THALES COUTO BRAGUIM

**UTILIZAÇÃO DE MODELOS DE CÁLCULO PARA PROJETO DE
EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS NO
LOCAL**

São Paulo

2013

THALES COUTO BRAGUIM

UTILIZAÇÃO DE MODELOS DE CÁLCULO PARA PROJETO DE
EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS NO
LOCAL

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil

São Paulo
2013

THALES COUTO BRAGUIM

UTILIZAÇÃO DE MODELOS DE CÁLCULO PARA PROJETO DE
EDIFÍCIOS DE PAREDES DE CONCRETO ARMADO MOLDADAS NO
LOCAL

Dissertação apresentada à Escola
Politécnica da Universidade de São Paulo
para a obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil

Área de concentração:
Engenharia de Estruturas

Orientador:
Prof. Titular Túlio Nogueira Bittencourt

São Paulo

2013

Este exemplar foi revisado e corrigido em relação à versão original, sob responsabilidade única do autor e com a anuência de seu orientador.

São Paulo, de setembro de 2013.

Assinatura do autor _____

Assinatura do orientador _____

FICHA CATALOGRÁFICA

Braguim, Thales Couto

Utilização de modelos de cálculo para projeto de edifícios de paredes de concreto armado moldadas no local / T.C.

Braguim. -- versão corr. -- São Paulo, 2013.

188 p.

Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica.

1.Paredes (Dimensionamento) 2.Concreto armado I.Universidade de São Paulo. Escola Politécnica. Departamento de Engenharia de Estruturas e Geotécnica II.t.

Dedico este trabalho aos meus pais,
especialmente ao meu pai que tanto me
orientou e incentivou a vencer desafios.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus pelas graças recebidas, e por proporcionar o momento certo das coisas acontecerem.

Agradeço aos meus pais, José Roberto Braguim e Maria Regina Couto Braguim, pelo amor, sabedoria, educação e perseverança transmitidos.

Agradeço ao meu pai, por sempre ter me incentivado a fazer o Mestrado.

Agradeço à minha irmã Thaisa Couto Braguim pela amizade, carinho e companheirismo que sempre me deram forças nos principais momentos da minha vida. Também ao meu cunhado Thiago Cássio de Aguiar por ter me ajudado com momentos de descontração.

Ao meu orientador Professor Túlio Nogueira Bittencourt pela confiança, orientação e por sempre ter me motivado.

Agradeço à amizade, ensinamentos, paciência e compreensão de Marcos de Carvalho, o qual foi fundamental ao longo do desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço ao Professor Márcio Corrêa, pela amizade, pelos importantes e diversos ensinamentos transmitidos, além das conversas e sugestões para o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Edgard Sant'Anna de Almeida Neto, por não ter me deixado desistir, além de vários ensinamentos transmitidos.

Aos amigos do Mestrado Fábio Prado, Rodolfo G. M. de Andrade, Juliana Carandina, Pedro H. C. de Lyra, Heloisa M. Reketis, Marcelo Lima e Luiz Alberto Leal que me ajudaram com esclarecimento de dúvidas, materiais de aulas perdidas, seminários, dicas e diversos estudos.

Aos meus tios Hélio Araújo Cardoso e Maria Alice Couto Cardoso, e meus primos Marília Couto Cardoso e Pedro Couto Cardoso, pelo suporte recebido em São Carlos e o incentivo em terminar este trabalho.

Agradeço à Emília Borges da Silva pela força e motivação, além de impressões de referências bibliográficas, que me foram importantes na etapa final deste trabalho.

Ao apoio recebido por todos da OSMB Engenheiros e Associados S/S Ltda.

Agradeço ao Dênis Delázari e Vinícios César Pereira Nunes por várias vezes terem me esclarecido dúvidas teóricas.

Agradeço ao GMEC principalmente à Luciana Tiemi Kataoka e Ana Carolina Marques por compartilharem dicas importantes.

A todos os professores de quem fui aluno algum dia, por participarem de minha formação.

Aos funcionários da secretaria do PEF e à Wandréa por ter me esclarecido várias dúvidas.

Agradeço ao amigo Pe. Carlos, por sempre estar presente.

Pelo incentivo e apoio recebido dos irmãos do meu pai, Amadeu Braguim Neto e Marisa Braguim Basile, dos meus tios, primos e do meu primo Rafael Braguim Basile.

A toda minha família, especialmente à minha querida e doce sobrinha Gabriela Braguim de Aguiar.

Agradeço a todos que me ajudaram a desenvolver este trabalho.

"Já paraste a considerar a enorme soma
que podem vir a dar 'muitos poucos'?"

(Mons. Josemaría Escrivá)

RESUMO

Desde meados de 2007, um aumento significativo de unidades construídas pelo sistema Paredes de concreto tem influenciado o mercado da construção habitacional no Brasil. Em abril de 2012, foi publicada uma norma brasileira que trata exclusivamente desse sistema. Além disso, o desafio em minimizar o déficit habitacional estimula a utilização desse método alternativo, pois quando aplicado adequadamente proporciona alta produtividade e menor custo em relação a outros métodos construtivos. Por essas razões, é importante conhecer quais modelos de cálculo são seguros e pertinentes para a análise estrutural de edificações construídas pelo sistema Paredes de Concreto. Neste trabalho são avaliados, por meio da comparação de resultados, quatro modelos de cálculo, dos quais dois são numéricos, utilizados para o pré-dimensionamento e dimensionamento de paredes de concreto armado, moldadas no local. Este tipo de estrutura tem sido bastante utilizada na construção de edifícios. Deste modo utilizou-se como estudo de caso, um projeto adaptado de um edifício real com quinze pavimentos tipo, para a aplicação dos modelos de cálculo e algumas normas de projeto. Os dois modelos numéricos foram desenvolvidos no *software* SAP2000, baseado no Método dos Elementos Finitos, considerando análise elástica linear. O primeiro discretiza as paredes com elementos de casca e o segundo com elementos de barra. A interação entre o solo e a estrutura não foi considerada neste trabalho. Normas de projeto foram comparadas na etapa de pré-dimensionamento quanto às resistências últimas à compressão com objetivo de avaliar a recente norma brasileira. A verificação ao dimensionamento das paredes quanto às tensões normais de compressão e tração e tensões de cisalhamento foi realizada baseada nas expressões da NBR 16055:2012. Por fim, verificou-se o Estado Limite de Serviço das deformações excessivas globais, referentes à movimentação lateral do edifício e a estabilidade global do edifício estudado, pela NBR 6118:2007.

Palavras-chave: sistema Paredes de Concreto. modelos numéricos. edifício. dimensionamento de paredes. método dos elementos finitos.

ABSTRACT

Since 2007, a significant use of the system known as Concrete Wall has been influenced the Brazilian residential construction market. In April 2012, a Brazilian code exclusively devoted to this system was published. Besides that, the challenge in reducing housing deficit stimulate the use of this alternative method, because when properly applied it provides high productivity and lower costs compared with other construction methods. For these reasons it is important to evaluate which designing models are safe and appropriate to structural analysis of buildings constructed in Concrete Wall system. In this work it is evaluated, through results comparison, four designing models, of which two are numerical, used to pre-design and to design reinforced concrete walls casted in place. This kind of structure has been widely used in buildings construction. Thus, an adapted project from a real building with fifteen floors was used as a case study in order to apply the designing models and some project design codes. Both numerical models were developed in SAP2000 software, based on Finite Element Method, considering elastic linear analysis. The former used shell elements to represent the walls and the latter used frame elements. The soil-structure interaction has not been considered in this work. Project design codes were compared at the pre-design stage in terms of the ultimate compression resistance, aiming evaluate the recent Brazilian code. The check of normal stress of compression, normal stress of tension, and shear stress, was made based on NBR 16055:2012 expressions. Finally, the service limit state related to global excessive deformation due to the lateral movement of the building and the global stability was verified through NBR 6118:2007.

Keywords: Concrete Wall system. numerical model. building. design of walls. finite element method.

LISTA DE SÍMBOLOS

f_{c14h}	resistência característica à compressão do concreto às 14 horas;
f_{ck}	resistência característica à compressão do concreto aos 28 dias;
f_{cd}	resistência de cálculo à compressão do concreto;
$f_{ct,d}$	resistência de cálculo à tração do concreto;
f_{scd}	resistência de cálculo à compressão do aço;
f_{vd}	força cortante resistente de cálculo;
$f_{vd,int}$	força cortante resistente de cálculo da interface vertical;
f_{yk}	resistência característica do aço;
f_{yd}	resistência de cálculo do aço;
$\eta_{d,resist}$	resistência última à compressão de paredes de concreto armado;
$\eta_{k,vert}$	força normal distribuída característica, obtida apenas por cargas verticais;
$\eta_{Cd,est}$	estimativa da máxima força normal distribuída de cálculo;
γ	peso específico;
γ_f	coeficiente de ponderação das ações;
γ_s	coeficiente redutor da resistência do aço;
γ_c	coeficiente redutor da resistência do concreto;
γ_g	coeficiente majorador das ações permanentes;
γ_q	coeficiente majorador das ações variáveis;
ψ_0	coeficiente redutor das ações variáveis secundárias;
λ	índice de esbeltez;
ρ	taxa geométrica da armadura vertical da parede de concreto;
δ	translação horizontal devida apenas às ações horizontais;
δ_{CF}	translação horizontal considerando a combinação frequente de ações;
δ_{lim}	translação horizontal limite dada pela NBR 6118:2007;

σ_{Cd}	tensão normal que gera condição máxima de compressão;
σ_{Td}	tensão normal que gera condição máxima de tração;
σ_{cmd}	tensão média de cálculo no concreto comprimido;
$\sigma_{d,resist}$	tensão última à compressão;
$\tau_{d,med}$	tensão de cisalhamento média de cálculo;
$\tau_{d,resist}$	tensão de cisalhamento resistente de cálculo;
θ	ângulo de desaprumo;
ν	coeficiente de Poisson;
a	coeficiente angular da reta de acréscimo médio;
b	coeficiente constante da reta de acréscimo médio;
c_a	é o coeficiente constante da reta $a=f(n)$;
c_b	é o coeficiente constante da reta $b=f(n)$;
g	carga permanente distribuída;
g_L	carga permanente oriunda das lajes;
h	altura entre pisos dos pavimentos;
h_{LI}	altura da seção transversal do lintel;
h_e	altura efetiva da parede;
m_a	é o coeficiente angular da reta $a=f(n)$;
m_b	é o coeficiente angular da reta $b=f(n)$;
n	número de pavimentos;
p	carga total distribuída;
q	carga variável distribuída;
q_{vento}	pressão dinâmica do vento;
q_L	carga acidental oriunda das lajes;
t	espessura das paredes de concreto armado;
v_0	velocidade básica do vento;
v_k	velocidade característica do vento;
A	área da seção transversal da parede de concreto armado;

