e das vigas; e posteriormente dos pilares. Os cálculos realizados e as dimensões adotadas constam no Apêndice 1, assim como nas plantas de fôrmas, no Apêndice 4. Cabe ressaltar, todavia, que durante o processo iterativo utilizado para o pré-dimensionamento dos pilares o modelo de grelhas teve um papel importante. Deste modo, verificou-se que os modelos mais simples podem ser muito úteis nesta etapa do projeto estrutural.

5.3.3 Determinação das cargas atuantes

Os cálculos utilizados para a determinação das cargas verticais e horizontais atuantes constam no Apêndice 2 deste trabalho, bem como os valores obtidos para estas cargas.

5.4 MODELAGENS E ANÁLISES ESTRUTURAIS

Neste item serão detalhados os processos de modelagem e análise estrutural dos edifícios deste estudo de caso, utilizando-se os modelos que foram apresentados no capítulo 4.

5.4.1 Softwares utilizados

Para as modelagens e análises estruturais, foram utilizados dois *softwares*, descritos nos itens a seguir:

- a) O *software* FTOOL, versão 3.01, é um programa computacional acadêmico, de uso livre para fins educacionais, voltado para a análise de estruturas bidimensionais. É baseado na formulação computacional do método dos deslocamentos, e foi desenvolvido pelo Professor Luiz Fernando Martha no Instituto Tecgraf/PUC-Rio;
- b) O *software* Robot Structural Analysis, versão 2016, é um programa comercial de análise e dimensionamento de estruturas bi e tridimensionais, desenvolvido pela empresa estadunidense Autodesk, e oferece licença de uso livre para estudantes. É baseado no método dos elementos finitos.

5.4.2 Modelo de vigas contínuas

Tabela 5.2 – Relações de apoios entre as vigas

Apoia \ É apoiada	V3	V5	V8	V10	V11	V12	V14	V15	V17
V1			X		X		X	X	X
V2			X		X		X		
V3								X	X
V4			X	X		X	X		
V5				X		X			
V6			X	X			X	X	
V9		X							
V14	X								

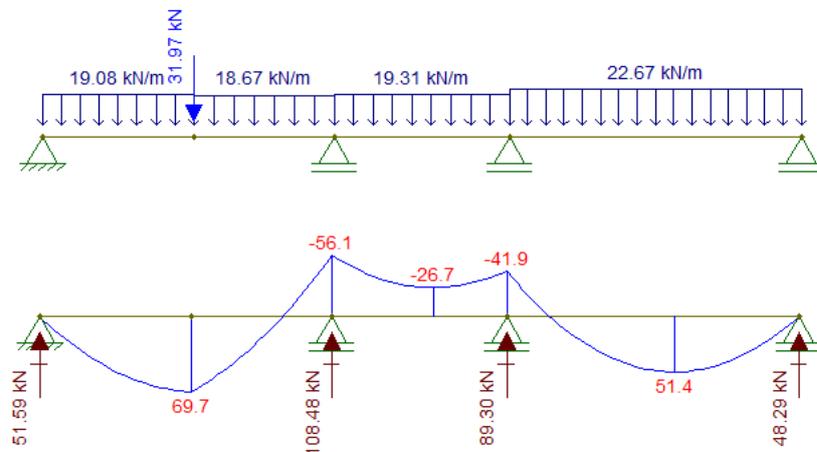
(fonte: elaborado pelo autor)

O modelo de vigas contínuas foi utilizado de três formas diferentes para a análise das estruturas sob a ação de cargas verticais, como será exposto nos itens 5.4.2.1 a 5.4.2.3. A tabela 5.2 mostra a relação admitida de vigas que apoiam outras vigas (coluna da esquerda) e que são apoiadas (linha superior). Por exemplo, a viga V1 apoia as vigas V8, V11, V14, V15 e V17, enquanto a viga V14 apoia apenas a viga V3.

5.4.2.1 Modelo clássico sem ajustes

Inicialmente, utilizou-se o modelo em sua forma clássica, considerando-se os apoios (pilares ou outras vigas) como apoios simples, sem fazer os ajustes exigidos pela NBR 6118:2014. Este modelo foi muito útil durante a fase preliminar de concepção da estrutura, pois não necessita em sua utilização que as dimensões dos pilares estejam definidas. A figura 5.6 mostra a viga V9 modelada desta forma pelo *software* Ftool, bem como o seu diagrama de momentos fletores obtido do resultado da análise.

Figura 5.6 – Viga V9 pelo modelo clássico de vigas contínuas sem ajustes: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Ftool)

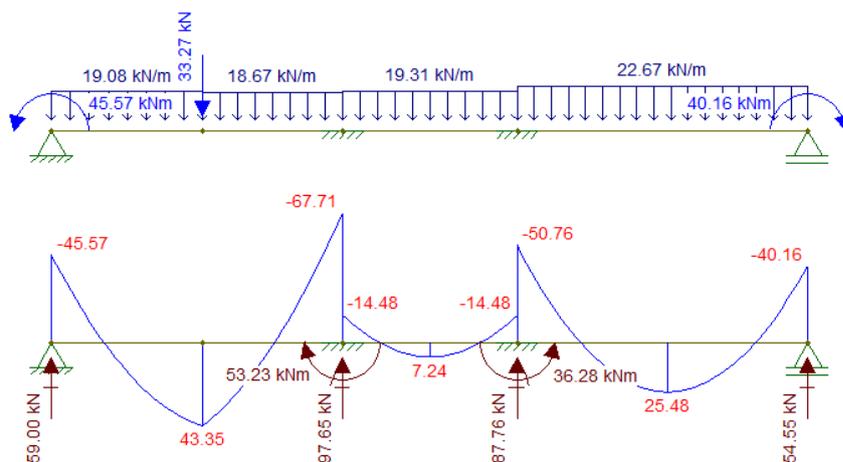
Cabe ressaltar que as reações obtidas pela análise estrutural deste modelo seriam iguais às obtidas pelo modelo com os ajustes da NBR 6118:2014, caso todos estes ajustes fossem feitos pela simples superposição de diagramas. Todavia, ao invés de utilizar esta opção, neste trabalho optou-se por efetuar os ajustes através da adição de momentos e de engastes, conforme será explicado em maior detalhe no item 5.4.2.2, e como foi justificado na figura 4.10, no item 4.1.1. Por este motivo, as reações obtidas pelos modelos com e sem ajustes são diferentes entre si: no capítulo 6, ao avaliar-se essas diferenças em relação aos modelos mais complexos, será avaliada também qual é a forma mais correta de efetuar tais ajustes.

5.4.2.2 Modelo clássico com ajustes

Foi feita então a análise pelo modelo clássico de vigas contínuas com os ajustes exigidos no item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014. Nas extremidades das vigas, foram adicionados os momentos calculados pela equação (4.10), conforme o ajuste (c). Os pilares que possuem largura, medida na direção do eixo da viga, maior do que a quarta parte da sua altura, foram considerados engastes perfeitos, conforme o ajuste (b). Já o ajuste (a), referente ao momento positivo mínimo no vão, foi feito através da superposição de diagramas.

As dimensões dos pilares interferem nos valores dos momentos de extremidade a serem adicionados nas vigas. Desta forma, foi necessário fazer três modelos diferentes para cada viga, referentes aos edifícios de 4, 8 e 16 pavimentos, pois apesar de as suas plantas baixas serem iguais, as dimensões dos seus pilares não são. Na cobertura os momentos também seriam diferentes, pois só há pilares inferiores às vigas e nenhum superior. Todavia, esta última diferença foi desprezada pois resultaria em alterações desprezíveis no comportamento global dos edifícios, sendo significativa apenas para o dimensionamento dos elementos da própria cobertura, o que não será feito neste trabalho. A figura 5.7 mostra a viga V9 do edifício de 16 pavimentos modelada desta forma pelo *software* Ftool, bem como o seu diagrama de momentos fletores obtido do resultado da análise.

Figura 5.7 – Viga V9 do edifício de 16 pavimentos pelo modelo clássico de vigas contínuas com ajustes: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor com base no software Ftool)

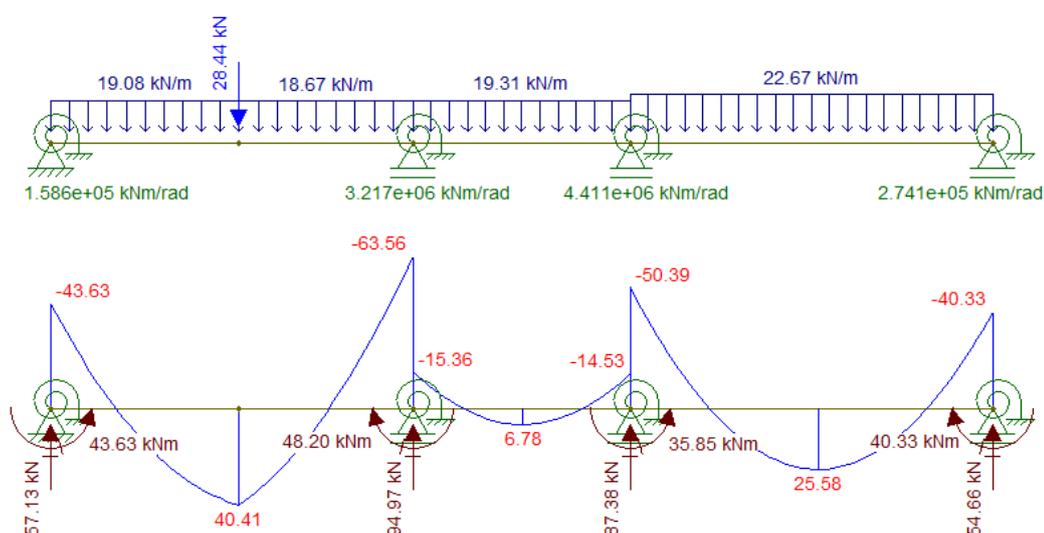
5.4.2.3 Modelo melhorado com molas

Por fim, utilizou-se o modelo de vigas contínuas melhorado com a adição de molas angulares em todos os apoios referentes a pilares, cujas constantes foram calculadas pela equação (4.16).

As dimensões dos pilares também interferem nos valores das constantes de mola. Desta forma, neste modelo melhorado também foi necessário trabalhar com três modelos diferentes para cada viga, referentes aos edifícios de 4, 8 e 16 pavimentos. As diferenças nas constantes de mola da cobertura também foram desprezadas.

A figura 5.8 mostra a viga V9 do edifício de 16 pavimentos modelada desta forma pelo *software* Ftool, bem como o seu diagrama de momentos fletores obtido do resultado da análise.

Figura 5.8 – Viga V9 do edifício de 16 pavimentos pelo modelo de vigas contínuas melhorado com molas: cargas atuantes e diagrama de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Ftool)

5.4.3 Subestruturação por grelhas e pórticos planos

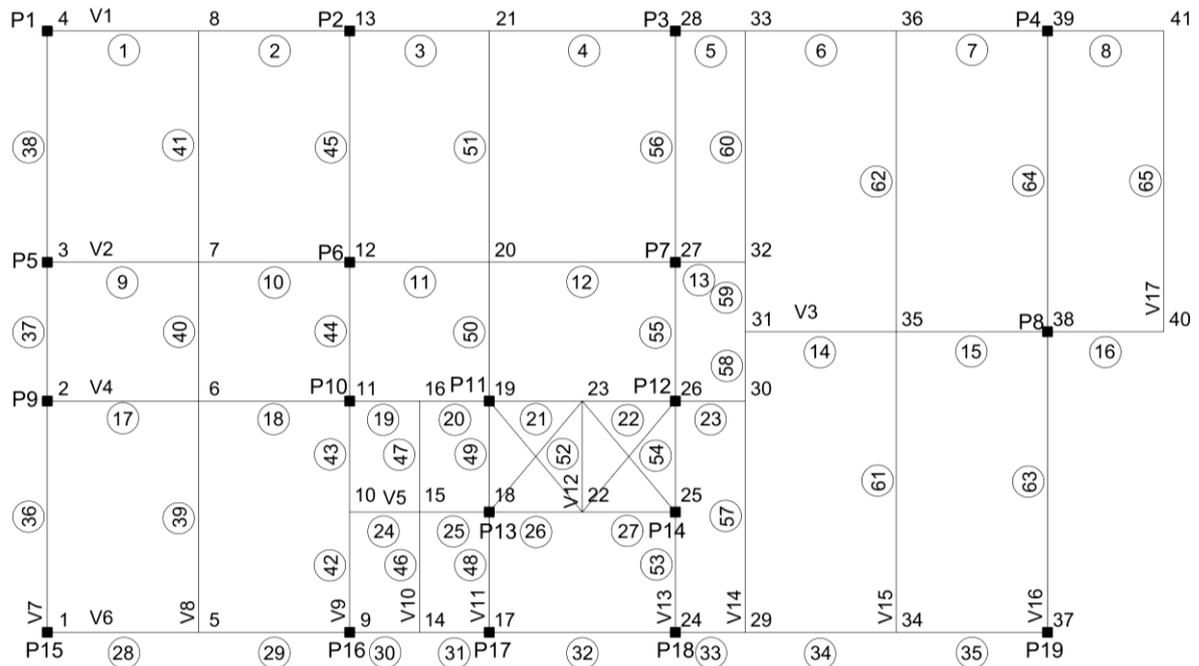
A subestruturação por grelhas e pórticos planos foi utilizada para a análise das estruturas sob a ação de cargas verticais e horizontais. A utilização de cada um desses modelos será explicada em maior detalhe nos itens 5.4.3.1 e 5.4.3.2. Também serão apresentados, no item 5.4.3.3, os resultados obtidos para distribuição das cargas horizontais entre os sistemas de contraventamento.

5.4.3.1 Modelo de grelha

Utilizou-se o modelo de grelhas para o estudo das cargas verticais. As constantes de molas angulares utilizadas, referentes aos pilares, são as que constam nas tabelas de pré-dimensionamento dos pilares, no Apêndice 1. Nas etapas iniciais da concepção estrutural este modelo foi utilizado sem estas molas, uma vez que as dimensões dos pilares ainda não haviam

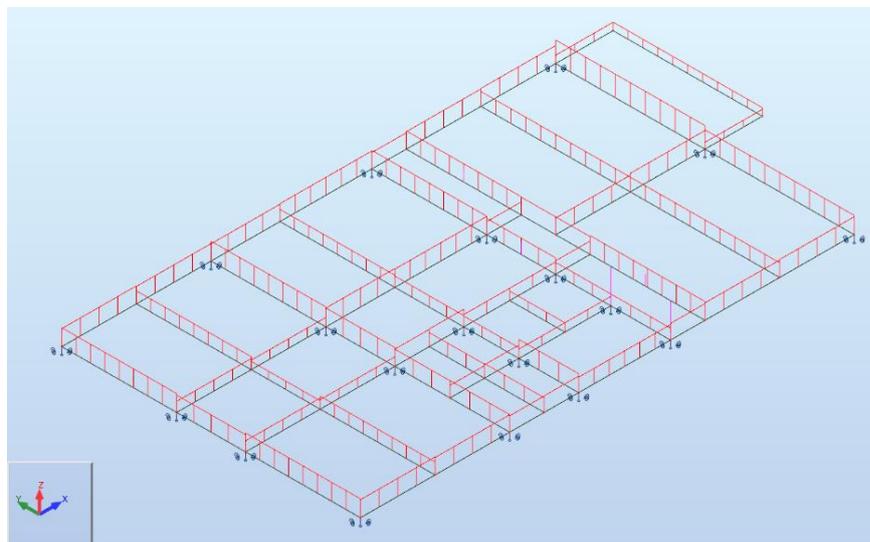
sido definidas. Em todas as vigas foram feitas as reduções das rigidezes elásticas à torção, utilizando-se 15% dos seus valores originais, conforme o item 14.6.6.2 da NBR 6118:2014. A numeração das barras e dos nós da grelha é mostrada na figura 5.9. Esta numeração foi útil não apenas para o modelo de grelha, mas também para a organização das cargas atuantes, como percebe-se nas tabelas do Apêndice 2.

Figura 5.9 – Numeração das barras e nós da grelha



(fonte: elaborado pelo autor)

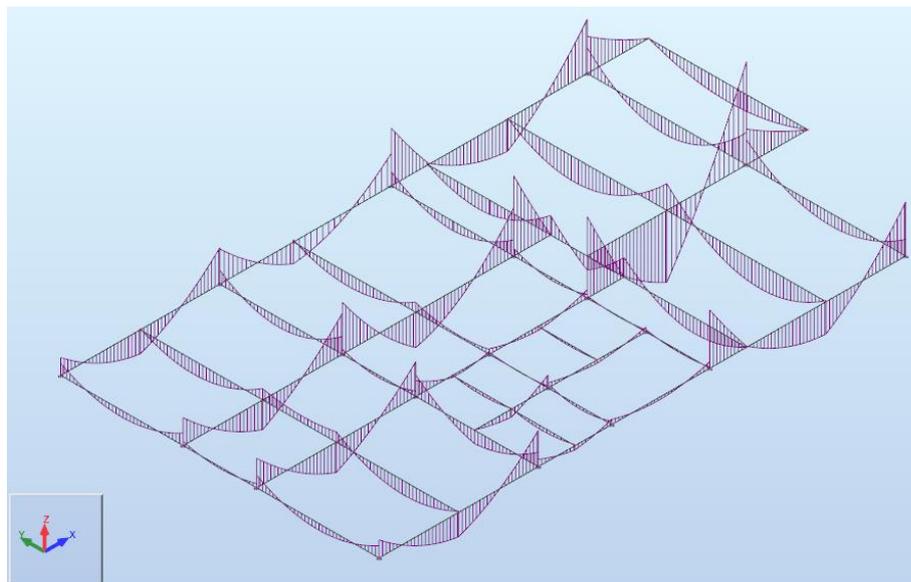
Figura 5.10 – Grelha composta por vigas, simulando o pavimento tipo do edifício de 16 pavimentos: cargas permanentes atuantes



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

As figuras 5.10 e 5.11 mostram o pavimento tipo do edifício de 16 pavimentos modelado como uma grelha com molas angulares nos apoios e os diagramas de momentos fletores obtidos com a análise estrutural, respectivamente.

Figura 5.11 – Grelha composta por vigas, simulando o pavimento tipo do edifício de 16 pavimentos: diagramas de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

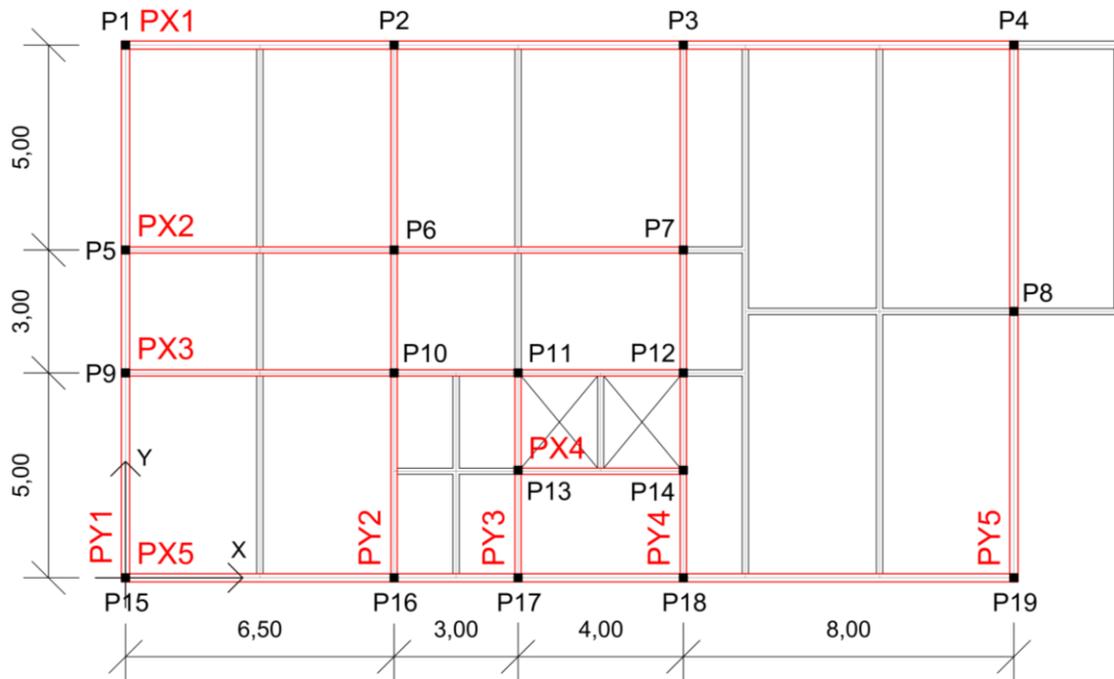
5.4.3.2 Modelo de pórticos planos

O modelo de pórticos planos foi utilizado para o estudo das cargas horizontais e das cargas verticais, em conjunto com o modelo de grelha. Também foi utilizado para determinar as rigidezes dos pórticos e a distribuição das cargas de vento entre eles, como será melhor explicado no item 5.4.3.3.

Em estudos iniciais foi utilizado o *software* Ftool para modelar os pórticos – inclusive para determinar as rigidezes dos mesmos. Todavia, devido a facilidade do *software* Robot Structural Analysis em trabalhar com diferentes carregamentos, optou-se por utilizá-lo para as modelagens com todas as cargas atuantes.

A figura 5.12 mostra a disposição dos pórticos, em planta. Ao total, são cinco pórticos na direção x (PX1 a PX5) e cinco pórticos na direção y (PY1 a PY5). A figura 5.13 mostra os diagramas de momentos fletores do pórtico PY2 do edifício de 8 pavimentos, devido à atuação exclusiva de cargas verticais. A Figura 5.14 mostra a deformada deste mesmo pórtico devido à atuação das cargas de vento.

Figura 5.12 – Pórticos dos edifícios em planta



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.13 – Pórtico PY2: diagramas de momentos fletores sob a ação exclusiva de cargas verticais

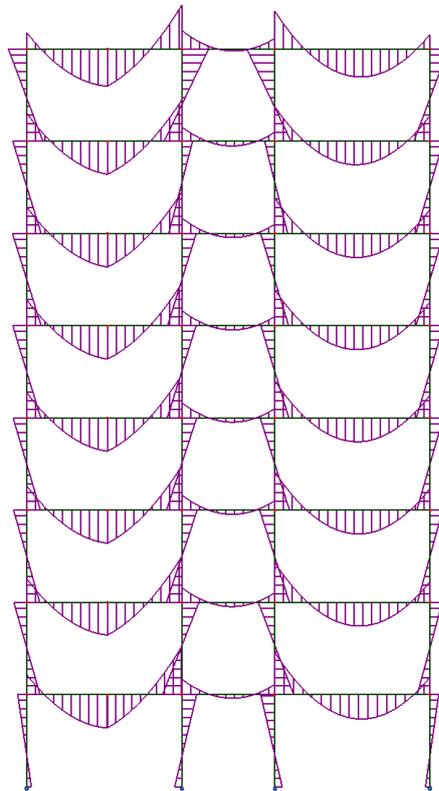
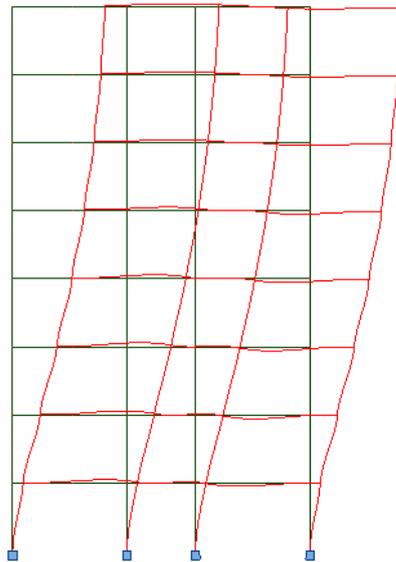
(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Figura 5.14 – Pórtico PY2: deformada da estrutura devido à ação exclusiva de cargas horizontais

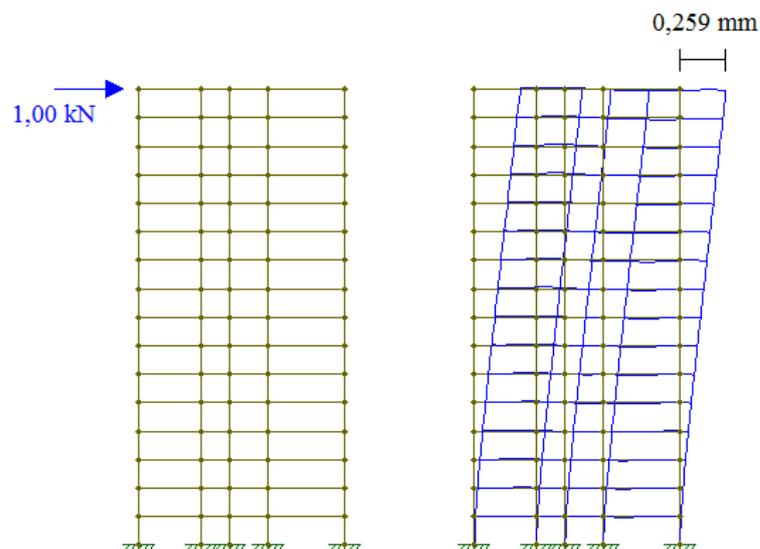


(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

5.4.3.3 Distribuição das cargas horizontais entre os pórticos

Para determinar a distribuição das cargas de vento entre os pórticos, inicialmente modelou-se cada um deles pelo *software* Ftool com a aplicação de uma carga unitária no topo, conforme o procedimento simplificado explicado no item 4.2.3 deste trabalho, sugerido por Sussekind (1984). A figura 5.15 mostra o pórtico PX5 do edifício de 16 pavimentos com a aplicação de uma carga unitária no topo, e a deformada devida à atuação desta carga.

Figura 5.15 – Pórtico PX5: carga unitária aplicada no topo e deformada resultante



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Ftool)

A tabela 5.3 mostra os deslocamentos horizontais obtidos no topo de cada pórtico do edifício de 16 pavimentos devidos às cargas unitárias, bem como as suas rigidezes e os demais valores calculados pelo formulário exposto no item 4.2.3.1 deste trabalho, proposto por Ellwanger (2005). A origem do sistema xy de referência se localiza no nó do pilar P16, como mostrado na figura 5.12. A figura 5.16 ilustra os centros elástico e geométrico do pavimento, bem como as excentricidades encontradas.

Tabela 5.3 – Cálculo das rigidezes dos pórticos e do centro elástico do pavimento

Pórticos em x				
Pórtico	δ	k_{xi}	y_i	$k_{xi} \cdot y_i$
	[mm]	[kN/mm]	[m]	[kNm/mm]
PX1	0,374	2,67	13,00	34,76
PX2	0,777	1,29	8,00	10,30
PX3	0,499	2,00	5,00	10,02
PX4	5,748	0,17	2,60	0,45
PX5	0,259	3,86	0,00	0,00
SOMA		10,00		55,53

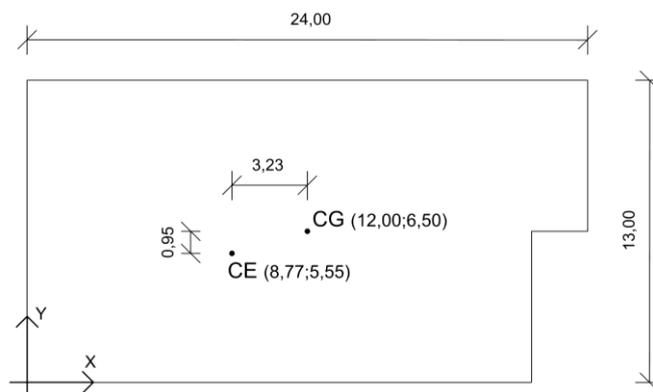
Centro Elástico:
$y_0 = 5,55$ m
Centro geométrico:
$y_G = 6,50$ m
Excentricidade em y:
$e_Y = -0,95$ m

Pórticos em y				
Pórtico	δ	k_{yi}	x_i	$k_{yi} \cdot x_i$
	[mm]	[kN/mm]	[m]	[kNm/mm]
PY1	0,307	3,26	0,00	0,00
PY2	0,352	2,84	6,50	18,47
PY3	3,458	0,29	9,50	2,75
PY4	0,414	2,42	13,50	32,61
PY5	0,545	1,83	21,50	39,45
SOMA		10,64		93,27

Centro Elástico:
$x_0 = 8,77$ m
Centro geométrico:
$x_G = 12,00$ m
Excentricidade em x:
$e_x = 3,23$ m

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 5.16 – Centros elástico e geométrico do pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

Calculou-se, então, de acordo com o formulário exposto no item 4.2.3.2 deste trabalho, a rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico, conforme mostrado na tabela 5.4 e na equação (5.1). Um novo sistema de eixos $\tilde{x}\tilde{y}$ foi posicionado com sua origem no centro elástico.

Tabela 5.4 – Cálculo da rigidez do sistema à rotação em torno do centro elástico

Pórticos em x				
Pórtico	k_{xi}	\tilde{y}_i	$(\tilde{y}_i)^2$	$k_{xi} \cdot (\tilde{y}_i)^2$
	[kN/m]	[m]	[m ²]	[kNm/rad]
PX1	2673,80	7,45	55,46	148287,12
PX2	1287,00	2,45	5,99	7706,98
PX3	2004,01	-0,55	0,31	612,61
PX4	173,97	-2,95	8,72	1516,98
PX5	3861,00	-5,55	30,83	119052,64
			SOMA	277176,34

Pórticos em y				
Pórtico	k_{yi}	\tilde{x}_i	$(\tilde{x}_i)^2$	$k_{yi} \cdot (\tilde{x}_i)^2$
	[kN/m]	[m]	[m ²]	[kNm/rad]
PY1	3257,33	-8,77	76,88	250414,54
PY2	2840,91	-2,27	5,14	14612,72
PY3	289,18	0,73	0,54	154,97
PY4	2415,46	4,73	22,39	54087,26
PY5	1834,86	12,73	162,10	297439,70
			SOMA	616709,19

(fonte: elaborado pelo autor)

Desprezando-se as constantes de mola torcionais, obtém-se, de acordo com a equação (4.37):

$$k_R = 277176,34 + 616709,19 = 893885,53 \text{ kNm/rad} \quad (5.1)$$

Por fim, determinou-se a distribuição das cargas devidas ao vento entre os pórticos, conforme formulário exposto no item 4.2.3.3 deste trabalho. As tabelas 5.5 e 5.6 mostram os resultados obtidos para o edifício de 16 pavimentos, considerando o vento atuando nas direções x e y, respectivamente.

Tabela 5.5 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 16 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_x	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_x	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_x$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_x$
PX1	100,00	-28,85	28,85%	PY1	100,00	3,03	3,03%
PX2		-13,20	13,20%	PY2		0,68	0,68%
PX3		-19,92	19,92%	PY3		-0,02	-0,02%
PX4		-1,69	1,69%	PY4		-1,21	-1,21%
PX5		-36,34	36,34%	PY5		-2,48	-2,48%
SOMA		-100,00	100,00%	SOMA		0,00	0,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5.6 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 16 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_y	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_y	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_y$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_y$
PX1	100,00	7,20	-7,20%	PY1	100,00	-20,29	20,29%
PX2		1,14	-1,14%	PY2		-24,38	24,38%
PX3		-0,40	0,40%	PY3		-2,80	2,80%
PX4		-0,19	0,19%	PY4		-26,84	26,84%
PX5		-7,75	7,75%	PY5		-25,70	25,70%
SOMA		0,00	0,00%	SOMA		-100,00	100,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

H_x, H_y = cargas horizontais atuantes no CG, nas direções x e y, respectivamente. Aqui, foram tomadas iguais a 100 kN para facilitar a visualização dos resultados;

F_{xi}, F_{yi} = reações das molas nas direções x e y, respectivamente;

H_{xi}, H_{yi} = parcelas das cargas de vento que são distribuídas aos respectivos pórticos.

Para fins de ilustração, a tabela 5.7 mostra como seria a distribuição do vento atuando na direção y se o centro geométrico coincidissem com o centro elástico, ou seja, se não houvesse excentricidades. Ao comparar os resultados das tabelas 5.6 e 5.7, nota-se que devido ao efeito da rotação a distribuição das cargas é significativamente alterada. Se ainda fossem somadas as excentricidades exigidas pela NBR 6123:1988, as quais foram desconsideradas neste trabalho, essa alteração seria ainda maior.

Tabela 5.7 – Como seria a distribuição entre os pórticos das forças de vento atuantes na direção y, caso o CE e o CG coincidissem

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_y	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_y	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_y$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_y$
PX1	100,00	0,00	0,00%	PY1	100,00	-30,62	30,62%
PX2		0,00	0,00%	PY2		-26,71	26,71%
PX3		0,00	0,00%	PY3		-2,72	2,72%
PX4		0,00	0,00%	PY4		-22,71	22,71%
PX5		0,00	0,00%	PY5		-17,25	17,25%
SOMA		0,00	0,00%	SOMA		-100,00	100,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

O mesmo roteiro de cálculo foi seguido para determinar as distribuições das cargas devidas ao vento nos edifícios de 8 e 4 pavimentos. Os resultados são mostrados nas tabelas 5.8 a 5.11.

Tabela 5.8 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 8 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_x	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_x	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_x$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_x$
PX1	100,00	-35,85	35,85%	PY1	100,00	-0,53	0,53%
PX2		-12,39	12,39%	PY2		-0,14	0,14%
PX3		-13,57	13,57%	PY3		0,01	-0,01%
PX4		-1,93	1,93%	PY4		0,18	-0,18%
PX5		-36,26	36,26%	PY5		0,48	-0,48%
SOMA		-100,00	100,00%	SOMA		0,00	0,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5.9 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 8 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_y	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_y	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_y$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_y$
PX1	100,00	8,18	-8,18%	PY1	100,00	-19,57	19,57%
PX2		0,72	-0,72%	PY2		-28,82	28,82%
PX3		-0,62	0,62%	PY3		-3,08	3,08%
PX4		-0,25	0,25%	PY4		-21,04	21,04%
PX5		-8,02	8,02%	PY5		-27,49	27,49%
SOMA		0,00	0,00%	SOMA		-100,00	100,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5.10 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção x entre os pórticos, no edifício de 4 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_x	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_x	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_x$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_x$
PX1	100,00	-35,63	35,63%	PY1	100,00	0,76	-0,76%
PX2		-14,84	14,84%	PY2		0,64	-0,64%
PX3		-16,71	16,71%	PY3		0,05	-0,05%
PX4		-3,46	3,46%	PY4		-0,26	0,26%
PX5		-29,36	29,36%	PY5		-1,19	1,19%
SOMA		-100,00	100,00%	SOMA		0,00	0,00%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 5.11 – Distribuição das forças de vento atuantes na direção y entre os pórticos, no edifício de 4 pavimentos

Pórticos em x				Pórticos em y			
Pórtico	H_y	F_{xi}	Distribuição	Pórtico	H_y	F_{yi}	Distribuição
	[kN]	[kN]	$H_{xi} = -F_{xi}/H_y$		[kN]	[kN]	$H_{yi} = -F_{yi}/H_y$
PX1	100,00	2,58	-2,58%	PY1	100,00	-13,04	13,04%
PX2		0,19	-0,19%	PY2		-28,85	28,85%
PX3		-0,36	0,36%	PY3		-6,57	6,57%
PX4		-0,17	0,17%	PY4		-23,84	23,84%
PX5		-2,25	2,25%	PY5		-27,69	27,69%
SOMA		0,00	0,00%	SOMA		-100,00	100,00%

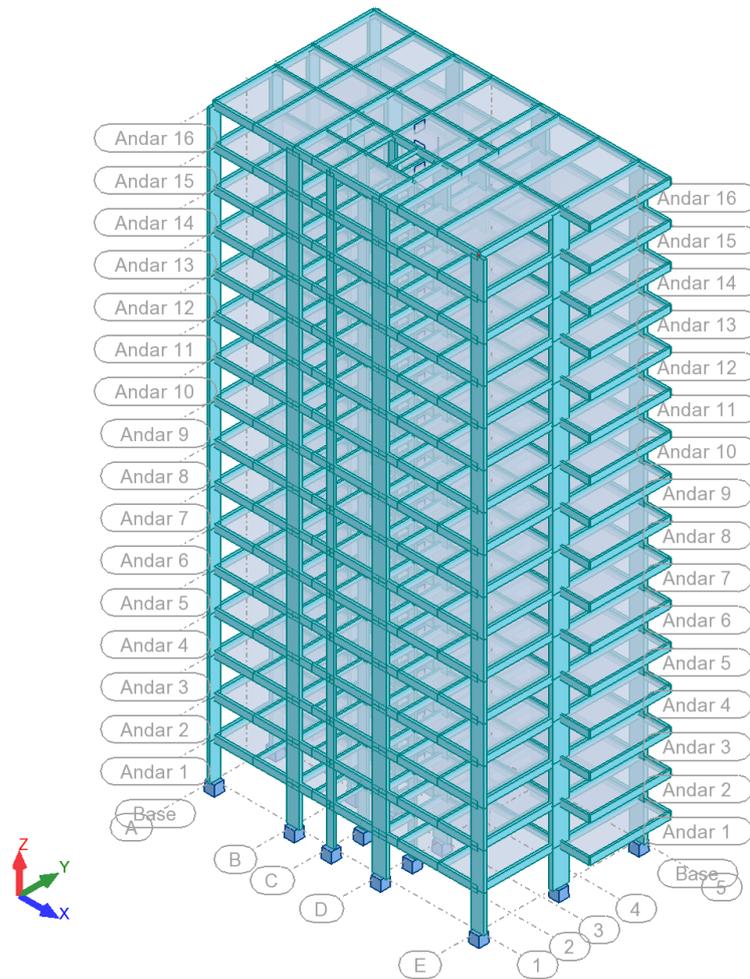
(fonte: elaborado pelo autor)

5.4.4 Modelo de pórtico espacial

O modelo de pórtico espacial foi utilizado para o estudo das cargas verticais, das cargas horizontais e das combinações de ações. As modelagens foram feitas no *software* Robot Structural Analysis: a figura 5.17 mostra o edifício de 16 pavimentos. As rigidezes elásticas à torção das vigas foram reduzidas para 15% dos seus valores originais.

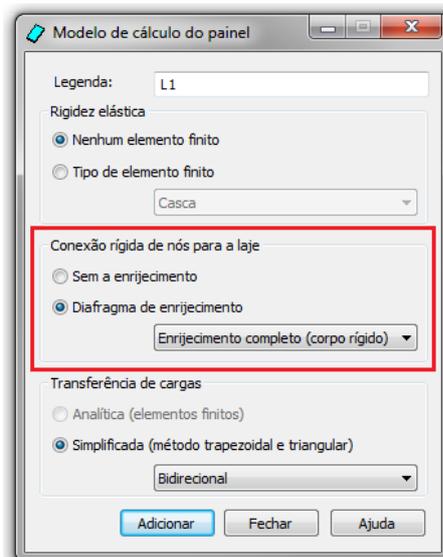
O efeito dos diafragmas rígidos foi considerado através da introdução de lajes sem peso próprio e sem carregamento, as quais são admitidas como diafragmas pelo *software* – funcionando de forma análoga às barras de travamento que foram descritas no item 4.3.1 deste trabalho. A figura 5.18 mostra esta opção oferecida pelo *software*. As figuras 5.19 e 5.20 mostram os diagramas de momentos fletores das barras e a deformada do edifício de 16 pavimentos devida à ação das cargas de vento na direção y, respectivamente.

Figura 5.17 – Edifício de 16 pavimentos modelado como pórtico espacial



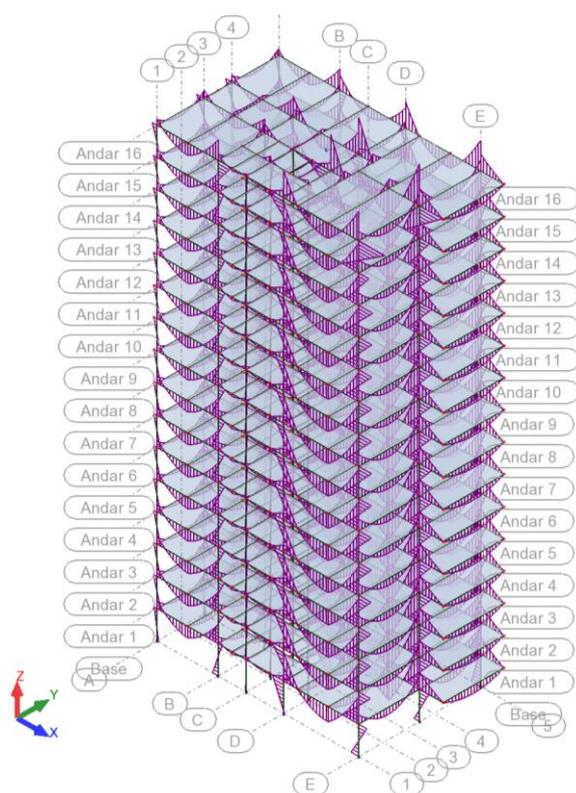
(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Figura 5.18 – Opção do *software* para adicionar lajes como diafragmas



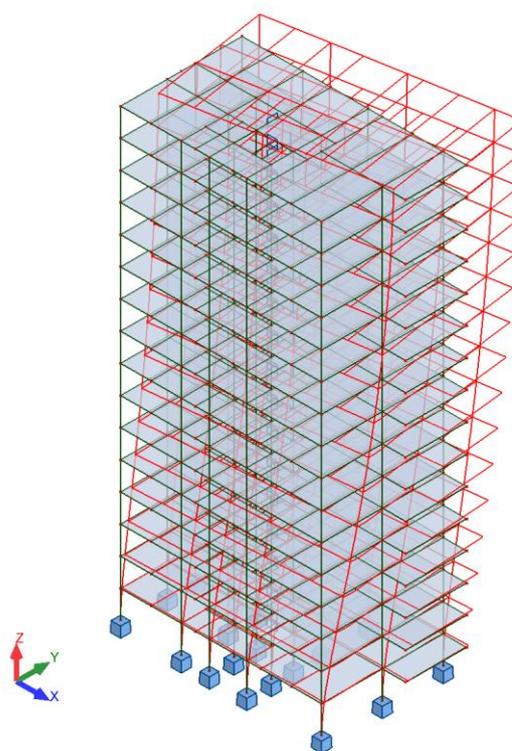
(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Figura 5.19 – Modelo de pórtico espacial:
diagramas de momentos fletores



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software*
Robot Structural Analysis)

Figura 5.20 – Deformada da estrutura devida à
ação das cargas de vento em y



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software*
Robot Structural Analysis)

5.5 AVALIAÇÃO DA ESTABILIDADE GLOBAL

A estabilidade global foi avaliada inicialmente pelo parâmetro α . Apesar de a NBR 6118:2014 indicar a sua utilização apenas em estruturas simétricas, esse é o método mais simples e rápido de fazer esta avaliação, e por isso é um indicador inicial da estabilidade global muito útil para qualquer edifício.

Para determinar as rigidezes dos pórticos planos a serem somadas e utilizadas na equação (3.2), foi adotado o seguinte procedimento, para cada pórtico:

- a) Calculou-se o deslocamento horizontal no topo do pórtico devido às cargas de vento atuantes;
- b) Determinou-se, para um pilar com mesma altura e mesmo material do pórtico, e sob a ação das mesmas cargas de vento, qual o momento de inércia de sua seção para ocorrer um deslocamento horizontal no topo igual ao obtido em (a).

- c) Adotou-se como rigidez equivalente do pórtico o momento de inércia obtido em (b), multiplicado pelo módulo de elasticidade secante do concreto (majorado em 10%, conforme permitido no item 15.5.1 da NBR 6118:2014).

A tabela 5.12 mostra as rigidezes equivalentes dos pórticos na direção y do edifício de 16 pavimentos. O cálculo do parâmetro α nesta direção é mostrado na equação (5.2).

Tabela 5.12 – Rigidezes equivalentes dos pórticos na direção y do edifício de 16 pavimentos

Pórtico	I equivalente
	[m ⁴]
PY1	3,50
PY2	3,03
PY3	0,31
PY4	2,45
PY5	1,96
SOMA	11,25

(fonte: elaborado pelo autor)

$$\alpha = H_{tot} \cdot \sqrt{N_k / (E_{cs} I_c)} = 4800 \cdot \sqrt{\frac{61289,8}{1,1 \cdot 2900 \cdot 11,25 \cdot 10^8}} = 0,63 \quad (5.2)$$

Este mesmo procedimento pode ser adotado, de forma simplificada, utilizando-se uma carga unitária aplicada no topo de cada pórtico e do pilar equivalente, ao invés de usar as cargas devidas ao vento. Esta aproximação é útil pois aproveita os mesmos resultados de deslocamentos que devem ser calculados para a determinação das rigidezes dos pórticos na distribuição das cargas de vento. Os cálculos preliminares na etapa de pré-dimensionamento foram feitos dessa maneira, e em função dos resultados obtidos optou-se por aumentar as alturas de algumas vigas. Por exemplo, para o edifício de 16 pavimentos conseguiu-se diminuir o parâmetro α simplificado, na direção y, de 0,68 para 0,57 aumentando-se a altura das vigas V9 e V13 de 30 para 55cm. Dessa forma, este parâmetro mostra-se como um critério útil de pré-dimensionamento, fornecendo uma rápida estimativa da estabilidade global, especialmente se utilizado desta forma simplificada.

Todavia, ao calcular posteriormente os parâmetros α com as cargas de vento propriamente ditas, verificou-se que esta aproximação utilizando uma carga unitária é contrária a segurança, tendo

resultado em valores cerca de 10% menores. A tabela 5.13 mostra os valores deste parâmetro para os três edifícios analisados, em ambas as direções, com as rigidezes calculadas tanto com a aproximação da carga unitária quanto com as cargas de vento. Esta tabela mostra, também, a classificação dessas estruturas segundo a NBR 6118:2014. Nenhuma delas pode ser classificada como de nós fixos pois os parâmetros α calculados superaram o valor limite de 0,5 para estruturas apertadas. Porém, para fins de simplificação, as estruturas dos edifícios de 4 e 8 pavimentos, que apresentaram valores mais próximos a esse limite, foram consideradas neste trabalho como de nós fixos, ou seja, os efeitos de segunda ordem nas mesmas foram desprezados. Em um projeto real esta simplificação não poderia ser feita, e os efeitos de segunda ordem deveriam necessariamente ser avaliados pelo coeficiente γ_z ou calculados por uma análise de segunda ordem, como foi feito neste trabalho apenas para o edifício de 16 pavimentos. Considerou-se que para fins de estudo a repetição destes cálculos para os demais edifícios não trariam grandes acréscimos ao conteúdo exposto.

Tabela 5.13 – Valores do parâmetro α e simplificações adotadas

Edifício	Direção	Parâmetro α		Classificação	
		Determinação da rigidez		NBR 6118:2014	Simplificação deste trabalho
		Com cargas unitárias	Com cargas de vento		
4 PAV	X	0,49	0,55	Nós móveis	Nós fixos
	Y	0,50	0,56	Nós móveis	Nós fixos
8 PAV	X	0,49	0,54	Nós móveis	Nós fixos
	Y	0,46	0,51	Nós móveis	Nós fixos
16 PAV	X	0,59	0,64	Nós móveis	Nós móveis
	Y	0,57	0,63	Nós móveis	Nós móveis

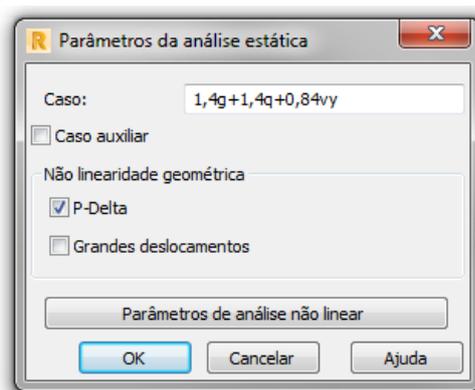
(fonte: elaborado pelo autor)

No edifício de 16 pavimentos, para o qual os parâmetros α superaram o limite com maior diferença, optou-se por fazer a análise de segunda ordem pelo processo P-Delta, para o estudo das combinações de ações, através do *software* Robot Structural Analysis, conforme mostrado na figura 5.21. Tanto para as análises de segunda ordem quanto para o cálculo do coeficiente γ_z , considerou-se a não-linearidade física do concreto de forma aproximada, através da redução do módulo de elasticidade, conforme a tabela 3.1.

O coeficiente γ_z , por sua vez, exige um número muito maior de operações do que o parâmetro α , e deve ser calculado para cada combinação considerada. Alguns *softwares* comerciais são programados para calculá-lo automaticamente, todavia não é o caso dos que foram utilizados

neste trabalho. Assim, optou-se por calcular este coeficiente apenas para a direção y do edifício de 16 pavimentos, em uma combinação última majorando as cargas verticais no valor de 1,4. As cargas horizontais não foram majoradas pois suas magnitudes não interferem no resultado final. A tabela 5.14 mostra os cálculos deste coeficiente.

Figura 5.21 – Análise P-Delta



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Tabela 5.14 – Coeficiente γ_z para o edifício de 16 pavimentos, na direção y, considerando a combinação 1,4g+1,4q+v

$\Delta M_{tot,d}$	$M_{1,tot,d}$	γ_z
[kN.m]	[kN.m]	[-]
7820,13	43337,49	1,22

(fonte: elaborado pelo autor)

O valor obtido de 1,22 condiz com o resultado do parâmetro alfa, igual a 0,63 nesta mesma direção: ambos ultrapassaram os valores limite de 1,1 e 0,5, respectivamente, para que a estrutura fosse considerada como de nós fixos.

Cabe ressaltar que os modelos estruturais simplificados auxiliaram o cálculo do coeficiente γ_z : para o cálculo da parcela $\Delta M_{tot,d}$ foram utilizados os valores das reações do modelo de grelha, com sinal trocado, como cargas verticais equivalentes aplicadas nos pilares, repetindo-se assim os valores nos diferentes pavimentos; bem como os deslocamentos horizontais obtidos dos modelos de pórticos planos, uniformizado o deslocamento em diferentes pilares de um mesmo pórtico. Se fossem utilizados os resultados da análise por pórtico espacial, o procedimento seria muito mais demorado, pois a visualização de tais simplificações e a obtenção dos resultados para todos os nós considerados seria mais difícil, de forma que o cálculo deste coeficiente se

tornaria praticamente inviável sem uma rotina computacional pré-programada no próprio *software*.

5.6 AVALIAÇÃO DOS SOFTWARES UTILIZADOS

Neste trabalho constatou-se que o *software* Ftool apresenta como principal vantagem a sua simplicidade. Sua interface intuitiva proporciona grande facilidade tanto na modelagem quanto na visualização dos resultados. Além disso, ele oferece uma série de recursos interessantes, como por exemplo a inclusão de vínculos elásticos, que foi muito útil neste trabalho. Outro ponto positivo é a possibilidade de analisar várias estruturas simultaneamente num mesmo arquivo. Seria interessante, porém, que neste *software* fosse possível efetuar a divisão de carregamentos, o que permitiria a realização de combinações de ações.

O *software* Robot Structural Analysis, por sua vez, apresentou maior complexidade e exigiu um maior tempo de adaptação e aprendizado, mas por outro lado mostrou maior poder de cálculo, possibilitando a utilização de todos os modelos estruturais abordados neste trabalho, inclusive os mais complexos. Neste sentido pode-se citar, por exemplo, a possibilidade de adicionar diafragmas rígidos bem como de efetuar análises de segunda ordem pelo processo P-Delta. Outro ponto positivo deste *software* é a possibilidade de trabalhar com planilhas editáveis de geometria, propriedades e cargas atuantes: desta forma eventuais alterações nos modelos são extremamente facilitadas.

De um modo geral, ambos os *softwares* apresentaram uma excelente resposta e se mostraram adequados para o uso acadêmico, especialmente em função de oferecerem licenças gratuitas para estudantes.

6 RESULTADOS

Neste capítulo serão apresentados os resultados obtidos pelos diferentes modelos, bem como a comparação entre eles. Os resultados do modelo de pórtico espacial foram tomados como referência em todos os casos. Será feita uma discussão mais detalhada para o edifício de 16 pavimentos, e nos demais os resultados serão expostos com maior brevidade.

6.1 EDIFÍCIO DE 16 PAVIMENTOS

Para a análise das atuações exclusivas das cargas verticais ou horizontais foram feitas análises lineares de primeira ordem, sem considerar a não-linearidade física do concreto. Já na análise das combinações de ações foram feitas análises de segunda ordem pelo processo P-Delta, com a consideração da não-linearidade geométrica e da não-linearidade física de forma aproximada, uma vez que este edifício foi classificado como de nós móveis.

6.1.1 Atuação exclusiva de cargas verticais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das cargas verticais, permanentes e acidentais, sem majoração.

6.1.1.1 Reações

As tabelas 6.1 e 6.2 mostram os resultados obtidos para as reações verticais nos pilares, bem como as diferenças relativas dos mesmos em relação aos resultados obtidos pelo modelo de pórtico espacial. As reações verticais pelos modelos de vigas contínuas e de grelhas foram calculadas multiplicando-se as reações no pavimento pelo número de pavimentos, e somando-se os valores do peso próprio dos pilares. O modelo de pórticos planos se refere na verdade à subestruturação por pórticos planos e grelhas.

Tabela 6.1 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 16 pav.

Modelo	Pilar										
	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10	
Pórtico espacial	1955,58	3771,99	4372,85	4184,42	2464,81	4732,91	5942,57	6527,76	2433,95	3669,44	
Vigas Contínuas	Sem ajustes	1677,44	3583,12	4167,52	3764,24	2363,80	4978,96	7116,00	6695,48	2378,52	5151,60
	Diferença (%)	-14,22%	-5,01%	-4,70%	-10,04%	-4,10%	5,20%	19,75%	2,57%	-2,28%	40,39%
	Com ajustes	1892,96	3668,88	4201,76	4035,76	2441,24	5042,96	6459,04	6481,56	2575,00	4061,52
	Diferença (%)	-3,20%	-2,73%	-3,91%	-3,55%	-0,96%	6,55%	8,69%	-0,71%	5,80%	10,69%
Vigas Contínuas	Com molas	1898,24	3668,08	4189,44	4038,64	2484,60	5034,16	6188,96	6718,68	2543,64	3805,84
	Diferença (%)	-2,93%	-2,75%	-4,19%	-3,48%	0,80%	6,37%	4,15%	2,92%	4,51%	3,72%
Grelhas	Sem molas	1681,28	3564,08	4304,32	3819,44	2370,36	4984,40	7026,08	6587,80	2375,00	5047,92
	Diferença (%)	-14,03%	-5,51%	-1,57%	-8,72%	-3,83%	5,31%	18,23%	0,92%	-2,42%	37,57%
	Com molas	1903,52	3706,00	4254,40	4092,40	2491,00	4907,76	6060,48	6633,56	2524,76	3788,56
	Diferença (%)	-2,66%	-1,75%	-2,71%	-2,20%	1,06%	3,69%	1,98%	1,62%	3,73%	3,25%
Pórticos Planos	1946,89	3787,69	4350,86	4146,49	2455,77	4778,74	5932,95	6512,67	2468,90	3750,79	
Diferença (%)	-0,44%	0,42%	-0,50%	-0,91%	-0,37%	0,97%	-0,16%	-0,23%	1,44%	2,22%	

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.2 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 16 pav.

Modelo	Pilar									
	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	
Pórtico espacial	1358,11	4011,92	1858,93	1303,70	1900,34	2985,77	1430,70	3430,33	2951,93	
Vigas Contínuas	Sem ajustes	-1133,44	5386,12	2264,48	1285,60	1669,44	3744,76	-312,16	4293,48	2213,56
	Diferença (%)	-183,46%	34,25%	21,82%	-1,39%	-12,15%	25,42%	-121,82%	25,16%	-25,01%
	Com ajustes	769,44	4136,20	2078,24	1278,56	1892,96	2940,44	1436,80	3147,24	2747,48
	Diferença (%)	-43,34%	3,10%	11,80%	-1,93%	-0,39%	-1,52%	0,43%	-8,25%	-6,93%
Vigas Contínuas	Com molas	1094,08	4116,84	2071,84	1288,00	1902,24	2963,64	1386,40	3174,60	2752,44
	Diferença (%)	-19,44%	2,62%	11,45%	-1,20%	0,10%	-0,74%	-3,10%	-7,45%	-6,76%
Grelhas	Sem molas	-845,44	5058,76	2121,44	1333,92	1666,40	3800,92	-345,12	4461,48	2275,00
	Diferença (%)	-162,25%	26,09%	14,12%	2,32%	-12,31%	27,30%	-124,12%	30,06%	-22,93%
	Com molas	1344,96	4035,40	1932,48	1294,24	1911,52	2958,20	1422,88	3220,04	2805,88
	Diferença (%)	-0,97%	0,59%	3,96%	-0,73%	0,59%	-0,92%	-0,55%	-6,13%	-4,95%
Pórticos Planos	1404,81	3961,14	1882,46	1279,78	1959,39	3043,24	1412,90	3339,66	2872,68	
Diferença (%)	3,44%	-1,27%	1,27%	-1,83%	3,11%	1,92%	-1,24%	-2,64%	-2,68%	

(fonte: elaborado pelo autor)

Para avaliar os erros cometidos pelos modelos, adotaram-se dois parâmetros: a média RMS normalizada dos erros e a média normalizada dos erros em valor absoluto. Optou-se por utilizá-los pois os erros possuem valores positivos e negativos, sendo assim pertinente trabalhar com potências quadráticas ou com valores absolutos. As equações (6.1) e (6.2) mostram como foram calculadas essas médias normalizadas.

$$nRMSE = \frac{\sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N (F_{z,i} - F_{z,i}^{PE})^2}{N}}}{\bar{F}_z} \quad (6.1)$$

Sendo:

$nRMSE$ = Média RMS (*Root-Mean-Square*), normalizada, dos erros cometidos pelo modelo;

$F_{z,i}$ = Reação vertical no pilar i calculada pelo modelo analisado;

$F_{z,i}^{PE}$ = Reação vertical no pilar i calculada pelo modelo de pórtico espacial;

N = Número de pilares, neste caso igual a 19;

\bar{F}_z = Média aritmética das reações verticais nos pilares calculadas pelo modelo de pórtico espacial.

$$nME = \frac{\left(\frac{\sum_{i=1}^N |F_{z,i} - F_{z,i}^{PE}|}{N} \right)}{\bar{F}_z} \quad (6.2)$$

Sendo:

nME = Média normalizada dos erros, em valor absoluto, cometidos pelo modelo.

A tabela 6.3 mostra os resultados obtidos para as médias normalizadas citadas. O modelo de vigas contínuas sem ajustes apresentou os maiores erros, e a subestruturação por pórticos planos e grelhas apresentou erros muito pequenos. Percebe-se, também, que do ponto de vista das reações verticais a utilização de molas ou a realização dos ajustes propostos pela NBR 6118:2014 (desde que feitos com a compatibilização de momentos, e não com a simples superposição de diagramas) produzem efeitos muito semelhantes, minimizando os erros do modelo de vigas contínuas na mesma proporção. Por fim, a utilização isolada do modelo de

grelhas com molas apresentou resultados muito bons, bem próximos aos obtidos com a subestruturação com pórticos planos, enquanto que este mesmo modelo utilizado sem molas apresentou erros quase tão grandes quanto o modelo clássico de vigas contínuas.

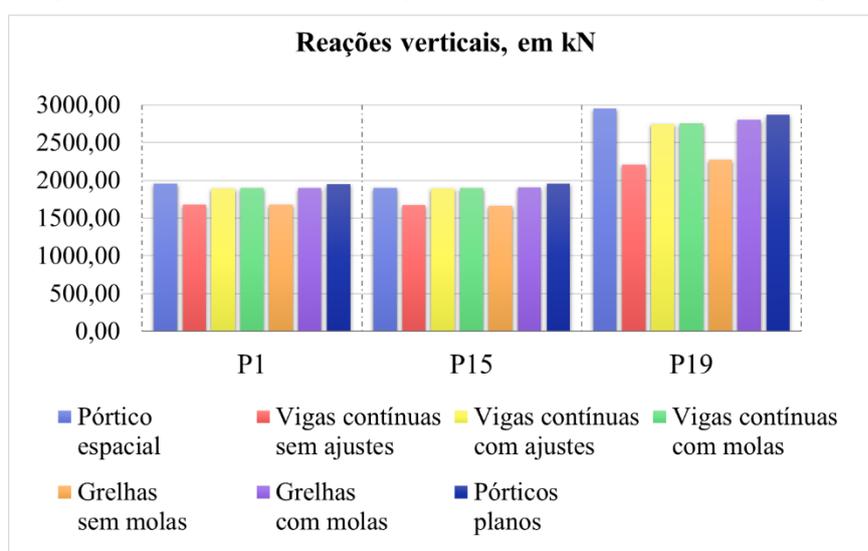
Tabela 6.3 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 16 pav.

Modelo		nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	29,52%	21,12%
	Com ajustes	7,59%	5,58%
	Com molas	5,14%	4,27%
Grelhas	Sem molas	27,38%	19,45%
	Com molas	3,03%	2,42%
Pórticos Planos		1,42%	1,19%

(fonte: elaborado pelo autor)

Observou-se que os dois modelos que não levam em consideração a interferência da resistência ao giro dos pilares (vigas contínuas sem ajustes e grelhas sem molas) subestimaram os valores das reações verticais nos pilares de canto, conforme previsto no item 4.1.1 deste trabalho, na figura 4.10. O gráfico da figura 6.1 ilustra as reações verticais nos pilares de canto do edifício analisado, nos quais o efeito mencionado é facilmente percebido, especialmente no pilar P19.

Figura 6.1 – Reações verticais nos pilares P1, P15 e P19 – Edifício de 16 pav.

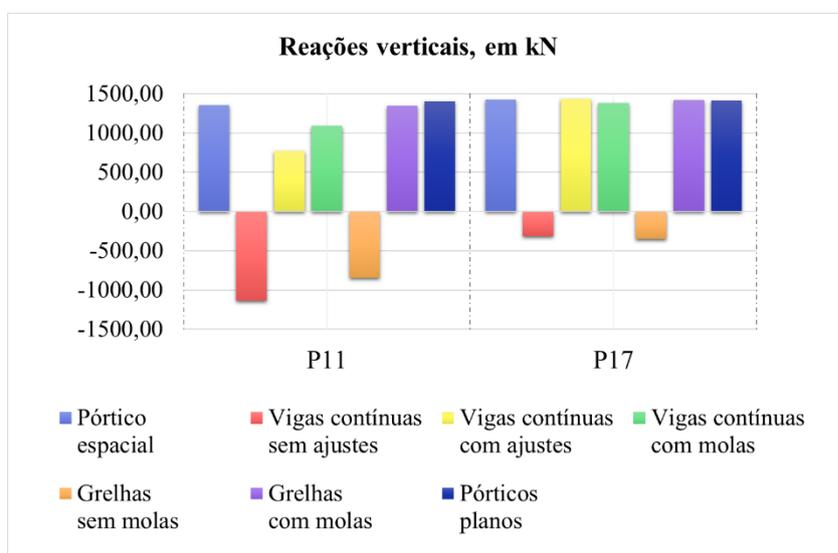


(fonte: elaborado pelo autor)

Todavia, o erro que mais chama a atenção nestes dois modelos acontece nos pilares P11 e P17, os quais, em função do núcleo de circulação vertical do edifício, foram posicionados de forma

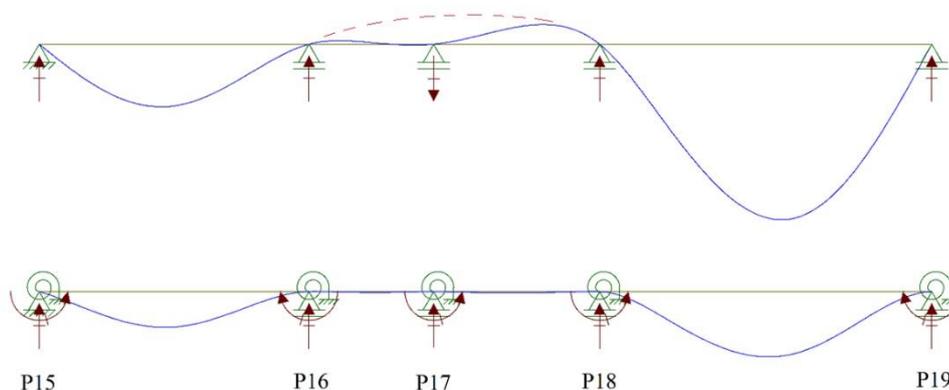
que os vãos entre os apoios ficaram com comprimentos muito diferentes entre si. Por esse motivo, apresentam reações verticais negativas quando analisados com estes modelos mais simples, uma vez que devido aos grandes vãos adjacentes a viga tenderia a apresentar uma contraflecha nos pontos de inserção destes pilares caso os mesmos não existissem. Porém, na realidade os demais pilares opõem-se parcialmente aos giros, e assim anulam ou minimizam este efeito da contraflecha, mantendo as reações verticais positivas. Este comportamento real é muito bem captado pelos modelos de grelhas com molas, pórticos planos e pórticos espaciais, e de forma razoável pelo modelo de vigas contínuas com ajustes ou com molas. A figura 6.2 ilustra os resultados mencionados, e a figura 6.3 ilustra o efeito da contraflecha com e sem a influência da rigidez ao giro dos pilares.

Figura 6.2 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 16 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.3 – Deformada da viga V6, sem e com a rigidez ao giro dos pilares

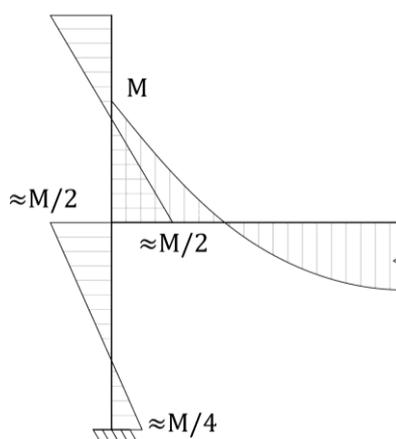


(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Ftool)

As reações-momento em torno de x e y, por sua vez, podem ser obtidas diretamente apenas pelos modelos de pórticos planos e pórticos espaciais, uma vez que os modelos simplificados não consideram os engastes das fundações. Todavia, neste trabalho foi feita a seguinte simplificação para obtê-las por estes modelos: cada reação-momento obtida nos pavimentos (devido à introdução de molas ou ajustes) foi dividida por 4 e teve o seu sinal trocado, admitindo-se então este valor como reação momento na fundação.

Tal simplificação é motivada pela discussão no capítulo 4 deste trabalho: tanto nas equações (4.1) e (4.3) quanto nas equações (4.10) e (4.11) percebe-se que o momento transmitido ao tramo inferior do pilar é igual à metade do momento transmitido à viga, com sinal contrário (admitindo-se que os tramos inferior e superior do pilar são iguais entre si). Já na figura 4.6 percebe-se que o tramo inferior do pilar possui um momento no topo que é igual ao dobro do momento na base, o que implica numa segunda divisão por 2. A figura 6.4 ilustra esta simplificação. Uma melhor aproximação, que não foi feita neste trabalho, poderia ser obtida caso as constantes de mola fossem alteradas no segundo pavimento, levando-se em consideração a rigidez do tramo inferior do pilar engastado na fundação.

Figura 6.4 – Simplificação para consideração de reações-momento nos modelos de pavimento



(fonte: elaborado pelo autor)

As tabelas 6.4 e 6.5 mostram os resultados obtidos pelos diferentes modelos para as reações-momento nos pilares, em torno dos eixos x e y, respectivamente. Nessas tabelas constam apenas os dez pilares com as maiores reações-momento obtidas pelo modelo de pórtico espacial, para cada direção. As considerações acima foram aplicadas nos modelos de vigas contínuas com ajustes, com molas e de grelhas com molas.

Tabela 6.4 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 16 pav.

Modelo		Pilar									
		P1	P2	P3	P4	P7	P8	P9	P10	P16	P19
Pórtico espacial		12,46	9,71	8,89	13,74	-5,80	-43,27	10,16	11,87	-8,92	-11,22
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	8,60	10,04	9,92	18,33	0,00	-5,29	6,40	13,31	-11,39	-11,97
	Diferença (%)	-30,96%	3,40%	11,61%	33,37%	-100,00%	-87,79%	-37,01%	12,11%	27,72%	6,66%
Vigas Contínuas	Com molas	8,73	10,08	10,28	18,34	-6,18	-5,23	5,93	12,05	-10,91	-11,96
	Diferença (%)	-29,98%	3,84%	15,58%	33,46%	6,55%	-87,92%	-41,63%	1,52%	22,28%	6,55%
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	9,15	11,27	11,28	19,03	-6,38	-5,38	6,05	11,83	-11,12	-12,33
	Diferença (%)	-26,59%	16,07%	26,91%	38,48%	10,00%	-87,57%	-40,50%	-0,38%	24,61%	9,89%
Pórticos Planos		9,35	9,78	9,31	16,62	-6,28	-8,22	4,64	5,80	-9,81	-10,62
Diferença (%)		-24,96%	0,72%	4,72%	20,96%	8,28%	-81,00%	-54,33%	-51,14%	9,98%	-5,35%

(fonte: elaborado pelo autor)

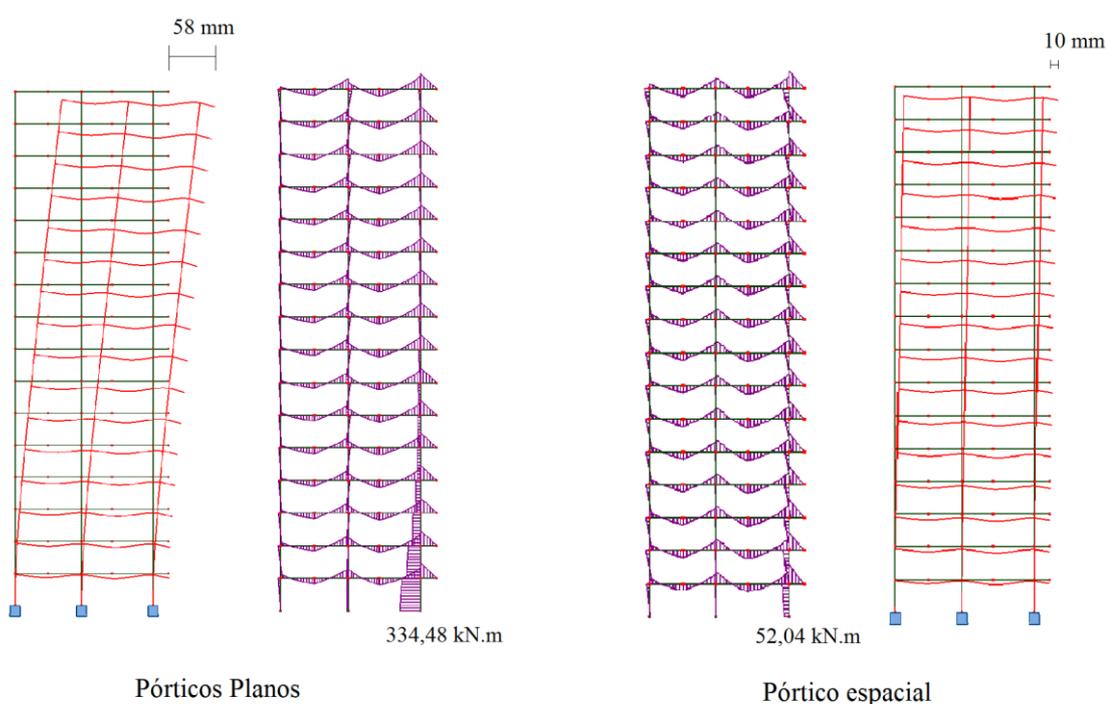
Tabela 6.5 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 16 pav.