A_{int}	área da interface vertical;
A_L	área de influência das lajes;
$A_{s,par}$	área de aço necessária na parede de concreto para resistir a força resultante da tensão normal de tração;
A_e	área frontal efetiva sobre o plano normal à direção do vento;
C_{AH}	coeficiente majorador das tensões normais obtidas apenas por cargas verticais para estimar o acréscimo delas devido às ações horizontais;
C_a	coeficiente de arrasto do vento conforme sua direção;
E_{CS}	módulo de elasticidade secante do concreto;
E_s	módulo de elasticidade do aço;
F_a	força de arrasto do vento;
F_d	valor de cálculo das ações para a combinação última;
$F_{d,ser}$	valor de cálculo das ações para a combinação de serviço;
F_{gk}	ações permanentes diretas;
F_{qk}	ações variáveis diretas;
F_{q1}	ação variável principal;
F_{dp}	força devido ao desaprumo;
$F_{d,tração}$	força de tração de cálculo, resultante da tensão normal de tração;
G	carga permanente concentrada;
H	altura total do edifício;
H_i	altura do edifício no pavimento n considerado;
I	momento de inércia da direção principal da seção transversal;
L	comprimento da parede em planta;
L_{LI}	comprimento do lintel em planta;
L_{inf}	comprimento de influência das lajes;
L_x	comprimento do edifício na direção X;
L_y	comprimento do edifício na direção Y;

M_k	momento fletor característico, devido apenas as ações horizontais;
M_{Cd}	momento fletor de cálculo que gera situação de compressão máxima;
M_{Td}	momento fletor de cálculo que gera situação de tração máxima;
$N_{k,vert}$	força normal concentrada característica obtida apenas por cargas verticais;
$N_{k,z}$	força normal concentrada característica obtida apenas com as ações horizontais;
N_d	força normal concentrada de cálculo;
P	carga total concentrada;
Q	carga variável concentrada;
S_1	fator topográfico;
S_2	que considera a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento com a altura com a altura e dimensões da edificação;
S_3	fator estatístico;
V_k	força cortante característica, devido apenas as ações horizontais;
V_d	força cortante de cálculo, considerando determinada combinação de ações;
$V_{d,int}$	força cortante de cálculo na interface vertical do encontro de paredes;
W	módulo de resistência à flexão;
CF	combinação frequente de ações;
PP	peso próprio dos elementos estruturais;
PP_{1PAV}	peso próprio dos elementos estruturais em um pavimento;
ΔP	carga vertical total do pavimento;
GIP	Grupo Isolado de Paredes
PIS	Paredes Isoladas
MEF	Modelo em Elementos Finitos
MPT	Modelo Pórtico Tridimensional

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 - Sistema Gethal: exemplo de paredes de concreto celular executados com forma metálica (GETHAL).....	1
Figura 1.2 - Sistema Outinord: exemplo de paredes e lajes concretadas com a utilização de formas metálicas tipo túnel (Fonte: <i>Universidad Nacional de Colombia, archivo particular</i>).....	2
Figura 1.3 - Porcentagem dos métodos executivos praticados nos empreendimentos de 39 grandes construtoras (Fonte: ABCP ago/2012);.....	4
Figura 2.1 - Formas metálicas.....	10
Figura 2.2 - Formas metálicas com compensado (ABCP).	10
Figura 2.3 - Formas de plástico (ABCP).	11
Figura 2.4 - Armadura com tela simples centrada na parede.	13
Figura 2.5 - Armadura com tela dupla, uma em cada face da parede, respeitando o cobrimento.	13
Figura 2.6 - Eletrodutos fixados na caixa elétrica que é posicionada com o auxílio da tela soldada (ABCP 2012).	15
Figura 2.7 - Fundação nivelada contendo os arranques e as instalações sanitárias. ..	15
Figura 2.8 - Montagem das telas, reforços e fixação dos espaçadores.	16
Figura 2.9 - Fixação dos eletrodutos e caixas elétricas.	16
Figura 2.10 - Colocação das instalações hidráulicas (IBTS 2012).	17
Figura 2.11 - Concretagem das paredes (Comunidade da Construção 2013).	17
Figura 2.12 - Ensaios <i>Slump test</i> e <i>Slump flow</i> (Comunidade da Construção 2013). ...	18
Figura 2.13 - Resumo comparativo de custos (NACIMBA, 2009).	19
Figura 2.14 - Planta do edifício estudado (BARRIGA, 2009).	20
Figura 2.15 - Casa com um térreo e um pavimento superior (ALVES; PEIXOTO, 2011).	21

Figura 2.16 - Edifício com um térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO 2011).	21
Figura 3.1 - Experimento 1 (KALITA; HENDRY, 1970)	26
Figura 3.2 - Experimento 2 (KESKIN, 1974).....	26
Figura 3.3 - Modelo Pórtico Tridimensional do experimento 1 (NASCIMENTO NETO, 1999).	27
Figura 3.4 - Modelo Pórtico Tridimensional do experimento 2 (NASCIMENTO NETO, 1999).	27
Figura 3.5 - Deslocamentos horizontais na Parede A do experimento 1 (NASCIMENTO NETO, 1999).	28
Figura 3.6 - Rotações das lajes do experimento 2 (NASCIMENTO NETO, 1999).....	28
Figura 3.7 - Modelo referência a) x Modelo básico b); nomenclatura de paredes e pilares (NUNES, 2011).	29
Figura 3.8 - Comparação das translações horizontais entre os modelos MEF e MPT (NUNES, 2011).....	32
Figura 3.9 - Paredes sem e com vinculações laterais; a) um plano de flexão; b) dois planos de flexão (FRAGOMENI; DOH 2010).....	33
Figura 3.10 - Nomenclatura das principais variáveis no cálculo de resistência última à compressão (EN 1992:2004).	39
Figura 3.11 - Cálculo de β conforme vinculações da parede (EN 1992:2004).....	39
Figura 3.12 - Cálculo de ℓ_e conforme vinculações da parede (NBR 16055:2012).....	42
Figura 3.13 - Decréscimo da tensão última à compressão com aumento do índice de esbeltez, conforme NBR 16055:2012.....	42
Figura 3.14 - Verificação à flexão simples em paredes com vento maior que 0,1 tf/m ²	44
Figura 4.1 - Esquema para cálculo das reações das lajes (OLIVEIRA, 2009).	49
Figura 4.2 - Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas (ABNT NBR 16055).....	50
Figura 4.3 - Espalhamento de cargas em paredes adjacentes (NUNES, 2011).....	51

Figura 4.4 - Forças de interação em regiões de aberturas.	51
Figura 4.5 - Medidas de deformações realizadas num edifício de alvenaria estrutural com cinco pavimentos (OLIVEIRA, 2009).	53
Figura 4.6 - Distribuição das ações do vento entre painéis de contraventamento (CORRÊA e RAMALHO, 2003).	55
Figura 4.7 - Modelagem do diafragma rígido no SAP2000 (CSI - SAP2000, 2011).	57
Figura 4.8 - Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas: apenas translações horizontais; não há esforço de torção.	58
Figura 4.9 - Assimetria em planta ou ações horizontais excêntricas: translações horizontais e rotação em torno da altura do edifício; há esforço de torção.	58
Figura 4.10 - Ação horizontal equivalente ao desaprumo.	61
Figura 4.11 - Direção e sentido das ações horizontais.	62
Figura 4.12 - Modelagem estrutural do núcleo - elemento Yagui (1971) (PEREIRA 2000).	63
Figura 4.13 - Modelo Pórtico Tridimensional (CORRÊA, 2003).	65
Figura 4.14 - Aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional.	66
Figura 4.15 - Sistema de eixos local do elemento <i>Frame</i> (CSI - SAP2000, 2011).	67
Figura 4.16 - Graus de liberdade por nó de determinado elemento finito (CSI - SAP2000, 2011).	68
Figura 4.17 - Sistema de eixos local do elemento <i>Shell</i> (CSI - SAP2000, 2011).	69
Figura 4.18 - Considerações sobre a largura útil de mesas em vigas (TIMOSHENKO, 1966).	70
Figura 5.1 - Edifício estudo preliminar: casos A e B; medidas (cm).	72
Figura 5.2 - Áreas de influência das lajes nas paredes – Caso A.	75
Figura 5.3 - Áreas de influência das lajes nas paredes – Caso B.	75
Figura 5.4 - Definição dos Grupos Isolados de Paredes para o EP.	77
Figura 5.5 - Modelo Pórtico Tridimensional do EP.	78

Figura 5.6 - Modelo em Elementos Finitos: malhas de 20x20 e 40x40 para os casos A e B.....	79
Figura 5.7 - Diagrama de $M_{k,y}$ da parede PH01 para os casos A e B.....	82
Figura 5.8 - Diagrama de $V_{k,x}$ da parede PH01 para os casos A e B.	83
Figura 5.9 - Diagrama de $N_{k,z}$ da parede PH01 para os casos A e B.	83
Figura 5.10 - Diagramas de tensões normais (MEF20) e forças normais (MPT) – caso A.	86
Figura 5.11 - Diagramas de tensões normais (MEF20) e forças normais (MPT) – caso B.	86
Figura 5.12 - Diagrama de $M_{k,x}$ da parede PV01 para os casos A e B.....	87
Figura 5.13 - Diagrama de $V_{k,y}$ da parede PV01 para os casos A e B.....	88
Figura 5.14 - Diagrama de $N_{k,z}$ da parede PV01 para os casos A e B.	88
Figura 5.15 - Diagramas de $M_{Cd,y}$ e $N_{Cd,z}$ para combinação C _{1-S180} da PH01 no caso B.	93
Figura 5.16 - Tensões normais para a condição máxima de compressão – PH01 – Caso B.....	95
Figura 5.17 - Translações horizontais na direção X – Caso A.	95
Figura 5.18 - Translações horizontais na direção Y – Caso A.	96
Figura 5.19 - Translações horizontais na direção X – Caso B.	96
Figura 5.20 - Translações horizontais na direção Y – Caso B.	97
Figura 6.1 - Edifício Condomínio das Árvores do empreendimento Reserva Jardim Botânico.	98
Figura 6.2 - Planta do pavimento tipo do edifício exemplo; Nomenclatura das paredes e lintéis; cotas apresentadas em cm;.....	99
Figura 6.3 - Cotagem horizontal dos eixos das paredes, lintéis e pilar.	100

Figura 6.4 - Cotagem vertical dos eixos das paredes, lintéis e pilar.....	100
Figura 6.5 - Parâmetros para o cálculo das forças de arrasto do vento - (EE).....	102
Figura 6.6 - Definição dos Grupos Isolados de Paredes para o edifício exemplo.....	104
Figura 6.7 - Edifício exemplo representado pelo Modelo Pórtico Tridimensional.	105
Figura 6.8 - Edifício exemplo representado pelo Modelo em Elementos Finitos.	105
Figura 6.9 - Áreas de influências das lajes sobre paredes e lintéis - (EE).....	107
Figura 6.10 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PH13, PH16 e PH34 com espessura de 10 cm.	115
Figura 6.11 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PV08, PV12 e PV15 com espessura de 10 cm.....	116
Figura 6.12 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 15 pavimentos.....	118
Figura 6.13 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 12 pavimentos.....	118
Figura 6.14 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 10 pavimentos.....	119
Figura 6.15 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 8 pavimentos.....	119
Figura 6.16 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 5 pavimentos.....	119
Figura 6.17 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 2 pavimentos.....	120
Figura 6.18 - Resumo do acréscimo médio da tensão de compressão nas paredes, devido às ações horizontais, para as alturas do edifício exemplo estudadas.	120
Figura 6.19 - Reta do coeficiente angular do acréscimo médio em função de n Pavs.	121
Figura 6.20 - Reta do coeficiente constante do acréscimo médio em função de n Pavs.	121
Figura 6.21 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH13.....	132

Figura 6.22 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH16.....	133
Figura 6.23 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH34.....	134
Figura 6.24 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV08.....	135
Figura 6.25 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV12.....	136
Figura 6.26 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV15.....	137
Figura 6.27 - Diagrama de $M_{Cd,y}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C ₁ ..	138
Figura 6.28 - Diagrama de $M_{Cd,x}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C ₁ .	140
Figura 6.29 - Diagrama de $N_{Cd,z}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C ₁ .	140
Figura 6.30 - Diagrama de $N_{Cd,z}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C ₁ .	141
Figura 6.31 - Diagrama de σ_{Cd} das paredes PH13 e PH16.....	142
Figura 6.32 - Diagrama de σ_{Cd} das paredes PH34 e PV08.	142
Figura 6.33 - Diagrama de σ_{Cd} da parede PV12.....	143
Figura 6.34 - Diagrama de σ_{Cd} da parede PV15.....	143
Figura 6.35 - Diagrama de $M_{Td,y}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C ₂ .	145
Figura 6.36 - Diagrama de $M_{Td,x}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C ₂ ..	146
Figura 6.37 - Diagrama de $N_{Td,z}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C ₂ . .	146
Figura 6.38 - Diagrama de $N_{Td,z}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C ₂ ...	147
Figura 6.39 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV15.....	147

Figura 6.40 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV15 (tf/m ²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;.....	148
Figura 6.41 - Diagrama de $V_{d,x}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C ₂	149
Figura 6.42 - Diagrama de $V_{d,y}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C ₂	150
Figura 6.43 - $V_{d,int}$ na interface PH13-PV04, considerando combinação de ações C ₁ e sentido das ações horizontais 180°, obtida pelo MPT.....	152
Figura 6.44 - Procedimento para obter a força cortante de cálculo na interface PH13-PV04, pelo MEF.	153
Figura 6.45 - Translações horizontais na direção X - (EE).	155
Figura 6.46 - Translações horizontais na direção Y - (EE).	155
Figura 6.47 - Translações horizontais na direção X considerando a combinação frequente de ações - (EE).	157
Figura 6.48 - Translações horizontais na direção Y considerando a combinação frequente de ações - (EE).	157
Figura 6B-1 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PH13, PH16 e PH34 com espessura de 12 cm.	178
Figura 6B-2 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PV08, PV12 e PV15 com espessura de 12 cm.	179
Figura 6C-1 - Diagrama de σ_{Td} das paredes PH13 e PH16.	183
Figura 6C-2 - Diagrama de σ_{Td} das paredes PH34 e PV08.	183
Figura 6C-3 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV12.	183
Figura 6C-4 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH13 (tf/m ²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;.....	184
Figura 6C-5 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH16 (tf/m ²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;.....	185

Figura 6C-6 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH34 (tf/m²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;..... 186

Figura 6C-7 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV08 (tf/m²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;..... 187

Figura 6C-8 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV12 (tf/m²); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;..... 188

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Resumo de custos (BARRIGA, 2009).....	20
Tabela 2.2 - Resumo de custos para uma casa tipo com térreo e mais um pavimento superior (ALVES; PEIXOTO, 2011).	22
Tabela 2.3 - Resumo de custos para um edifício tipo com térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO, 2011).....	23
Tabela 2.4 - Resumo de custos para três edifícios tipo com térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO, 2011).....	24
Tabela 3.1 - Comparação da Força normal obtida por cargas verticais (NUNES, 2011).	30
Tabela 3.2 - Comparação de Momentos Fletores e Esforços Cortantes obtidos pelas ações horizontais (NUNES, 2011).	30
Tabela 3.3 - Comparação dos esforços solicitantes na base dos pilares considerando apenas ações horizontais (NUNES, 2011).....	31
Tabela 3.4 - Comparação dos esforços solicitantes na base dos pilares considerando combinação de cargas verticais com ações horizontais (NUNES, 2011).	31
Tabela 5.1 - Parâmetros para o cálculo das forças de arrasto do vento - (EP).....	73
Tabela 5.2 - Forças de arrasto oriundas do vento, nas direções X e Y, por pavimento - (EP).	74
Tabela 5.3 - Forças devido ao desaprumo, nas direções X e Y, por pavimento - (EP)..	74
Tabela 5.4 - PIS-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.	76
Tabela 5.5 - EP: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento – Caso B...	76
Tabela 5.6 - PIS-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.	77
Tabela 5.7 - GIP-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.....	78
Tabela 5.8 - GIP-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.....	78
Tabela 5.9 - MPT-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.....	79

Tabela 5.10 - MEF20-EP e MEF40-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A..	80
Tabela 5.11 - MEF20-EP e MEF40-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B..	80
Tabela 5.12 - EP: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.....	81
Tabela 5.13 - EP: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.....	81
Tabela 5.14 - Comparação de $M_{k,y}$ entre MEF20 x MPT no 1º pav. da PH01.....	84
Tabela 5.15 - Comparação de $N_{k,z}$ entre MEF20 e MPT nos níveis mais solicitados da PH01 nos casos A e B.	85
Tabela 5.16 - Comparação de $M_{k,x}$ entre MEF20 x MPT no 1º pav. da PV01.	89
Tabela 5.17 - Comparação do $N_{k,z}$ entre MEF20 x MPT nos níveis mais solicitados da PV01 nos casos A e B.	89
Tabela 5.18 - Comparação da máxima $N_{Cd,z}$ entre MEF20 x MPT da PH01.....	94
Tabela 5.19 - Comparação do σ_{Cd} entre MEF20 x MEF40 x MPT ao nível 0,00m da PH01.	94
Tabela 6.1 - Cálculo da força de arrasto do vento nas direções X e Y - (EE).....	103
Tabela 6.2 - Cálculo da força de desaprumo nas direções X e Y - (EE).	103
Tabela 6.3 - Valores das áreas de influência e suas respectivas cargas - (EE).....	107
Tabela 6.4 - EE: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento tipo.....	108
Tabela 6.5 - PIS-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação	109
Tabela 6.6 - GIP-EE - Cargas por grupo: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.	110
Tabela 6.7 - GIP-EE - Cargas por paredes: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.....	110
Tabela 6.8 - MPT-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.....	111

Tabela 6.9 - MEF-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.....	112
Tabela 6.10 - EE: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação.....	113
Tabela 6.11 - Estudo para a formulação de C_{AH} – Edifício exemplo com 15 pavimentos.	117
Tabela 6.12 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2001.....	125
Tabela 6.13 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2009.....	125
Tabela 6.14 - $\eta_{d,resist}$ conforme ACI 318:2011.....	126
Tabela 6.15 - $\eta_{d,resist}$ conforme EN 1992:2004.....	126
Tabela 6.16 - $\eta_{d,resist}$ conforme NBR 16055:2012	127
Tabela 6.17 - $\eta_{Cd,est}$ x $\eta_{d,resist}$ para paredes com 10 cm de espessura.....	128
Tabela 6.18 - $\eta_{Cd,est}$ x $\eta_{d,resist}$ para paredes com 12 cm de espessura.....	131
Tabela 6.19 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PH16.	134
Tabela 6.20 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PV08.....	136
Tabela 6.21 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PV15.....	137
Tabela 6.22 - Comparação dos máximos $M_{k,y}$ e $M_{Cd,y}$ nas paredes PH13, PH16 e PH34.	139
Tabela 6.23 - Comparação dos máximos $M_{k,x}$ e $M_{Cd,x}$ nas paredes PV08, PV12 e PV15.....	139
Tabela 6.24 - Comparação dos máximos $N_{k,z}$ e $N_{Cd,z}$ nas paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15.....	142
Tabela 6.25 - Verificação ao dimensionamento quanto à tensão normal de compressão.	144

Tabela 6.26 - Verificação ao dimensionamento quanto à força cortante na alma das paredes de contraventamento.	150
Tabela 6.27 - Verificação da tensão de cisalhamento em algumas interfaces verticais.	153
Tabela 6.28 - Verificação das translações horizontais - (EE).....	156
Tabela 6.29 - Verificação das translações horizontais considerando a CF - (EE).	158
Tabela 6.30 - Cálculo de $\gamma_{z,x}$	159
Tabela 6.31 - Cálculo de $\gamma_{z,y}$	159
Tabela 6A-1 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 12 pavimentos.	169
Tabela 6A-2 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 10 pavimentos.	169
Tabela 6A-3 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 8 pavimentos.	170
Tabela 6A-4 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 5 pavimentos.	170
Tabela 6A-5 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 2 pavimentos.	171
Tabela 6B-1 - EE: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento tipo (t=12cm).....	172
Tabela 6B-2 - PIS-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).	173
Tabela 6B-3 - GIP-EE - Cargas por grupo: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).....	174
Tabela 6B-4 - GIP-EE - Cargas por paredes: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).....	174
Tabela 6B-5 - MPT-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).	175
Tabela 6B-6 - MEF-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).	176