Modelo		Pilar									
		P2	P3	P4	P5	P7	P8	P9	P12	P16	P19
Pórtico espacial		-39,08	-40,32	-58,08	14,09	-52,04	-44,75	15,36	13,74	-36,00	-50,14
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	-1,64	17,29	-10,61	20,06	24,32	-23,71	20,21	56,56	-21,78	-36,61
	Diferença (%)	-95,80%	-142,88%	-81,73%	42,39%	-146,73%	-47,02%	31,59%	311,64%	-39,51%	-26,98%
Vigas Contínuas	Com molas	-1,69	17,15	-10,71	19,71	20,65	-47,78	21,45	53,36	-20,66	-36,83
	Diferença (%)	-95,69%	-142,52%	-81,56%	39,89%	-139,68%	6,77%	39,65%	288,36%	-42,62%	-26,55%
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	-1,00	17,75	-12,20	19,89	22,57	-47,70	21,02	51,76	-20,39	-38,41
	Diferença (%)	-97,44%	-144,03%	-78,99%	41,13%	-143,37%	6,59%	36,83%	276,69%	-43,37%	-23,40%
Pórticos Planos		-27,60	-24,62	-51,93	7,69	-334,48	-	7,29	-141,50	-3,00	-29,12
Diferença (%)		-29,38%	-38,94%	-10,59%	-45,42%	542,74%	-	-52,54%	-1129,84%	-91,67%	-41,92%

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que os erros cometidos pelos diversos modelos são grandes, especialmente nas reações-momento em torno do eixo y. Tais erros podem ser parcialmente explicados em função dos deslocamentos horizontais gerados pelas cargas verticais, os quais são significativos na estrutura analisada, em função de sua assimetria. Esses deslocamentos são desconsiderados pelos modelos de pavimento (grelhas e vigas contínuas), e não são bem representados pelo modelo de pórticos planos, pois este último analisa cada pórtico isoladamente e não compatibiliza os deslocamentos entre eles. Uma solução possível seria elaborar uma formulação para fazer esta compatibilização através de forças horizontais fictícias, similar à que é utilizada para cargas horizontais.

Figura 6.5 – Deformada e diagrama de momentos fletores do pórtico PX2



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

A figura 6.5 mostra a deformada do pórtico PX2 devida a atuação das cargas verticais, tanto pelo modelo de pórticos espaciais quanto pelo modelo de pórticos planos; bem como os diagramas de momentos fletores respectivos. Percebe-se que o deslocamento horizontal no modelo de pórticos planos é muito maior (58 mm contra 10 mm pelo modelo de pórtico espacial), pois não há o travamento causado pelos outros pórticos que não se deslocam tanto horizontalmente. Assim, são gerados momentos muito grandes na base do pilar P7, que é muito rígido nesta direção: sua seção é de 30 por 140 cm. Na tabela 6.5 pode-se observar que a reação-momento neste pilar é superestimada pelo modelo de pórticos planos em 542%, proporção

semelhante ao aumento no deslocamento horizontal. Efeito semelhante ocorre no pilar P12, no pórtico PX3. Da mesma forma, a compatibilidade de deslocamentos entre os diversos pórticos indica que, se há pórticos em que os deslocamentos e reações são superestimados pelo modelo de pórticos planos, há obrigatoriamente outros em que eles são subestimados. Isso se verifica nos pórticos PX1 e PX5, ficando evidente nas reações-momento em torno de y nos pilares P2, P3, P16 e P19.

6.1.1.2 Solicitações em vigas

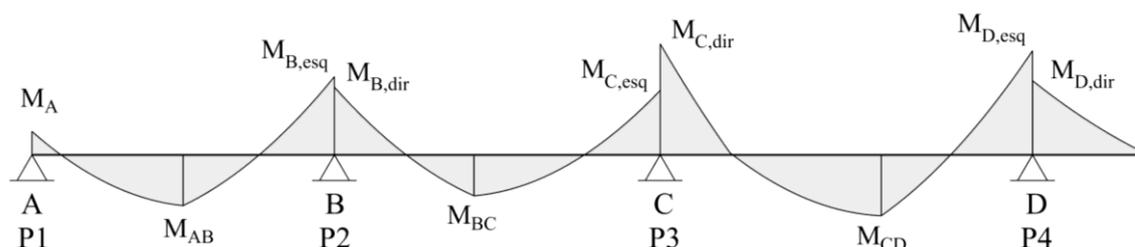
As figuras e tabelas a seguir mostram os diagramas de momentos fletores nas vigas V1, V9 e V16. Os momentos torçores são pequenos e por isso não serão abordados. Os valores dos momentos nos modelos de pórtico espacial e pórticos planos foram obtidos das vigas do segundo pavimento - apresentaram pequenas variações nos demais pavimentos, mas praticamente desprezíveis. De um modo geral, percebe-se que todos os modelos que consideram a interferência dos pilares apresentam bons resultados, com destaque para a subestruturação com pórticos planos e grelhas. Já o modelo clássico de vigas contínuas sem ajustes e as grelhas sem molas apresentaram grandes diferenças em relação aos resultados do pórtico espacial.

Tabela 6.6 – Momentos fletores na viga V1, em kN.m – Edifício de 16 pav.

Modelo		Momento									
		M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	$M_{C, esq}$	$M_{C, dir}$	M_{CD}	$M_{D, esq}$	$M_{D, dir}$
Pórtico espacial		-45,28	66,98	-111,92	-88,22	63,39	-104,36	-153,73	88,78	-165,27	-105,51
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	94,28	-99,59	-99,59	36,77	-136,55	-136,55	119,31	-105,27	-105,27
	Diferença (%)	-100,00%	40,76%	-11,02%	12,89%	-41,99%	30,85%	-11,18%	34,39%	-36,30%	-0,23%
	Com ajustes	-50,40	67,33	-103,10	-96,54	58,77	-89,38	-158,54	85,50	-147,72	-105,27
	Diferença (%)	11,31%	0,52%	-7,88%	9,43%	-7,29%	-14,35%	3,13%	-3,69%	-10,62%	-0,23%
	Com molas	-50,43	67,36	-103,01	-96,27	58,60	-89,92	-158,50	85,59	-148,11	-105,27
	Diferença (%)	11,37%	0,57%	-7,96%	9,12%	-7,56%	-13,84%	3,10%	-3,59%	-10,38%	-0,23%
Grelhas	Sem molas	0,42	96,54	-98,83	-98,83	35,76	-146,66	-146,32	135,68	-101,72	-103,45
	Diferença (%)	-100,93%	44,13%	-11,70%	12,03%	-43,59%	40,53%	-4,82%	52,83%	-38,45%	-1,95%
	Com molas	-50,81	68,05	-103,79	-99,77	61,65	-92,64	-163,65	90,58	-154,23	-105,52
Diferença (%)	12,21%	1,60%	-7,26%	13,09%	-2,74%	-11,23%	6,45%	2,03%	-6,68%	0,01%	
Pórticos Planos		-46,76	67,15	-109,64	-90,43	63,00	-101,96	-155,40	89,03	-162,46	-105,53
Diferença (%)		3,27%	0,25%	-2,04%	2,51%	-0,62%	-2,30%	1,09%	0,28%	-1,70%	0,02%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.6 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V1



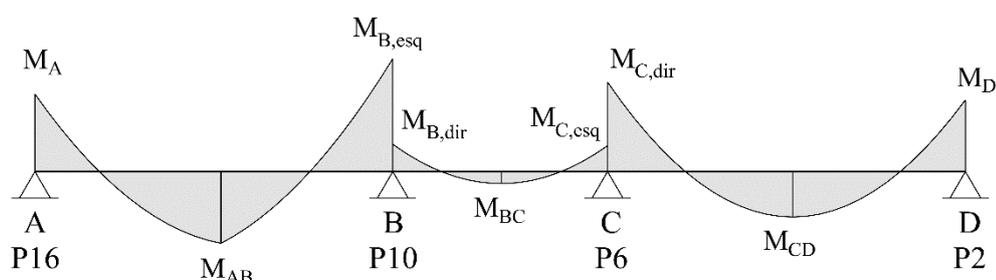
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.7 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 16 pav.

Modelo		Momento								
		M_A	M_{AB}	$M_{B,esq}$	$M_{B,dir}$	M_{BC}	$M_{C,esq}$	$M_{C,dir}$	M_{CD}	M_D
Pórtico espacial		-45,01	38,37	-57,04	-16,44	6,90	-13,27	-45,12	25,83	-44,91
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	69,65	-56,08	-56,08	-26,69	-41,91	-41,91	51,44	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	81,52%	-1,68%	241,12%	-486,81%	215,83%	-7,11%	99,15%	-100,00%
	Com ajustes	-45,57	43,35	-67,71	-14,48	7,24	-14,48	-50,76	25,48	-40,16
	Diferença (%)	1,24%	12,98%	18,71%	-11,92%	4,93%	9,12%	12,50%	-1,36%	-10,58%
Grelhas	Com molas	-43,63	40,41	-63,56	-15,36	6,78	-14,53	-50,39	25,58	-40,33
	Diferença (%)	-3,07%	5,32%	11,43%	-6,57%	-1,74%	9,50%	11,68%	-0,97%	-10,20%
Grelhas	Sem molas	1,74	65,09	-52,47	-53,28	-26,67	-44,00	-43,37	52,98	3,74
	Diferença (%)	-103,87%	69,64%	-8,01%	224,09%	-486,52%	231,57%	-3,88%	105,11%	-108,33%
Pórticos Planos	Com molas	-41,23	38,23	-61,36	-15,32	6,77	-14,58	-50,79	25,81	-39,50
	Diferença (%)	-8,40%	-0,36%	7,57%	-6,81%	-1,88%	9,87%	12,57%	-0,08%	-12,05%
Pórticos Planos		-46,56	38,73	-55,50	-18,03	6,99	-11,66	-46,61	25,81	-43,47
Diferença (%)		3,44%	0,94%	-2,70%	9,67%	1,30%	-12,13%	3,30%	-0,08%	-3,21%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.7 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V9



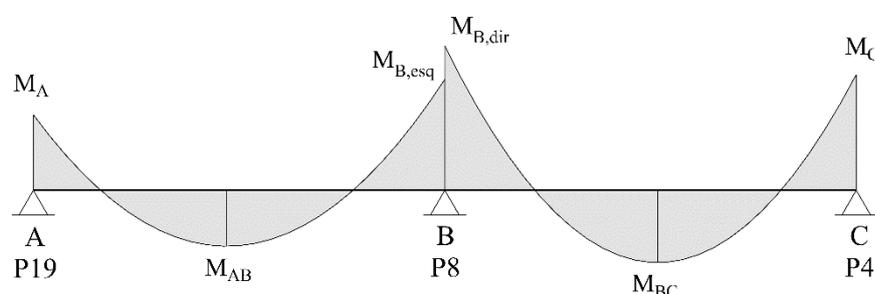
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.8 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 16 pav.

Modelo		Momento					
		M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	M_C
Pórtico espacial		-56,31	35,79	-60,66	-92,60	45,88	-72,18
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	46,84	-111,14	-111,14	78,53	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	30,87%	83,22%	20,02%	71,16%	-100,00%
	Com ajustes	-47,87	35,47	-70,28	-91,42	45,87	-73,30
	Diferença (%)	-14,99%	-0,89%	15,86%	-1,27%	-0,02%	1,55%
	Com molas	-47,83	35,44	-70,40	-91,30	45,90	-73,35
	Diferença (%)	-15,06%	-0,98%	16,06%	-1,40%	0,04%	1,62%
Grelhas	Sem molas	1,96	47,79	-112,20	-111,17	78,57	0,10
	Diferença (%)	-103,48%	33,53%	84,97%	20,05%	71,25%	-100,14%
	Com molas	-47,40	35,60	-70,67	-91,53	46,03	-72,90
	Diferença (%)	-15,82%	-0,53%	16,50%	-1,16%	0,33%	1,00%
Pórticos Planos		-52,73	35,64	-64,71	-87,75	45,98	-76,55
Diferença (%)		-6,36%	-0,42%	6,68%	-5,24%	0,22%	6,05%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.8 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V16



(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 6.9 mostra as médias normalizadas dos erros obtidos pelos modelos para os momentos dessas vigas. Percebe-se que a subestruturação por pórticos planos com grelhas obteve os melhores resultados, e que os modelos de vigas contínuas sem ajustes e de grelhas sem molas cometeram erros muito grandes, não sendo aconselhável utilizá-los sem correções.

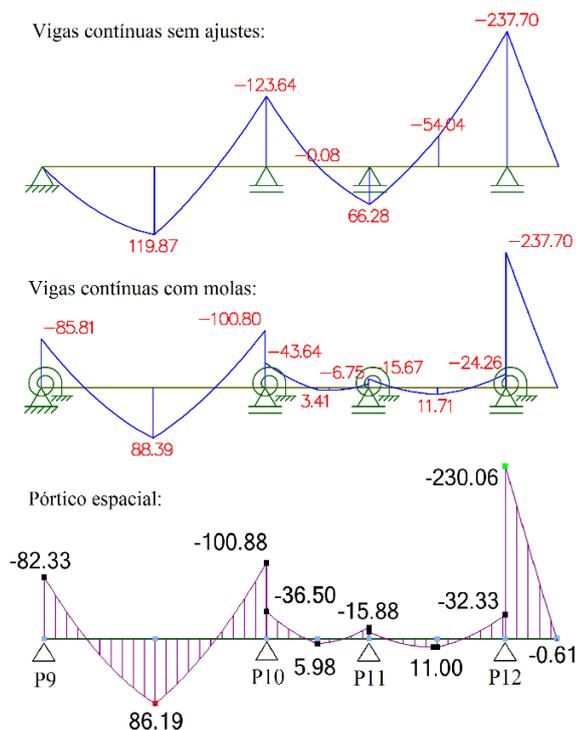
Tabela 6.9 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 16 pav.

Modelo		V1		V9		V16	
		nRMSE	nME	nRMSE	nME	nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	31,27%	29,39%	98,29%	86,33%	75,24%	66,37%
	Com ajustes	8,78%	7,59%	14,44%	10,40%	8,70%	5,69%
	Com molas	8,60%	7,48%	10,25%	7,68%	8,79%	5,79%
Grelhas	Sem molas	35,01%	32,07%	99,60%	87,65%	76,36%	67,51%
	Com molas	7,77%	6,99%	10,11%	7,48%	9,08%	5,79%
Pórticos Planos		1,71%	1,53%	3,88%	3,31%	5,71%	4,71%

(fonte: elaborado pelo autor)

As vigas V4 e V6, por sua vez, apresentaram diagramas tão diversos entre os modelos que consideram ou não a interferência dos pilares que a comparação por um diagrama genérico ficaria muito confusa. Assim, a título de ilustração, a figura 6.9 mostra os diagramas de momentos fletores da viga V4 obtidos por três modelos. A explicação para esta grande diferença é semelhante ao que já foi discutido no item 6.1.1.1, e mostrado na figura 6.3. Quanto maior a diferença de comprimento entre os vãos, maior serão as discrepâncias entre os modelos que consideram ou não a ação dos pilares, em função da rigidez ao giro dos mesmos.

Figura 6.9 – Diagramas de momentos fletores, em kN.m, para a viga V4



(fonte: elaborado pelo autor com base nos *softwares* Ftool e Robot Structural Analysis)

6.1.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das cargas horizontais devidas ao vento, sem majoração.

6.1.2.1 Reações

As tabelas 6.10 e 6.11 mostram as reações nos pilares (forças verticais e momentos em torno dos eixos y e x, respectivamente – as forças horizontais não serão abordadas) obtidas pelos modelos de pórtico espacial e pórticos planos, devidas à atuação do vento na direção x e y, respectivamente. O pórtico PX4 não foi modelado por pórticos planos pois absorve uma parcela muito pequena na carga de vento.

Tabela 6.10 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 16 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	My	Fz	My	Fz	My
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PX1	P1	-118,93	-9,80	-169,95	-10,17	42,90%	3,78%
	P2	-41,04	-257,13	-53,45	-259,19	30,24%	0,80%
	P3	45,26	-377,00	50,24	-365,97	11,00%	-2,93%
	P4	128,20	-325,76	173,16	-307,58	35,07%	-5,58%
PX2	P5	-108,57	-13,45	-127,23	-12,22	17,19%	-9,14%
	P6	-60,16	-30,49	-10,70	-26,83	-82,21%	-12,00%
	P7	132,42	-571,35	137,93	-455,30	4,16%	-20,31%
-	P8	82,28	-43,44	-	-	-	-
PX3	P9	-149,47	-13,01	-119,94	-18,48	-19,76%	42,04%
	P10	-193,27	-20,86	-210,34	-28,53	8,83%	36,77%
	P11	7,90	-29,38	18,12	-39,41	129,37%	34,14%
	P12	216,59	-267,31	312,16	-345,71	44,12%	29,33%
PX4	P13	-4,14	-48,99	-	-	-	-
	P14	76,37	-18,36	-	-	-	-
PX5	P15	-174,07	-9,26	-158,94	-11,07	-8,69%	19,55%
	P16	-335,04	-212,07	-340,78	-251,01	1,71%	18,36%
	P17	68,76	-47,73	77,96	-55,47	13,38%	16,22%
	P18	262,61	-271,07	267,40	-306,05	1,82%	12,90%
	P19	164,29	-199,82	154,37	-215,94	-6,04%	8,07%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.11 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 16 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PY1	P1	598,21	240,23	514,33	219,87	-14,02%	-8,48%
	P5	407,91	278,98	381,08	260,05	-6,58%	-6,79%
	P9	-393,33	278,99	-380,94	261,01	-3,15%	-6,44%
	P15	-582,37	240,24	-514,47	223,76	-11,66%	-6,86%
PY2	P2	626,66	70,32	577,87	62,74	-7,79%	-10,78%
	P6	638,92	897,66	586,08	781,57	-8,27%	-12,93%
	P10	-520,16	666,92	-622,43	589,30	19,66%	-11,64%
	P16	-711,58	45,97	-541,52	42,47	-23,90%	-7,61%
PY3	P11	17,35	13,54	227,21	22,79	1209,57%	68,32%
	P13	-70,68	18,96	-3,24	34,60	-95,42%	82,49%
	P17	-214,63	14,13	-223,97	26,19	4,35%	85,35%
PY4	P3	619,37	92,15	664,93	208,16	7,36%	125,89%
	P7	434,98	125,58	470,38	279,75	8,14%	122,77%
	P12	-203,33	73,42	-297,98	157,70	46,55%	114,79%
	P14	-24,71	21,84	-42,44	44,44	71,75%	103,48%
	P18	-595,16	59,41	-794,89	134,59	33,56%	126,54%
PY5	P4	619,56	109,87	728,96	92,91	17,66%	-15,44%
	P8	-70,70	2343,10	-63,38	1920,11	-10,35%	-18,05%
	P19	-576,29	67,29	-665,58	57,94	15,49%	-13,90%

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que apesar de o modelo de pórtico planos apresentar alguns erros significativos em relação ao modelo de pórtico espacial, de um modo geral ele acerta na ordem de grandeza dos valores, captando adequadamente o comportamento dos pilares dos pórticos mais carregados. Por exemplo, os maiores erros relativos para o caso do vento atuante na direção y aconteceram no pórtico PY3, que absorve uma pequena parcela das cargas de vento. Por outro lado, nos pórticos PY1 e PY5, que absorvem maiores parcelas, os erros são bem menores.

É interessante observar que o somatório das reações verticais em cada pórtico, que é necessariamente igual a zero no modelo de pórticos planos, assume valores não nulos no modelo de pórtico espacial. Isso demonstra que a divisão entre subestruturas de contraventamento é uma idealização que não corresponde inteiramente à realidade, uma vez que a estrutura se comporta como um todo integrado. No pórtico espacial a condição do somatório de reações verticais ser igual a zero só é verificada considerando-se todos os pilares do edifício.

6.1.2.2 Solicitações em vigas

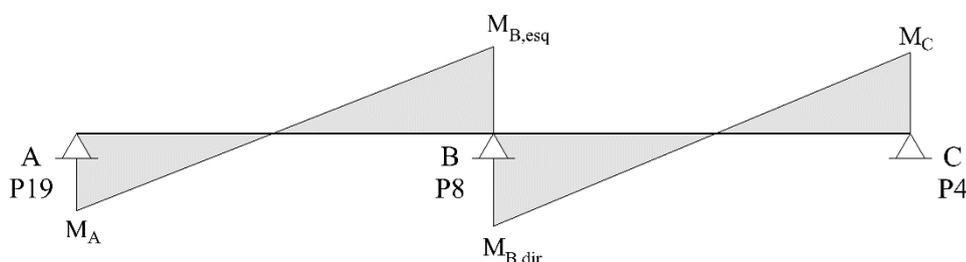
Em função da atuação de cargas horizontais todas as vigas dos pórticos apresentam diagramas de momentos com formatos semelhantes ao mostrado na figura 6.10, referente à viga V16. Os valores são maiores nos andares inferiores, e menores nos andares superiores. A tabela 6.12 mostra os valores obtidos pelos modelos para esses momentos na viga V16, tanto no 2° andar quanto no 15° andar. Pode-se perceber que os erros cometidos pelo modelo de pórticos planos são relativamente pequenos.

Tabela 6.12 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 16 pav.

Modelo	Momentos na viga V16 do 2° Pavimento				Momentos na viga V16 do 15° Pavimento			
	M_A	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_C	M_A	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_C
Pórtico espacial	179,82	-207,46	219,21	-203,08	33,06	-37,17	39,70	-37,46
Pórticos Planos	167,43	-193,31	204,46	-189,38	38,43	-43,35	46,75	-44,11
Diferença (%)'	-6,89%	-6,82%	-6,73%	-6,75%	16,24%	16,63%	17,76%	17,75%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.10 – Diagrama genérico de momentos fletores da viga V16 devido à atuação de cargas horizontais

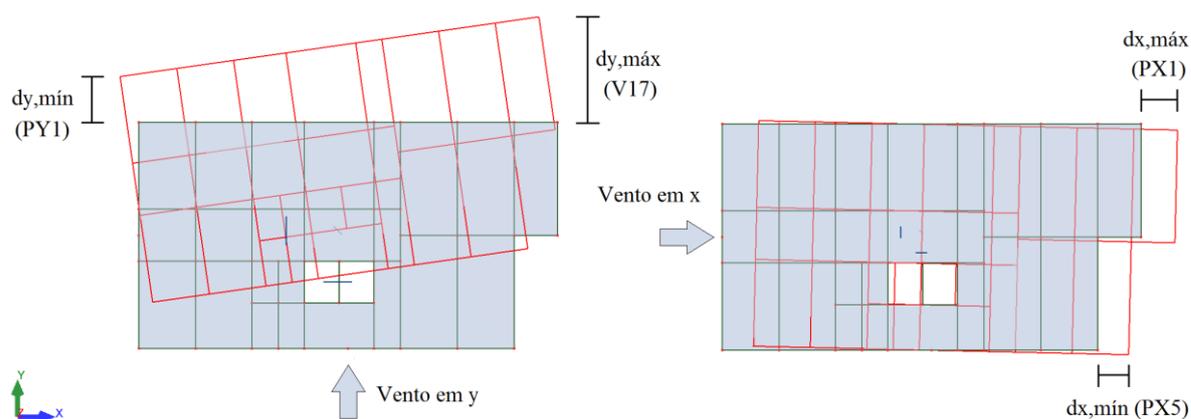


(fonte: elaborado pelo autor)

6.1.2.3 Deslocamentos

A figura 6.11 mostra as deformadas no plano do último pavimento, obtidas pelo modelo de pórtico espacial. Nesta figura, pode-se perceber o efeito do diafragma rígido, que mantém o pavimento indeformável no seu plano. Os resultados dos deslocamentos no topo da estrutura são mostrados nas tabelas 6.13 e 6.14, para o vento atuando nas direções x e y, respectivamente. As figuras 6.12 e 6.13 ilustram graficamente estes resultados. No modelo de pórticos planos, o deslocamento máximo em y, que ocorre na viga V17, foi extrapolado linearmente com base nos deslocamentos dos pórticos PY1 e PY5.

Figura 6.11 – Deformada do último pavimento no seu plano



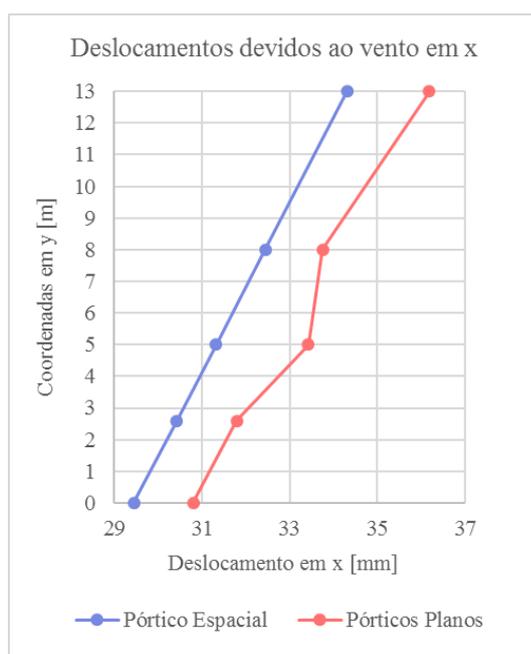
(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Tabela 6.13 – Deslocamentos no topo do edifício de 16 pav., devidos ao vento em x

Pórtico	Deslocamento em x		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PX1	34,31	36,18	5,46%
PX2	32,44	33,75	4,03%
PX3	31,32	33,43	6,72%
PX4	30,42	31,80	4,52%
PX5	29,45	30,81	4,60%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.12 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício



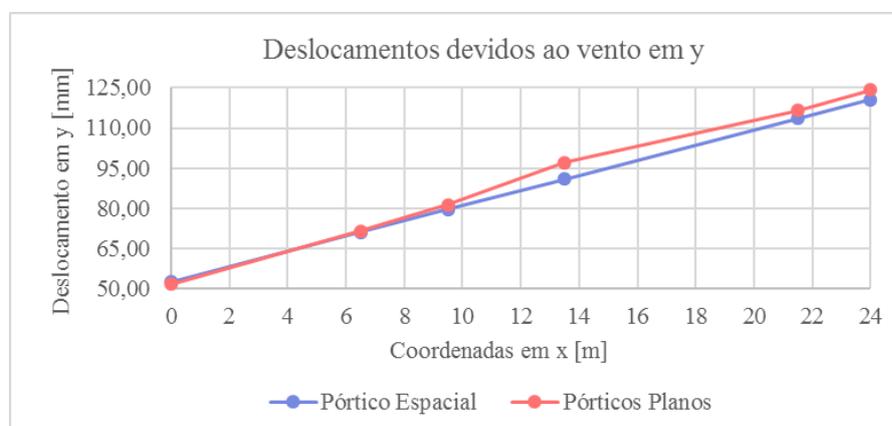
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.14 – Deslocamentos no topo do edifício de 16 pav., devidos ao vento em y

Pórtico ou Viga	Deslocamento em y		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PY1	52,52	51,58	-1,79%
PY2	70,98	71,38	0,56%
PY3	79,50	81,39	2,38%
PY4	90,86	97,18	6,96%
PY5	113,58	116,58	2,64%
V17	120,68	124,13	2,86%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.13 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício



(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que o modelo de pórticos planos obteve excelentes resultados em ambas as direções, com erros muito pequenos em relação ao modelo de pórtico espacial. Na direção x os erros ficaram um pouco maiores pois o pilar P8 não faz parte de nenhum pórtico em x, logo o seu efeito é desconsiderado. Ainda assim, os resultados ficaram muito próximos entre si.

A compatibilização entre os deslocamentos não é perfeita no modelo de pórticos planos pois a distribuição das cargas de vento foi calculada com a aproximação da carga unitária no topo, e não com as cargas de vento propriamente ditas (pode-se observar nas figuras 6.12 e 6.13 que as deformadas não são perfeitamente retilíneas). Todavia, a imperfeição é mínima, e observa-se que o efeito de torção foi muito bem contemplado.

6.1.3 Combinações de ações

As combinações de ações no ELU consideradas neste trabalho constam na tabela 6.15. Basicamente, tomaram-se três combinações: a primeira admite o carregamento acidental (q) como ação variável principal; a segunda admite o carregamento do vento (v) como ação variável principal; e, por fim, a terceira considera o carregamento permanente (g), sem majoração (por ser neste caso ação favorável), atuando em conjunto apenas com o carregamento do vento. Todavia, como o vento pode atuar em quatro direções (x , $-x$, y , $-y$), ao todo foram consideradas doze combinações.

Tabela 6.15 – Combinações últimas

Número	Combinação	Tipo
1.1	$1,4g + 1,4q + 0,84v_x$	$1,4g + 1,4(q + 0,6v)$
1.2	$1,4g + 1,4q - 0,84v_x$	
1.3	$1,4g + 1,4q + 0,84v_y$	
1.4	$1,4g + 1,4q - 0,84v_y$	
2.1	$1,4g + 0,98q + 1,4v_x$	$1,4g + 1,4(0,7q + v)$
2.2	$1,4g + 0,98q - 1,4v_x$	
2.3	$1,4g + 0,98q + 1,4v_y$	
2.4	$1,4g + 0,98q - 1,4v_y$	
3.1	$1,0g + 1,4v_x$	$1,0g + 1,4v$
3.2	$1,0g - 1,4v_x$	
3.3	$1,0g + 1,4v_y$	
3.4	$1,0g - 1,4v_y$	

(fonte: elaborado pelo autor)

Estas combinações foram calculadas por análises de segunda ordem, pelo processo P-Delta através do *software* Robot Structural Analysis, onde considerou-se também a não-linearidade física de forma aproximada, uma vez que o edifício de 16 pavimentos foi classificado como de nós móveis. Utilizou-se apenas o modelo de pórtico espacial para estes cálculos.

Na tabela 6.16 são mostrados os valores mínimos e máximos obtidos para as reações nos pilares com as combinações consideradas. São mostradas também as reações que haviam sido obtidas pelo modelo de pórtico espacial considerando a atuação exclusiva de cargas verticais, majoradas em 1,4, bem como a diferença das reações verticais máximas em relação a elas.

Tabela 6.16 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 16 pav.

Pilar	Reações verticais				Momentos em torno de y			Momentos em torno de x		
	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Dif.	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Mín.	Máx.	1,4(g+q)
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
P1	757,06	3534,61	2737,81	29,10%	-7,95	31,06	11,33	-462,20	502,42	17,44
P2	2111,86	5780,43	5280,79	9,46%	-627,42	447,46	-54,71	-116,33	141,67	13,59
P3	2569,45	6683,75	6121,99	9,18%	-906,91	672,26	-56,45	-162,26	183,74	12,45
P4	2409,4	6420,62	5858,19	9,60%	-820,64	566,99	-81,31	-185,53	221,08	19,24
P5	1187,11	3997,25	3450,73	15,84%	-14,18	43,43	19,73	-537,15	545,68	0,84
P6	2364,84	7294,41	6626,07	10,09%	-52,71	56,68	2,77	-1848,35	1842,86	-6,73
P7	3522,22	8955,53	8319,60	7,64%	-1359,31	1040,41	-72,86	-240,07	219,64	-8,12
P8	4724,14	9240,03	9138,86	1,11%	-148,37	49,01	-62,65	-5054,38	4873,48	-60,58
P9	1190,58	3884,71	3407,53	14,00%	-12,90	44,18	21,50	-522,46	560,56	14,22
P10	1851,13	5564,29	5137,22	8,31%	-58,44	25,64	-17,88	-1342,07	1380,31	16,62
P11	1022,77	2019,14	1901,35	6,19%	-58,96	47,72	-2,45	-26,14	21,86	-1,82
P12	2778,3	5926,08	5616,69	5,51%	-573,60	530,59	19,24	-138,03	133,34	-2,20
P13	1446,2	2691,03	2602,50	3,40%	-117,69	83,49	-13,50	-31,43	35,30	1,71
P14	949,98	1916,17	1825,18	4,99%	-45,02	29,01	-6,50	-46,16	45,20	-0,53
P15	760,95	3410,04	2660,48	28,17%	-6,27	31,19	12,42	-481,92	482,94	-4,73
P16	1317,22	5004,75	4180,08	19,73%	-495,70	361,77	-50,40	-94,09	71,32	-12,49
P17	886,07	2270,9	2002,98	13,38%	-95,53	75,48	-6,34	-28,20	22,43	-3,35
P18	1713,18	5778,82	4802,46	20,33%	-570,54	524,40	9,27	-110,96	107,63	-2,83
P19	1571,19	4821,89	4132,70	16,68%	-498,01	335,56	-70,20	-136,59	103,17	-15,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Observa-se que determinadas reações verticais tiveram acréscimos de quase 30% por causa da atuação do vento, sendo que as maiores diferenças ocorreram nos pilares de canto. Cabe ressaltar que os modelos mais simples como vigas contínuas sem ajustes e grelhas sem molas já subestimam os valores das reações verticais nos pilares de canto com a atuação exclusiva das cargas verticais, logo este erro seria ainda maior considerando-se a atuação das cargas de vento, as quais não são contempladas por estes modelos. Por isso a NBR 6118:2014 chama a atenção de que o modelo de vigas contínuas pode ser utilizado apenas para o estudo de cargas verticais.

Os momentos tiveram acréscimos ainda mais significativos se comparados aos obtidos com as cargas verticais: alguns valores ficaram extremamente altos, especialmente nos pilares com dimensões muito elevadas em uma de suas direções. Por exemplo, a reação momento máxima em torno de x no pilar P8 ficou próxima de 5000 kN.m (na combinação $1,4g + 1,4v_y + 0,98q$),

valor inviável na prática mesmo com o pilar apresentando seção de 35 cm por 135 cm, pois a sua reação vertical também é muito elevada. Este momento pode ser explicado por um conjunto de fatores: a assimetria do edifício faz com que o pórtico PY5 absorva uma parcela muito grande das cargas de vento em y, apresentando grandes deslocamentos horizontais; o pilar P8 é muito resistente nesta direção e os outros pilares deste pórtico não são; e a estrutura como um todo é menos rígida na direção y do que deveria ser. Uma estrutura mais equilibrada e menos assimétrica certamente apresentaria um valor menor para este momento, todavia neste trabalho optou-se propositalmente por trabalhar com esta assimetria, justamente para que fossem geradas situações relevantes, como essa, para análise e discussão. Uma solução simples para diminuir o problema seria posicionar os pilares P4 e P19 com sua maior dimensão em y, auxiliando assim o pilar P8. Mas fundamentalmente a estrutura como um todo deveria ser mais rígida em y: dessa forma os deslocamentos horizontais seriam menores e conseqüentemente os momentos em sua base também.

Outra questão a ser avaliada é a importância dos esforços de segunda ordem. No capítulo 5 calculou-se o coeficiente γ_z para a direção y com as cargas verticais majoradas em 1,4, e obteve-se o valor de 1,22. Com os resultados da análise de segunda ordem, pode-se verificar se este coeficiente está coerente. A tabela 6.17, a seguir, mostra as reações-momento em torno do eixo x obtidas para a combinação $1,4g + 1,4q + 0,84v_y$, tanto pela análise de primeira quanto de segunda ordem pelo processo P-Delta. Em ambas as análises, considerou-se a não linearidade física de forma aproximada.

Tabela 6.17 – Avaliação dos efeitos de segunda ordem na combinação $1,4g+1,4q+0,84v_y$

Pilar	Momentos em torno de x [kN.m]		Razão
	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	
P1	280,62	314,73	1,12
P2	84,43	93,13	1,10
P3	104,78	117,74	1,12
P4	126,48	143,73	1,14
P5	295,32	333,83	1,13
P6	962,92	1118,92	1,16
P7	112,01	129,05	1,15
P8	2417,29	2923,14	1,21
P9	309,41	348,5	1,13
P10	731,06	847,02	1,16

continua

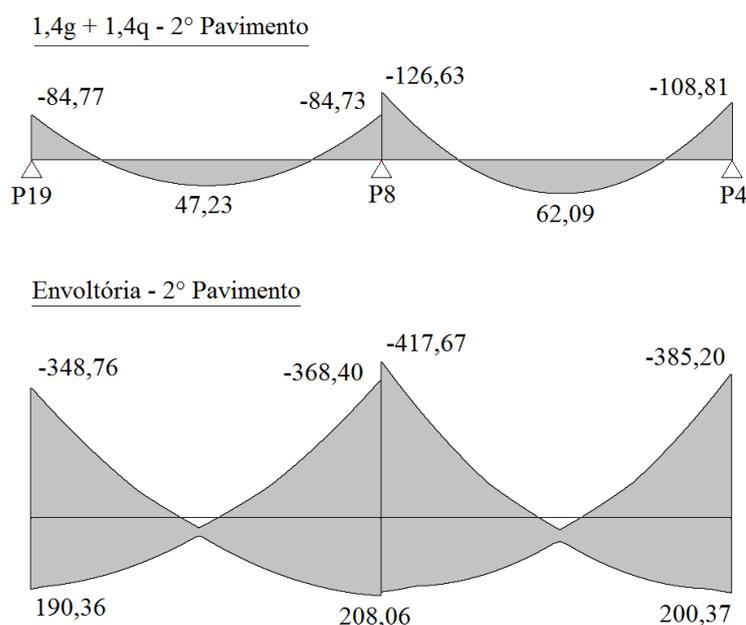
continuação

Pilar	Momentos em torno de x [kN.m]		Razão
	Análise de 1ª Ordem	Análise de 2ª Ordem	
P11	10,95	12,06	1,10
P12	68,57	79,5	1,16
P13	20,3	22,38	1,10
P14	22,98	27,18	1,18
P15	258,31	293,02	1,13
P16	30,09	35,29	1,17
P17	10,14	11,28	1,11
P18	55,16	63,56	1,15
P19	44,45	54,23	1,22
		Média	1,15
		0,95.γz	1,16

(fonte: elaborado pelo autor)

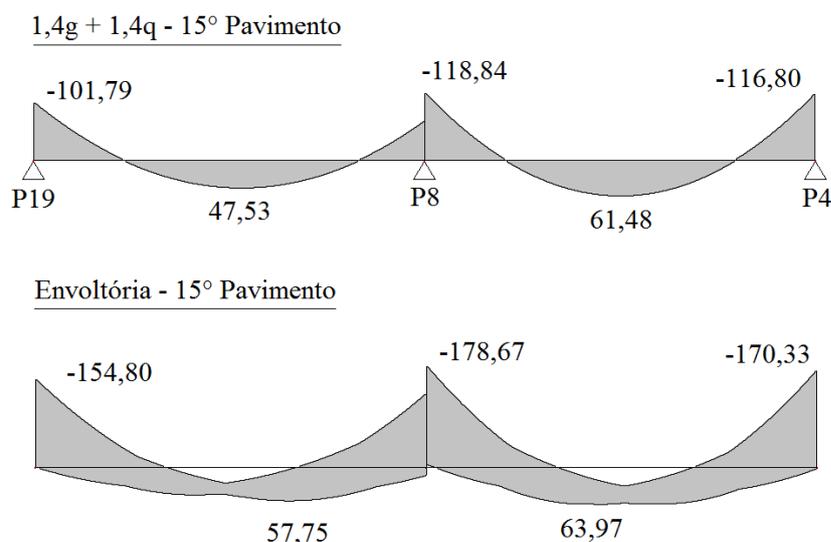
Percebe-se que em função dos efeitos de segunda ordem todos os momentos aumentaram mais do que 10%, comprovando que a estrutura deve ser classificada como de nós móveis. Em média, os momentos foram majorados em 1,15, todavia nos pilares P8 e P19 este valor chegou a 1,21 e 1,22, respectivamente. A NBR 6118:2014 exige que os esforços sejam majorados em $0,95 \cdot \gamma_z$ caso não seja feita a análise de segunda ordem. Neste caso, que o γ_z resultou em 1,22, a majoração seria de 1,16, valor coerente com os resultados obtidos.

Figura 6.14 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 2º pav. – Edifício de 16 pav.



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Figura 6.15 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 15° pav. – Edifício de 16 pav.



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

As vigas dos pórticos de contraventamento também sofreram grande alteração em suas solicitações, em relação às obtidas pela atuação exclusiva de cargas verticais. As figuras 6.14 e 6.15 mostram tanto as envoltórias dos diagramas de momentos fletores quanto os diagramas para a combinação exclusiva de cargas verticais ($1,4g + 1,4q$) na viga V16, para o 2° e 15° pavimento respectivamente.

O dimensionamento das vigas deve levar em consideração os diagramas destas envoltórias, que, como pode-se perceber, apresentam valores de momentos muito maiores do que os do diagrama devido exclusivamente a cargas verticais, especialmente nos andares inferiores onde o efeito do carregamento do vento é mais significativo.

Por exemplo, considerando-se a viga V16 do 2° pavimento, com seção de 20x55cm: para o momento negativo máximo de -126,63 kN.m, obtido junto ao pilar P8 pelo diagrama devido às cargas verticais, é necessária uma armadura com $A_s=6,08 \text{ cm}^2$; enquanto que para o momento negativo máximo de -417,67 kN.m, obtido pela envoltória de diagramas, é necessária uma armadura dupla com $A_s=22,42 \text{ cm}^2$ e $A_s'=4,47 \text{ cm}^2$. Observa-se que a seção chega próximo ao seu limite resistente para o momento da envoltória, necessitando de armadura dupla, enquanto que para o momento devido às cargas verticais há uma margem folgada de resistência, utilizando-se uma área de aço bem menor. Este valor elevado para a área de aço considerando a envoltória de diagramas indica que possivelmente o sistema de contraventamento deva ser redimensionado, como será melhor avaliado no item 6.4 deste trabalho.

6.2 EDIFÍCIO DE 8 PAVIMENTOS

Para a análise das atuações exclusivas das cargas verticais ou horizontais foram feitas análises lineares de primeira ordem. As combinações de ações foram calculadas através de simples combinações lineares dos resultados, uma vez que o edifício foi classificado como de nós fixos.

6.2.1 Atuação exclusiva de cargas verticais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das cargas verticais, permanentes e acidentais, sem majoração.

6.2.1.1 Reações

As tabelas 6.18 e 6.19 mostram os resultados obtidos para as reações verticais nos pilares, bem como as diferenças relativas dos mesmos em relação aos resultados obtidos pelo modelo de pórtico espacial.

Tabela 6.18 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 8 pav.

Modelo		Pilar									
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
Pórtico espacial		844,01	1757,93	2023,94	1920,41	1144,55	2390,34	2945,80	3191,44	1143,56	1923,42
Vigas Contínuas	Sem ajustes	778,72	1692,56	1969,76	1771,12	1114,40	2384,48	3426,00	3199,24	1121,76	2494,80
	Diferença (%)	-7,74%	-3,72%	-2,68%	-7,77%	-2,63%	-0,25%	16,30%	0,24%	-1,91%	29,71%
	Com ajustes	860,88	1738,80	1945,44	1857,20	1113,84	2330,32	3147,44	3153,40	1175,36	2213,68
	Diferença (%)	2,00%	-1,09%	-3,88%	-3,29%	-2,68%	-2,51%	6,84%	-1,19%	2,78%	15,09%
	Com molas	841,28	1731,76	1957,12	1861,76	1134,96	2478,08	3042,96	3260,44	1184,72	1981,28
	Diferença (%)	-0,32%	-1,49%	-3,30%	-3,05%	-0,84%	3,67%	3,30%	2,16%	3,60%	3,01%
Grelhas	Sem molas	780,64	1683,04	2038,16	1798,72	1117,68	2387,20	3381,04	3145,40	1120,00	2442,96
	Diferença (%)	-7,51%	-4,26%	0,70%	-6,34%	-2,35%	-0,13%	14,77%	-1,44%	-2,06%	27,01%
	Com molas	841,76	1745,60	1986,16	1888,80	1146,32	2429,36	2992,00	3216,44	1172,00	1961,20
	Diferença (%)	-0,27%	-0,70%	-1,87%	-1,65%	0,15%	1,63%	1,57%	0,78%	2,49%	1,96%
Pórticos Planos		848,73	1765,00	2008,50	1906,13	1143,86	2400,99	2947,16	3189,65	1157,78	1950,67
Diferença (%)		0,56%	0,40%	-0,76%	-0,74%	-0,06%	0,45%	0,05%	-0,06%	1,24%	1,42%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.19 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 8 pav.

Modelo	Pilar									
	P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19	
Pórtico espacial	530,20	1991,89	921,84	546,61	840,58	1458,67	577,11	1629,80	1318,54	
Vigas Contínuas	Sem ajustes	-602,72	2604,56	1090,24	606,80	774,72	1792,88	-198,08	2058,24	1021,28
	Diferença (%)	-213,68%	30,76%	18,27%	11,01%	-7,84%	22,91%	-134,32%	26,29%	-22,54%
	Com ajustes	254,88	2011,68	1025,76	605,44	880,56	1704,64	39,36	1760,16	1282,00
	Diferença (%)	-51,93%	0,99%	11,27%	10,76%	4,76%	16,86%	-93,18%	8,00%	-2,77%
	Com molas	363,20	2012,40	1026,08	600,88	849,04	1431,60	557,60	1535,36	1250,00
	Diferença (%)	-31,50%	1,03%	11,31%	9,93%	1,01%	-1,86%	-3,38%	-5,79%	-5,20%
Grelhas	Sem molas	-458,72	2440,88	1018,72	630,96	773,20	1820,96	-214,56	2142,24	1052,00
	Diferença (%)	-186,52%	22,54%	10,51%	15,43%	-8,02%	24,84%	-137,18%	31,44%	-20,21%
	Com molas	504,40	1949,28	941,60	608,88	853,12	1449,36	575,28	1560,56	1278,48
	Diferença (%)	-4,87%	-2,14%	2,14%	11,39%	1,49%	-0,64%	-0,32%	-4,25%	-3,04%
Pórticos Planos	524,90	1986,43	922,56	542,96	862,75	1468,66	573,82	1611,90	1241,26	
Diferença (%)	-1,00%	-0,27%	0,08%	-0,67%	2,64%	0,68%	-0,57%	-1,10%	-5,86%	

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 6.20 mostra as médias normalizadas dos erros cometidos por cada modelo, que foram de uma maneira geral semelhantes aos cometidos para o edifício de 16 pavimentos. A única diferença mais evidente ocorreu no modelo de vigas contínuas com ajustes: enquanto que para o edifício de 16 pavimentos os erros entre este modelo e o de vigas contínuas com molas foram praticamente os mesmos, para o edifício de 8 pavimentos em questão a modelagem com molas se mostrou bem mais precisa. Isso ocorre pois neste edifício os pilares têm larguras menores, e com isso na maior parte dos casos não são utilizados engastes no modelo com ajustes, uma vez que a NBR 6118:2014 só exige sua utilização quando a largura do pilar for maior do que um quarto da altura do pavimento. Ou seja, no modelo com ajustes a rigidez ao giro dos pilares mais esbeltos não é contemplada, diferentemente de no modelo com molas, que, por este motivo, é mais preciso. Cabe ressaltar que na NBR 6118:1980 este limite da largura dos pilares intermediários para a consideração dos mesmos como engastes era de um quinto da altura do pavimento, ao invés de um quarto como na Norma atual: neste sentido, a mudança de critério não parece ter sido acertada.

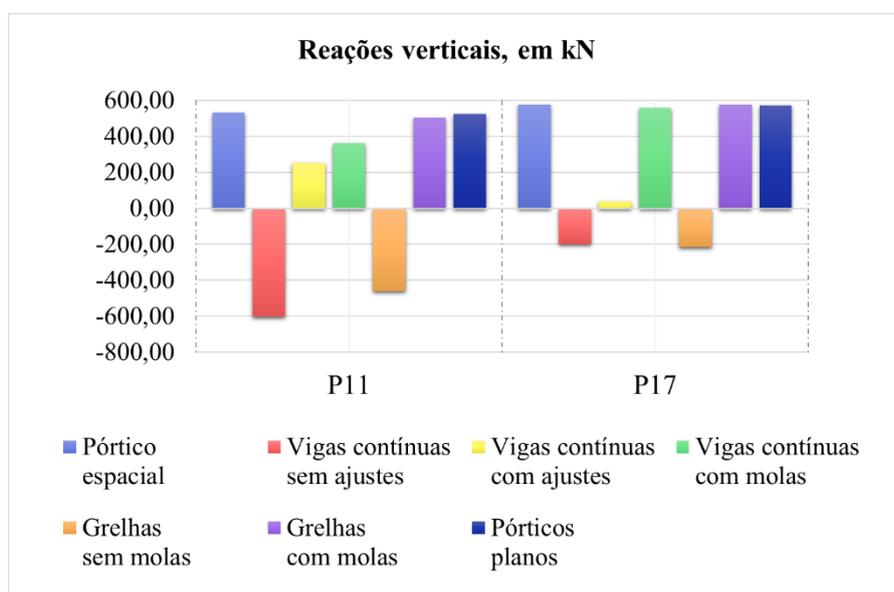
Tabela 6.20 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 8 pav.

Modelo		nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	27,09%	18,30%
	Com ajustes	11,63%	7,83%
	Com molas	4,56%	3,71%
Grelhas	Sem molas	24,97%	17,00%
	Com molas	2,25%	1,87%
Pórticos Planos		1,38%	0,84%

(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 6.16 ilustra as reações verticais nos pilares P11 e P17: a inversão de sinais pelos modelos que não consideram a rigidez ao giro dos pilares ocorre pelo mesmo motivo discutido no item 6.1, referente ao edifício de 16 pavimentos. Novamente, a única diferença visível em relação àquele edifício acontece no modelo de vigas contínuas com ajustes, que apresenta resultados ruins para o pilar P17, pelo mesmo motivo apresentado no parágrafo anterior.

Figura 6.16 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 8 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

As tabelas 6.21 e 6.22 mostram os resultados para as reações-momento em torno dos eixos x e y, respectivamente, nos mesmos pilares abordados no edifício de 16 pavimentos.

Tabela 6.21 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 8 pav.

Modelo		Pilar									
		P1	P2	P3	P4	P7	P8	P9	P10	P16	P19
Pórtico espacial		6,26	5,97	6,17	8,83	-3,97	-12,77	6,06	11,24	-5,70	-6,39
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	5,92	6,45	6,60	11,86	0,00	-6,33	0,00	0,00	-7,55	-7,60
	Diferença (%)	-5,47%	7,96%	7,01%	34,31%	-100,00%	-50,41%	-100,00%	-100,00%	32,37%	18,94%
	Com molas	6,38	6,56	7,18	11,91	-4,96	-6,04	5,29	12,44	-7,49	-7,56
	Diferença (%)	1,92%	9,92%	16,29%	34,82%	24,94%	-52,74%	-12,79%	10,63%	31,45%	18,27%
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	6,67	7,28	7,78	12,23	-5,15	-6,22	5,41	12,18	-7,54	-7,78
	Diferença (%)	6,47%	21,94%	26,01%	38,51%	29,72%	-51,29%	-10,73%	8,39%	32,32%	21,71%
Pórticos Planos		5,44	5,82	6,08	10,03	-4,45	1,90	4,12	9,54	-6,04	-5,73
Diferença (%)		-13,10%	-2,51%	-1,46%	13,59%	12,09%	-114,88%	-32,01%	-15,12%	5,96%	-10,33%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.22 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 8 pav.

Modelo		Pilar									
		P2	P3	P4	P5	P7	P8	P9	P12	P16	P19
Pórtico espacial		-18,21	-6,96	-27,13	8,79	1,87	-35,35	9,93	30,08	-22,29	-35,61
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	0,00	0,00	-10,29	13,30	24,21	-19,86	13,30	53,13	0,00	-33,87
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-62,08%	51,25%	1194,65%	-43,82%	33,89%	76,64%	-100,00%	-4,89%
	Com molas	-3,72	16,47	-10,58	12,64	20,39	-41,63	14,92	49,76	-18,68	-34,78
	Diferença (%)	-79,57%	-336,64%	-61,00%	43,80%	990,37%	17,77%	50,20%	65,41%	-16,22%	-2,33%
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	-3,08	17,09	-12,33	13,04	22,98	-41,34	14,39	47,62	-18,45	-36,48
	Diferença (%)	-83,07%	-345,51%	-54,56%	48,35%	1128,74%	16,94%	44,94%	58,32%	-17,22%	2,43%
Pórticos Planos		-10,26	4,04	-21,00	3,14	-96,70	0,00	0,84	-60,65	-4,85	-25,38
Diferença (%)		-43,66%	-158,05%	-22,59%	-64,28%	-5271,12%	-100,00%	-91,54%	-301,63%	-78,24%	-28,73%

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que, assim como no edifício de 16 pavimentos, os erros cometidos pelos diversos modelos também são grandes, especialmente nos momentos em torno do eixo y. O modelo de pórticos planos novamente superestima os momentos em torno de y nos pilares P7 e P13, em função da não compatibilização dos deslocamentos horizontais entre os pórticos.

6.2.1.2 Solicitações em vigas

As tabelas 6.23 e 6.24 mostram os resultados dos valores dos diagramas de momentos fletores para as vigas V9 e V16. Os desenhos dos diagramas genéricos são os mesmos apresentados nas figuras 6.7 e 6.8, do item 6.1.1.2 deste trabalho.

Observa-se que na viga V9 o modelo de vigas contínuas com ajustes apresenta erros muito maiores do que o modelo com molas. Isso acontece pois pelos ajustes o pilar P6 é tido como um engaste e o pilar P10 não, em função de suas larguras na direção da viga (85 e 70 cm, respectivamente, sendo 75 cm a quarta parte da altura do pavimento). Este exemplo mostra como este critério é arbitrário ao apenas considerar dois casos (engaste ou apoio simples) para os apoios intermediários; e que o critério da NBR 6118:1980, que considerava a quinta parte da altura do pavimento como limite – neste caso resultando em 60 cm – era mais adequado. Conclui-se com isso que o modelo com molas é muito superior neste sentido, pois permite a consideração da correta rigidez ao giro de todos os pilares.

Tabela 6.23 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 8 pav.

Modelo	Momento									
	M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	$M_{C, esq}$	$M_{C, dir}$	M_{CD}	M_D	
Pórtico espacial	-30,06	42,81	-62,32	-18,11	5,41	-14,59	-51,37	31,33	-28,57	
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	69,65	-56,08	-56,08	-26,69	-41,91	-41,91	51,44	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	81,52%	-1,68%	241,12%	-486,81%	215,83%	-7,11%	99,15%	-100,00%
	Com ajustes	-30,18	56,13	-56,19	-56,19	8,09	6,37	-57,95	29,89	-25,78
	Diferença (%)	0,40%	31,11%	-9,84%	210,27%	49,54%	-143,66%	12,81%	-4,60%	-9,77%
	Com molas	-29,97	45,03	-68,82	-19,09	5,09	-14,32	-56,44	30,31	-26,25
	Diferença (%)	-0,30%	5,19%	10,43%	5,41%	-5,91%	-1,85%	9,87%	-3,26%	-8,12%
Grelhas	Sem molas	1,74	65,09	-52,47	-53,28	-26,67	-44,00	-43,37	52,98	3,74
	Diferença (%)	-105,79%	52,04%	-15,81%	194,20%	-592,98%	201,58%	-15,57%	69,10%	-113,09%
	Com molas	-27,27	42,48	-66,31	-18,89	5,07	-14,53	-57,54	31,12	-23,91
	Diferença (%)	-9,28%	-0,77%	6,40%	4,31%	-6,28%	-0,41%	12,01%	-0,67%	-16,31%

continua

continuação

Pórticos Planos	-31,19	43,30	-61,10	-19,70	5,53	-12,95	-52,66	31,25	-27,63
Diferença (%)	3,76%	1,14%	-1,96%	8,78%	2,22%	-11,24%	2,51%	-0,26%	-3,29%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.24 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 8 pav.

Modelo		Momento					
		M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	M_C
Pórtico espacial		-34,89	41,79	-71,89	-103,31	54,14	-47,55
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	46,84	-111,14	-111,14	78,53	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	12,08%	54,60%	7,58%	45,05%	-100,00%
	Com ajustes	-30,40	41,08	-79,02	-104,35	53,76	-47,44
	Diferença (%)	-12,87%	-1,70%	9,92%	1,01%	-0,70%	-0,23%
	Com molas	-30,23	40,91	-79,61	-103,75	53,92	-47,62
	Diferença (%)	-13,36%	-2,11%	10,74%	0,43%	-0,41%	0,15%
Grelhas	Sem molas	1,96	47,79	-112,20	-111,17	78,57	0,10
	Diferença (%)	-105,62%	14,36%	56,07%	7,61%	45,12%	-100,21%
	Com molas	-29,32	41,25	-80,14	-104,25	54,26	-46,60
	Diferença (%)	-15,96%	-1,29%	11,48%	0,91%	0,22%	-2,00%
Pórticos Planos		-31,75	41,43	-76,60	-97,17	54,49	-51,96
Diferença (%)		-9,00%	-0,86%	6,55%	-5,94%	0,65%	9,27%

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 6.25 mostra as médias normalizadas dos erros cometidos pelos modelos, onde fica visível a diferença entre os modelos de vigas contínuas com molas e com ajustes na modelagem da viga V9.

Tabela 6.25 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 8 pav.

Modelo		V9		V16	
		nRMSE	nME	nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	82,95%	76,84%	52,31%	44,96%
	Com ajustes	49,05%	32,36%	5,91%	3,92%
	Com molas	9,46%	6,60%	6,29%	3,96%
Grelhas	Sem molas	83,76%	78,21%	53,43%	46,13%
	Com molas	9,68%	6,79%	6,97%	4,63%
Pórticos Planos		3,46%	2,99%	6,55%	5,40%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.2.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das cargas horizontais devidas ao vento, sem majoração.

6.2.2.1 Reações

As tabelas 6.26 e 6.27 mostram as reações nos pilares (forças verticais e momentos em torno dos eixos y e x, respectivamente) obtidas pelos modelos de pórtico espacial e pórticos planos, devidas à atuação do vento na direção x e y, respectivamente.

Tabela 6.26 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 8 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	My	Fz	My	Fz	My
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PX1	P1	-29,61	-4,77	-34,33	-4,98	15,94%	4,40%
	P2	-18,23	-71,04	-20,29	-72,14	11,30%	1,55%
	P3	11,45	-99,56	10,87	-97,94	-5,07%	-1,63%
	P4	39,43	-78,92	43,74	-75,50	10,93%	-4,33%
PX2	P5	-19,45	-5,02	-18,81	-4,57	-3,29%	-8,96%
	P6	-10,66	-9,31	-9,57	-8,44	-10,23%	-9,34%
	P7	20,85	-99,22	28,38	-82,72	36,12%	-16,63%
-	P8	16,79	-13,47	-	-	-	-
PX3	P9	-20,26	-5,09	-18,37	-5,83	-9,33%	14,54%
	P10	-14,18	-7,81	-9,00	-8,79	-36,53%	12,55%
	P11	-16,99	-2,79	-16,09	-3,12	-5,30%	11,83%
	P12	31,53	-57,35	43,46	-63,06	37,84%	9,96%
PX4	P13	-1,07	-8,55	-	-	-	-
	P14	10,24	-2,01	-	-	-	-
PX5	P15	-29,92	-5,00	-32,77	-6,02	9,53%	20,40%
	P16	-44,05	-54,34	-44,17	-65,28	0,27%	20,13%
	P17	10,50	-5,69	12,70	-6,65	20,95%	16,87%
	P18	26,15	-64,96	24,39	-76,48	-6,73%	17,73%
	P19	37,47	-39,14	39,85	-45,39	6,35%	15,97%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.27 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 8 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PY1	P1	108,14	30,56	91,97	34,29	-14,95%	12,21%
	P5	80,88	62,69	80,08	70,40	-0,99%	12,30%
	P9	-82,17	62,70	-80,04	70,61	-2,59%	12,62%
	P15	-106,84	30,57	-92,01	34,74	-13,88%	13,64%
PY2	P2	125,82	20,27	113,67	17,76	-9,66%	-12,38%
	P6	198,44	273,87	192,47	233,47	-3,01%	-14,75%
	P10	-179,27	166,38	-200,97	144,61	12,10%	-13,08%
	P16	-129,60	17,80	-105,17	16,13	-18,85%	-9,38%
PY3	P11	2,35	5,89	45,31	7,89	1828,09%	33,96%
	P13	-6,89	9,94	0,41	14,23	-105,95%	43,16%
	P17	-37,02	6,64	-45,72	9,46	23,50%	42,47%
PY4	P3	100,18	24,67	106,35	41,96	6,16%	70,09%
	P7	59,61	47,26	58,17	80,27	-2,42%	69,85%
	P12	-46,94	24,42	-66,11	40,40	40,84%	65,44%
	P14	16,05	7,71	15,84	12,56	-1,31%	62,91%
	P18	-99,30	21,27	-114,25	36,41	15,06%	71,18%
PY5	P4	120,67	30,34	146,39	26,89	21,31%	-11,37%
	P8	-13,38	514,51	-12,53	442,22	-6,35%	-14,05%
	P19	-110,74	24,18	-133,86	21,75	20,88%	-10,05%

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que os resultados do modelo de pórticos planos foram bons, à exceção dos momentos em torno do eixo x no pórtico PY4, que apresentaram erros um pouco maiores. O erro relativo na reação vertical no pilar P11 é muito grande, todavia isso acontece em função do pequeno valor (2,35 kN) encontrado pelo modelo de pórtico espacial: o erro absoluto não chega a ser tão considerável.

Também deve-se chamar a atenção para os valores das reações devidas às cargas horizontais em relação ao edifício de 16 pavimentos: enquanto a altura total do edifício foi reduzida pela metade, as reações ficaram em média quatro vezes menores para o vento em y e cinco vezes menores para o vento em x, sendo que em alguns casos ocorreram reduções ainda maiores.

6.2.2.2 Solicitações em vigas

A tabela 6.28 mostra os valores do diagrama de momentos para a viga V16, no segundo e no sétimo pavimento, em função das cargas horizontais. O desenho genérico do diagrama é o

mesmo mostrado na figura 6.10, no item 6.1.2.2 deste trabalho. Verifica-se que o modelo de pórticos planos apresentou excelentes resultados.

Tabela 6.28 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 8 pav.

Modelo	Momentos na viga V16 do 2º Pavimento				Momentos na viga V16 do 7º Pavimento			
	M_A	M_B, esq	M_B, dir	M_C	M_A	M_B, esq	M_B, dir	M_C
Pórtico espacial	70,05	-105,25	110,47	-80,38	17,66	-25,59	27,00	-20,27
Pórticos Planos	69,05	-104,03	109,39	-79,58	19,14	-27,83	29,57	-22,27
Diferença (%)	-1,43%	-1,16%	-0,98%	-1,00%	8,38%	8,75%	9,52%	9,87%

(fonte: elaborado pelo autor)

Os momentos nas vigas são em média iguais a metade dos obtidos para edifício de 16 pavimentos. Percebe-se, assim, que neste caso as solicitações nas vigas foram reduzidas na mesma proporção que a redução da altura do edifício, diferentemente das reações nos pilares.

6.2.2.3 Deslocamentos

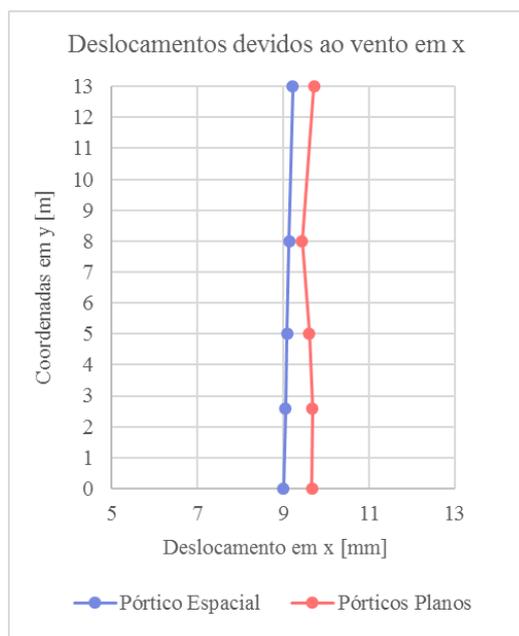
Os resultados dos deslocamentos no topo da estrutura são mostrados nas tabelas 6.29 e 6.30, para o vento atuando nas direções x e y, respectivamente. As figuras 6.17 e 6.18 ilustram graficamente estes resultados. No modelo de pórticos planos, o deslocamento máximo em y, que ocorre na viga V17, foi extrapolado linearmente com base nos deslocamentos dos pórticos PY1 e PY5.

Tabela 6.29 – Deslocamentos no topo do edifício de 8 pav., devidos ao vento em x

Pórtico	Deslocamento em x		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PX1	9,22	9,72	5,41%
PX2	9,14	9,44	3,27%
PX3	9,09	9,61	5,67%
PX4	9,05	9,68	6,98%
PX5	9,01	9,67	7,39%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.17 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício de 8 pav.



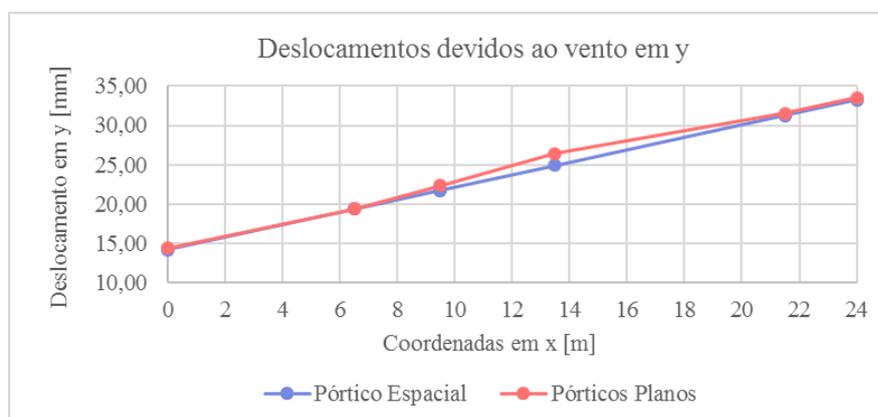
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.30 – Deslocamentos no topo do edifício de 8 pav., devidos ao vento em y

Pórtico ou Viga	Deslocamento em y		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PY1	14,17	14,34	1,22%
PY2	19,34	19,33	-0,05%
PY3	21,72	22,34	2,87%
PY4	24,90	26,39	6,00%
PY5	31,26	31,55	0,94%
V17	33,25	33,55	0,93%

(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.18 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício de 8 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

Novamente percebe-se que o modelo de pórticos planos representou muito bem o efeito de torção para o vento atuando na direção y, apresentando excelentes resultados e erros desprezíveis. Já para o vento atuando na direção x o efeito de torção praticamente inexistiu, uma vez que as coordenadas em y do centro elástico e do centro geométrico do pavimento são muito próximas entre si.

Observa-se também que os deslocamentos obtidos são, em média, iguais a aproximadamente um quarto dos deslocamentos no topo obtidos para o edifício de 16 pavimentos.

6.2.3 Combinações de ações

Foram consideradas as mesmas combinações últimas mostradas na tabela 6.15. Todavia, neste caso foram feitas apenas combinações lineares, sem a consideração das não linearidades física e geométrica do concreto, pois o edifício foi classificado como sendo de nós fixos. Utilizou-se apenas o modelo de pórtico espacial para estes cálculos.

Na tabela 6.31 são mostrados os valores mínimos e máximos obtidos para as reações nos pilares com as combinações consideradas. São mostradas também as reações obtidas considerando a atuação exclusiva de cargas verticais, majoradas em 1,4, bem como a diferença das reações verticais máximas em relação a elas.

Tabela 6.31 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 8 pav.

Pilar	Reações verticais				Momentos em torno de y			Momentos em torno de x		
	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Dif.	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Mín.	Máx.	1,4(g+q)
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
P1	541,67	1272,45	1181,61	7,69%	-2,88	13,12	6,93	-37,86	50,98	8,76
P2	1193,63	2566,79	2461,10	4,29%	-123,15	85,55	-25,50	-24,56	35,83	8,35
P3	1457,96	2917,68	2833,52	2,97%	-148,47	133,99	-9,75	-30,36	42,35	8,64
P4	1307,81	2789,94	2688,58	3,77%	-146,10	88,98	-37,98	-35,99	53,85	12,37
P5	742,25	1670,31	1602,37	4,24%	-2,20	17,67	12,31	-90,90	85,44	-3,07
P6	1370,41	3513,16	3346,47	4,98%	-12,77	13,69	-0,01	-392,00	378,41	-9,27
P7	2057,71	4174,2	4124,13	1,21%	-137,32	141,41	2,62	-71,31	63,20	-5,56
P8	2296,07	4482,13	4468,02	0,32%	-62,50	-2,58	-49,49	-737,16	709,99	-17,88
P9	740,56	1670	1600,98	4,31%	-1,54	19,21	13,91	-82,89	95,77	8,48
P10	1120,8	2843,37	2692,79	5,59%	-20,33	6,63	-10,84	-224,86	247,34	15,73

continua

continuação

Pilar	Reações verticais				Momentos em torno de y			Momentos em torno de x		
	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Dif.	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Mín.	Máx.	1,4(g+q)
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
P11	405,8	756,55	742,27	1,92%	-4,22	3,74	-0,34	-9,19	7,77	-1,06
P12	1453,94	2828,07	2788,64	1,41%	-60,54	118,07	42,11	-34,57	34,06	-0,45
P13	739,97	1296,35	1290,57	0,45%	-17,76	9,06	-6,53	-13,27	15,30	1,59
P14	420,27	778,74	765,25	1,76%	-5,21	1,11	-2,41	-10,94	10,72	-0,17
P15	544,95	1266,56	1176,81	7,63%	-2,66	14,33	7,87	-48,74	39,05	-6,26
P16	996,82	2151,01	2042,14	5,33%	-104,85	59,59	-31,21	-32,23	20,83	-7,98
P17	430,43	839,04	807,95	3,85%	-9,14	7,36	-1,32	-11,51	8,10	-2,44
P18	1204,03	2365,13	2281,72	3,66%	-77,23	114,71	25,74	-31,45	28,69	-1,73
P19	909,56	1938,98	1845,95	5,04%	-100,89	28,11	-49,85	-42,35	28,52	-8,94

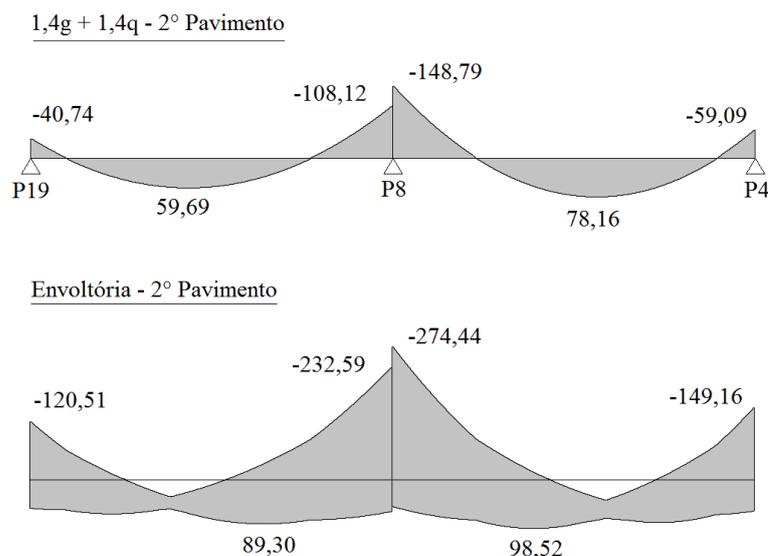
(fonte: elaborado pelo autor)

Como pode-se perceber, as reações verticais máximas tiveram acréscimos em relação a combinação 1,4(g+q) bem menores do que no edifício de 16 pavimentos, sendo o maior deles na ordem de 7%, enquanto que naquele edifício chegavam a 30%. Todavia, verifica-se que os momentos máximos são muito maiores do que os obtidos com a atuação exclusiva de cargas verticais. Por exemplo, considerando-se o pilar P8: ao dividir o momento máximo em torno de x (-737,16 kN.m) pela reação vertical máxima (4482,13 kN), obtém-se uma excentricidade de 16 cm. A título de comparação, essa mesma excentricidade obtida com a combinação 1,4(g+q) é igual a 0,4 cm. A excentricidade mínima determinada pela NBR 6118:2014, por sua vez, é igual a 4,2 cm ($1,5 + 0,03 \times 90$ cm, sendo 90 cm a largura do pilar P8 nesta direção). Assim, verifica-se que os momentos devidos às combinações que contém a ação do vento podem gerar excentricidades quatro vezes maiores que a mínima. Por esse motivo, os efeitos do vento são relevantes para o dimensionamento dos pilares.