Tabela 6B-7 - EE: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).....	177
Tabela 6B-8 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2001 (t=12cm).....	180
Tabela 6B-9 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2009 (t=12cm).....	180
Tabela 6B-10 - $\eta_{d,resist}$ conforme ACI 318:2011 (t=12cm).	181
Tabela 6B-11 - $\eta_{d,resist}$ conforme EN 1992:2004 (t=12cm).....	181
Tabela 6B-12 - $\eta_{d,resist}$ conforme NBR 16055:2012 (t=12cm).....	182

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	1
1.1	Considerações iniciais.....	1
1.2	Justificativas.....	4
1.3	Objetivos	5
1.4	Metodologia.....	6
1.5	Apresentação do trabalho	7
2	SISTEMA PAREDES DE CONCRETO.....	9
2.1	Projetos	9
2.2	Tipo de formas	9
2.3	Concreto.....	11
2.4	Armaduras.....	12
2.5	Instalações	14
2.6	Execução	15
2.7	Comparação de custos	18
3	ESTUDO DO SISTEMA PAREDES DE CONCRETO.....	25
3.1	Considerações iniciais.....	25
3.2	Revisão Bibliográfica.....	25
3.3	Normas de projeto.....	32
3.3.1	<i>AS 3600:2009 – Concrete Structures</i>	<i>33</i>
3.3.2	<i>ACI 318:2011 – Building Code Requirement for Structural Concrete</i>	<i>35</i>
3.3.3	<i>EN 1992 Eurocode 2:2004 – Design of Concrete Structure</i>	<i>37</i>
3.3.4	<i>ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos.....</i>	<i>40</i>
4	MODELOS DE CÁLCULO.....	48
4.1	Distribuição de cargas verticais.....	48
4.1.1	<i>Considerações iniciais</i>	<i>48</i>
4.1.2	<i>Ações das lajes.....</i>	<i>49</i>

4.1.3	<i>Espalhamento das cargas verticais</i>	50
4.1.4	<i>Paredes Isoladas (PIS)</i>	52
4.1.5	<i>Grupo Isolado de Paredes (GIP)</i>	52
4.1.6	<i>Modelos numéricos</i>	54
4.2	<i>Distribuição de ações horizontais</i>	54
4.2.1	<i>Considerações iniciais</i>	54
4.2.2	<i>Diafragma rígido</i>	56
4.2.3	<i>Efeitos de torção</i>	57
4.2.4	<i>Ações Horizontais</i>	59
4.2.5	<i>Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)</i>	62
4.2.6	<i>Modelo em Elementos Finitos (MEF)</i>	68
4.2.7	<i>Consideração de abas em paredes de contraventamento</i>	69
4.3	<i>Propriedades mecânicas do concreto</i>	71
5	CONSOLIDAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO	72
5.1	<i>Características gerais do edifício estudo preliminar (EP)</i>	72
5.2	<i>Distribuição de cargas verticais</i>	75
5.2.1	<i>Paredes Isoladas (PIS) – (EP)</i>	75
5.2.2	<i>Grupo Isolado de Paredes (GIP) – (EP)</i>	77
5.2.3	<i>Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) – (EP)</i>	78
5.2.4	<i>Modelo em Elementos Finitos (MEF) – (EP)</i>	79
5.2.1	<i>Comparação de resultados – (EP)</i>	80
5.3	<i>Esforços solicitantes devido às ações horizontais</i>	81
5.3.1	<i>Resultados da parede PH01</i>	82
5.3.2	<i>Resultados da parede PV01</i>	87
5.4	<i>Verificação das tensões normais</i>	90
5.4.1	<i>Combinações de cálculo</i>	90
5.4.2	<i>Tensões de cálculo</i>	92
5.5	<i>Translações horizontais globais</i>	95
5.6	<i>Discussões sobre os resultados do edifício estudo preliminar</i>	97
6	EDIFÍCIO EXEMPLO PARA O ESTUDO DE CASO	98
6.1	<i>Geometria do edifício exemplo (EE)</i>	98

6.2	Elementos estruturais.....	101
6.3	Ações consideradas.....	101
6.3.1	<i>Cargas verticais.....</i>	<i>101</i>
6.3.2	<i>Ações horizontais</i>	<i>102</i>
6.4	Modelos de cálculo.....	104
6.5	Pré-dimensionamento	106
6.5.1	<i>Paredes Isoladas (PIS) – (EE).....</i>	<i>107</i>
6.5.2	<i>Grupo Isolado de Paredes (GIP) – (EE)</i>	<i>110</i>
6.5.3	<i>Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) – (EE)</i>	<i>111</i>
6.5.4	<i>Modelo em Elementos Finitos – (EE)</i>	<i>112</i>
6.5.5	<i>Comparação da distribuição de cargas verticais – (EE)</i>	<i>112</i>
6.5.6	<i>Estimativa da máxima tensão normal de compressão.....</i>	<i>116</i>
6.5.7	<i>Verificação ao pré-dimensionamento</i>	<i>123</i>
6.6	Esforços solicitantes devido às ações horizontais – edifício exemplo.....	132
6.6.1	<i>Resultados da parede PH13.....</i>	<i>132</i>
6.6.2	<i>Resultados da parede PH16.....</i>	<i>133</i>
6.6.3	<i>Resultados da parede PH34.....</i>	<i>134</i>
6.6.4	<i>Resultados da parede PV08.....</i>	<i>135</i>
6.6.5	<i>Resultados da parede PV12.....</i>	<i>136</i>
6.6.6	<i>Resultados da parede PV15.....</i>	<i>137</i>
6.7	Verificação da máxima tensão normal de compressão.....	138
6.7.1	<i>Resultados de cálculo considerando a combinação de ações C_1.....</i>	<i>138</i>
6.7.2	<i>Discussões sobre os resultados</i>	<i>143</i>
6.8	Verificação da eventual máxima tensão normal de tração	145
6.8.1	<i>Resultados de cálculo considerando a combinação de ações C_2.....</i>	<i>145</i>
6.9	Verificação ao cisalhamento	149
6.9.1	<i>Verificação da força cortante nas almas das paredes de contraventamento</i>	<i>149</i>
6.9.2	<i>Verificação da força cortante na interface vertical do encontro de paredes</i>	<i>151</i>
6.10	Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço de deformações excessivas globais.....	154
6.11	Verificação da estabilidade global.....	158

7	CONCLUSÕES.....	160
7.1	Sugestões para trabalhos futuros	164
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	165
	ANEXO A	169
	ANEXO B	172
	ANEXO C	183

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O sistema construtivo Paredes de Concreto teve sua solidificação confirmada no Brasil com a publicação da norma ABNT NBR 16055:2012– *Parede de concreto moldada no local para a construção de edificação – Requisitos e procedimentos*, em 10 de abril de 2012.

Como o próprio nome da norma diz, o sistema é voltado para construções, em sua maioria residenciais, cuja estrutura é composta por paredes de concreto armado moldadas no local, com ou sem lajes de concreto armado (uma casa térrea, por exemplo, pode ser feita com as paredes de concreto armado sem as lajes desse material para a cobertura).

Segundo Sacht, Rossignolo e Bueno (2011), a utilização de sistemas construtivos não convencionais no Brasil foi impulsionada após a extinção do Banco Nacional de Habitação (BNH), em 1986, período em que as construtoras buscavam novas tecnologias que pudessem racionalizar a produção de edifícios, otimizando suas atividades e minimizando seus custos. Dentre os sistemas construtivos desenvolvidos nesse período, destaca-se o sistema de painéis monolíticos moldados *in loco*.

Em 1980 a empresa brasileira Gethal, fundada em 1946 em Caxias do Sul, desenvolveu a tecnologia de Paredes e Lajes em Concreto Celular moldadas no local, produto que demonstrou ser melhor tecnicamente e de menor custo comparado ao concreto convencional até então utilizado.

Figura 1.1 - Sistema Gethal: exemplo de paredes de concreto celular executados com forma metálica (GETHAL).

Outro exemplo foi a importação da tecnologia criada pela empresa francesa Outinord. Seu sistema de paredes de concreto moldadas no local, utilizando formas metálicas tipo túnel, permitia executar simultaneamente paredes e lajes.

Figura 1.2 - Sistema Outinord: exemplo de paredes e lajes concretadas com a utilização de formas metálicas tipo túnel (Fonte: *Universidad Nacional de Colombia, arquivo particular*).

Os sistemas Gethal e Outinord são exemplos pioneiros do sistema Paredes de Concreto no Brasil, e que já visavam à industrialização da construção. Entretanto, o alto investimento inicial necessário, a pouca flexibilidade do sistema na época e as limitações do sistema financeiro da habitação daquele período provocaram uma descontinuidade dessa tecnologia no Brasil.

Em 2009 o Governo Federal brasileiro criou o programa Minha Casa Minha Vida 1, que tinha como objetivo a construção de um milhão de moradias. Em seguida, em 2012, o programa Minha Casa Minha Vida 2 foi anunciado como o maior programa habitacional do Brasil até então, tendo como meta a construção de dois milhões de casas e apartamentos até 2014.

Atualmente a conjuntura socioeconômica do país justifica a criação dos programas habitacionais citados, tendo em vista o alto déficit habitacional, que está em torno de 5,5 milhões de moradias (Fonte: Ministério das Cidades), a alta demanda da população mais jovem que constituirá compradores em potencial nos próximos anos, o aumento do crédito imobiliário, sendo que esse quando relacionado ao PIB nacional gera um índice próximo a 5,1 (o índice americano é 72,7; Fonte: BCB/Banco Mundial) e taxas de juros declinantes.

Desse modo, o cenário nacional demanda construções de qualidade, em grande quantidade, realizadas no menor tempo possível. É inevitável atrelar novamente o conceito da industrialização da construção civil como estratégia de ação aos desafios apresentados. Por esse motivo, o sistema Paredes de Concreto é

um dos processos construtivos mais indicados, não somente para suprir a necessidade de moradia da população de baixa renda, mas também como forma alternativa de construir edificações de maneira sustentável, econômica e com qualidade.

Conhecido por gerar alta produtividade, reduzir os desperdícios em obra, ser versátil, ter um custo x benefício bastante competitivo em relação a outros sistemas construtivos, possibilitar maior controle de qualidade e caracterizar um exemplo de industrialização da construção civil, o sistema Paredes de Concreto requer alguns pré-requisitos essenciais para que suas características sejam aproveitadas.