A figura 6.19 mostra tanto a envoltória dos diagramas de momentos fletores quanto o diagrama para a combinação exclusiva de cargas verticais ($1,4g + 1,4q$) na viga V16, para o 2º pavimento, onde os acréscimos são maiores do que nos andares superiores.

Percebe-se que há grandes acréscimos nos valores da envoltória em relação aos do diagrama devido às cargas verticais, principalmente nos momentos negativos, sendo assim fundamental considerar os efeitos do vento para o dimensionamento das vigas.

Figura 6.19 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 no 2º pav. – Edifício de 8 pav.



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Por exemplo, com a seção de 20 por 55 cm da viga V16, para o momento negativo máximo de -148,79 kN.m, obtido junto ao pilar P8 pelo diagrama devido às cargas verticais, é necessária uma armadura com $A_s=7,23 \text{ cm}^2$; enquanto que para o momento negativo máximo de -274,44 kN.m, obtido pela envoltória de diagramas, é necessária uma armadura com $A_s=14,48 \text{ cm}^2$.

6.3 EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS

Para a análise das atuações exclusivas das cargas verticais ou horizontais foram feitas análises lineares de primeira ordem. As combinações de ações foram calculadas através de simples combinações lineares dos resultados, uma vez que o edifício foi classificado como de nós fixos.

6.3.1 Atuação exclusiva de cargas verticais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das cargas verticais, permanentes e acidentais, sem majoração.

6.3.1.1 Reações

As tabelas 6.32 e 6.33 mostram os resultados obtidos para as reações verticais nos pilares, bem como as diferenças relativas dos mesmos em relação aos resultados obtidos pelo modelo de pórtico espacial.

Tabela 6.32 – Reações verticais, em kN, nos pilares P1 a P10 – Edifício de 4 pav.

Modelo		Pilar									
		P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P9	P10
Pórtico espacial		389,71	849,43	988,51	916,54	527,16	1152,06	1520,11	1557,50	587,00	951,76
Vigas Contínuas	Sem ajustes	377,36	822,28	957,88	858,56	539,20	1162,24	1677,00	1559,12	545,88	1223,40
	Diferença (%)	-3,17%	-3,20%	-3,10%	-6,33%	2,28%	0,88%	10,32%	0,10%	-7,01%	28,54%
	Com ajustes	398,96	826,88	957,96	902,08	541,76	1193,56	1573,00	1547,56	571,92	1099,68
	Diferença (%)	2,37%	-2,65%	-3,09%	-1,58%	2,77%	3,60%	3,48%	-0,64%	-2,57%	15,54%
	Com molas	390,48	842,80	952,56	889,44	547,00	1200,36	1539,36	1585,80	570,20	1069,40
	Diferença (%)	0,20%	-0,78%	-3,64%	-2,96%	3,76%	4,19%	1,27%	1,82%	-2,86%	12,36%
Grelhas	Sem molas	378,32	817,52	992,08	872,36	540,84	1163,60	1654,52	1532,20	545,00	1197,48
	Diferença (%)	-2,92%	-3,76%	0,36%	-4,82%	2,60%	1,00%	8,84%	-1,62%	-7,16%	25,82%
	Com molas	389,88	848,12	964,00	901,60	553,28	1179,24	1548,32	1566,20	565,76	1049,40
	Diferença (%)	0,04%	-0,15%	-2,48%	-1,63%	4,95%	2,36%	1,86%	0,56%	-3,62%	10,26%
Pórticos Planos		396,29	853,98	972,87	904,16	529,33	1178,39	1532,22	1561,99	583,99	1039,90
Diferença (%)		1,69%	0,54%	-1,58%	-1,35%	0,41%	2,29%	0,80%	0,29%	-0,51%	9,26%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.33 – Reações verticais, em kN, nos pilares P11 a P19 – Edifício de 4 pav.

Modelo		Pilar								
		P11	P12	P13	P14	P15	P16	P17	P18	P19
Pórtico espacial		226,58	938,07	419,87	415,82	400,25	718,52	226,53	848,24	549,09
Vigas Contínuas	Sem ajustes	-301,36	1278,28	536,12	303,40	375,36	875,44	-102,04	1008,12	486,64
	Diferença (%)	-233,00%	36,27%	27,69%	-27,04%	-6,22%	21,84%	-145,04%	18,85%	-11,37%
	Com ajustes	-71,88	1124,64	505,64	306,96	399,92	860,04	-50,88	964,00	530,88
	Diferença (%)	-131,72%	19,89%	20,43%	-26,18%	-0,08%	19,70%	-122,46%	13,65%	-3,32%
	Com molas	-24,52	1110,20	505,56	303,08	398,44	790,96	93,20	890,84	527,72
	Diferença (%)	-110,82%	18,35%	20,41%	-27,11%	-0,45%	10,08%	-58,86%	5,02%	-3,89%
Grelhas	Sem molas	-229,36	1196,44	500,36	315,48	374,60	889,48	-110,28	1050,12	502,00
	Diferença (%)	-201,23%	27,54%	19,17%	-24,13%	-6,41%	23,79%	-148,68%	23,80%	-8,58%
	Com molas	63,04	1022,60	463,84	309,48	399,12	801,20	97,00	919,92	540,68
	Diferença (%)	-72,18%	9,01%	10,47%	-25,57%	-0,28%	11,51%	-57,18%	8,45%	-1,53%
Pórticos Planos		94,62	959,38	413,58	419,57	398,43	805,70	115,72	880,23	542,32
Diferença (%)		-58,24%	2,27%	-1,50%	0,90%	-0,45%	12,13%	-48,92%	3,77%	-1,23%

(fonte: elaborado pelo autor)

Inesperadamente os erros dos modelos de pavimento que consideram a interferência dos pilares (vigas contínuas com ajustes ou com molas e grelhas com molas) ficaram um pouco maiores do que os dos edifícios de 8 e 16 pavimentos, como pode-se verificar nas médias normalizadas da tabela 6.34. Uma explicação possível é o fato de que tanto o térreo quanto o último pavimento não são exatamente pavimentos tipo, em função do engaste do pilar na fundação ou da não continuidade do pilar no tramo superior, respectivamente. Os erros devidos à aproximação de considerá-los como pavimentos tipo são mais visíveis em edifícios baixos, pois há um menor número de pavimentos intermediários que se enquadram melhor nesta mesma aproximação.

Tabela 6.34 – Médias normalizadas dos erros cometidos nas reações verticais pelos diferentes modelos – Edifício de 4 pav.

Modelo		nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	25,51%	17,28%
	Com ajustes	16,33%	11,22%
	Com molas	12,22%	8,56%
Grelhas	Sem molas	23,04%	15,80%
	Com molas	9,17%	6,64%
Pórticos Planos		1,42%	6,73%

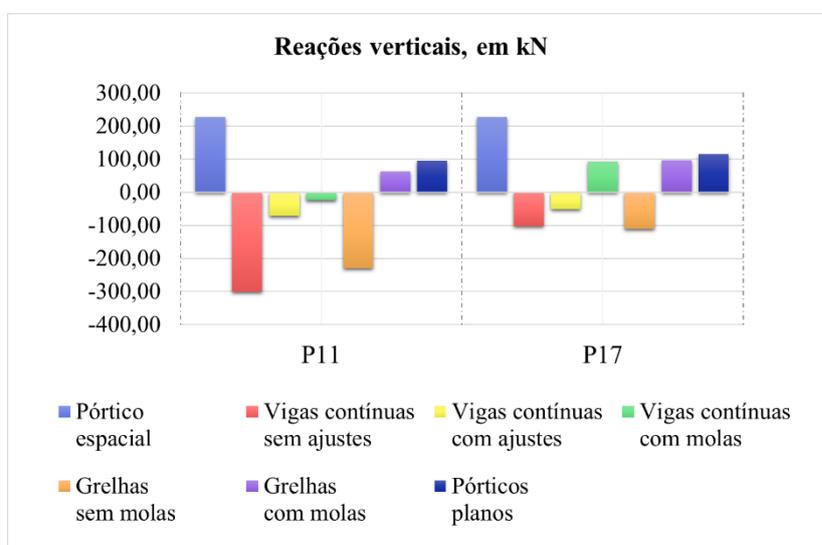
(fonte: elaborado pelo autor)

A figura 6.20 chama a atenção de como as reações verticais nos pilares P11 e P17 são subestimadas por todos os modelos. Nota-se também a inversão de sinal nos modelos mais simples, como já havia acontecido para os outros edifícios. O modelo de vigas contínuas com ajustes também apresenta resultados ruins, pois como os pilares são mais esbeltos neste edifício nenhum deles foi considerado como um engaste, logo a rigidez ao giro dos pilares intermediários foi desconsiderada.

Se os erros dos modelos de pavimento podem ser explicados em parte pela aproximação por pavimentos tipo, o mesmo não se aplica diretamente ao modelo de pórticos planos. Todavia, deve-se lembrar que este último é na verdade uma subestruturação por grelhas e pórticos, logo também depende indiretamente dos resultados de um modelo de pavimento, no caso de grelhas com molas, que é utilizado para determinar as cargas transversais concentradas aplicadas a cada pórtico. Essa subestruturação pode ser feita a partir dos pórticos em x ou dos pórticos em y: dependendo da escolha, adicionam-se as cargas da outra direção utilizando-se as solicitações da grelha com sinais trocados. Neste trabalho optou-se desde o início por utilizar os pórticos em y para determinar as reações verticais por praticidade, uma vez que eles contêm todos os

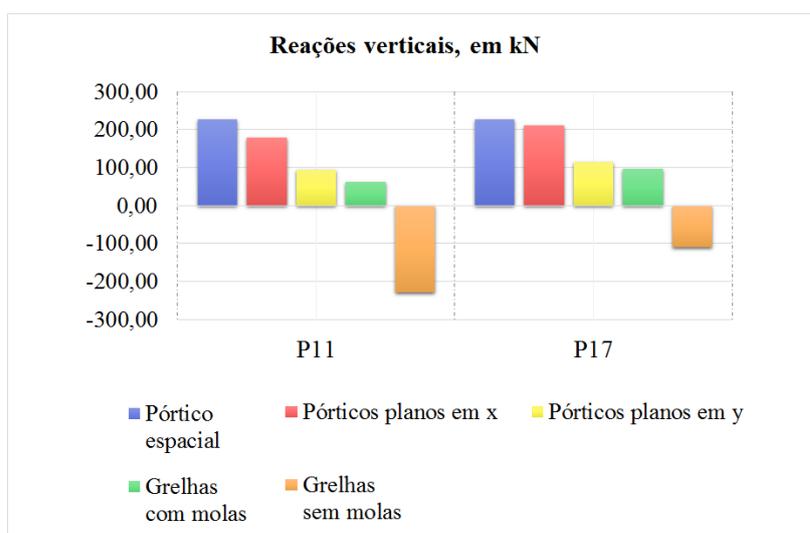
pilares do edifício, o que não acontece com os pórticos em x, que não englobam o pilar P8. Todavia, neste caso específico em que os erros ficaram um pouco maiores, testou-se a utilização das reações verticais obtidas pelos pórticos em x. Os resultados expostos na figura 6.21 demonstram que neste caso esta seria realmente a melhor opção, pois os pórticos em x modelam justamente as diferenças entre os comprimentos dos vãos que geram as maiores diferenças nas reações verticais destes pilares. Nota-se, assim, que é necessário ser mais criterioso sobre qual direção de pórticos se deve utilizar para a determinação das reações verticais em cada situação.

Figura 6.20 – Reações verticais nos pilares P11 e P17 – Edifício de 4 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.21 – Comparação entre reações com pórticos planos definidos em x ou em y



(fonte: elaborado pelo autor)

As tabelas 6.35 e 6.36 mostram as reações-momento obtidas pelos diferentes modelos, as quais, em relação aos demais edifícios, também apresentaram erros relativos consideráveis, mas um pouco menores.

Tabela 6.35 – Reações-momento em torno do eixo x, em kN.m – Edifício de 4 pav.

Modelo	Pilar									
	P1	P2	P3	P4	P7	P8	P9	P10	P16	P19
Pórtico espacial	1,69	4,18	4,73	6,21	-1,58	-2,33	1,06	3,57	-4,29	-2,55
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	1,74	4,24	4,47	7,55	0,00	0,00	0,00	0,00	-4,76
	Diferença (%)	3,11%	1,50%	-5,44%	21,54%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	11,01%
	Com molas	2,24	4,95	5,18	7,76	-2,31	-4,49	2,26	5,82	-5,57
	Diferença (%)	32,54%	18,30%	9,41%	24,96%	45,89%	92,49%	112,74%	63,03%	29,78%
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	2,32	5,40	5,55	7,91	-2,38	-4,61	2,31	5,68	-5,51
	Diferença (%)	37,43%	29,19%	17,34%	27,42%	50,63%	97,75%	118,16%	58,96%	28,32%
Pórticos Planos	1,66	4,48	3,92	6,10	-2,53	-3,19	0,96	4,32	-4,16	-2,69
Diferença (%)	-1,78%	7,18%	-17,12%	-1,77%	60,13%	36,91%	-9,43%	21,01%	-3,03%	5,49%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.36 – Reações-momento em torno do eixo y, em kN.m – Edifício de 4 pav.

Modelo	Pilar									
	P2	P3	P4	P5	P7	P8	P9	P12	P16	P19
Pórtico espacial	-8,20	2,18	-12,60	4,42	11,54	-23,62	6,03	16,01	-10,17	-10,30
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com ajustes	0,00	0,00	-2,12	7,67	20,20	-12,23	3,66	27,33	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-83,19%	73,42%	75,02%	-48,21%	-39,39%	70,69%	-100,00%
	Com molas	-3,74	12,01	-8,53	7,42	18,04	-27,87	10,23	27,05	-6,42
	Diferença (%)	-54,45%	450,92%	-32,30%	67,87%	56,33%	17,97%	69,57%	68,93%	-36,87%

continua

continuação

Modelo		Pilar									
		P2	P3	P4	P5	P7	P8	P9	P12	P16	P19
Grelhas	Sem molas	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%	-100,00%
	Com molas	-3,49	12,46	-10,03	7,69	22,21	-28,52	9,91	23,96	-6,26	-12,40
	Diferença (%)	-57,50%	471,67%	-20,44%	73,87%	92,48%	20,76%	64,39%	49,63%	-38,42%	20,36%
Pórticos Planos		-4,30	7,49	-9,36	-0,34	-12,67	0,00	0,99	4,35	-9,55	-9,98
Diferença (%)		-47,56%	243,58%	-25,71%	-107,69%	-209,79%	-100,00%	-83,58%	-72,83%	-6,10%	-3,11%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.1.2 Solicitações em vigas

As tabelas 6.37 e 6.38 mostram os resultados dos valores dos diagramas de momentos fletores para as vigas V9 e V16. Os desenhos dos diagramas genéricos são os mesmos apresentados nas figuras 6.7 e 6.8, do item 6.1.1.2 deste trabalho.

Tabela 6.37 – Momentos fletores na viga V9, em kN.m – Edifício de 4 pav.

Modelo		Momento								
		M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	$M_{C, esq}$	$M_{C, dir}$	M_{CD}	M_D
Pórtico espacial		-22,00	50,94	-52,96	-35,88	-5,10	-19,34	-44,25	39,08	-20,28
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	69,65	-56,08	-56,08	-26,69	-41,91	-41,91	51,44	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	36,73%	5,89%	56,30%	423,33%	116,70%	-5,29%	31,63%	-100,00%
	Com ajustes	-19,05	63,94	-51,44	-51,44	7,24	-37,47	-37,47	43,99	-16,97
	Diferença (%)	-13,41%	25,52%	-2,87%	43,37%	-241,96%	93,74%	-15,32%	12,56%	-16,32%
	Com molas	-22,27	54,83	-60,66	-37,37	-7,58	-22,51	-49,27	37,09	-19,77
	Diferença (%)	1,23%	7,64%	14,54%	4,15%	48,63%	16,39%	11,34%	-5,09%	-2,51%
Grelhas	Sem molas	1,74	65,09	-52,47	-53,28	-26,67	-44,00	-43,37	52,98	3,74
	Diferença (%)	-107,91%	27,78%	-0,93%	48,49%	422,94%	127,51%	-1,99%	35,57%	-118,44%
	Com molas	-19,47	51,40	-57,64	-36,04	-7,78	-23,83	-50,38	38,26	-16,77
	Diferença (%)	-11,50%	0,90%	8,84%	0,45%	52,55%	23,22%	13,85%	-2,10%	-17,31%
Pórticos Planos		-22,43	52,67	-52,44	-32,01	-5,93	-23,70	-44,66	38,61	-20,80
Diferença (%)		1,95%	3,40%	-0,98%	-10,79%	16,27%	22,54%	0,93%	-1,20%	2,56%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.38 – Momentos fletores na viga V16, em kN.m – Edifício de 4 pav.

Modelo		Momento					
		M_A	M_{AB}	$M_{B, esq}$	$M_{B, dir}$	M_{BC}	M_C
Pórtico espacial		-14,60	46,76	-87,45	-102,68	62,15	-33,78
Vigas Contínuas	Sem ajustes	0,00	46,84	-111,14	-111,14	78,53	0,00
	Diferença (%)	-100,00%	0,17%	27,09%	8,24%	26,36%	-100,00%
	Com ajustes	-14,96	46,79	-99,86	-99,86	65,42	-30,19
	Diferença (%)	2,47%	0,06%	14,19%	-2,75%	5,26%	-10,63%
	Com molas	-14,36	45,51	-90,82	-108,75	61,10	-31,08
	Diferença (%)	-1,64%	-2,67%	3,85%	5,91%	-1,69%	-7,99%
Grelhas	Sem molas	1,96	47,79	-112,20	-111,17	78,57	0,10
	Diferença (%)	-113,42%	2,20%	28,30%	8,27%	26,42%	-100,30%
	Com molas	-13,16	45,98	-91,57	-109,13	61,49	-30,11
	Diferença (%)	-9,86%	-1,67%	4,71%	6,28%	-1,06%	-10,86%
Pórticos Planos		-15,15	46,90	-86,29	-103,34	62,14	-33,30
Diferença (%)		3,77%	0,30%	-1,33%	0,64%	-0,02%	-1,42%

(fonte: elaborado pelo autor)

A tabela 6.39 mostra as médias normalizadas para os erros cometidos por cada modelo. Percebe-se que os erros dos modelos que não consideram a rigidez ao giro dos pilares são menores do que os do edifício de 8 pavimentos, uma vez que os pilares possuem seções menores e assim interferem menos nos diagramas. Todavia, eles ainda apresentam diferenças significativas em relação ao modelo de pórtico espacial, indicando que é recomendável utilizar molas ou ajustes nos modelos em edifícios de todos os portes, inclusive nos mais baixos.

Tabela 6.39 – Médias normalizadas dos erros cometidos em momentos nas vigas – Edifício de 4 pav.

Modelo		V9		V16	
		nRMSE	nME	nRMSE	nME
Vigas Contínuas	Sem ajustes	54,74%	49,40%	33,48%	27,92%
	Com ajustes	32,47%	27,08%	9,61%	6,47%
	Com molas	11,45%	9,15%	5,38%	4,23%
Grelhas	Sem molas	55,85%	48,58%	34,38%	29,11%
	Com molas	10,68%	8,78%	6,11%	4,93%
Pórticos Planos		6,45%	4,53%	1,08%	0,86%

(fonte: elaborado pelo autor)

Cabe ressaltar que na viga V9 o momento do vão M_{BC} é negativo, o que se explica pela pequena interferência dos pilares P6 e P10, que possuem pequenas dimensões em suas seções transversais e assim não são capazes de interferir significativamente no efeito da diferença entre o comprimento dos vãos. Nos demais edifícios analisados, em que as seções destes pilares eram maiores, os momentos neste vão ficaram positivos. O único modelo estrutural que apresentou momento positivo neste vão para o edifício em questão foi o de vigas contínuas com ajustes, devido a correção (a) do item 14.6.6.1 da NBR 6118:2014, exposta em maior detalhe no item 4.1.1 deste trabalho. É interessante perceber que esta correção necessariamente é feita por envoltórias: considera-se tanto o momento negativo, que neste caso é superestimado (-22,17 kN.m), quando o momento positivo considerando os pilares como engastes perfeitos (7,24 kN.m). Desta forma, percebe-se que este ajuste do modelo é a favor da segurança, mas extremamente conservador.

6.3.2 Atuação exclusiva de cargas horizontais

Serão apresentados a seguir os resultados obtidos com a atuação das forças horizontais devidas ao vento em seu valor característico. As forças de vento na direção x foram majoradas em 37,75% para contemplar simplificada o efeito do desaprumo, que neste caso não pôde ser desconsiderado, conforme explicação e cálculos mostrados no Apêndice 2.

6.3.2.1 Reações

As tabelas 6.40 e 6.41 mostram as reações (forças verticais e momentos em torno do eixo y) nos pilares obtidas pelos modelos de pórtico espacial e pórticos planos, devidas à atuação do vento na direção x e y, respectivamente. O pórtico PX4 não foi modelado por pórticos planos pois absorve uma parcela muito pequena na carga de vento.

Como pode-se perceber, de um modo geral o modelo de pórticos planos apresentou resultados muito bons se comparado ao de pórtico espacial. Verifica-se também que as reações devidas ao vento em y são muito menores do que as obtidas para o edifício de 8 pavimentos, chegando a ser quase dez vezes menores no pórtico PY1.

Tabela 6.40 – Reações devidas à atuação do vento em x – Edifício de 4 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	My	Fz	My	Fz	My
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PX1	P1	-7,91	-4,37	-8,23	-4,70	4,05%	7,55%
	P2	-5,26	-20,77	-5,17	-21,97	-1,71%	5,78%
	P3	1,82	-29,36	0,68	-30,91	-62,64%	5,28%
	P4	12,50	-18,68	12,71	-19,41	1,68%	3,91%
PX2	P5	-4,81	-4,27	-4,60	-3,97	-4,37%	-7,03%
	P6	-4,18	-7,96	-5,57	-7,50	33,25%	-5,78%
	P7	4,42	-27,00	10,17	-23,25	130,09%	-13,89%
-	P8	4,87	-8,84	-	-	-	-
PX3	P9	-5,31	-5,38	-5,61	-6,08	5,65%	13,01%
	P10	-3,38	-6,92	-2,17	-7,74	-35,80%	11,85%
	P11	-8,19	-4,87	-6,89	-5,44	-15,87%	11,70%
	P12	12,59	-13,32	14,67	-14,99	16,52%	12,54%
PX4	P13	-1,78	-4,32	-	-	-	-
	P14	6,02	-3,90	-	-	-	-
PX5	P15	-6,30	-4,77	-7,21	-5,44	14,44%	14,05%
	P16	-7,81	-15,42	-7,77	-17,43	-0,51%	13,04%
	P17	-1,48	-5,13	-1,16	-5,77	-21,62%	12,48%
	P18	8,63	-22,89	9,57	-25,77	10,89%	12,58%
	P19	5,56	-4,80	6,57	-5,39	18,17%	12,29%

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.41 – Reações devidas à atuação do vento em y – Edifício de 4 pav.

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PY1	P1	11,28	8,72	10,08	9,01	-10,64%	3,33%
	P5	6,89	9,22	7,08	9,52	2,76%	3,25%
	P9	-4,79	17,38	-4,22	17,97	-11,90%	3,39%
	P15	-13,89	8,85	-12,94	9,17	-6,84%	3,62%
PY2	P2	24,45	15,43	24,17	15,34	-1,15%	-0,58%
	P6	27,56	45,47	25,84	45,29	-6,24%	-0,40%
	P10	-26,77	30,37	-31,16	30,38	16,40%	0,03%
	P16	-20,32	13,17	-18,85	13,27	-7,23%	0,76%
PY3	P11	6,65	8,65	17,34	7,82	160,75%	-9,60%
	P13	0,04	9,09	-1,62	8,80	-4150,00%	-3,19%
	P17	-15,51	8,21	-15,72	7,77	1,35%	-5,36%

continua

continuação

Pórtico	Pilar	Pórtico Espacial		Pórticos Planos		Diferença Relativa	
		Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
		[kN]	[kN.m]	[kN]	[kN.m]	[%]	[%]
PY4	P3	20,17	17,43	20,22	19,11	0,25%	9,64%
	P7	5,14	19,08	2,81	20,95	-45,33%	9,80%
	P12	0,26	14,48	-1,12	15,92	-530,77%	9,94%
	P14	9,29	9,91	9,16	10,91	-1,40%	10,09%
	P18	-29,57	15,93	-31,07	17,64	5,07%	10,73%
PY5	P4	27,10	17,29	29,11	16,29	7,42%	-5,78%
	P8	-5,79	88,93	-5,73	83,04	-1,04%	-6,62%
	P19	-22,19	10,44	-23,38	9,95	5,36%	-4,69%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.2.2 Solicitações em vigas

A tabela 6.42 mostra os valores do diagrama de momentos para a viga V16 no segundo pavimento, em função das cargas horizontais. O desenho genérico do diagrama é o mesmo mostrado na figura 6.9, no item 6.1.2.2 deste trabalho. Verifica-se que o modelo de pórticos planos novamente apresentou excelentes resultados. Observa-se também que os momentos nas vigas são cerca de três a quatro vezes menores do que os obtidos para edifício de 8 pavimentos.

Tabela 6.42 – Momentos fletores, em kN.m, na viga V16, devidos à atuação de cargas horizontais – Edifício de 4 pav.

Modelo	Momentos na viga V16 do 2º Pavimento			
	M_A	M_B, esq	M_B, dir	M_C
Pórtico espacial	16,41	-32,67	36,65	-24,29
Pórticos Planos	16,83	-33,73	37,89	-25,07
Diferença (%)	2,56%	3,24%	3,38%	3,21%

(fonte: elaborado pelo autor)

6.3.2.3 Deslocamentos

Os resultados dos deslocamentos no topo da estrutura são mostrados nas tabelas 6.43 e 6.44, para o vento atuando nas direções x e y, respectivamente. As figuras 6.22 e 6.23 ilustram graficamente estes resultados. No modelo de pórticos planos, o deslocamento máximo em y, que ocorre na viga V17, foi extrapolado linearmente com base nos deslocamentos dos pórticos PY1 e PY5.

Tabela 6.43 – Deslocamentos no topo do edifício de 4 pav., devidos ao vento em x

Pórtico	Deslocamento em x		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PX1	5,06	5,38	6,47%
PX2	5,19	5,41	4,16%
PX3	5,27	5,62	6,62%
PX4	5,33	5,72	7,21%
PX5	5,40	5,79	7,24%

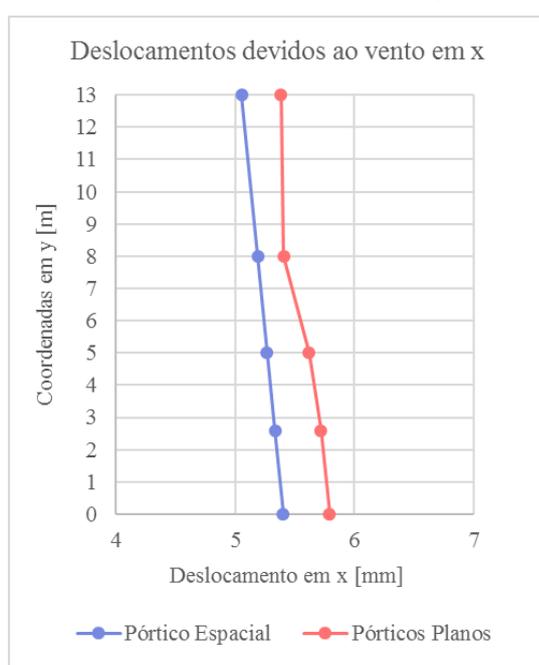
(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.44 – Deslocamentos no topo do edifício de 4 pav., devidos ao vento em y

Pórtico ou Viga	Deslocamento em y		Diferença
	Pórtico Espacial	Pórticos Planos	
	[mm]	[mm]	[%]
PY1	9,17	9,26	0,99%
PY2	9,84	9,89	0,52%
PY3	10,15	10,14	-0,17%
PY4	10,57	10,77	1,95%
PY5	11,40	11,40	0,00%
V17	11,66	11,65	-0,09%

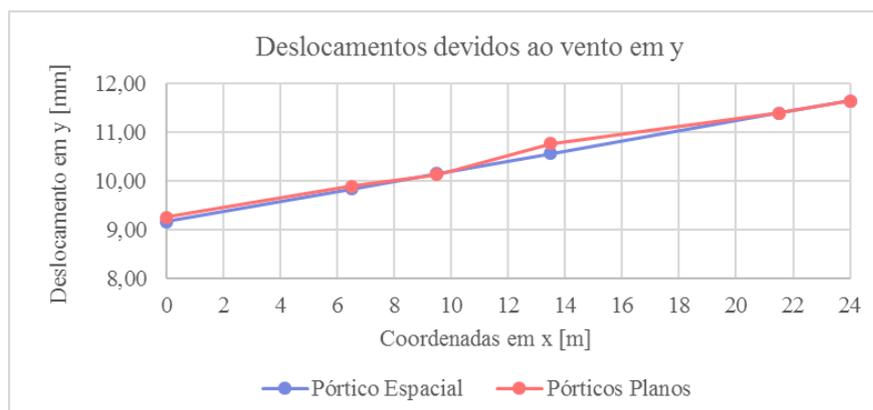
(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.22 – Gráfico dos deslocamentos em x no topo do edifício de 4 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

Figura 6.23 – Gráfico dos deslocamentos em y no topo do edifício de 4 pav.



(fonte: elaborado pelo autor)

Novamente percebe-se que os resultados do modelo de pórticos planos foram muito bons, que o efeito da torção foi muito bem contemplado, e que os erros na direção x foram um pouco maiores pois o pilar P8 não participa de nenhum pórtico em x.

6.3.3 Combinações de ações

Foram consideradas as mesmas combinações últimas mostradas na tabela 6.15. Neste caso novamente foram feitas apenas combinações lineares, sem a consideração das não linearidades física e geométrica do concreto, pois o edifício foi classificado como sendo de nós fixos. Utilizou-se apenas o modelo de pórtico espacial para estes cálculos.

Na tabela 6.45 são mostrados os valores mínimos e máximos obtidos para as reações nos pilares com as combinações consideradas. São mostradas também as reações obtidas considerando a atuação exclusiva de cargas verticais, majoradas em 1,4, bem como a diferença das reações verticais máximas em relação a elas.

Tabela 6.45 – Reações obtidas com as combinações – Edifício de 4 pav.

Pilar	Reações verticais				Momentos em torno de y			Momentos em torno de x		
	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Dif.	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Mín.	Máx.	1,4(g+q)
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
P1	307,2	555,06	545,59	1,74%	-4,37	9,60	3,74	-10,86	14,45	2,37
P2	625,11	1209,74	1189,21	1,73%	-39,72	22,84	-11,48	-18,97	26,81	5,85
P3	750,99	1400,87	1383,92	1,22%	-39,41	43,96	3,05	-21,22	30,38	6,62
P4	659,58	1305,92	1283,16	1,77%	-42,73	16,09	-17,64	-19,73	32,18	8,69

continua

continuação

Pilar	Reações verticais				Momentos em torno de y			Momentos em torno de x		
	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Dif.	Mín.	Máx.	1,4(g+q)	Mín.	Máx.	1,4(g+q)
	[kN]	[kN]	[kN]	[%]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]	[kN.m]
P5	381,87	743,81	738,03	0,78%	-4,27	11,27	6,18	-14,33	12,00	-1,48
P6	732,53	1636,03	1612,88	1,44%	-14,08	9,81	-3,39	-70,41	59,90	-7,40
P7	1077,61	2132,47	2128,16	0,20%	-29,43	52,62	16,16	-28,75	25,51	-2,21
P8	1118,83	2185,37	2180,50	0,22%	-41,66	-0,02	-33,07	-127,35	123,18	-3,27
P9	426,79	826,25	821,80	0,54%	-5,38	14,82	8,45	-23,39	25,76	1,48
P10	622,8	1354,95	1332,47	1,69%	-17,28	5,94	-8,61	-39,90	47,12	5,00
P11	196,78	324,09	317,21	2,17%	-9,61	5,25	-3,06	-12,81	11,75	-0,79
P12	683,51	1323,88	1313,30	0,81%	-13,32	38,82	22,41	-21,18	19,77	-1,00
P13	341,89	589,32	587,82	0,26%	-9,89	4,06	-4,29	-12,22	13,82	1,27
P14	322,75	589,95	582,15	1,34%	-8,30	3,48	-2,86	-14,07	13,76	-0,21
P15	311,41	572,01	560,34	2,08%	-4,77	10,62	4,23	-14,79	10,92	-2,55
P16	543,57	1022,99	1005,93	1,70%	-34,73	14,03	-14,24	-23,93	15,36	-6,00
P17	179,68	330,16	317,14	4,11%	-9,75	5,75	-2,82	-13,95	10,14	-2,70
P18	643,78	1212,37	1187,53	2,09%	-23,02	47,68	16,92	-22,26	22,51	0,27
P19	411,47	787,36	768,72	2,42%	-20,04	-0,30	-14,42	-18,04	12,42	-3,57

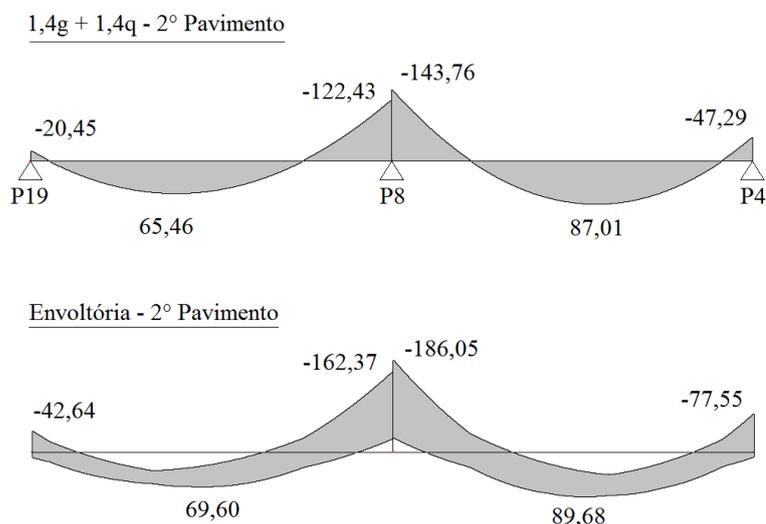
(fonte: elaborado pelo autor)

Como pode-se perceber, as reações verticais máximas tiveram acréscimos praticamente desprezíveis em relação à combinação 1,4(g+q), mas não pode-se afirmar o mesmo para os momentos, que em alguns casos foram consideravelmente maiores nas combinações que consideram o efeito do vento.