Primeiramente é importante que os projetos arquitetônicos sejam pensados para o sistema Paredes de Concreto. A padronização das unidades, utilização de simetrias e medidas modulares, facilita desde a fabricação da forma que receberá o concreto até a montagem delas em obra. Para aproveitar a capacidade de alta produtividade do sistema, é interessante que os empreendimentos sejam de grande porte e caracterizados por um alto índice de repetição de edificações. A escolha do concreto, tipo de armação das paredes e tipo de forma para moldar o concreto são fundamentais para obtenção da qualidade esperada, no tempo esperado. É importante que a obra tenha todos os insumos nos momentos apropriados, pois os ciclos de concretagem de paredes e lajes ocorrem diariamente. Por fim, é necessário que a cadeia produtiva esteja completamente interligada, projetistas, fornecedores de matéria prima e construtores, caracterizando assim uma logística e planejamento sistêmico, típico do setor industrial.

Desde meados de 2007, o número de unidades entregues pelo sistema Paredes de Concreto só vem aumentando. Não coincidentemente, em 2007, a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), Abesc (Associação Brasileira das Empresas de Serviços de Concretagem) e o IBTS (Instituto Brasileiro de Telas Soldadas) começaram a desenvolver ações de pesquisa sobre edificações feitas com parede de concreto moldada *in loco*, tomando como exemplo alguns empreendimentos realizados na Colômbia, país onde o sistema Paredes de Concreto já era consolidado. Uma das ações foi a criação do Grupo Paredes de Concreto o qual teve a participação de projetistas estruturais, professores de universidades e outros profissionais da cadeia produtiva, com o objetivo de criar um texto pré-normativo abordando os procedimentos e cálculos para edifícios em parede de concreto de até 5 pavimentos. O fruto deste trabalho já é percebido hoje,

principalmente com a publicação da norma brasileira NBR 16055:2012, a qual não limita o número de pavimentos para a aplicação do sistema.

A Figura 1.3 apresenta a porcentagem dos métodos construtivos utilizados no mercado da construção civil brasileira por 39 grandes construtoras (considerando a pesquisa feita em agosto de 2012). Nota-se que o sistema Paredes de Concreto corresponde a uma parcela significativa do mercado da construção de habitações.

Portanto, o presente trabalho demonstra-se interessante por apresentar alguns modelos possíveis para o desenvolvimento do projeto estrutural voltado para o sistema Paredes de Concreto, num momento em que esse método vem sendo cada vez mais utilizado na construção civil brasileira.

Figura 1.3 - Porcentagem dos métodos executivos praticados nos empreendimentos de 39 grandes construtoras (Fonte: ABCP ago/2012);

1.2 Justificativas

Por se tratar de um sistema estrutural diferente, o método construtivo Paredes de Concreto aborda conceitos que vão além da NBR 6118:2007 – *Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Há alguns anos, a prática de se recorrer a referências e normas internacionais, por não se ter até então uma norma brasileira que tratasse do assunto, era alternativa para os projetistas estruturais desenvolverem seus trabalhos.

Após a publicação da NBR 16055:2012, o mercado de construção de casas e edifícios em paredes de concreto também é estimulado devido ao fato das construtoras não precisarem mais apresentar o Documento de Avaliação Técnica

(DATec). Esse certificado fornecido, se aprovado pelo Sistema Nacional de Avaliações Técnicas (Sinat), um órgão do Ministério das Cidades, garante o desempenho e a qualidade da construção na falta de uma norma brasileira. Esse processo era demorado e podia inviabilizar a escolha pelo sistema. Além disso, é tão importante quanto, projetistas estruturais ganharam mais um parâmetro para dimensionar suas estruturas em Paredes de Concreto.

A comparação dos procedimentos para o dimensionamento das paredes de concreto indicados na NBR16055:2012, com os equivalentes indicados em normas internacionais, é de extrema importância para se adquirir sensibilidade quanto aos parâmetros de uma nova norma.

Outro fator de extrema importância é a consolidação de modelos de cálculos alternativos para o sistema Paredes de Concreto, já utilizados em métodos construtivos análogos como a Alvenaria Estrutural, por exemplo.

Portanto, o presente trabalho torna-se útil ao meio técnico-científico por apresentar comparações entre resultados obtidos por algumas normas internacionais com a NBR 16055:2012. Além disso, comparam-se modelos de cálculo distintos ao se fazer a análise estrutural de edifícios em Paredes de Concreto.

1.3 Objetivos

O objetivo principal deste trabalho é avaliar por meio da comparação de resultados, os modelos de cálculo, utilizados para o pré-dimensionamento e dimensionamento de paredes de concreto armado, moldadas no local. Este tipo de estrutura tem sido bastante utilizada em edifícios construídos pelo sistema Paredes de Concreto.

Para atingir o objetivo principal, os objetivos específicos foram definidos, como:

- avaliar os modelos de cálculo para a distribuição de cargas verticais nas paredes;
- verificar o pré-dimensionamento da espessura das paredes conforme normas AS 3600:2001, AS3600:2009, ACI 318:2011, EN 1992:2004 e NBR 16055:2012 e avaliar os resultados dessas normas;

- avaliar os modelos numéricos para a distribuição das ações horizontais nas paredes;
- verificar o dimensionamento das paredes considerando a combinação de ações verticais e horizontais;
- verificar o estado limite de serviço das deformações excessivas globais;
- avaliar a estabilidade global.

1.4 Metodologia

Inicialmente apresentam-se as características do método construtivo chamado sistema Paredes de Concreto e resultados de pesquisas que compararam a viabilidade econômica entre o sistema Paredes de Concreto com outros métodos construtivos.

Em seguida, uma revisão bibliográfica é feita sobre a aplicação e a comparação dos dois modelos numéricos utilizados neste trabalho e sobre as expressões de resistência última à compressão propostas pelas normas AS 3600:2001, AS3600:2009, ACI318:2011, EN 1992:2004 e NBR 16055:2012.

Os fundamentos teóricos dos modelos de cálculo Paredes Isoladas (PIS), Grupo Isolado de Paredes (GIP), Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) e Modelo em Elementos Finitos (MEF) são apresentados e posteriormente consolidados aplicando-os em um edifício hipotético, chamado edifício estudo preliminar. Observa-se que o MPT e o MEF são modelos numéricos.

Um estudo de caso é realizado, no chamado edifício exemplo (EE), no qual são comparados os resultados dos modelos de cálculo desenvolvidos, assim como resultados obtidos pelas normas citadas, a fim de serem atingidos os objetivos específicos.

Primeiramente, a distribuição de cargas verticais é realizada de acordo com cada modelo de cálculo. As forças normais ao nível da fundação são comparadas a fim de verificar as diferenças obtidas entre cada modelo considerado. O pré-dimensionamento das paredes é realizado comparando a estimativa da máxima tensão de compressão nas paredes com a resistência última à compressão calculada pelas normas AS 3600:2001, AS3600:2009, ACI 318:2011, EN 1992:2004 e NBR 16055:2012. Nesta etapa, a recente norma brasileira é comparada com as

demaís com o objetivo de avaliar as diferenças entre elas, e adquirir sensibilidade da nova norma brasileira.

Em seguida, os esforços solicitantes característicos das paredes do EE, obtidos pelos modelos numéricos e considerando apenas as ações horizontais, são comparados por meio de seus diagramas, a fim de avaliar as diferenças entre eles na distribuição das ações horizontais.

O dimensionamento das paredes do EE, considerando a combinação de ações verticais e horizontais, é realizado quanto às máximas tensões normais de compressão e tração e às máximas tensões tangenciais, conforme a NBR 16055:2012.

O Estado Limite de Serviço das deformações excessivas globais é verificado ao longo da altura do edifício exemplo, por meio da comparação das translações horizontais obtidas nos modelos numéricos com a translação limite definida pela NBR 6118:2007.

Finalmente, a análise da estabilidade global do edifício exemplo é feita calculando-se o coeficiente γ_z em suas direções principais.

Os modelos numéricos (MEF e MPT) foram desenvolvidos no *software* SAP2000, baseado no Método dos Elementos Finitos, considerando análise elástica linear. A interação entre o solo e a estrutura não foi considerada.

1.5 Apresentação do trabalho

Este trabalho está dividido em sete capítulos, sendo que o primeiro aborda a as considerações iniciais, as justificativas, os objetivos e a metodologia do tema proposto.

No capítulo dois, as características intrínsecas ao sistema Paredes de Concreto, as quais são necessárias para que o método apresente suas vantagens em relação aos outros, são apresentadas. Resultados de pesquisas em que comparam o custo da construção de determinadas edificações, entre os métodos construtivos, incluindo o sistema Paredes de Concreto, são mostrados.

A revisão bibliográfica dos modelos numéricos e das normas de projetos utilizadas é apresentada no capítulo três, "Estudo sobre o sistema Paredes de Concreto".

Todo fundamento teórico associado aos modelos de cálculo constam no quarto capítulo.

No capítulo cinco, os modelos de cálculo são empregados em um edifício hipotético, chamado edifício estudo preliminar, a fim de consolidar os fundamentos teóricos apresentados no capítulo quatro.

O estudo de caso é apresentado no capítulo seis, onde constam os resultados e comparações dos objetivos propostos, obtidos pelo desenvolvimento dos modelos de cálculo no edifício exemplo.

O sétimo capítulo apresenta a conclusão e sugestões para trabalhos futuros.

Por fim, são apresentadas as referências bibliográficas e os Anexos A a C, onde são apresentadas Tabelas e Figuras com resultados complementares.

2 SISTEMA PAREDES DE CONCRETO

Paredes de Concreto é um sistema estrutural, composto por paredes autoportantes e, em geral, lajes maciças de concreto armado, sendo as paredes moldadas no local com formas removíveis. É um sistema que tem como características intrínsecas a alta produtividade, principalmente em empreendimentos de grande extensão e/ou alto índice de edificações repetidas e, a integração da cadeia produtiva de forma a tornar o método mais industrial possível. A seguir exemplifica-se algumas particularidades voltadas para o sistema Paredes de Concreto, de alguns setores da cadeia produtiva, a fim de potencializar os benefícios que o sistema é capaz de proporcionar.

2.1 Projetos

Como o sistema prima pela velocidade de execução, há algumas decisões de projeto que precisam ser tomadas de forma a atender esse requisito. Um exemplo que pode prejudicar a produtividade em obra é a existência de paredes de vedação que não são estruturais. Como o sistema proporciona o benefício em se ter todas as vedações prontas logo após a concretagem das paredes estruturais (pois a estrutura é composta por paredes que, conseqüentemente, vedam os ambientes) a existência de paredes de vedação não estruturais, construídas com blocos de alvenaria, por exemplo, pode atrapalhar significativamente a velocidade de execução da obra ao criar-se mais uma atividade que não seria necessária.

Outras medidas a fim de facilitar e otimizar a fabricação das formas, o que gera consequência direta na facilidade de montagem delas em obra, é a modulação de medidas, existência de simetria na geometria da edificação em planta, alinhamento de paredes e a padronização das distâncias entre pisos no caso de construções com mais de um pavimento.

2.2 Tipo de formas

A escolha do tipo de forma para moldar o concreto armado das paredes também é fundamental para potencializar os ganhos do sistema Paredes de

Concreto. Os tipos de formas, segundo a ABCP (Associação Brasileira de Cimento Portland), são:

- formas metálicas: quadros e chapas em alumínio ou aço que estruturam o painel da forma e dão acabamento à peça concretada; quando feitas em alumínio são mais leves, diferentes de quando feitas em aço que as tornam pesadas. Nos dois casos, há grande durabilidade (Figura 2.1);
- formas metálicas com compensados: são compostas por quadros em aço ou alumínio e utilizam chapas de compensado de madeira ou material sintético para dar o acabamento na peça concretada; são mais pesadas que as formas em alumínio e mais leves das feitas com aço. A durabilidade é menor em relação a essas duas (Figura 2.2);
- formas plásticas: os quadros e chapas são feitos com plástico reciclável, tanto para a estruturação de seus painéis como para dar acabamento à peça concretada. Necessitam de contraventamento por estruturas metálicas. São tão leves quanto às formas de alumínio, no entanto tem baixa durabilidade. (Figura 2.3).

Figura 2.1 - Formas metálicas.

Figura 2.2 - Formas metálicas com compensado (ABCP).

Figura 2.3 - Formas de plástico (ABCP).

Ao escolher o tipo de forma, a Abesc (Associação Brasileira das Empresas de Serviço de Concretagem) lista algumas características significativas que variam conforme o tipo:

- Produtividade de mão de obra na operação do conjunto;
- Peso por m² dos painéis;
- Número de peças do sistema;
- Durabilidade da chapa e número de reutilizações;
- Durabilidade da estrutura (quadros);
- Modulação dos painéis;
- Flexibilidade diante das opções de projeto;
- Adequação à fixação de embutidos;
- Análise econômica e comercialização (locação, vendas, etc.);
- Suporte técnico do fornecedor.

2.3 Concreto

Além de seguir as especificações da NBR 6118:2007 – *Projeto de estruturas de concreto*, a NBR 16055:2012 – *Parede de Concreto moldada no local para a construção de edificações*, diz que a especificação do concreto para o sistema Paredes de Concreto deve apresentar:

a) resistência à compressão para desforma, compatível com o ciclo de concretagem. Geralmente a desforma ocorre 14 horas após a concretagem, sendo

$$f_{c14h} = 3 \text{ MPa};$$

b) resistência à compressão característica aos 28 dias (f_{ck}). Geralmente especifica-se f_{ck} não menor que 25 MPa, de forma que 14 horas após a concretagem o concreto já tenha atingido resistência de 3 MPa.

c) classe de agressividade do local de implantação da estrutura conforme NBR 12566 – *Concreto de cimento Portland*;

d) trabalhabilidade, a qual é medida pelo teste de abatimento do tronco de cone (*slump test*) conforme NBR NM 67 – *Concreto* (recomenda-se um valor entre 180 e 230 mm), ou pelo espalhamento do concreto (*slump flow*), conforme NBR 15823-2 – *Concreto autoadensável* (recomenda-se um valor entre 660 e 750 mm).

Outro aspecto importante é o controle do módulo de elasticidade, pois geralmente as lajes são maciças e concretadas em conjunto com as paredes. A partir do módulo obtido, define-se a quantidade de dias necessários para que as lajes fiquem escoradas.

Recomenda-se utilizar concreto autoadensável pela sua grande fluidez e plasticidade, características que eliminam a necessidade de vibrar o concreto. Além disso, sua alta viscosidade evita a segregação dos materiais.

2.4 Armaduras

Como a principal característica do sistema é a produtividade, o que só se consegue com velocidade de execução, o tipo de armadura das paredes é um fator significativo para a viabilidade do sistema Paredes de Concreto. Dessa maneira, opta-se como armadura principal das paredes, ou seja, aquela que é distribuída em toda parede, telas soldadas simples ou telas soldadas duplas, sempre em função do projeto estrutural. No primeiro caso, uma única tela é posicionada próximo ao eixo longitudinal da parede (Figura 2.4). No caso de telas duplas, duas telas são utilizadas, sendo que cada uma é posicionada na face da parede respeitando o cobrimento mínimo definido no projeto estrutural (Figura 2.5). Armaduras em vergalhões são utilizadas também, porém como função de reforço em apenas alguns pontos específicos, como o entorno de aberturas, bordas livres, periferia de furos, vergas, ou alguma região onde a tensão de tração seja alta e localizada.

Figura 2.4 - Armadura com tela simples centrada na parede.

Figura 2.5 - Armadura com tela dupla, uma em cada face da parede, respeitando o cobrimento.

Em pilares, estribos horizontais são utilizados para evitar a instabilidade das barras de aço verticais sob compressão. Quando se opta pela solução em telas soldadas, não há estribos horizontais que evitem a instabilidade dos fios de aço verticais das telas sob compressão. Por essa razão, a NBR 16055:2012, inspirada no ACI 318:2011, limita a taxa geométrica de armadura vertical das paredes em $\rho \leq 1\%$, a fim de garantir tal estabilidade apenas com o confinamento entre a armadura e o concreto.

Caso a armadura principal das paredes fosse em vergalhões de aço, armadores teriam que montar uma gaiola composta por barras verticais e barras horizontais, o que seria a alternativa às telas duplas, ou então montar uma malha de

barras verticais e horizontais, o que seria a alternativa às telas simples. O processo seria mais demorado. A disposição da armadura na parede seria muito mais difícil em relação à simples atividade de se posicionar as telas soldadas nas demarcações das paredes. Portanto, as diferenças entre os dois tipos de armaduras são significativas quanto à velocidade de montagem.

Ressalta-se que a definição das áreas de aço é responsabilidade do projetista estrutural. Tal definição é feita em função dos esforços solicitantes da parede, controle da retração do concreto e também esforços oriundos da variação de temperatura.

2.5 Instalações

O sistema Paredes de Concreto permite que alguns elementos de instalações hidráulica e elétrica sejam embutidos nas paredes. No caso de tubulações verticais, a NBR 16055:2012 estabelece alguns limites que devem ser atendidos, como:

- diâmetro máximo de 50 mm;
- diâmetro menor que a metade da largura da parede;
- pressão interna menor que 0,3 MPa;
- a diferença de temperatura no contato entre a tubulação e o concreto não pode ultrapassar 15°C;
- tubos metálicos não podem entrar em contato com as armaduras da parede a fim de evitar-se corrosão galvânica.

A Figura 2.6 mostra a fixação de eletrodutos na caixa elétrica. Percebe-se também que a utilização de telas soldadas ajuda a fixar elementos de instalações embutidos nas paredes. Quando as limitações acima não são atendidas, a utilização de *shafts* é uma boa alternativa.

Não são permitidas tubulações horizontais embutidas.

Figura 2.6 - Eletrodutos fixados na caixa elétrica que é posicionada com o auxílio da tela soldada (ABCP 2012).

Os elementos de esquadrias (batentes de portas e caixilhos de janelas) podem ser embutidos diretamente nos painéis das formas, ou então contramarcos (negativos) são posicionados dentro dos painéis, contornando a região das esquadrias, para que elas sejam colocadas após a concretagem da parede.

2.6 Execução

A seguir apresentam-se resumidamente as etapas executivas do sistema Paredes de Concreto, como indica a Comunidade da Construção.

a) Antes da montagem das formas, as fundações devem conter os arranques verticais das paredes, a localização das instalações sanitárias definidas e receber nivelamento rigoroso. (Figura 2.7).

Figura 2.7 - Fundação nivelada contendo os arranques e as instalações sanitárias.

b) Montagem das telas soldadas, dos reforços previstos no detalhamento do projeto estrutural e fixação dos espaçadores (Figura 2.8). Espaçadores são colocados nas telas soldadas para mantê-las na posição correta, de forma a respeitar os cobrimentos previstos no projeto estrutural.

Figura 2.8 - Montagem das telas, reforços e fixação dos espaçadores.

c) Fixação dos eletrodutos e caixas elétricas às telas soldadas, para que não sejam deslocados no momento da concretagem. As caixas elétricas devem ser preenchidas com papel ou pó de serra para evitar a entrada do concreto.

Figura 2.9 - Fixação dos eletrodutos e caixas elétricas.

d) As instalações hidráulicas são amarradas às telas soldadas (Figura 2.10).

Figura 2.10 - Colocação das instalações hidráulicas (IBTS 2012).

e) montagem dos painéis de formas (Figuras 2.1 a 2.3);

f) concretagem (Figura 2.11). Antes de lançar o concreto, o *slump test* ou o *slump flow* são verificados. A Figura 2.12a mostra o ensaio do abatimento do tronco de cone (*slump test*) e a Figura 2.12b o ensaio do espalhamento do concreto (*slump flow*).

Figura 2.11 - Concretagem das paredes (Comunidade da Construção 2013).

Figura 2.12 - Ensaios *Slump test* e *Slump flow* (Comunidade da Construção 2013).

g) a desforma é realizada após o concreto ter atingido a resistência à compressão especificada para essa atividade. Normalmente a desforma ocorre quatorze horas após a concretagem.

h) por fim é feita a cura do concreto a fim de diminuir o surgimento de fissuras superficiais.

2.7 Comparação de custos

Alguns estudos simularam os custos de determinadas construções admitindo diferentes métodos executivos.

Nacimba (2009) simulou os custos de casas térreas construídas pelo método convencional (pilares, vigas e lajes) e pelo o sistema Paredes de Concreto. O estudo de caso foi baseado no conjunto habitacional Orión que possui quarenta e oito casas de 140 m² de área útil.

A Figura 2.13 apresenta o estudo comparativo de custos por etapas de obra, entre os dois métodos. Ao final, a diferença por metro quadrado de uma casa construída pelo sistema Paredes de Concreto seria de USD 47,71 (USD = US\$ = dólares americanos) a menos em relação ao outro método.

Por fim Nacimba (2009) concluiu que a metodologia em Paredes de Concreto é mais econômica em relação ao método convencional.