Por exemplo, considerando-se o pilar P8: ao dividir o momento máximo em torno de x (-127,35 kN.m) pela reação vertical máxima (2185,37 kN), obtém-se uma excentricidade de 5,82 cm. A título de comparação, essa mesma excentricidade obtida com a combinação 1,4(g+q) é igual a 0,15 cm. A excentricidade mínima determinada pela NBR 6118:2014, por sua vez, é igual a 2,85 cm (1,5 + 0,03x45 cm, sendo 45 cm a largura do pilar P8 nesta direção). Assim, verifica-se que os momentos devidos às combinações que contém a ação do vento podem gerar excentricidades duas vezes maiores que a mínima. Por esse motivo, neste edifício os efeitos do vento podem ser importantes para o dimensionamento dos pilares, mas com menor relevância do que no edifício de 8 pavimentos, onde a excentricidade calculada neste mesmo pilar foi quatro vezes maior do que a mínima.

A figura 6.24 mostra tanto a envoltória dos diagramas de momentos fletores quanto o diagrama para a combinação exclusiva de cargas verticais ($1,4g + 1,4q$) na viga V16, para o 2º pavimento, onde os acréscimos são maiores do que nos andares superiores.

Figura 6.24 – Momentos fletores, em kN.m, na V16 do 2º pav. – Edifício de 4 pav.



(fonte: elaborado pelo autor com base no *software* Robot Structural Analysis)

Percebe-se que os acréscimos são desprezíveis nos momentos positivos mas significativos nos momentos negativos, sendo recomendável considerar os efeitos do vento para o dimensionamento das vigas.

Por exemplo, com a seção de 20 por 55 cm da viga V16, para o momento negativo máximo de -143,76 kN.m, obtido junto ao pilar P8 pelo diagrama devido às cargas verticais, é necessária uma armadura com $A_s=6,97 \text{ cm}^2$; enquanto que para o momento negativo máximo de -186,05 kN.m, obtido pela envoltória de diagramas, é necessária uma armadura com $A_s=9,24 \text{ cm}^2$.

6.4 AVALIAÇÃO DA RIGIDEZ HORIZONTAL GLOBAL DOS EDIFÍCIOS

A rigidez horizontal global dos edifícios foi avaliada neste trabalho com base nos deslocamentos máximos nos seus topos. A NBR 6118, no item 13.3, impõe um limite a estes deslocamentos, igual ao valor da altura total do edifício dividido por 1700, em função dos danos que podem ser causados às paredes não estruturais (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 77). Para calculá-los, consideraram-se as combinações frequentes de serviço com o vento atuando como ação variável principal, conforme mostrado na tabela 6.46.

Tabela 6.46 – Combinações de serviço para avaliação dos deslocamentos no topo

Número	Combinação	Tipo
4.1	$1,0g + 0,4q + 0,3v_x$	$1,0g + 0,3v + 0,4q$
4.2	$1,0g + 0,4q - 0,3v_x$	
4.3	$1,0g + 0,4q + 0,3v_y$	
4.4	$1,0g + 0,4q - 0,3v_y$	

(fonte: elaborado pelo autor)

Os resultados obtidos para os três edifícios, admitindo-se combinações lineares de primeira ordem e desconsiderando-se a não-linearidade física do concreto, são mostrados na tabela 6.47.

Tabela 6.47 – Deslocamentos máximos no topo por análises de primeira ordem

Combinação de serviço	Deslocamento máximo calculado [mm]					
	Edifício de 16 pavimentos		Edifício de 8 pavimentos		Edifício de 4 pavimentos	
	Em x	Em y	Em x	Em y	Em x	Em y
4.1	20,73	-6,09	7,19	-1,60	5,31	-0,44
4.2	-2,28	-2,76	1,66	-1,44	2,07	-0,25
4.3	11,29	31,78	4,50	8,45	3,90	3,73
4.4	16,78	-40,63	6,03	-11,49	3,57	-3,26
Deslocamento máximo permitido	H/1700 = 48000/1700 28,24 mm		H/1700 = 24000/1700 14,12 mm		H/1700 = 12000/1700 7,06 mm	

(fonte: elaborado pelo autor)

Percebe-se que os resultados obtidos para os edifícios de 4 e 8 pavimentos estão dentro do limite da NBR 6118:2014, todavia o mesmo não acontece para o edifício de 16 pavimentos, podendo-se concluir, com isso, que a estrutura deste último deveria necessariamente ser redimensionada. A maneira mais eficaz de aumentar a sua resistência horizontal global seria aumentando as alturas das vigas dos pórticos de contraventamento. A utilização de sistemas de contraventamento auxiliares, como por exemplo núcleos rígidos nas caixas dos elevadores, também seria conveniente. De fato, ao analisar os elevados valores obtidos para as áreas de aço considerando-se os efeitos do vento, no item 6.1.3 deste trabalho, já houve indícios de que a utilização de sistemas auxiliares de contraventamento seria aconselhável para este edifício.

Mesmo que os resultados da tabela 6.47 para os deslocamentos no topo do edifício de 16 pavimentos ficassem dentro dos valores limites estabelecidos pela Norma, deve-se atentar para o fato de que este edifício, tendo sido classificado como de nós móveis, deve obrigatoriamente ser analisado com a consideração dos efeitos de segunda ordem e da não-linearidade física do

concreto. Com isso, os deslocamentos aumentam consideravelmente, especialmente devido a não-linearidade física, que reduz consideravelmente as rigidezes dos elementos estruturais. A tabela 6.48 mostra os resultados com análises deste tipo: o deslocamento de 81,71 mm, muito superior ao limite permitido, indica que de fato a estrutura do edifício em questão está muito mais flexível do que poderia. A tabela 6.49 mostra os acréscimos devidos às não-linearidades física e geométrica no deslocamento máximo, que ocorre na direção -y para a combinação 4.4.

Tabela 6.48 – Deslocamentos máximos no topo do edifício de 16 pavimentos por análises de segunda ordem

Combinação de serviço	Deslocamento máximo [mm]	
	Em x	Em y
4.1	44,49	-13,71
4.2	-2,70	-5,69
4.3	24,06	62,34
4.4	36,99	-81,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela 6.49 – Acréscimos no deslocamento máximo devidos às não-linearidades

Deslocamento [mm]	
1ª Ordem sem NLF	40,63
Δ NLF	+30,21
Δ 2ª ordem	+10,87
Final	81,71

(fonte: elaborado pelo autor)

Com este resultado para o edifício de 16 pavimentos constata-se que seria interessante utilizar um critério na etapa de pré-dimensionamento que já servisse de indicativo para a rigidez horizontal global do edifício. O parâmetro α pode ser utilizado, todavia não é o critério ideal para este objetivo pois sua formulação depende da magnitude das cargas verticais, que influenciam significativamente a estabilidade global mas não os deslocamentos horizontais propriamente ditos. Por exemplo, a análise estrutural de um edifício muito carregado horizontalmente e pouco carregado verticalmente pode resultar em grandes deslocamentos horizontais e ainda assim apresentar efeitos de segunda ordem desprezíveis. Uma avaliação inicial desta rigidez para o pré-dimensionamento da estrutura evitaria que deslocamentos tão elevados fossem obtidos.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo serão apresentadas as conclusões deste trabalho e as sugestões de pesquisa que podem dar prosseguimento aos estudos sobre os assuntos aqui abordados.

7.1 CONCLUSÕES

No estudo das cargas verticais, verificou-se a importância de utilizar modelos estruturais que considerem a rigidez ao giro dos pilares, pois o modelo clássico de vigas contínuas sem ajustes e o de grelhas sem molas apresentaram grandes erros tanto nas solicitações das vigas quanto nas reações nos pilares, inclusive com inversão no sinal de algumas reações verticais.

Com isso, concluiu-se também que os ajustes da NBR 6118:2014 para o modelo de vigas contínuas devem ser compatibilizados, ou seja, os momentos calculados nas extremidades devem ser adicionados como cargas nas vigas e os pilares internos com largura maior do que um quarto da altura do pavimento devem ser considerados como engastes. Utilizando-se a simples superposição de diagramas, as correções serviriam apenas para as solicitações das vigas, mas os erros nas reações seriam iguais aos do modelo sem ajustes.

Utilizando as equações (4.10), (4.11) e (4.12) deste trabalho para a distribuição dos momentos, os ajustes da Norma neste modelo se mostraram adequados para os apoios externos. Já para os apoios internos os ajustes apresentaram falhas, pois a consideração de engastes apenas quando a largura do pilar é maior do que um quarto da altura do pavimento faz com que as rigidezes ao giro de pilares com largura ligeiramente menor do que esta sejam desconsideradas. Os resultados indicam, inclusive, que o limite estabelecido na NBR 6118:1980, de um quinto da altura do pavimento para a largura do pilar, parecia ser mais adequado. Todavia, a própria concepção de considerar o pilar como um apoio simples ou como um engaste é uma simplificação e sempre apresentará erros, pois entre estes casos limites há infinitas situações intermediárias. Desta forma, conclui-se o modelo melhorado com molas é superior, pois considera a correta rigidez ao giro de todos os pilares. Além disso, a utilização do modelo com molas é mais prática e rápida do que o cálculo dos ajustes, desde que seja utilizado um *software* que permita a introdução de vínculos elásticos.

O modelo de vigas contínuas foi muito útil durante a concepção inicial da estrutura, quando foram feitos estudos preliminares para a introdução dos pilares. Além disso, o conceito de utilizar vigas apoiando outras vigas, inerente a este modelo, se mostrou fundamental no momento de determinar os vãos utilizados para o pré-dimensionamento das mesmas. A correta compreensão do funcionamento da estrutura do pavimento se inicia pela compreensão da relação entre as vigas, que pode ser facilmente interpretada através deste modelo.

O modelo de grelhas com molas foi o que obteve os melhores resultados para as reações verticais nos pilares e para as solicitações nas vigas entre os modelos de pavimento utilizados. Nos casos aqui analisados, todavia, as diferenças obtidas nos resultados entre este modelo e o de vigas contínuas com molas não foram tão grandes, uma vez que os momentos torçores nas vigas foram todos muito pequenos, praticamente desprezíveis, e porque não houve nenhum cruzamento que apresentasse dificuldade na determinação de qual viga se apoia em qual. Este modelo também foi útil na obtenção das reações nos pilares para o processo iterativo utilizado no pré-dimensionamento dos mesmos.

Cabe ressaltar que a modelagem do pavimento por uma grelha foi feita com maior rapidez do que por vigas contínuas, pois neste caso o projetista deve efetuar manualmente as transmissões de esforços entre ela, enquanto que no modelo de grelhas tais transmissões já são contempladas automaticamente pelo *software*. Assim, conclui-se que se por um lado o modelo de vigas contínuas é mais prático para fazer estudos de vigas isoladas, por outro o modelo de grelhas se mostra mais prático e rápido para a modelagem do pavimento como um todo.

A subestruturação por grelhas e pórticos planos apresentou resultados ainda melhores do que os obtidos pelas grelhas para as reações verticais nos pilares e solicitações nas vigas. Porém, nos resultados do edifício de quatro pavimentos, onde o modelo de grelhas apresentou seus piores resultados, verificou-se que a escolha da direção na qual os pórticos estão definidos pode ser relevante para a obtenção de valores mais precisos das reações verticais.

Por outro lado, nenhum dos modelos acima citados obteve bons resultados para as reações-momento devidas à atuação exclusiva de cargas verticais. Tal fato se deve à não consideração dos deslocamentos horizontais gerados por essas cargas nos modelos de pavimento, e à não compatibilização dos mesmos no modelo de pórticos planos, que superestima os deslocamentos (e conseqüentemente as reações-momento) de determinados pórticos e subestima os de outros. Verificou-se, assim, que seria importante elaborar uma formulação para a compatibilização dos

deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais no modelo de pórticos planos, semelhante à utilizada para cargas horizontais.

No estudo das cargas horizontais, o modelo de pórticos planos, utilizado com a formulação apresentada para a distribuição das cargas de vento entre as subestruturas de contraventamento, obteve excelentes resultados nos três edifícios analisados para os deslocamentos no topo, reações e solicitações nas vigas. Também conseguiu captar muito bem o efeito de torção que ocorre em função da excentricidade das cargas de vento. Verificou-se, assim, que este é um procedimento altamente recomendado para a utilização durante a formação acadêmica, uma vez que além de apresentar bons resultados ele também demonstra mais claramente como ocorre a transmissão das cargas horizontais no edifício. Além disso, com este modelo pode-se estudar cada pórtico isoladamente, sendo útil inclusive como ferramenta projetual para avaliar a importância de cada um deles no sistema de contraventamento.

Constatou-se que o parâmetro α pode ser utilizado na etapa de pré-dimensionamento como um bom indicador inicial da estabilidade global. Todavia, provavelmente o ideal seria utilizar também um indicador inicial da rigidez horizontal global do edifício que não dependesse da magnitude das cargas verticais. Uma avaliação inicial desta rigidez poderia evitar os grandes deslocamentos horizontais obtidos para o edifício de 16 pavimentos. Com base nos resultados para este edifício, pode-se concluir que os critérios de pré-dimensionamento usualmente utilizados, como os que foram apresentados no Apêndice 1 deste trabalho, não são suficientes para garantir uma rigidez horizontal global adequada em edifícios altos com estrutura de contraventamento composta apenas por pórticos.

No estudo das combinações de ações no ELU verificou-se, como esperado, que o efeito do vento é muito significativo em edifícios altos, sendo fundamental considerá-lo para o dimensionamento dos pilares e das vigas dos pórticos, especialmente nas dos pavimentos inferiores, onde as envoltórias de momentos fletores apresentaram maiores acréscimos em relação aos valores obtidos com uma combinação exclusiva de cargas verticais. No edifício de quatro pavimentos este efeito foi bem menor, mas ainda assim, com base nos resultados obtidos, não é aconselhável desprezá-lo, mesmo em edifícios de menor porte como este.

Observou-se também que com os modelos utilizados é possível colocar em prática o processo de aproximações sucessivas: os resultados dos modelos mais complexos puderam ser comparados com os dos modelos mais simples, verificando-se assim se os resultados estavam

coerentes entre si e buscando-se explicar os motivos das diferenças mais proeminentes. Em particular, este processo se mostrou importante na modelagem do pórtico espacial, pois sendo este modelo muito complexo é aconselhável possuir uma estimativa inicial dos valores a serem obtidos nos resultados da análise para a verificação de eventuais erros de modelagem. Por exemplo, neste trabalho foram encontrados alguns erros na introdução das cargas atuantes após a comparação destes resultados, os quais foram prontamente corrigidos. Neste sentido, a aferição da igualdade entre a soma de reações verticais e soma das cargas verticais atuantes também se mostrou como um importante critério de verificação.

Com relação aos *softwares* utilizados, constatou-se que o Ftool apresenta como vantagem sua simplicidade, o que facilita a modelagem estrutural e a visualização dos resultados. Além disso, ele oferece recursos muito interessantes como por exemplo a utilização de vínculos elásticos e a possibilidade de analisar várias estruturas simultaneamente em um mesmo arquivo. Verificou-se, todavia, que uma possível melhoria neste *software* seria a inclusão da possibilidade de divisão de carregamentos, o que permitiria a realização de combinações de ações. O Robot Structural Analysis, por outro lado, apresenta maior complexidade e exige um maior tempo de adaptação por parte do usuário, mas também oferece um maior poder de cálculo, possibilitando a realização de análises por modelos estruturais mais complexos. Alguns recursos avançados oferecidos por este *software* foram muito importantes neste trabalho, como por exemplo a inclusão de diafragmas rígidos no modelo de pórtico espacial e a análise de segunda ordem pelo processo P-Delta. Outro ponto positivo que ele apresenta é a possibilidade de trabalhar com planilhas editáveis de geometria, propriedades e cargas atuantes. De um modo geral, pode-se concluir que ambos os *softwares* são adequados para o uso acadêmico, tanto por terem apresentado respostas positivas, quando por oferecerem licenças gratuitas para estudantes.

Em suma, verificou-se neste trabalho que os modelos mais simples são importantes tanto para a compreensão do funcionamento da estrutura quanto como ferramenta projetual, se utilizados nas etapas de concepção estrutural e de pré-dimensionamento dos elementos, bem como na verificação dos resultados. Por outro lado, constatou-se que de fato o modelo de pórtico espacial é capaz de representar mais realisticamente todos os comportamentos estruturais, como ficou visível por exemplo na compatibilização dos deslocamentos horizontais devidos às cargas verticais. Além disso, os programas comerciais usualmente utilizam o modelo de pórtico espacial, logo é fundamental que o engenheiro tenha pleno domínio de sua utilização.

Desta forma, conclui-se que, no âmbito acadêmico, é interessante que os estudantes sigam utilizando os modelos mais simples em sua formação, mas também venham a utilizar modelos mais complexos como o de pórtico espacial em etapas posteriores do curso, de maneira que degraus de aprendizagem sejam vencidos e eles consigam construir o conhecimento na área de análise e projeto estrutural de forma gradual, relacionando o conhecimento adquirido em diferentes etapas de sua formação.

7.2 SUGESTÕES DE PESQUISA

A seguir são listadas sugestões de pesquisa para dar prosseguimento aos estudos dos assuntos abordados neste trabalho.

- Estudo do desempenho de modelos estruturais em edifícios com outras características em planta. Por exemplo, pode-se trabalhar com plantas estruturais que apresentem cruzamentos de vigas nos quais seja difícil identificar qual viga se apoia em qual, ou nos quais os momentos torçores sejam significativos. Neste caso as diferenças entre os modelos de vigas contínuas e de grelhas devem ser mais significativas.
- Estudo do desempenho de modelos estruturais em edifícios com outros sistemas de contraventamento, como por exemplo contendo núcleos rígidos e/ou painéis treliçados.
- Estudo do desempenho do modelo estrutural de pórtico espacial com lajes modeladas por elementos finitos, e verificação das diferenças no comportamento global da estrutura em relação aos modelos abordados neste trabalho.
- Utilização de tramos rígidos nas modelagens estruturais, a fim de simular mais realisticamente o comportamento dos pilares, bem como de considerar as excentricidades de forma e avaliar a sua importância, uma vez que estas foram desprezadas no presente trabalho.
- Análise de edifícios com diferentes seções de pilares e de vigas nos diversos pavimentos, (seções maiores nos pavimentos inferiores e menores nos superiores), avaliando-se as diferenças entre os resultados obtidos por diferentes modelos estruturais e/ou o efeito destas variações de seções na estabilidade global e na rigidez horizontal dos pórticos.

- Elaboração, para o modelo de pórticos planos, de uma formulação para a compatibilização entre os deslocamentos horizontais nos pórticos causados por cargas verticais, semelhante a que foi utilizada neste trabalho para as cargas horizontais.
- Elaboração de um critério de pré-dimensionamento que avalie a rigidez horizontal global do edifício, a fim de evitar antecipadamente que ocorram grandes deslocamentos no topo.
- Estudo comparativo do dimensionamento e detalhamento das armaduras em função das solicitações calculadas por cada um dos modelos, com possível enfoque para o detalhamento dos nós de pórticos.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

_____. **NBR 6118**: projeto de estruturas de concreto – procedimento. Rio de Janeiro, 1980.

_____. **NBR 6120**: cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1978.

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

_____. **NBR 8681**: ações e segurança nas estruturas – procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

BARBOZA, M. R. **Concepção e análise de estruturas de edifícios em concreto armado**. Faculdade de Engenharia, Universidade Estadual Paulista, Bauru, 2008. Relatório final de iniciação científica – FAPESP. Disponível em: <<http://www.feb.unesp.br/pbastos/concreto1/Rel.%20Final%20Marcos.pdf>>. Acesso em 31 maio 2016.

BERNARDI, D. F. **Um modelo computacional para a análise global tridimensional da estrutura de edifícios altos de concreto armado com a presença de paredes estruturais**. 2010. 135 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

BESSA, V. M. R. D. **Lajes**. Porto Alegre, 2015. Apostila da disciplina de Projeto de Estruturas em Concreto Armado da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CAMPOS FILHO, A. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre, 2014. Apostila da disciplina de Estruturas de Concreto Armado II da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em 26 maio 2016.

CORRÊA, M.R.S. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. 1991. 331 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1991.

DI PIETRO, J. E. **O conhecimento qualitativo das estruturas das edificações na formação do arquiteto e do engenheiro**. 2000. 192 f. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Produção, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2000.

ELLWANGER, R. J. A construção do conhecimento em análise de estruturas de edifícios. **Revista de Ensino de Engenharia**, v. 24, n. 1, p. 23-32, 2005. Disponível em: <<http://www.abenge.org.br/revista/index.php/abenge/article/view/21>>. Acesso em 21 mar. 2016.

ELLWANGER, R. J. **Análise matricial de estruturas de barras**. Porto Alegre, 2006. Apostila da disciplina de Análise Estrutural por Computador da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

FONTES, F. F. **Análise estrutural de elementos lineares segundo a NBR 6118:2003**. 2005. 120 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2005.

FUSCO, P. B. **Estruturas de concreto: solicitações normais, estados limites últimos – teoria e aplicações**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GERE, J. M.; WEAVER JR., W. **Análise de estruturas reticuladas**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois, 1981.

GIONGO, J. S. **Concreto armado: projeto estrutural de edifícios**. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2007.

KIMURA, A. **Informática aplicada em estruturas de concreto armado: cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. 1. ed. São Paulo: Pini, 2007.

MARTHA, L. F. C. R. **Análise de estruturas: conceitos e métodos básicos**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2010.

MELO, P. R. **Pré-Dimensionamento de estruturas de madeira, de aço e de concreto para auxílio à concepção de projetos arquitetônicos**. 2013. 113 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Uberlândia, Uberlândia, 2013.

PORTO ALEGRE. Secretaria de Planejamento Municipal. **Lei Complementar nº 434/99, atualizada e compilada até a Lei Complementar nº 667/11**. Plano Diretor de Desenvolvimento Urbano Ambiental de Porto Alegre. Porto Alegre, 2011. Disponível em <http://lproweb.procempa.com.br/pmpa/prefpoa/spm/usu_doc/planodiretortexto.pdf>. Acesso em 01 nov. 2016.

PRADO, J. F. M. A. **Estruturas de edifícios em concreto armado submetidas a ações verticais e horizontais**. 1995. 180 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1995.

SUSSEKIND, J. C. **Curso de Concreto**. 2. ed. Rio de Janeiro: Globo, 1985. v. 2.

VAZ, L. E. **Método dos elementos finitos em análise de estruturas**. Rio de Janeiro: Elsevier, 2011.

APÊNDICE 1 – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

A1.1 Critérios de pré-dimensionamento

Neste item serão abordados os critérios de pré-dimensionamento que foram utilizados neste trabalho. A NBR 6118:2014 não faz nenhuma referência sobre o pré-dimensionamento propriamente dito, estando a cargo do projetista determinar qual critério irá utilizar, uma vez que nesta etapa do projeto busca-se apenas fazer uma estimativa inicial para que seja possível efetuar a primeira análise estrutural. Muitas vezes é necessário alterar essas dimensões pré-estabelecidas em função de posteriores verificações e dimensionamentos dos elementos. Quanto mais preciso for o critério de pré-dimensionamento, menor a chance de que alterações sejam necessárias. Se as alterações posteriores forem significativas, pode ser necessário efetuar uma nova análise estrutural.

A1.1.1 Lajes

O pré-dimensionamento de uma laje consiste em determinar sua espessura, que será utilizada nos seus posteriores dimensionamentos e verificações, bem como na determinação nas cargas de peso próprio da estrutura.

Giongo (2007, p. 58), estabelece, para critério de pré-dimensionamento de lajes, que:

Se a laje for armada em duas direções, isto é, se a relação entre os vãos efetivos maior e menor for menor do que 2, a espessura da laje pode ser adotada entre os limites de um cinquenta avos (1/50) e um quarenta avos (1/40) do vão teórico menor. Se a relação entre os vãos for maior que 2, esses limites se modificam para um quarenta e cinco avos (1/45) e um trinta avos (1/30) do menor vão.

Outro critério possível de ser utilizado é uma determinação de uma versão anterior da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980), a qual dispensava o cálculo rigoroso das flechas caso a condição da equação (A1.1) fosse verificada. Na versão atual da Norma referida esta determinação não consta, ou seja, atualmente as flechas devem ser verificadas mesmo que a condição supracitada seja atendida. Todavia, pode-se usá-la para estimar o valor de espessura das lajes. Para tanto, deve-se acrescentar ao valor da altura útil da laje o cobrimento e o raio estimado da armadura. Bessa (2015, p. 1) sugere que o lado direito da equação (A1.1) seja utilizado para estimar a altura da laje (h) propriamente dita, ao invés da altura útil (d), uma vez que atualmente os cobrimentos exigidos são maiores do que no período de vigência da NBR 6118:1980, ou seja, atualmente a diferença entre essas alturas é maior.

$$d \geq \frac{L}{\psi_2 \cdot \psi_3} \quad (\text{A1.1})$$

Sendo:

d = altura útil da laje;

L = menor vão da laje;

ψ_2 = constante que depende da relação entre os vãos e das condições de apoio;

ψ_3 = constante que depende do tipo de aço utilizado.

Os valores de ψ_2 são determinados pela tabela A1.1, para lajes armadas em uma direção; e pela figura A1.1, para lajes armadas em duas direções.

Tabela A1.1 – Valores de ψ_2 , para lajes armadas em uma direção

Tipos de vinculações	Valores de ψ_2
Simplemente apoiadas	1,0
Contínuas	1,2
Duplamente engastadas	1,7
Em balanço	0,5

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

Figura A1.1 – Valores de ψ_2 , para lajes armadas em duas direções

$l_y \backslash l_x$					
	$\begin{matrix} 2,2 \\ 1,7 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 2,0 \\ 1,7 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,9 \\ 1,7 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,7 \\ 1,7 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,7 \\ 1,7 \end{matrix}$
	$\begin{matrix} 2,0 \\ 1,4 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,8 \\ 1,4 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,7 \\ 1,4 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,4 \\ 1,3 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,3 \\ 1,3 \end{matrix}$
	$\begin{matrix} 1,9 \\ 1,2 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,7 \\ 1,1 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,5 \\ 1,1 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,1 \\ 1,0 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,0 \\ 1,0 \end{matrix}$
	$\begin{matrix} 1,7 \\ 0,5 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,4 \\ 0,5 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,1 \\ 0,5 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0,7 \\ 0,5 \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0,6 \\ 0,5 \end{matrix}$
	$\begin{matrix} 1,7 \\ 0,5^x \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,3 \\ 0,5^x \end{matrix}$	$\begin{matrix} 1,0 \\ 0,5^x \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0,6 \\ 0,5^x \end{matrix}$	$\begin{matrix} 0,5 \\ 0,3^x \end{matrix}$

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

Sendo:

l_x = vão maior;

l_y = vão menor;

Número superior: valor de ψ_2 para $l_x/l_y = 1$;

Número inferior: valor de ψ_2 para $l_x/l_y = 2$, podendo usar-se para razão entre lados maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco.

Deve-se interpolar linearmente os valores de ψ_2 para l_x/l_y entre 1 e 2.

Os valores de ψ_3 são obtidos em função do aço utilizado, através da tabela A1.2.

Tabela A1.2 – Valores de ψ_3

Aço utilizado	Valores de ψ_3 para lajes maciças
CA-50	25
CA-60	20

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1980)

Ao adotar-se espessuras por critérios de pré-dimensionamento, deve-se atentar aos limites mínimos estabelecidos pela Norma vigente. Segundo a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), as espessuras mínimas para lajes maciças são:

- 7 cm para lajes de cobertura que não estejam em balanço;
- 8 cm para lajes de piso que não estejam em balanço;
- 10 cm para lajes em balanço;
- 10 cm para lajes que suportam veículos com peso total menor ou igual a 30 kN;
- 12 cm para lajes que suportam veículos com peso total maior do que 30 kN.

Campos Filho (2014, p. 7) sugere uma alternativa mais precisa a fim de determinar-se a espessura das lajes. Esta alternativa se baseia na verificação do estado limite de serviço de deformações excessivas, que é exigida pela NBR 6118:2014. Segundo ele, deve-se inicialmente arbitrar a espessura da laje como sendo igual ao valor mínimo permitido, e então calcular sua flecha provável. Caso a flecha calculada seja inferior a flecha admissível, adota-se a espessura mínima. Caso contrário, aumenta-se a espessura em 1 cm e faz-se um novo cálculo, prosseguindo-se dessa forma em um processo iterativo que termina quando a condição for atendida. Como o dimensionamento da laje ainda não foi efetuado nesta etapa do projeto, a

armadura necessária ainda não foi calculada e por isso não é conhecida a rigidez da peça. Por esse motivo, é necessário estimar o momento de inércia equivalente da seção.

A1.1.2 Vigas

O pré-dimensionamento de uma viga com seção retangular consiste em determinar sua altura e sua largura, que serão usadas para determinação de sua rigidez para a análise estrutural, bem como para das cargas de peso próprio, e no seu posterior dimensionamento.

A largura das vigas geralmente é determinada em função das espessuras das paredes, que são definidas no projeto arquitetônico.

A altura das vigas pode ser determinada por fórmulas de pré-dimensionamento. Neste trabalho foram utilizadas as relações sugeridas por Di Pietro (2000), mostradas na tabela A1.3, entre a altura (h) e o vão (L) de uma viga.

Tabela A1.3 – Fórmulas de pré-dimensionamento que relacionam a altura (h) e o vão (L) de uma viga em função das condições de apoio

Viga	Bi-apoiada	Contínua	Em balanço
Concreto armado	$h=L/8$ a $L/12$	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/5$ a $L/7$
Concreto protendido	$h=L/12$ a $L/16$	$h=L/16$ a $L/18$	$h=L/7$ a $L/9$

(fonte: DI PIETRO, 2000)

A1.1.3 Pilares

O pré-dimensionamento de um pilar consiste em determinar as suas dimensões em planta para que ele resista às forças normais e aos momentos aos quais está submetido, que devem ser estimados por algum critério. Geralmente calcula-se a área da seção transversal do pilar, e as dimensões propriamente ditas são determinadas em função da planta arquitetônica. Muitas vezes é necessário redimensionar os pilares em etapas posteriores do projeto.

De acordo com os resultados obtidos por Melo (2013), um critério de pré-dimensionamento de pilares que propiciou uma boa estimativa, considerando um edifício de 10 pavimentos, é a utilização das equações (A1.2) e (A1.3), adaptadas de equações propostas por Bacarji¹ (1993, apud Melo, 2013).

¹ BACARJI, E. **Análise de estruturas de edifícios**: projeto de pilares. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

$$A_c = \left(\frac{N_d}{\sigma_{id}} \right) \cdot \gamma_{corr} \quad (\text{A1.2})$$

Sendo:

A_c = área da seção transversal do pilar;

N_d = força normal de cálculo estimada;

γ_{corr} = fator de correção, de acordo com a tabela A1.4;

σ_{id} = tensão ideal de cálculo do concreto, de acordo com a equação (A1.3);

$$\sigma_{id} = 0,85 \cdot f_{cd} + \rho(\sigma_{s2} - 0,85f_{cd}) \quad (\text{A1.3})$$

Sendo:

σ_{id} = tensão ideal de cálculo;

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto;

ρ = taxa de armadura (razão entre a área de aço e de concreto da seção transversal);

σ_{s2} = tensão no aço relativa à deformação específica de 0,2%.

O fator de correção γ_{corr} busca levar em conta os efeitos dos momentos fletores atuantes. Neste trabalho optou-se por utilizar os valores da tabela A1.4 (BACARJI², 1993, apud MELO, 2013).

Tabela A1.4 – Valores do fator de correção γ_{corr}

Posição do pilar	Fator de correção γ_{corr}
Intermediário	1,80
Extremidade	2,20
Canto	2,50

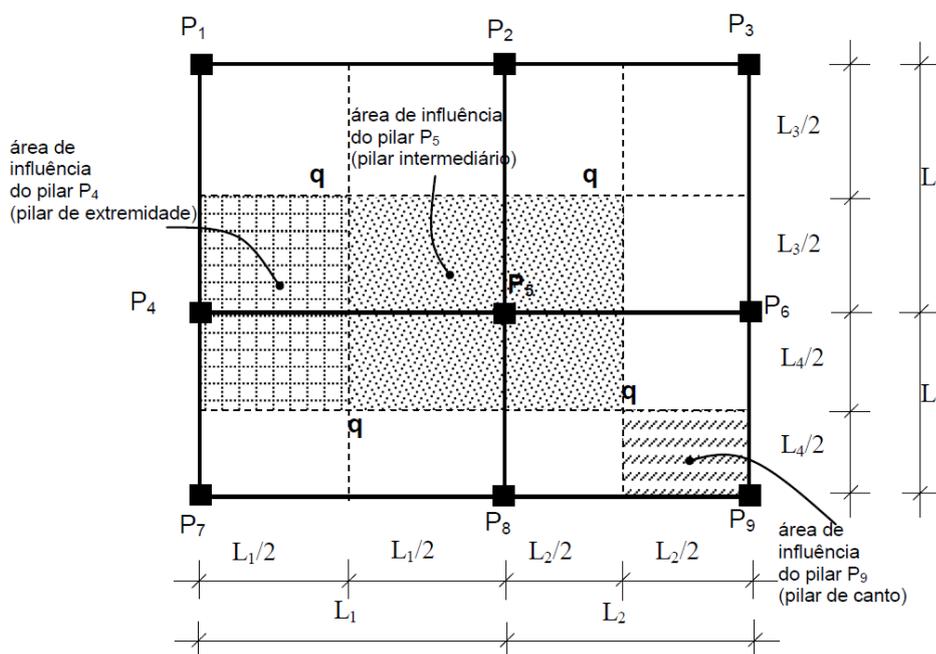
(fonte: BACARJI, 1993, apud MELO, 2013)

Num primeiro momento o valor da força normal de cálculo a ser utilizada na equação (A1.2) pode ser estimada por um processo simplificado de áreas de influência dos pilares, que considera a distância média entre os pilares em planta, como mostra a figura A1.2 (MELO, 2013). As taxas de carga a serem utilizadas (que levam em consideração todo o carregamento,

² BACARJI, E. Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares. Dissertação de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

inclusive peso próprio) são mostradas na tabela A1.5 (DI PIETRO, 2000, p. 108). A força normal é a taxa de carga multiplicada pela área de influência do pilar e por um coeficiente de majoração para fins de cálculo. Para um valor mais preciso dessas forças normais, é possível realizar um segundo pré-dimensionamento dos pilares, após obtidas as reações em análises estruturais de modelos mais simples que simulam os pavimentos (como grelhas ou vigas contínuas).