Barriga (2009) simulou os custos da construção de um edifício com 24 m de comprimento e 6 m de largura, conforme Figura 2.14, quando construído pelo método convencional e pelo sistema Paredes de Concreto. O estudo foi feito para o

caso do edifício com dois pavimentos e cinco pavimentos. Barriga (2009) definiu os projetos 1 e 2, aqueles construídos pelo método convencional, sendo o primeiro com cinco pavimentos; e os projetos 3 e 4 construídos pelo sistema Paredes de Concreto, sendo o terceiro com cinco pavimentos.

Figura 2.13 - Resumo comparativo de custos (NACIMBA, 2009).

Figura 2.14 - Planta do edifício estudado (BARRIGA, 2009).

Tabela 2.1 - Resumo de custos (BARRIGA, 2009).

RESUMEN DE COSTOS

COSTO	PROYECTO			
	No.1	No.2	No.3	No.4
MATERIALES	\$ 60.544,69	\$ 23.604,11	\$ 38.517,00	\$ 15.836,00
ENCOFRADOS	\$ 1.393,56	\$ 557,42	\$ 5.842,60	\$ 2.337,04
MANO DE OBRA	\$ 24.115,52	\$ 9.344,37	\$ 9.495,09	\$ 3.922,54
COSTO TOTAL	\$ 86.053,77	\$ 33.505,90	\$ 53.854,69	\$ 22.095,58

Comparando-se os custos obtidos nos projetos 1 e 3, nota-se que o método executivo sistema Paredes de Concreto seria significativamente mais econômico que o método convencional (principalmente nos custos de materiais e mão de obra). O mesmo verifica-se para os casos dos projetos 2 e 4.

Barriga (2009) concluiu que o sistema Paredes de Concreto possibilita produção sistematizada, otimização de materiais e mão de obra e, tempo de execução e custo total, menores em relação ao método convencional. Afirmou que essas características se destacam em construções de grande porte.

Alves e Peixoto (2011) simularam os custos da construção de um sobrado e de um edifício com quatro pavimentos, quando utilizados os métodos executivos Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto. A Figura 2.15 mostra o sobrado estudado com área construída total de 652 m². O edifício estudado é apresentado na Figura 2.16, contendo área construída total de 1356 m².

Na simulação dos custos para a construção do sobrado, a Tabela 2.2 mostra que a Alvenaria Estrutural seria 19,9% mais econômica em relação ao sistema Paredes de Concreto. Alves e Peixoto (2011) concluíram que o custo das formas

das paredes seria muito alto devido à sua baixa utilização, já que seriam aplicadas em apenas dois pavimentos com área relativamente pequena.

Figura 2.15 - Casa com um térreo e um pavimento superior (ALVES; PEIXOTO, 2011).

Figura 2.16 - Edifício com um térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO 2011).

O resumo dos custos para a construção do edifício com quatro pavimentos é apresentado na Tabela 2.3. Constatou-se que se ele fosse construído pelo sistema Paredes de Concreto a economia seria de 1,5 % em relação à construção em Alvenaria Estrutural. A Tabela 2.4 apresenta o custo da construção do mesmo

edifício, porém o repetindo três vezes. Observou-se que o custo pelo sistema Paredes de Concreto seria 7,8% mais econômico em relação à Alvenaria Estrutural.

Alves e Peixoto (2011) concluíram que quando há um número grande de unidades iguais a serem construídas, os custos obtidos pelo sistema Paredes de Concreto são menores em relação à Alvenaria Estrutural. Isso se justifica pelo primeiro método proporcionar maior velocidade de execução, o que consequentemente reduz os custos de insumos e mão de obra. Concluíram também que quando a forma das paredes é bastante reutilizada, seu custo não é significativo.

Tabela 2.2 - Resumo de custos para uma casa tipo com térreo e mais um pavimento superior (ALVES; PEIXOTO, 2011).

ITEM	ALV. ESTRUTURAL		PAREDE DE CONCRETO	
	Tempo de Obra = 4,8 meses		Tempo de Obra = 4,2 meses	
	R\$	%	R\$	%
Terraplanagem	8.606,40	1,0%	8.606,40	0,8%
Fundações	99.997,24	12,0%	99.997,24	9,6%
Fôrmas	23.894,20	2,9%	233.192,00	22,4%
Armação	51.263,04	6,2%	54.081,41	5,2%
Concreto	106.875,84	12,8%	150.148,98	14,4%
Mão de Obra - LAJES	34.556,00	4,1%	34.556,00	3,3%
M.O. - PAR. CONCRETO	-	-	10.890,03	1,0%
M.O. - ALV. VEDAÇÃO	-	-	-	-
M.O. - ALV. ESTRUTURAL	26.289,81	3,2%	-	-
Blocos e Argamassa - Alv. Vedação	-	-	-	-
Blocos e Argamassa - Alv. Estrutural	27.416,60	3,3%	-	-
Revestim./Acabamentos Internos	81.500,00	9,8%	81.500,00	7,8%
Revestim./Acabamentos Externos	21.517,28	2,6%	15.517,60	1,5%
Inst. Elétricas	16.300,00	2,0%	15.933,25	1,5%
Inst. Hidráulicas	39.120,00	4,7%	37.653,00	3,6%
Outras Instalações	2.282,00	0,3%	2.282,00	0,2%
Controle Tecnológico	567,34	0,1%	9.657,37	0,9%
MO Indireta / Segurança	72.083,13	8,7%	65.443,18	6,3%
Equipamentos	35.213,30	4,2%	35.244,46	3,4%
Esquadrias	18.438,56	2,2%	18.438,56	1,8%
Coberturas	9.780,00	1,2%	9.780,00	0,9%
Impermeab./Isolamentos	9.004,12	1,1%	9.004,12	0,9%
Pisos e Fôrmas	33.936,60	4,1%	33.936,60	3,3%
Vidros	14.181,00	1,7%	14.181,00	1,4%
Outros	100.000,00	12,0%	100.000,00	9,6%
	R\$ 832.822,48	100,0%	R\$ 1.040.043,20	100,0%
	R\$ 1.277,34 /m2		R\$ 1.595,16 /m2	
	ALV. ESTRUTURAL	DIF. = R\$ 207.220,73		
	É MAIS VIÁVEL	DIF. = 19,9%		

Tabela 2.3 - Resumo de custos para um edifício tipo com térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO, 2011).

ITEM	ALV. ESTRUTURAL		PAREDE DE CONCRETO	
	Tempo de Obra = 8,1 meses		Tempo de Obra = 5,6 meses	
	R\$	%	R\$	%
Teraplanagem	10.712,72	0,6%	10.712,72	0,6%
Fundações	152.934,19	8,3%	152.934,19	8,5%
Fôrmas	63.027,51	3,4%	177.425,99	9,8%
Armação	23.073,56	1,3%	35.623,65	2,0%
Concreto	222.282,08	12,1%	362.549,50	20,1%
Mão de Obra - LAJES	71.870,12	3,9%	71.870,12	4,0%
M.O. - PAR. CONCRETO	-		81.628,86	4,5%
M.O. - ALV. VEDAÇÃO	-		-	
M.O. - ALV. ESTRUTURAL	130.101,19	7,1%	-	
Blocos e Argamassa - Alv. Vedação	-		-	
Blocos e Argamassa - Alv. Estrutural	143.609,38	7,8%	-	
Revestim./Acabamentos Internos	169.505,00	9,2%	169.505,00	9,4%
Revestim./Acabamentos Externos	45.898,57	2,5%	32.273,75	1,8%
Inst. Elétricas	33.901,00	1,8%	33.392,49	1,8%
Inst. Hidráulicas	81.362,40	4,4%	79.328,34	4,4%
Outras Instalações	4.746,14	0,3%	4.746,14	0,3%
Controle Tecnológico	2.922,14	0,2%	14.581,96	0,8%
MD Indireta / Segurança	225.543,55	12,3%	163.727,27	9,1%
Equipamentos	166.199,12	9,1%	129.961,82	7,2%
Esquadrios	58.540,25	3,2%	58.540,25	3,2%
Coberturas	13.221,39	0,7%	13.221,39	0,7%
Impermeab./Isolamentos	15.757,18	0,9%	15.757,18	0,9%
Pisos e Fôrmas	66.425,62	3,6%	66.425,62	3,7%
Vidros	32.151,71	1,8%	32.151,71	1,8%
Outros	100.000,00	5,5%	100.000,00	5,5%
R\$ 1.833.784,81		100,0%	R\$ 1.806.357,94	100,0%
R\$ 1.352,31 /m2			R\$ 1.332,08 /m2	
PARADE DE CONCRETO		DIF. = R\$ 27.426,87		
É MAIS VIÁVEL		DIF. = 1,5%		

Tabela 2.4 - Resumo de custos para três edifícios tipo com térreo e mais três pavimentos (ALVES; PEIXOTO, 2011).

ITEM	ALV. ESTRUTURAL		PAREDE DE CONCRETO	
	Tempo de Obra = 14,2 meses		Tempo de Obra = 6,9 meses	
	R\$	%	R\$	%
Terreplanagem	32.138,15	0,7%	32.138,15	0,7%
Fundações	458.802,57	9,6%	458.802,57	10,4%
Fôrmas	189.082,53	4,0%	274.087,94	6,2%
Armação	69.220,69	1,5%	106.870,94	2,4%
Concreto	666.846,23	14,0%	1.087.648,50	24,6%
Mão de Obra - LAJES	215.610,36	4,5%	215.610,36	4,9%
M.O. - PAR. CONCRETO	-		244.886,59	5,5%
M.O. - ALV. VEDAÇÃO	-		-	
M.O. - ALV. ESTRUTURAL	390.303,57	8,2%	-	
Blocos e Argamassa - Alv. Vedação	-		-	
Blocos e Argamassa - Alv. Estrutural	430.828,15	9,0%	-	
Revestim./Acabamentos Internos	508.515,00	10,7%	508.515,00	11,5%
Revestim./Acabamentos Externos	137.695,70	2,9%	96.821,26	2,2%
Inst. Elétricas	101.703,00	2,1%	100.177,46	2,3%
Inst. Hidráulicas	244.087,20	5,1%	237.985,02	5,4%
Outras Instalações	14.238,42	0,3%	14.238,42	0,3%
Controle Tecnológico	8.766,42	0,2%	38.582,09	0,9%
MO Indireta / Segurança	381.630,64	8,0%	196.181,82	4,4%
Equipamentos	258.220,35	5,4%	149.655,37	3,4%
Esquadrias	175.620,74	3,7%	175.620,74	4,0%
Coberturas	39.664,17	0,8%	39.664,17	0,9%
Impermeab./Isolamentos	47.271,55	1,0%	47.271,55	1,1%
Pisos e Fôrmas	199.276,86	4,2%	199.276,86	4,5%
Vidros	96.455,13	2,0%	96.455,13	2,2%
Outros	100.000,00	2,1%	100.000,00	2,3%
R\$ 4.765.977,43		100,0%	R\$ 4.420.489,91	100,0%
R\$ 1.171,54 /m2			R\$ 1.086,62 /m2	
PAREDE DE CONCRETO		DIF. = R\$ 345.487,52		
É MAIS VIÁVEL		DIF. = 7,8%		

3 ESTUDO DO SISTEMA PAREDES DE CONCRETO

3.1 Considerações iniciais

No projeto estrutural de edifícios construídos pelo sistema Paredes de Concreto, a espessura das paredes é uma das principais definições a serem feitas. Essa definição envolve diversas variáveis, como, por exemplo, a altura do prédio, as ações a que ele está submetido, a resistência dos materiais utilizados e as hipóteses de modelagem.