Figura A1.2 – Área de influência do pilar



(fonte: MELO, 2013)

Tabela A1.5 – Valores estimados de taxa de carga

Pavimento	Taxa de carga [kN/m ²]
Cobertura	5
Tipo	10

(fonte: adaptado de DI PIETRO, 2000)

Apesar de este procedimento ter apresentado resultados mais satisfatórios para o edifício de 10 pavimentos analisado por MELO (2013), para edifícios de pequeno porte a utilização da equação (A1.4), para pilares intermediários, e da equação (A1.5), para pilares de extremidade

e de canto, ambas propostas por Bastos³ (2005, apud MELO, 2013), se mostraram como um critério mais adequado, além de mais simples.

$$A_c = \frac{N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} \quad (\text{A1.4})$$

$$A_c = \frac{1,45 \cdot N_d}{0,6 \cdot f_{ck} + 0,42} \quad (\text{A1.5})$$

Sendo:

A_c = área da seção transversal do pilar, em cm²;

N_d = força normal de cálculo estimada, em kN;

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto, em kN/cm².

A NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73) não permite que a seção transversal de pilares e pilares-parede apresente uma dimensão menor do que 19 cm. Em casos especiais, permite a consideração de uma das dimensões entre 14 cm e 19 cm, desde que os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados no dimensionamento sejam multiplicados por um coeficiente adicional γ_n , de acordo com a tabela A1.6. Em qualquer caso, a Norma referida estabelece como área da seção transversal mínima o valor de 360 cm².

Tabela A1.6 – Valores do coeficiente adicional γ_n , para pilares e pilares-parede

b cm	≥ 19	18	17	16	15	14
γ_n	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25
onde $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$; b é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm). NOTA O coeficiente γ_n deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.						

(fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 73)

³BASTOS, P. S. **Pilares de concreto armado**. Bauru, 2005. Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto II da Universidade Estadual Paulista.

A1.2 Pré-dimensionamento das lajes

O pré-dimensionamento de lajes foi feito com base nos critérios de Giongo (2007) e da NBR 6118:1980, que foram explicados em maior detalhe no item A1.1.1 deste Apêndice. Calculou-se a espessura por cada um desses critérios, e por fim tirou-se a média entre elas. Foram consideradas, ainda, as limitações de espessuras mínimas determinadas pela NBR 6118:2014. Adotou-se, então, para cada laje, o maior valor entre a espessura mínima e a média das espessuras calculadas, sendo esta média arredondada para um número inteiro. A tabela A1.7 mostra os resultados obtidos. Como pode-se perceber, todas as lajes ficaram com 8 cm de espessura. Para as lajes que apresentaram uma espessura maior do que 8 cm pelo critério da NBR6118:1980 (L1, L4, L8, L14 E L20), calculou-se o processo sugerido por Campos Filho (2014, p. 7), e verificou-se que de fato 8 cm é uma espessura suficiente.

Tabela A1.7 – Pré-dimensionamento de lajes

Laje	Lx [cm]	Ly [cm]	Lx/Ly [-]	Espessuras de laje				
				NBR 6118:1980 [cm]	Giongo [cm]	Média [cm]	Mínima [cm]	Adotada [cm]
				L1	500	325	1,54	8,2
L2	500	325	1,54	7,1	6,5	6,8	8,0	8,0
L3	500	300	1,67	6,7	6,0	6,3	8,0	8,0
L4	500	400	1,25	8,3	8,0	8,2	8,0	8,0
L5	500	150	3,33	3,5	3,3	3,4	8,0	8,0
L6	650	325	2,00	7,6	6,5	7,1	8,0	8,0
L7	650	325	2,00	7,6	6,5	7,1	8,0	8,0
L8	650	250	2,60	8,3	5,6	6,9	8,0	8,0
L9	325	300	1,08	6,1	6,0	6,0	8,0	8,0
L10	325	300	1,08	5,6	6,0	5,8	8,0	8,0
L11	300	300	1,00	5,5	6,0	5,7	8,0	8,0
L12	400	300	1,33	6,7	6,0	6,3	8,0	8,0
L13	300	150	2,00	3,5	3,0	3,3	8,0	8,0
L14	500	325	1,54	8,2	6,5	7,4	8,0	8,0
L15	500	325	1,54	7,1	6,5	6,8	8,0	8,0
L16	240	150	1,60	3,2	3,0	3,1	8,0	8,0
L17	240	150	1,60	3,7	3,0	3,3	8,0	8,0
L18	500	150	3,33	5,0	3,3	4,2	8,0	8,0
L19	650	325	2,00	7,6	6,5	7,1	8,0	8,0
L20	650	325	2,00	9,3	6,5	7,9	8,0	8,0

continua

continuação

Laje	Lx	Ly	Lx/Ly	Espessuras de laje				
				NBR 6118:1980	Giongo	Média	Mínima	Adotada
				[cm]	[cm]	[cm]	[cm]	[cm]
L21	260	150	1,73	3,4	3,0	3,2	8,0	8,0
L22	260	150	1,73	3,4	3,0	3,2	8,0	8,0

(fonte: elaborado pelo autor)

A1.3 Pré-dimensionamento das vigas

As vigas, por sua vez, foram pré-dimensionadas de acordo com os critérios sugeridos por Di Pietro (2000), expostos no item A1.1.2 deste Apêndice. Todavia, em alguns casos foram consideradas outras condições de projeto que fizeram com que algumas delas tivessem sua altura modificada. Por exemplo, optou-se por utilizar vigas com altura de 55 cm em todo o contorno do edifício, para fins de uniformização por razões arquitetônicas (altura de esquadrias, forros). Além disso, utilizou-se 55 cm de altura nas vigas V9 e V13 para melhorar a estabilidade global do edifício: foram feitos cálculos preliminares das rigidezes dos pórticos e do parâmetro α , e chegou-se à conclusão de que o aumento da altura dessas vigas, que antes estavam com 40 cm e 30 cm, respectivamente, além de melhorar consideravelmente a estabilidade global dos edifícios, equilibraria a distribuição das cargas horizontais entre os pórticos nesta direção. Por fim, foi necessário utilizar esta mesma altura de 55cm nas vigas V2 e V4, em função dos grandes momentos negativos junto aos apoios dos pilares P7 e P12 – esta modificação foi feita após análise estrutural preliminar pelo modelo de vigas contínuas. Considerou-se, ainda, 30 cm como altura mínima para as vigas. Como largura, utilizou-se 20 cm para vigas que suportam paredes externas, e 15 cm para as demais. A tabela A1.8 mostra as dimensões adotadas.

Tabela A1.8 – Dimensões adotadas para as vigas

Viga	Largura	Altura
	[cm]	[cm]
V1	20	55
V2	15	55
V3	15	55
V4	15	55
V5	15	30
V6	20	55
V7	20	55

continua

continuação

Viga	Largura	Altura
	[cm]	[cm]
V8	15	40
V9	15	55
V10	15	30
V11	15	30
V12	15	30
V13	15	55
V14	15	55
V15	15	55
V16	20	55
V17	15	55

(fonte: elaborado pelo autor)

Cabe ressaltar que para determinar os vãos a serem utilizados nas fórmulas de pré-dimensionamento de vigas é necessário determinar anteriormente qual viga se apoia em qual. Tomando como exemplo a viga V10: pode-se considerar que ela se apoia na viga V5, apresentando neste caso um vão de 2,60 metros (como foi considerado neste trabalho); ou que ela apoia a viga V5, apresentando neste caso um vão de 5,00 metros. Uma vez que esta determinação está diretamente relacionada ao modelo de vigas contínuas, é possível concluir que um conhecimento adequado deste modelo é importante para uma correta concepção estrutural do pavimento e um adequado pré-dimensionamento das vigas.

A1.4 Pré-dimensionamento dos pilares

As dimensões dos pilares foram determinadas por um processo iterativo, utilizando alguns modelos estruturais simplificados. Para o edifício de 4 pavimentos utilizou-se as fórmulas de pré-dimensionamento propostas por Bastos⁴ (2005, apud MELO, 2013), e para os edifícios de 8 e 16 pavimentos utilizou-se as fórmulas de pré-dimensionamento propostas por Bacarji⁵ (1993, apud Melo, 2013). Estas fórmulas foram apresentadas no item A1.1.3 deste Apêndice. As etapas do processo iterativo citado são descritas a seguir:

⁴BASTOS, P. S. **Pilares de concreto armado**. Bauru, 2005. Notas de aula da disciplina de Estruturas de Concreto II da Universidade Estadual Paulista.

⁵BACARJI, E. **Análise de estruturas de edifícios: projeto de pilares**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

- a) Calcula-se, para cada pilar, a sua reação vertical pelo modelo clássico de vigas contínuas sem ajustes; pelo modelo de grelhas sem molas; e pelo método de áreas de influência;
- b) Utiliza-se o maior entre os três valores calculados em (a), majorado e multiplicado pelo número de pavimentos, nas fórmulas de pré-dimensionamento, obtendo-se as dimensões iniciais de cada pilar;
- c) Com as dimensões iniciais obtidas na etapa (b), calculam-se as constantes de mola de cada pilar. Utiliza-se o modelo de grelhas com molas e calcula-se a reação vertical de cada pilar;
- d) Utiliza-se o valor de cada reação vertical calculada em (c), majorado, multiplicado pelo número de pavimentos e somado ao peso próprio de cada pilar (calculado com as dimensões iniciais obtidas em (b)), nas fórmulas de pré-dimensionamento, obtendo-se, assim, as dimensões de cada pilar.

Este processo pode ser repetido mais vezes, todavia acarretaria em alterações desprezíveis. Assim, as dimensões calculadas na etapa (d), foram utilizadas no restante desse trabalho, para todas as análises estruturais. Em um projeto real estas dimensões poderiam ter que ser alteradas durante o dimensionamento dos elementos, caso a taxa de armadura calculada seja maior do que a máxima permitida.

As tabelas A1.9, A1.10 e A1.11 mostram as dimensões adotadas para os edifícios de 4, 8 e 16 pavimentos, respectivamente. Mostram, também, as áreas de concreto calculadas pelas fórmulas de pré-dimensionamento na etapa (d) do processo iterativo; as constantes de mola que foram utilizadas nas modelagens estruturais, calculadas de acordo com as equações (4.17) e (4.18), do item 4.2.1 deste trabalho; e os seus pesos próprios distribuídos a cada metro de comprimento. Optou-se por utilizar pilares estreitos, de modo que ficassem, sempre que possível, embutidos dentro das paredes. Todavia, levou-se em consideração a limitação da NBR 6118:2014 de que razão entre as dimensões em planta do pilar deve ser menor do que 1:5 para que este não seja considerado um pilar-parede. Por este motivo, em alguns casos foi necessário aumentar as larguras dos pilares, uma vez que o estudo de pilares-parede foge do escopo deste trabalho.

Tabela A1.9 – Dimensões adotadas para os pilares do edifício de 4 pavimentos

Pilar	Área necessária	Dimensões		Constantes de mola		Peso próprio
		hx	hy	Kx	Ky	
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN.m/rad]	[kN.m/rad]	[kN/m]
P1	315,07	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P2	685,56	35,00	20,00	2,707E+04	8,289E+04	1,75
P3	788,41	40,00	20,00	3,093E+04	1,237E+05	2,00
P4	733,36	35,00	20,00	2,707E+04	8,289E+04	1,75
P5	442,19	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P6	661,53	20,00	35,00	8,289E+04	2,707E+04	1,75
P7	827,78	40,00	20,00	3,093E+04	1,237E+05	2,00
P8	864,07	20,00	45,00	1,762E+05	3,480E+04	2,25
P9	451,21	20,00	25,00	3,021E+04	1,933E+04	1,25
P10	560,69	20,00	30,00	5,220E+04	2,320E+04	1,50
P11	57,47	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P12	577,93	30,00	20,00	2,320E+04	5,220E+04	1,50
P13	259,09	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P14	159,29	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P15	321,32	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P16	641,06	30,00	20,00	2,320E+04	5,220E+04	1,50
P17	109,85	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P18	732,80	35,00	20,00	2,707E+04	8,289E+04	1,75
P19	432,78	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A1.10 – Dimensões adotadas para os pilares do edifício de 8 pavimentos

Pilar	Área necessária	Dimensões		Constantes de mola		Peso próprio
		hx	hy	Kx	Ky	
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN.m/rad]	[kN.m/rad]	[kN/m]
P1	808,16	20,00	40,00	1,237E+05	3,093E+04	2,00
P2	1520,21	75,00	20,00	5,800E+04	8,156E+05	3,75
P3	1729,29	85,00	20,00	6,573E+04	1,187E+06	4,25
P4	1620,47	80,00	20,00	6,187E+04	9,899E+05	4,00
P5	983,77	20,00	50,00	2,417E+05	3,867E+04	2,50
P6	1700,25	20,00	85,00	1,187E+06	6,573E+04	4,25
P7	2061,93	80,00	25,00	1,208E+05	1,237E+06	5,00
P8	2264,79	25,00	90,00	1,762E+06	1,359E+05	5,63
P9	1004,32	20,00	50,00	2,417E+05	3,867E+04	2,50
P10	1354,73	20,00	70,00	6,631E+05	5,413E+04	3,50
P11	387,28	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00

continua

continuação

Pilar	Área necessária	Dimensões		Constantes de mola		Peso próprio
		hx	hy	Kx	Ky	
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN.m/rad]	[kN.m/rad]	[kN/m]
P12	1413,13	70,00	20,00	5,413E+04	6,631E+05	3,50
P13	663,51	35,00	20,00	2,707E+04	8,289E+04	1,75
P14	434,10	20,00	20,00	1,547E+04	1,547E+04	1,00
P15	816,31	20,00	40,00	1,237E+05	3,093E+04	2,00
P16	1267,82	65,00	20,00	5,027E+04	5,309E+05	3,25
P17	525,75	25,00	20,00	1,933E+04	3,021E+04	1,25
P18	1362,43	70,00	20,00	5,413E+04	6,631E+05	3,50
P19	1232,65	60,00	20,00	4,640E+04	4,176E+05	3,00

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A1.11 – Dimensões adotadas para os pilares do edifício de 16 pavimentos

Pilar	Área necessária	Dimensões		Constantes de mola		Peso próprio
		hx	hy	Kx	Ky	
	[cm ²]	[cm]	[cm]	[kN.m/rad]	[kN.m/rad]	[kN/m]
P1	1791,22	20,00	90,00	1,409E+06	6,960E+04	4,50
P2	3173,92	105,00	30,00	2,741E+05	3,357E+06	7,88
P3	3635,12	120,00	30,00	3,132E+05	5,011E+06	9,00
P4	3461,48	115,00	30,00	3,002E+05	4,411E+06	8,63
P5	2079,53	25,00	85,00	1,484E+06	1,284E+05	5,31
P6	3446,71	30,00	115,00	4,411E+06	3,002E+05	8,63
P7	4259,55	140,00	30,00	3,654E+05	7,958E+06	10,50
P8	4661,46	35,00	135,00	8,324E+06	5,595E+05	11,81
P9	2099,40	25,00	85,00	1,484E+06	1,284E+05	5,31
P10	2692,81	25,00	110,00	3,217E+06	1,661E+05	6,88
P11	1001,36	50,00	20,00	3,867E+04	2,417E+05	2,50
P12	2927,47	115,00	25,00	1,737E+05	3,675E+06	7,19
P13	1388,75	70,00	20,00	5,413E+04	6,631E+05	3,50
P14	956,34	50,00	20,00	3,867E+04	2,417E+05	2,50
P15	1796,55	20,00	90,00	1,409E+06	6,960E+04	4,50
P16	2621,00	105,00	25,00	1,586E+05	2,798E+06	6,56
P17	1175,48	60,00	20,00	4,640E+04	4,176E+05	3,00
P18	2855,60	115,00	25,00	1,737E+05	3,675E+06	7,19
P19	2674,33	105,00	25,00	1,586E+05	2,798E+06	6,56

(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

hx = dimensão do pilar, em planta, na direção x;

h_y = dimensão do pilar, em planta, na direção y ;

K_x = constante de mola em torno do eixo x ;

K_y = constante de mola em torno do eixo y .

Com as dimensões dos pilares definidas, foi possível desenhar as plantas de fôrmas dos edifícios, que se encontram no Apêndice 4. Cabe ressaltar que devido à configuração arquitetônica alguns pilares não ficaram centrados nos respectivos nós do pavimento (como por exemplo nos pilares P1, P4, P10, P15 e P19). Este tipo de excentricidade, chamada de excentricidade de forma, foi desconsiderada neste trabalho. Fontes (2005, p. 18) sugere que sejam usados trechos rígidos caso opte-se por considerar essas excentricidades, todavia este mesmo autor diz que elas costumam ter efeitos desprezíveis e que sua inobservância é comum em projetos.

APÊNDICE 2 – DETERMINAÇÃO DAS CARGAS ATUANTES

A2.1 Determinação das cargas verticais

Inicialmente, determinou-se as cargas distribuídas sobre as lajes. Como carga permanente, além do peso próprio das lajes, considerou-se em todas elas o peso de piso cerâmico e de forro falso: a tabela A2.1 mostra os valores adotados para essas cargas, sugeridos por Campos Filho (2014). Além disso, admitiu-se o valor de 3 kN/m² como carga acidental para todos os compartimentos – este valor foi obtido pela NBR 6120:1980, e se justifica pelo fato de as salas comerciais poderem ter múltiplos usos, inclusive como salas de aula. Os espaços inicialmente destinados a banheiros também podem vir a ser integrados a estas salas em eventuais reformas.

Tabela A2.1 – Cargas atuantes nas lajes

Cargas permanentes (g)	
Tipo de carga	Valor [kN/m ²]
Peso Próprio	0,08x25 = 2,00
Piso cerâmico	0,85
Forro Falso	0,50
Total	3,35

Cargas acidentais (q)	
Tipo de carga	Valor [kN/m ²]
Uso e ocupação	3,00
Total	3,00

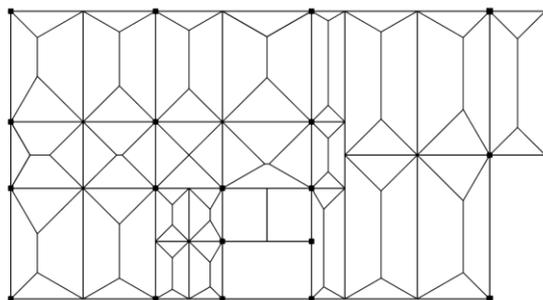
(fonte: elaborado pelo autor)

Assim, todas as lajes possuem uma carga distribuída total de 6,35 kN/m², à exceção da laje L11, que apoia diretamente algumas paredes. Admitiu-se que a carga advinda dessas paredes é distribuída uniformemente sobre ela, resultando, nesta laje, em uma carga permanente adicional de 2,75 kN/m². As demais paredes do pavimento tipo estão posicionadas acima de vigas ou dispostas de tal maneira sobre as lajes que, devido ao efeito arco, é possível admitir que elas transmitem cargas concentradas diretamente para as vigas, como é o caso das paredes acima das lajes L5, L13 e L18 – dessa forma, não interferem no carregamento das mesmas.

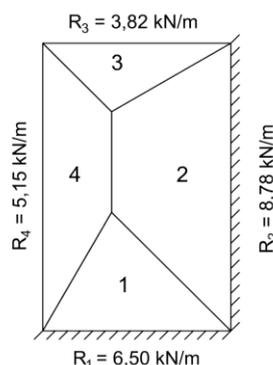
Utilizou-se o método das charneiras plásticas em sua formulação simplificada para determinar a transmissão das cargas das lajes para as vigas. A figura A2.1 mostra as charneiras plásticas das lajes do pavimento, e ilustra em maiores detalhes a transmissão das cargas da laje L1 para as vigas V1, V2, V7 e V8. Na prática este processo foi automatizado com uso da tabela A2.2, adaptada de Bessa (2015, p. 13).

Figura A2.1 – Charneiras plásticas das lajes do pavimento e laje L1 em detalhe

CHARNEIRAS:
Lajes do pavimento tipo



LAJE L1:
 $p = 6,35 \text{ kN/m}^2$



- 1) $A = 3,33 \text{ m}^2$
 $F = 3,33 \times 6,35 = 21,13 \text{ kN}$
 $F/L = 21,13/3,25 = 6,50 \text{ kN/m}$
- 2) $A = 6,91 \text{ m}^2$
 $F = 6,91 \times 6,35 = 43,88 \text{ kN}$
 $F/L = 43,88/5 = 8,78 \text{ kN/m}$
- 3) $A = 1,95 \text{ m}^2$
 $F = 1,95 \times 6,35 = 12,41 \text{ kN}$
 $F/L = 12,41/3,25 = 3,82 \text{ kN/m}$
- 4) $A = 4,06 \text{ m}^2$
 $F = 4,06 \times 6,35 = 25,77 \text{ kN}$
 $F/L = 25,77/5 = 5,15 \text{ kN/m}$

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2.2 – Reações das vigas pelo método das charneiras plásticas

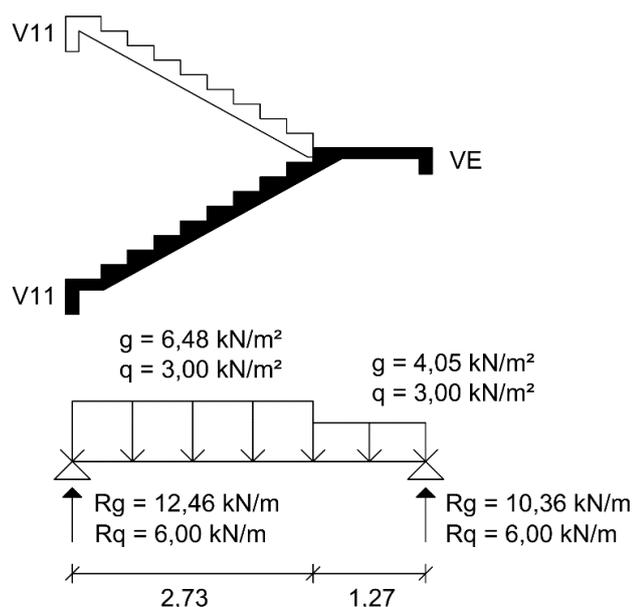
Tipo	K_x	K_y	Reações	
 $L_y \geq L_x$	$K_x = 1 - K_y$	$K_y = 0,5/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$	
	$\lambda \geq 0,733$	$K_x = 1 - K_y$	$K_y = 0,366/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$ $R_4 = 0,37 \cdot L_x \cdot p$
	$\lambda < 0,733$	$K_x = 0,683 \cdot \lambda$	$K_y = 1 - K_x$	
 $L_y \geq L_x$	$K_x = 1 - K_y$	$K_y = 0,5/\lambda$	$R_1 = 0,63 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_2 = 0,63 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$ $R_3 = 0,37 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_4 = 0,37 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$	
	$\lambda \geq 0,578$	$K_x = 1 - K_y$	$K_y = 0,289/\lambda$	$R_1 = R_3 = 0,5 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$
	$\lambda < 0,578$	$K_x = 0,866 \cdot \lambda$	$K_y = 1 - K_x$	
	$\lambda \geq 0,789$	$K_x = 1 - K_y$	$K_y = 0,394/\lambda$	$R_1 = 0,63 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$ $R_2 = R_4 = 0,5 \cdot K_x \cdot L_x \cdot p$ $R_3 = 0,37 \cdot K_y \cdot L_y \cdot p$
	$\lambda < 0,789$	$K_x = 0,634 \cdot \lambda$	$K_y = 1 - K_x$	
L_x L_y $\lambda = L_y/L_x$				

(fonte: adaptado de BESSA, 2015)

Além das cargas advindas das lajes, também foram calculados o peso próprio das vigas e o peso das paredes acima delas. A carga distribuída devida ao peso próprio de cada viga foi obtida

pela multiplicação do peso específico do concreto armado, igual a 25 kN/m^2 , pela área da seção da mesma - para as vigas externas, considerou-se ainda 5 cm de revestimento de argamassa, com peso específico de 19 kN/m^2 . Já a carga distribuída devida ao peso das paredes foi calculada considerando três tipos de fechamentos: alvenaria externa, com espessura de 25 cm (tijolo de 19 cm e reboco de 6 cm); alvenaria interna, com espessura de 15 cm (tijolo de 9 cm e reboco de 6 cm); e fechamento de vidro, para o qual admitiu-se um peso por área igual a $0,5 \text{ kN/m}^2$ - este valor foi multiplicado pela altura da parede a fim de obter-se a carga distribuída transmitida à viga. Este fechamento de vidro foi utilizado apenas na sacada, onde não é previsto o uso de alvenaria. Os furos nas demais paredes devido às esquadrias e às portas foram desconsiderados, em favor da segurança. Para o cálculo dos fechamentos em alvenaria, admitiu-se o peso específico de 13 kN/m^2 para os tijolos e de 19 kN/m^2 para os rebocos.

Figura A2.2 – Corte esquemático da escada e modelagem estrutural



(fonte: elaborado pelo autor)

A escada foi considerada como bi-apoiada nas vigas V11 e VE, sendo esta última uma viga que sustenta o patamar da mesma e se apoia nos pilares P14 e P18, estando posicionada na metade da altura dos andares. Como espessura da laje da escada utilizou-se 12 cm. A figura A2.2 ilustra o corte da escada e a sua modelagem estrutural. No lanço da escada a carga permanente total é um pouco maior do que no patamar, devido aos degraus e ao fato de a laje ser inclinada. Para transferir as reações dos apoios da escada para estrutura do pavimento, adicionou-se como carga uniformemente distribuída a reação da viga V11, e a reação da VE foi dividida igualmente entre

pilares P14 e P18 como cargas concentradas (este mesmo procedimento foi feito para o peso próprio da viga VE).

A tabela A2.3 mostra as cargas verticais distribuídas atuantes nas vigas, e a tabela A2.4 mostra as cargas concentradas. Para facilitar a organização dessas tabelas, as vigas foram discretizadas em barras, de acordo com a numeração usada para o modelo estrutural de grelhas (ver figura 5.9, no item 5.4.3.1 deste trabalho).

Tabela A2.3 – Cargas verticais distribuídas sobre as vigas

Viga	Barra	g1 (P.P.)	g2 (Paredes)	g3 (Lajes)	g (Total)	q (Lajes)
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
V1	1	3,27	8,84	2,01	14,13	1,80
	2	3,27	8,84	1,59	13,70	1,42
	3	3,27	8,84	1,47	13,58	1,31
	4	3,27	8,84	1,95	14,07	1,75
	5	3,27	8,84	0,73	12,85	0,66
	6	3,27	8,84	1,59	13,70	1,42
	7	3,27	8,84	2,01	14,13	1,80
	8	3,27	1,23	2,09	6,59	1,88
V2	9	2,06	0,00	6,63	8,69	5,93
	10	2,06	0,00	5,41	7,47	4,84
	11	2,06	5,66	7,07	14,79	4,48
	12	2,06	5,66	6,65	14,37	5,95
	13	2,06	5,66	2,50	10,23	2,24
V3	14	2,06	5,66	5,40	13,13	4,84
	15	2,06	5,66	6,86	14,58	6,14
	16	2,06	1,23	2,09	5,38	1,88
V4	17	2,06	0,00	6,63	8,69	5,93
	18	2,06	0,00	5,41	7,47	4,84
	19	2,06	5,66	5,83	13,55	3,38
	20	2,06	5,66	6,17	13,89	3,68
	21	2,06	5,66	1,95	9,67	1,75
	22	2,06	5,66	1,95	9,67	1,75
	23	2,06	5,66	2,84	10,56	2,54
V5	24	1,13	6,24	2,50	9,87	2,24
	25	1,13	6,24	3,18	10,54	2,84
	26	1,13	6,24	0,00	7,36	0,00
	27	1,13	6,24	0,00	7,36	0,00

continua

continuação

Viga	Barra	g1 (P.P.)	g2 (Paredes)	g3 (Lajes)	g (Total)	q (Lajes)
		[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]	[kN/m]
V6	28	3,27	8,84	2,01	14,13	1,80
	29	3,27	8,84	1,59	13,70	1,42
	30	3,27	8,84	0,73	12,85	0,66
	31	3,27	8,84	0,93	13,05	0,83
	32	3,27	8,84	0,00	12,12	0,00
	33	3,27	8,84	0,93	13,05	0,83
	34	3,27	8,84	1,59	13,70	1,42
	35	3,27	8,84	2,01	14,13	1,80
V7	36	3,27	8,84	2,72	14,84	2,44
	37	3,27	8,84	1,47	13,58	1,31
	38	3,27	8,84	2,72	14,84	2,44
V8	39	1,50	0,00	8,68	10,18	7,77
	40	1,50	0,00	5,01	6,51	4,48
	41	1,50	0,00	8,68	10,18	7,77
V9	42	2,06	5,66	5,99	13,71	5,37
	43	2,06	5,66	5,78	13,50	5,17
	44	2,06	5,66	7,09	14,81	4,50
	45	2,06	5,66	7,89	15,61	7,06
V10	46	1,13	6,24	4,19	11,56	3,76
	47	1,13	6,24	3,64	11,00	3,26
V11	48	1,13	0,00	13,78	14,91	7,18
	49	1,13	6,24	1,12	8,48	1,01
	50	1,13	0,00	7,76	8,89	5,10
	51	1,13	0,00	8,43	9,55	7,55
V12	52	1,13	6,24	0,00	7,36	0,00
V13	53	2,06	5,66	1,58	9,30	1,42
	54	2,06	5,66	1,58	9,30	1,42
	55	2,06	5,66	5,07	12,79	4,54
	56	2,06	5,66	6,80	14,53	6,09
V14	57	2,06	5,66	7,06	14,78	6,32
	58	2,06	5,66	6,26	13,98	5,60
	59	2,06	5,66	6,26	13,98	5,60
	60	2,06	5,66	6,59	14,31	5,90
V15	61	2,06	0,00	9,52	11,58	8,52
	62	2,06	0,00	9,52	11,58	8,52
V16	63	3,27	8,84	3,02	15,14	2,71
	64	3,27	8,84	6,40	18,52	5,73
V17	65	2,06	1,23	3,38	6,67	3,03

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2.4 – Cargas verticais concentradas

Cargas concentradas - Carregamento permanente (g)							
Pilar/Viga	Barra	Nó inicial	Nó final	xL	Força	Posição	Motivo
				[m]	[kN]		
P14	-	-	-	-	14,93	-	Escada
P18	-	-	-	-	14,93	-	Escada
V13	54	25	26	0	4,55	Nó inicial	Parede
V13	55	26	27	1,5	4,55	Centro da barra	Parede
V13	56	27	28	2,5	4,55	Centro da barra	Parede
V14	57	29	30	2,6	4,55	-	Parede
V14	59	31	32	0	4,55	Nó inicial	Parede
V14	60	32	33	2,5	4,55	Centro da barra	Parede

Cargas concentradas - Carregamento acidental (q)							
Pilar/Viga	Barra	Nó inicial	Nó final	xL	Força	Posição	Motivo
				[m]	[kN]		
P14	-	-	-	-	7,8	-	Escada
P18	-	-	-	-	7,8	-	Escada

Onde:

xL = distância do nó inicial até o ponto de aplicação da carga

(fonte: elaborado pelo autor)

Somando as cargas concentradas com os produtos de cada carga distribuída pelo respectivo comprimento de barra, obtém-se o valor total das cargas verticais aplicadas em cada pavimento: 3464,80 kN. Este valor é importante pois pode ser utilizado para verificar-se a soma de reações obtidas nas análises pelos modelos estruturais, podendo servir como indicativo de erros de modelagem.

Por fim, deve-se considerar também as cargas verticais devidas ao peso próprio dos pilares, mas estas só puderam ser calculadas após determinadas as dimensões dos mesmos.

A2.2 Determinação das cargas horizontais

As cargas horizontais devidas ao vento foram determinadas de acordo com a NBR 6123:1988. Admitiu-se que os edifícios seriam construídos nos arredores Porto Alegre, em terreno plano, e em zona urbanizada (categoria IV). Em função de suas dimensões, os três edifícios se enquadram na classe B. Com esses dados foi possível montar as tabelas A2.5, A2.6 e A2.7, que mostram os cálculos das forças devidas ao vento e dos momentos gerados por elas nas bases

dos edifícios de 4, 8 e 16 pavimentos, respectivamente. Para calcular a força aplicada em cada pavimento, utilizou-se a equação (A2.1), considerando-se a área de influência do pavimento como área frontal efetiva. Esta equação é uma combinação de três equações fornecidas pela Norma referida. Admitiu-se como simplificação que essas forças são aplicadas no centro geométrico de cada pavimento como forças concentradas.

$$F = 0,613 \cdot (V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3)^2 \cdot C_a \cdot A_e \quad (\text{A2.1})$$

Sendo:

F = força devida ao vento, em N;

V_0 = velocidade básica do vento, em m/s, obtida pela figura 1 da NBR 6123:1988;

S_1, S_2, S_3 = fatores de ajuste da velocidade básica;

C_a = coeficiente de arrasto, obtido pela figura 4 da NBR 6123:1988;

A_e = área frontal efetiva, em m², tomada aqui como a área de influência do pavimento.

Tabela A2.5 – Forças devidas ao vento atuantes no edifício de 4 pavimentos

Edifício de 4 Pavimentos: Caso 1 - Vento na direção y, normal à parede de 24,20 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	Ae	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	12	45	1,00	0,85	1,00	36,30	1,14	37,31	447,68
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	72,60	1,14	69,43	624,91
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	72,60	1,14	62,74	376,45
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	72,60	1,14	59,34	178,02
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	36,30	1,14	29,67	0,00
SOMA								258,49	1627,06

Edifício de 4 Pavimentos: Caso 2 - Vento na direção x, normal à parede de 13,25 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	12	45	1,00	0,85	1,00	19,88	0,85	15,23	182,76
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	39,75	0,85	28,35	255,11
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	39,75	0,85	25,61	153,68
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	39,75	0,85	24,23	72,68
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	19,88	0,85	12,11	0,00
SOMA								105,53	664,23

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2.6 – Forças devidas ao vento atuantes no edifício de 8 pavimentos

Edifício de 8 Pavimentos: Caso 1 - Vento na direção y, normal à parede de 24,20 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	24	45	1,00	0,93	1,00	36,30	1,26	49,03	1176,84
8°	21	45	1,00	0,91	1,00	72,60	1,26	94,85	1991,85
7°	18	45	1,00	0,90	1,00	72,60	1,26	91,26	1642,76
6°	15	45	1,00	0,88	1,00	72,60	1,26	87,20	1307,97
5°	12	45	1,00	0,85	1,00	72,60	1,26	82,47	989,60
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	72,60	1,26	76,74	690,69
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	72,60	1,26	69,35	416,08
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	72,60	1,26	65,59	196,76
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	36,30	1,26	32,79	0,00
SOMA								649,28	8412,54

Edifício de 8 Pavimentos: Caso 2 - Vento na direção x, normal à parede de 13,25 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	24	45	1,00	0,93	1,00	19,88	0,92	19,60	470,47
8°	21	45	1,00	0,91	1,00	39,75	0,92	37,92	796,30
7°	18	45	1,00	0,90	1,00	39,75	0,92	36,49	656,74
6°	15	45	1,00	0,88	1,00	39,75	0,92	34,86	522,90
5°	12	45	1,00	0,85	1,00	39,75	0,92	32,97	395,62
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	39,75	0,92	30,68	276,12
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	39,75	0,92	27,72	166,34
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	39,75	0,92	26,22	78,66
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	19,88	0,92	13,11	0,00
SOMA								259,57	3363,14

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2.7 – Forças devidas ao vento atuantes no edifício de 16 pavimentos

Edifício de 16 Pavimentos: Caso 1 - Vento na direção y, normal à parede de 24,20 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	48	45	1,00	1,01	1,00	36,30	1,37	63,40	3043,37
16°	45	45	1,00	1,01	1,00	72,60	1,37	124,78	5614,98
15°	42	45	1,00	1,00	1,00	72,60	1,37	122,64	5151,03
14°	39	45	1,00	0,99	1,00	72,60	1,37	120,39	4695,30
13°	36	45	1,00	0,98	1,00	72,60	1,37	118,01	4248,26
12°	33	45	1,00	0,97	1,00	72,60	1,37	115,47	3810,44

continua

continuação

Edifício de 16 Pavimentos: Caso 1 - Vento na direção y, normal à parede de 24,20 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
11°	30	45	1,00	0,96	1,00	72,60	1,37	112,75	3382,47
10°	27	45	1,00	0,94	1,00	72,60	1,37	109,82	2965,09
9°	24	45	1,00	0,93	1,00	72,60	1,37	106,63	2559,16
8°	21	45	1,00	0,91	1,00	72,60	1,37	103,13	2165,74
7°	18	45	1,00	0,90	1,00	72,60	1,37	99,23	1786,17
6°	15	45	1,00	0,88	1,00	72,60	1,37	94,81	1422,15
5°	12	45	1,00	0,85	1,00	72,60	1,37	89,67	1075,99
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	72,60	1,37	83,44	750,99
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	72,60	1,37	75,40	452,40
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	72,60	1,37	71,31	213,94
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	36,30	1,37	35,66	0,00
SOMA								1646,54	43337,49

Edifício de 16 Pavimentos: Caso 2 - Vento na direção x, normal à parede de 13,25 m									
Pavimento	z	Vo	S1	S2(z)	S3	A(z)	Ca	F(z)	M(z)
	[m]	[m/s]	[-]	[-]	[-]	[m ²]	[-]	[kN]	[kN.m]
Cob.	48	45	1,00	1,01	1,00	19,88	1,00	25,34	1216,28
16°	45	45	1,00	1,01	1,00	39,75	1,00	49,87	2244,03
15°	42	45	1,00	1,00	1,00	39,75	1,00	49,01	2058,61
14°	39	45	1,00	0,99	1,00	39,75	1,00	48,11	1876,48
13°	36	45	1,00	0,98	1,00	39,75	1,00	47,16	1697,82
12°	33	45	1,00	0,97	1,00	39,75	1,00	46,15	1522,84
11°	30	45	1,00	0,96	1,00	39,75	1,00	45,06	1351,81
10°	27	45	1,00	0,94	1,00	39,75	1,00	43,89	1185,00
9°	24	45	1,00	0,93	1,00	39,75	1,00	42,62	1022,77
8°	21	45	1,00	0,91	1,00	39,75	1,00	41,22	865,54
7°	18	45	1,00	0,90	1,00	39,75	1,00	39,66	713,84
6°	15	45	1,00	0,88	1,00	39,75	1,00	37,89	568,36
5°	12	45	1,00	0,85	1,00	39,75	1,00	35,84	430,02
4°	9	45	1,00	0,82	1,00	39,75	1,00	33,35	300,13
3°	6	45	1,00	0,78	1,00	39,75	1,00	30,13	180,80
2°	3	45	1,00	0,76	1,00	39,75	1,00	28,50	85,50
1°	0	45	1,00	0,76	1,00	19,88	1,00	14,25	0,00
SOMA								658,04	17319,83

(fonte: elaborado pelo autor)

Sendo:

z = cota da laje do pavimento onde será aplicada a força $F(z)$;

$A(z)$ = área de influência do pavimento cuja laje está na cota z ;

$F(z)$ = força devido ao vento atuando na cota z ;

$M(z)$ = momento gerado em relação à base do edifício pela força $F(z)$.

Cabe ressaltar que a NBR 6123, no item 6.6.2 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 1988, p. 21), exige a consideração de excentricidades na aplicação das forças de vento em relação ao eixo vertical geométrico dos edifícios, causadas pelo vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança. Essas excentricidades foram desconsideradas neste trabalho, pois exigiriam a aplicação de mais casos de vento nos diferentes modelos estruturais, gerando uma carga de trabalho extra que agregaria pouco em relação aos objetivos estabelecidos. Para fins de análise, o efeito de torção já é contemplado na aplicação de cargas centradas, em função da assimetria dos edifícios. Todavia, em um projeto real estas excentricidades devem ser consideradas.

Para avaliar a importância da ação do desaprumo foi adotado o procedimento que será explicado a seguir. Para cada edifício, admitiu-se, em cada direção, um único ângulo de desaprumo, igual ao valor de Θ_a , de acordo com a figura 3.6, admitindo-se três prumadas de pilares (valor mínimo de prumadas dos edifícios em questão, referente ao pórtico que contém a viga V16, na direção y ; e ao pórtico que contém a viga V2, na direção x). A carga horizontal fictícia equivalente para cada pavimento foi então calculada multiplicando-se a carga vertical total atuante no mesmo (igual a 3464,80 kN somados ao peso próprio dos pilares), pela tangente do ângulo do desaprumo, de acordo com a equação (3.1). Uma vez determinadas as forças horizontais fictícias equivalentes, calculou-se qual o momento total gerado por elas na base do edifício, somando o produto de cada força pelo seu respectivo braço de alavanca, que é a cota do pavimento no qual ela é aplicada. Uma vez que esta força é igual para todos os pavimentos, pois são pavimentos-tipo, foi possível simplificar este último cálculo através da sua multiplicação pelo somatório de braços de alavanca, como mostra a equação (A2.2). A tabela A2.8 mostra os cálculos dessas forças e dos momentos gerados por elas; e a tabela A2.9 mostra a comparação entre as ações do vento e do desaprumo para cada direção de cada um dos três edifícios analisados.

$$M_{total} = \sum F_H \cdot h_i = F_H \cdot \left(\sum h_i \right) \quad (A2.2)$$

Sendo:

M_{total} = momento total na base do edifício, devido às forças horizontais fictícias equivalentes ao desaprumo;

F_H = força horizontal fictícia equivalente por pavimento;

h_i = braço de alavanca da força aplicada no pavimento i , igual à cota do mesmo.

Tabela A2.8 – Cálculo das forças horizontais fictícias equivalentes ao desaprumo

Edifício	F_V	Θ_a	F_H	Σh_i	M_{total}
	[kN]	[rad]	[kN]	[m]	[kN.m]
16 Pavimentos	3830,61	0,001179	4,51	408,00	1841,88
8 Pavimentos	3637,68	0,001667	6,06	108,00	654,78
4 Pavimentos	3545,80	0,002357	8,36	30,00	250,73

(fonte: elaborado pelo autor)

Tabela A2.9 – Comparação entre as ações do vento e do desaprumo

Edifício	Direção	Momento total na base		Razão desaprumo/vento	Desaprumo pode ser desprezado?
		Desaprumo	Vento		
		[kN.m]	[kN.m]		
16 Pavimentos	Direção x	1841,88	17319,83	10,63%	Sim
	Direção y	1841,88	43337,49	4,25%	Sim
8 Pavimentos	Direção x	654,78	3363,14	19,47%	Sim
	Direção y	654,78	8412,54	7,78%	Sim
4 Pavimentos	Direção x	250,73	664,23	37,75%	Não
	Direção y	250,73	1627,06	15,41%	Sim

(fonte: elaborado pelo autor)

Analisando a tabela A2.9, percebe-se que, seguindo o critério da NBR 6118:2014 apresentado no item 3.3.2 deste trabalho, as cargas horizontais fictícias equivalentes ao desaprumo podem ser desprezadas em todos os casos, à exceção das forças atuantes na direção x no edifício de 4 pavimentos. Como simplificação, optou-se por majorar as cargas de vento, neste caso, em 37,75%. Nos demais casos, optou-se por desprezar a ação do desaprumo.

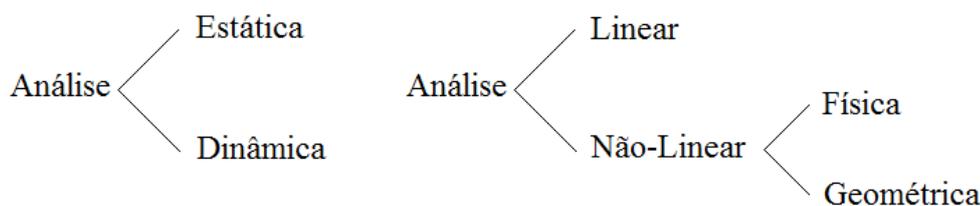
APÊNDICE 3 – MÉTODOS DE ANÁLISE ESTRUTURAL

A3.1 Tipos de Análise Estrutural

Segundo Ellwanger (2006, p. 2), a análise estrutural pode ser classificada em função de quais fatores estão sendo levados em consideração na idealização do comportamento da estrutura. A figura A3.1 ilustra essas classificações, que são explicadas a seguir.

Uma análise é classificada como estática quando desconsidera a variação das cargas aplicadas, e, conseqüentemente, da resposta da estrutura ao longo do tempo. Caso leve em consideração essas variações, a análise é dita dinâmica. No caso de uma análise estática, pode ser montado um sistema matricial de equações que relacionam as cargas aplicadas na estrutura aos deslocamentos dos nós, que são as incógnitas do problema. Já no caso de uma análise dinâmica, monta-se um sistema de equações diferenciais, onde as incógnitas passam a ser funções dependentes do tempo (ELLWANGER, 2006, p.2-4).

Figura A3.1 – Classificações dos tipos de análises estruturais



(fonte: ELLWANGER, 2006, p.2)

Ellwanger (2006, p. 3) classifica uma análise como linear quando a rigidez da estrutura analisada se mantém constante ao longo do processo de aplicação das cargas. Por outro lado, quando a rigidez mencionada varia em função da intensidade das cargas aplicadas, a análise é dita não linear. A não-linearidade pode ser física, quando ocorre perda de rigidez devido à fissuração ou plastificação dos elementos; ou geométrica, quando a variação da rigidez é causada por grandes deformações da estrutura.

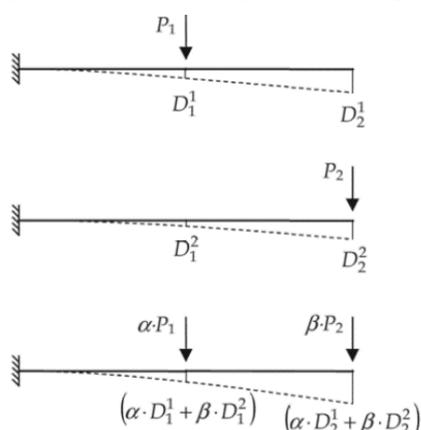
Em uma análise linear é válido o princípio de superposição de efeitos, o qual é descrito por Martha (2010, p. 96):

Esse princípio prescreve que a superposição dos campos de deslocamentos provocados por vários sistemas de forças atuando isoladamente é igual ao campo de deslocamentos provocado pelos mesmos sistemas de forças que atuam concomitantemente.

Caso opte-se por uma análise linear, esse princípio é muito importante na combinação de ações atuantes em uma estrutura, pois neste caso é possível fazer uma análise para cada ação atuando isoladamente, e, após obtidos os resultados para cada uma delas, combiná-los utilizando os coeficientes de majoração determinados na NBR 6118:2014. Ou seja, não é necessário fazer uma nova análise para cada combinação.

A figura A3.2 ilustra o princípio de superposição de efeitos, através da combinação linear de duas forças aplicadas em uma viga. Como explicado por Martha (2010, p. 96), mostra-se que essa combinação linear das forças atuantes resulta em deslocamentos que são compostos pela mesma combinação linear dos deslocamentos devidos às forças atuando isoladamente.

Figura A3.2 – Combinação linear de duas forças e os correspondentes deslocamentos



(fonte: MARTHA, 2010, p.96)

A NBR 6118 permite que seja feita a análise linear para verificação dos estados-limites de serviço e, atendidas certas condições de ductilidade, permite a utilização dos esforços obtidos por uma análise linear para o dimensionamento dos elementos estruturais ao estado-limite último (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 85):

Os resultados de uma análise linear são usualmente empregados para a verificação de estados-limites de serviço.

Os esforços solicitantes decorrentes de uma análise linear podem servir de base para o dimensionamento dos elementos estruturais no estado-limite último, mesmo que esse dimensionamento admita a plastificação dos materiais, desde que se garanta uma ductilidade mínima às peças.

As condições de ductilidade citadas são melhor detalhadas no item 14.6.4.3 da NBR 6118, conforme exposto a seguir, no que diz respeito à análise linear sem redistribuição (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 81):

Para proporcionar o adequado comportamento dútil em vigas e lajes, a posição da linha neutra no ELU deve obedecer aos seguintes limites:

- a) $x/d \leq 0,45$, para concretos com $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- b) $x/d \leq 0,35$, para concretos com $50 \text{ MPa} < f_{ck} \leq 90$ MPa.

Esses limites podem ser alterados se forem utilizados detalhes especiais de armaduras, como, por exemplo, os que produzem confinamento nessas regiões.

No que diz respeito aos valores de rigidez dos elementos em uma análise linear, a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 85) permite, como aproximação, utilizar o módulo de elasticidade secante (E_{cs}) e o momento de inércia da seção bruta de concreto. Todavia, exige a consideração dos fenômenos de fluência e fissuração para a verificação das flechas no ELS. A tabela A3.1 apresenta valores estimados arredondados para o módulo de elasticidade secante que podem ser usados no projeto estrutural.

Tabela A3.1 – Valores estimados de módulo de elasticidade secante em função da resistência característica à compressão do concreto

Classe de Resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
E_{cs} (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47

(fonte: adaptado de ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014, p. 25)

Outro tipo de análise, permitida pela NBR 6118:2014 desde que atendidas condições específicas de ductilidade, é a análise linear com redistribuição de esforços. Fontes (2005, p. 24-25) diz que, neste tipo de análise, a redistribuição dos esforços calculados em uma primeira análise linear pode ser efetuada em decorrência da variação da rigidez dos elementos estruturais, por meio de um método simplificado que promove a redução dos momentos fletores nos apoios e o consequente aumento dos momentos fletores nos vãos. Neste caso, geralmente é possível obter economia de armaduras, uma vez que os valores absolutos dos momentos positivos e negativos passam a ser mais próximos entre si. Apesar de seu uso não ser obrigatório pela NBR 6118:2014, esta análise é comumente utilizada pelos projetistas de estruturas de concreto armado. Neste trabalho ela não foi abordada por razões práticas, uma vez que demandaria muito tempo para ser implementada nos diferentes modelos estruturais adotados.

A3.2 Métodos de análise estrutural

Segundo White et al⁶ (1976, apud MARTHA, 2010, p. 90), para efetuar a análise estrutural de uma estrutura hiperestática é necessário considerar as condições de equilíbrio; as condições de compatibilidade entre deslocamentos e deformações; e as condições impostas pelas leis constitutivas dos materiais.

Para considerar esses três grupos de condições básicas da análise estrutural, podem ser utilizados diferentes métodos de resolução. Dois métodos clássicos de possível aplicação manual são o método das forças e o método dos deslocamentos, sendo este último também de possível aplicação computacional, cuja formulação dá origem a análise matricial de estruturas. Um terceiro método, mais abrangente, é o método dos elementos finitos (MEF), o qual atualmente possui significativa importância na resolução de problemas de análise estrutural.

O método das forças, ou da flexibilidade, é utilizado apenas para análises lineares, pois é baseado no princípio da superposição de efeitos. Uma vez que sua formulação mais utilizada é para aplicação manual, ele raramente é utilizado na prática profissional atualmente. Todavia, ainda apresenta uma importância didática para a compreensão do comportamento de estruturas hiperestáticas, devido a sua simplicidade.

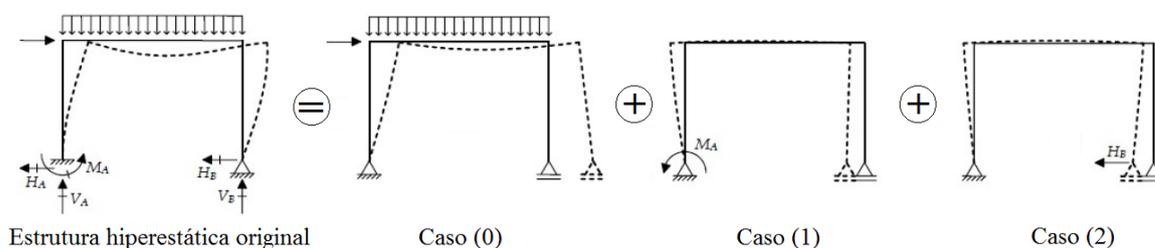
Segundo Martha (2010, p. 95), dado um conjunto de soluções de forças que satisfaçam as condições de equilíbrio, o método das forças consiste em determinar qual dessas soluções satisfaz também as condições de compatibilidade de deslocamentos e de deformações. O número de incógnitas do problema, chamado de grau de hiperestaticidade, é igual ao número de incógnitas excedentes caso tente-se resolver a estrutura unicamente com equações de equilíbrio. A figura A3.3 ilustra um exemplo de estrutura hiperestática analisada pelo método das forças. Ao lado da estrutura hiperestática original, mostra-se a superposição de casos de configurações de cargas.

Aplicando-se o método das forças a vigas, é possível formular um método ainda mais simples, chamado de método da equação dos três momentos. Este método se baseia numa sistematização que se torna possível pois a geometria de vigas é limitada, o que permite sua implementação

⁶ WHITE, R. N.; GERGELY, P.; SEXSMITH, R. G. **Structural Engineering – Combined Edition**, v. 1: Introduction to Design Concepts and Analysis; v. 2: Indeterminate Structures. Nova York: John Wiley & Sons, 1976.

computacional sem maiores dificuldades. O método da equação dos três momentos pode ser utilizado, por exemplo, para a análise estrutural do modelo estrutural de vigas contínuas.

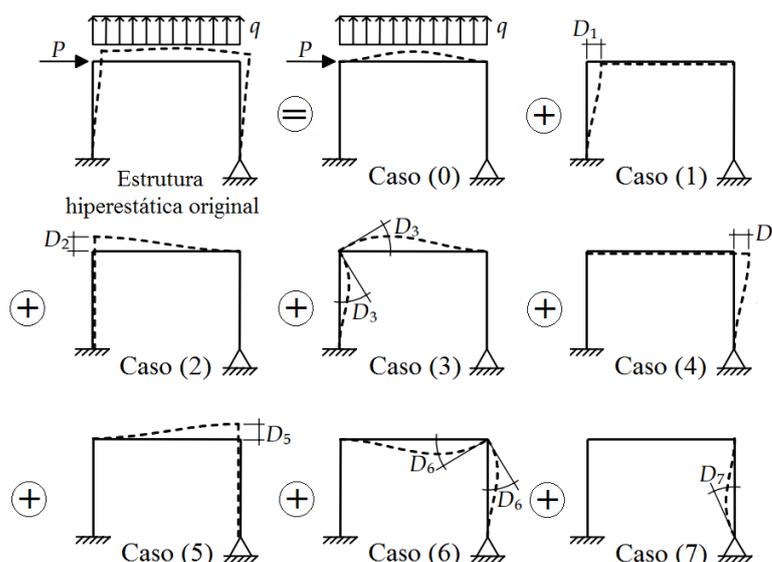
Figura A3.3 – Exemplo de aplicação do método das forças



(fonte: adaptado de MARTHA, 2010)

O método dos deslocamentos, ou da rigidez, também é baseado no princípio de superposição de efeitos, sendo, dessa forma, aplicável a análises lineares. Dependendo de sua formulação, pode ter aplicação manual ou computacional. De acordo com Martha (2010, p. 95), dado um conjunto de soluções de deslocamentos que satisfaçam as condições compatibilidade, este método consiste em determinar qual dessas soluções satisfaz também as condições de equilíbrio. O número de incógnitas do problema, chamado de grau de hipergeometria, é igual ao número de incógnitas excedentes das equações de compatibilidade. A figura A3.4 ilustra um exemplo de estrutura hiperestática analisada pelo método dos deslocamentos, onde a estrutura hiperestática original é decomposta em uma superposição de casos de configurações de deformadas elementares.

Figura A3.4 – Superposição de configurações de deformadas elementares



(fonte: adaptado de MARTHA, 2010, p. 300)

A aplicação manual deste método se torna inviável caso o grau de hipergeometria da estrutura seja muito elevado, ou caso existam muitas barras inclinadas. Nestes casos, se faz necessário o uso da sua formulação computacional, que também é chamada de análise matricial.

Apesar de o método dos deslocamentos ser aplicável apenas a análises lineares, sua sistematização computacional permitiu também a resolução de problemas não-lineares, através de uma sequência de análises lineares, chamadas de passos incrementais, nas quais ocorre a atualização da rigidez dos elementos, no caso de não linearidade física; e das coordenadas da estrutura, no caso de não linearidade geométrica.

Ellwanger (2006, p. 8-9), define seis etapas fundamentais na solução de um problema linear pela análise matricial de estruturas:

- a) Identificação estrutural: consiste na preparação de dados para a análise da estrutura;
- b) Cálculo da matriz de rigidez e do vetor de cargas nodais equivalentes de cada barra: são as contribuições da barra para a montagem da estrutura;
- c) Montagem da matriz de rigidez e do vetor de cargas de toda a estrutura: corresponde à montagem do sistema;
- d) Introdução das condições de contorno;
- e) Solução do sistema de equações;
- f) Cálculo nas solicitações nas extremidades das barras e das reações nos vínculos externos.

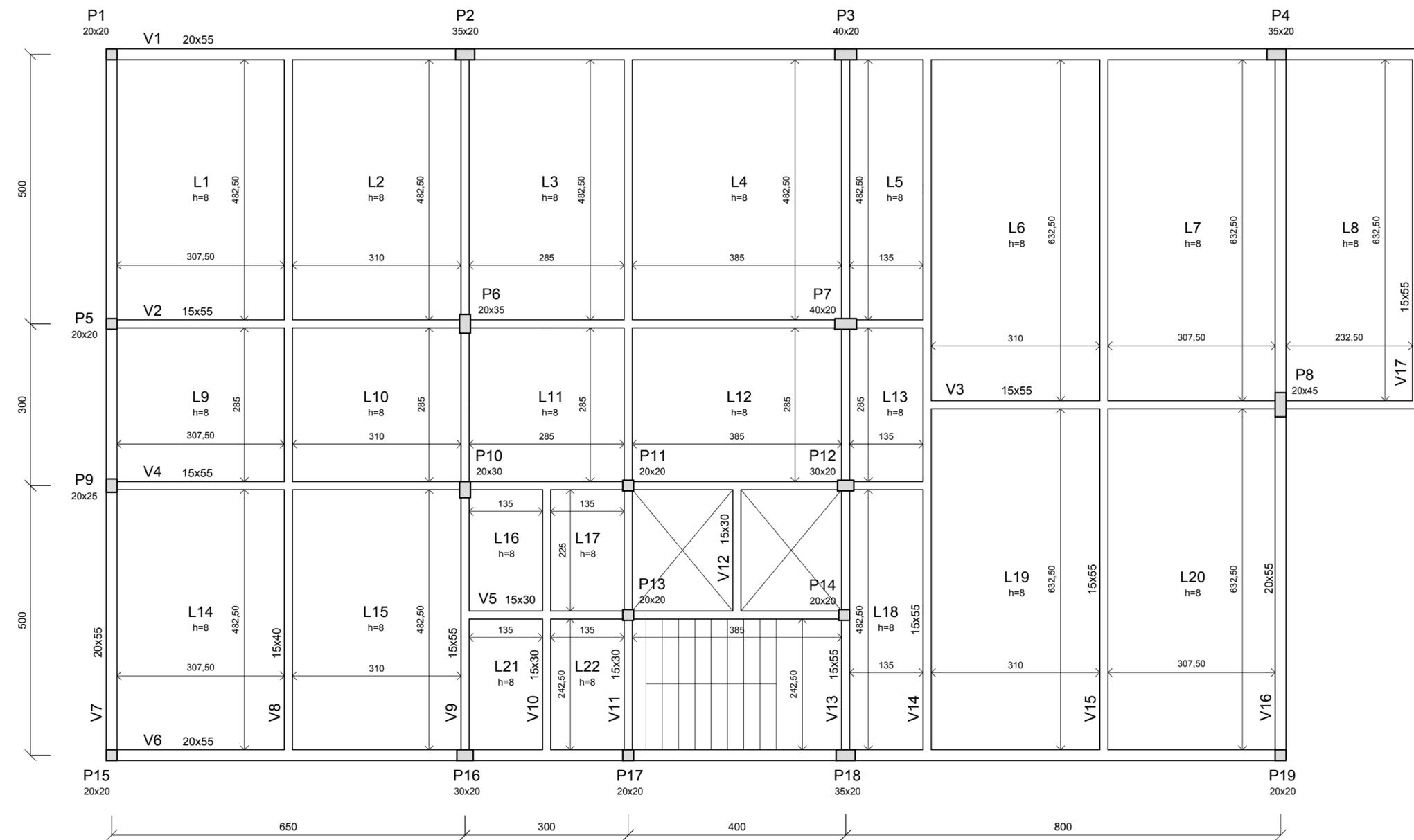
Com alterações específicas neste procedimento podem ser adicionadas outras condições ao problema, como por exemplo rótulas, vínculos elásticos, deslocamentos prescritos, efeitos da temperatura, tramos rígidos, entre outros. O *software* FTOOL, utilizado neste trabalho, é baseado na análise matricial de estruturas.

Vaz (2011, p. 1-2), diz que o Método dos Elementos Finitos foi um desenvolvimento natural da formulação da análise matricial de estruturas, e ocorreu com o crescimento do uso de computadores nas universidades e na indústria. Segundo o autor citado, enquanto a análise matricial sistematizou o método dos deslocamentos, tornando-o aplicável a diferentes geometrias de estruturas reticuladas, o desenvolvimento do MEF representou um avanço ainda maior, pois com este ele tornou-se possível resolver problemas de estruturas contínuas bi e tridimensionais. Além de sua maior generalidade, o MEF distingue-se do seu precursor por suas raízes nos métodos de energia e nos métodos aproximados.

Segundo Kimura (2007, p. 124), o MEF representa uma estrutura ou parte dela discretizada em conjuntos de elementos, chamados de elementos finitos. A esta discretização se dá o nome de malha. Cada elemento finito apresenta um comportamento particular, e, uma vez superposto aos demais elementos da malha, forma com eles um conjunto que simula a estrutura analisada. Existem inúmeros tipos de elementos finitos, que podem ser lineares (barras), bidimensionais (placas, cascas, chapas, membranas) ou tridimensionais (sólidos). A análise matricial de estruturas pode ser considerada como um caso específico do MEF para elementos lineares.

O MEF atualmente é o método de análise estrutural que mais se destaca tanto no âmbito profissional como acadêmico. Todavia, é necessário ter muito cuidado em sua utilização, pois se trata de um método aproximado e por isso é altamente dependente de um refinamento adequado da malha para que seus resultados atinjam uma precisão satisfatória. O *software* Robot Structural Analysis, utilizado neste trabalho, é baseado no MEF.

APÊNDICE 4 – PLANTAS DE FÔRMAS



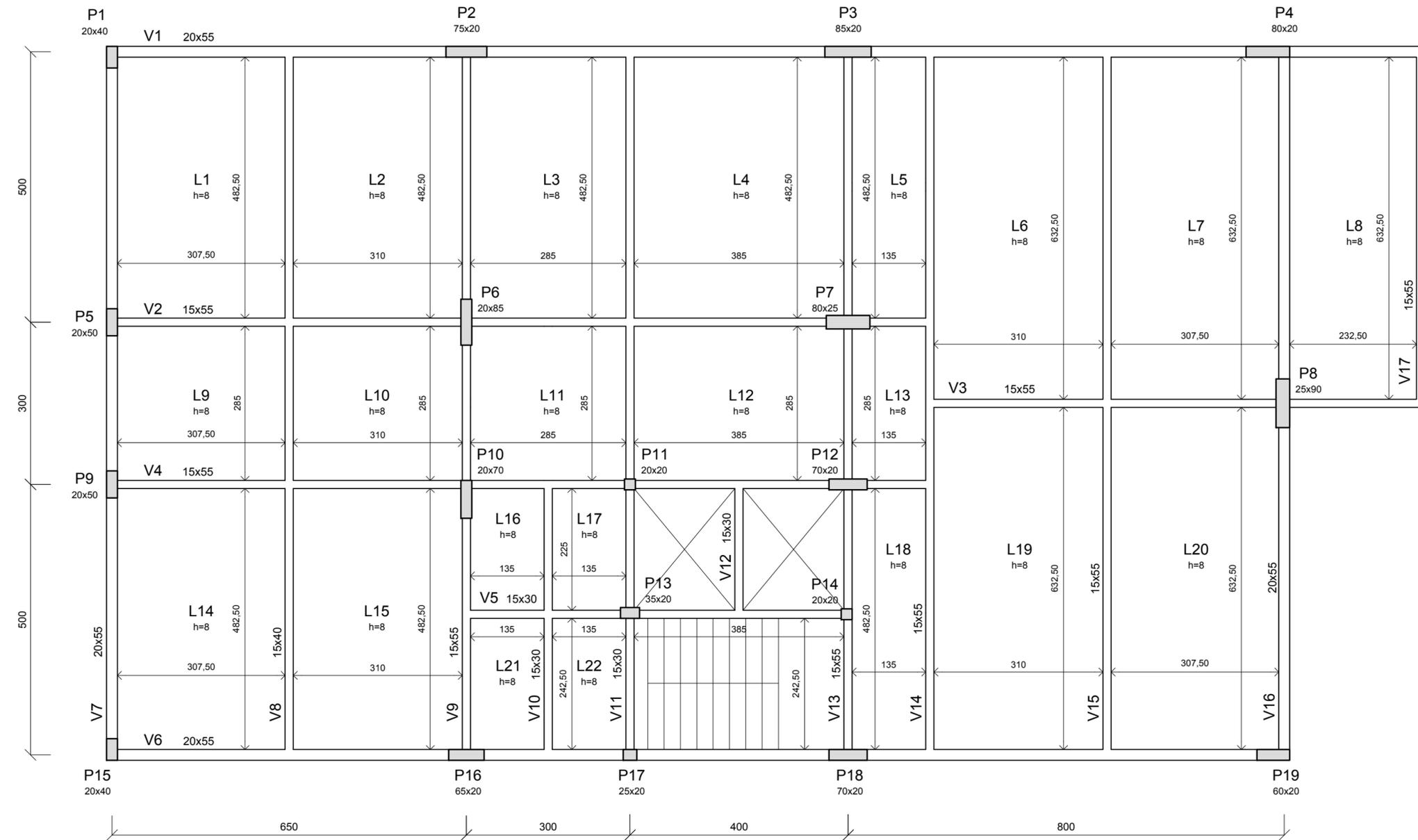
Resistência Característica do Concreto à Compressão:
fck = 35MPa

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 ESCOLA DE ENGENHARIA
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

PLANTA DE FORMAS DO EDIFÍCIO DE 4 PAVIMENTOS

Autor
Matheus Erpen Benincá

Tamanho 580mm x 297mm	Unidade cm	Escala 1/75	Data 04/11/2016	Prancha 1/3
--------------------------	---------------	----------------	--------------------	----------------



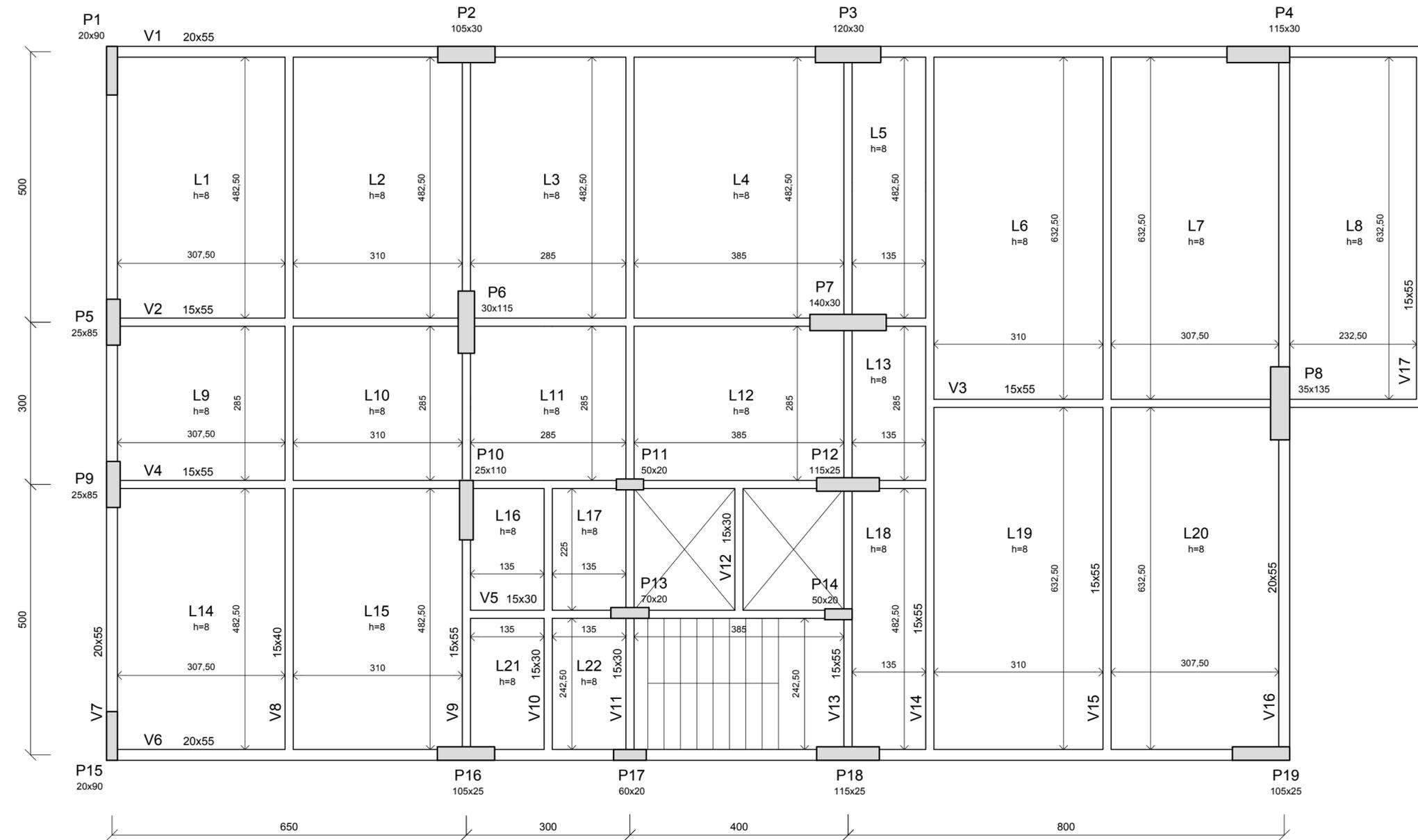
Resistência Característica do Concreto à Compressão:
fck = 35MPa

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 ESCOLA DE ENGENHARIA
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

PLANTA DE FORMAS DO EDIFÍCIO DE 8 PAVIMENTOS

Autor
Matheus Erpen Benincá

Tamanho 580mm x 297mm	Unidade cm	Escala 1/75	Data 04/11/2016	Prancha 2/3
--------------------------	---------------	----------------	--------------------	----------------



Resistência Característica do Concreto à Compressão:
 $f_{ck} = 35\text{MPa}$

UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
 ESCOLA DE ENGENHARIA
 DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
 TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO II

PLANTA DE FORMAS DO EDIFÍCIO DE 16 PAVIMENTOS

Autor
Matheus Erpen Benincá

Tamanho 580mm x 297mm	Unidade cm	Escala 1/75	Data 04/11/2016	Prancha 3/3
--------------------------	---------------	----------------	--------------------	----------------