Dentre os modelos de cálculo, os dois modelos numéricos utilizados neste trabalho, denominados Modelo em Elementos Finitos (MEF) e Modelo Pórtico Tridimensional (MPT), envolvem todas as variáveis citadas acima. Observa-se que o MEF discretiza as paredes com elementos de casca e o MPT as discretiza com elementos de barra, como pode ser visto mais detalhadamente no capítulo quatro. Ambos são ferramentas disponíveis para se obterem os esforços solicitantes nas paredes, tal que elas sejam dimensionadas de acordo com determinado código normativo.

Este capítulo apresenta alguns trabalhos em que os modelos numéricos citados foram estudados e aplicados em edifícios construídos em sistemas estruturais compostos por paredes.

A comparação entre a máxima tensão normal de compressão com a resistência última à compressão (calculada conforme alguma norma de projeto), é uma das principais verificações a serem feitas no dimensionamento de uma parede de concreto. Por isso, ao final deste capítulo, a expressão de resistência última à compressão das normas australiana (AS 3600), americana (ACI 318), europeia (EN 1992) e brasileira (NBR 16055) são apresentadas, para que depois, na etapa de pré-dimensionamento no capítulo seis (item 6.5), elas sejam comparadas.

3.2 Revisão Bibliográfica

Nascimento Neto (1999) validou o Modelo Pórtico Tridimensional utilizando dois estudos experimentais em escala reduzida. O primeiro estudo foi de Kalita e Hendry (1970). A Figura 3.1 mostra a estrutura em escala reduzida 1:6 de tijolos

maciços cerâmicos, composta por duas paredes simétricas, quatro lajes e os carregamentos aplicados. Nesse experimento, Kalita e Hendry (1970) também desenvolveram um modelo em elementos finitos para comparar os resultados numéricos com os experimentais.

Figura 3.1 - Experimento 1 (KALITA; HENDRY, 1970)

O segundo consiste numa estrutura reduzida na escala 1:3 composta por dez paredes de blocos de alvenaria e cinco lajes, sendo a última laje submetida à ação de momento torçor (Figura 3.2), ensaiada por Keskin (1974). É uma estrutura simétrica cuja disposição e comprimento das paredes permitem que haja uma contribuição mais significativa das abas no sistema de contraventamento.

Figura 3.2 - Experimento 2 (KESKIN, 1974).

Nascimento Neto (1999) empregou o Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) aos experimentos 1 e 2, como mostram as Figuras 3.3 e 3.4, respectivamente.

Figura 3.3 - Modelo Pórtico Tridimensional do experimento 1 (NASCIMENTO NETO, 1999).

Figura 3.4 - Modelo Pórtico Tridimensional do experimento 2 (NASCIMENTO NETO, 1999).

A fim de validar o MPT, para o caso do experimento 1, Nascimento Neto (1999) comparou os deslocamentos horizontais, não incluindo as rotações das lajes, entre o MPT e o modelo em elementos finitos. Em seguida comparou os deslocamentos horizontais, incluindo-se as rotações das lajes, entre o MPT e o modelo experimental. Os resultados da Parede A, mostrados na Figura 3.5, evidenciam que os valores de deslocamentos obtidos pelo MPT foram muito próximos aos obtidos pelo modelo em elementos finitos e também aos obtidos pelo modelo experimental, confirmando a qualidade desse modelo simplificado.

Figura 3.5 - Deslocamentos horizontais na Parede A do experimento 1 (NASCIMENTO NETO, 1999).

Figura 3.6 - Rotações das lajes do experimento 2 (NASCIMENTO NETO, 1999).

A Tabela 3.1 compara as Forças Normais das paredes na base do terceiro pavimento obtidas apenas por cargas verticais, entre os modelos referência (MEF) e o modelo básico (MPT misto). Como os resultados obtidos foram muito próximos, Nunes (2011) afirmou que o MPT é viável para análise de esforços normais em edifícios de Paredes de Concreto.

Tabela 3.1 - Comparação da Força normal obtida por cargas verticais (NUNES, 2011).

Esforço Normal - kN - 3º PAV			
Parede	PÓRTICO	CASCA	(PT)/(CA)
P1	-296,31	-273,73	1,08
P2	-283,82	-301,81	0,94
P3	-301,44	-277,22	1,09
P4	-422,76	-443,14	0,95
P5	-356,28	-330,83	1,08
P6	-661,83	-690,78	0,96
P7	-414,43	-386,32	1,07
P8	-766,84	-816,17	0,94
P9	-440,05	-468,99	0,94
P10	-1135,80	-1207,39	0,94
P11	-202,79	-190,74	1,06
P12	-449,48	-480,37	0,94
P13	-732,27	-767,09	0,95
P14	-805,95	-786,50	1,02
MEDIA			0,96

Os Momentos Fletores e Esforços Cortantes das paredes, também ao nível do terceiro pavimento, provenientes das ações horizontais (vento e desaprumo), foram comparados na Tabela 3.2. Nesse pavimento houve diferenças de até 10%, o que também mostrou a eficiência do MPT.

Tabela 3.2 - Comparação de Momentos Fletores e Esforços Cortantes obtidos pelas ações horizontais (NUNES, 2011).

3º PAV	Momento Fletor (kN.cm)			Esforço Cortante (kN)		
Parede	Pórtico	Casca	PT/CS	Pórtico	Casca	PT/CS
P8	-2345,74	-2128,32	1,10	-10,02	-10,24	0,98
P9	-1008,89	-969,69	1,04	-5,51	-5,55	0,99
P10	-5170,46	-5590,01	0,92	-23,17	-25,66	0,90
P11	-362,26	-373,21	0,97	-1,96	-2,13	0,92
P12	-590,58	-578,60	1,02	-5,82	-6,00	0,97
P13	-1803,00	-1753,12	1,03	-8,30	-7,95	1,05
P14	-996,07	-1078,17	0,92	-13,97	-13,73	1,02
MEDIA			1,02	MEDIA 0,98		

Com a finalidade de ressaltar a eficiência do modelo quanto ao caminhamento das tensões, Nunes (2011) analisou os pilares e chegou a conclusões interessantes.

A Tabela 3.3 aponta um resumo comparativo entre os modelos, em termos de Força Normal, Esforço Cortante e Momento Fletor dos pilares, obtidos apenas por ações horizontais. Chegou-se a uma diferença de 51% nos resultados de Força Normal.

Tabela 3.3 - Comparação dos esforços solicitantes na base dos pilares considerando apenas ações horizontais (NUNES, 2011).

Carregamento Horizontal - Normal (kN)				Carregamento Horizontal - Cortante (kN)				Car. Horizontal - Momento Fletor (kN.cm)			
Pilar	Casca	Pórtico	PT/CS	PILAR	Direção Z			PILAR	Direção X		
					Casca	Pórtico	PT/CS		Casca	Pórtico	PT/CS
1	82,4	42,5	0,52	1	-1,91	-1,80	0,94	1	297,11	280,31	0,94
2	87,5	43,0	0,49	2	-1,98	-1,89	0,95	2	305,06	290,49	0,95
3	25,3	18,2	0,72	3	-1,83	-1,85	1,01	3	285,99	282,89	0,99
4	3,4	2,3	0,69	4	-2,53	-2,46	0,97	4	398,35	385,12	0,97
5	-55,0	-33,5	0,61	5	-29,44	-29,22	0,99	5	5084,70	4935,10	0,97
6	-60,5	-31,8	0,53	6	-29,56	-29,84	1,01	6	5056,60	4962,30	0,98
7	-76,4	-40,8	0,53	7	-28,51	-28,70	1,01	7	4890,70	4794,40	0,98
MÉDIA			0,53	MÉDIA			0,99	MÉDIA			0,97

A Tabela 3.4 mostra os mesmos resultados, porém considerando a combinação de cargas verticais com ações horizontais. Na nova comparação as diferenças não ultrapassaram 4%.

Tabela 3.4 - Comparação dos esforços solicitantes na base dos pilares considerando combinação de cargas verticais com ações horizontais (NUNES, 2011).

Car. Combinado (V + H) - Normal (kN)			
PILAR	Casca	Pórtico	PT/CS
1	-1513,72	-1446,45	0,96
2	-1336,99	-1316,35	0,98
3	-1268,24	-1269,29	1,00
4	-1220,90	-1230,54	1,01
5	-1442,59	-1438,69	1,00
6	-1417,67	-1459,25	1,03
7	-1111,98	-1160,95	1,04
MÉDIA			1,00

Carregamento Combinado (Horizontal + Vertical)						
PILAR	Cortante Z (kN)			Momento Fletor X (kN.cm)		
	Casca	Pórtico	PT/CS	Casca	Pórtico	PT/CS
1	2,63	2,64	1,00	-171,74	-165,23	0,96
2	-2,51	-2,42	0,97	349,31	340,96	0,98
3	-3,00	-3,04	1,01	427,83	426,71	1,00
4	-2,57	-2,57	1,00	452,55	446,33	0,99
5	-69,06	-69,37	1,00	9000,58	8953,64	0,99
6	-35,12	-35,52	1,01	6153,40	6172,07	1,00
7	-24,73	-23,77	0,96	4635,18	4666,16	1,01
MÉDIA			1,00	MÉDIA 0,99		

Nunes (2011) concluiu que a grande diferença obtida entre os dois modelos quanto à Força Normal na base do pilar, considerando apenas ações horizontais, não é relevante, pois os valores obtidos correspondentes às ações horizontais são pequenos quando comparados ao esforço proveniente do carregamento vertical.

Quando a combinação de ações foi feita, este fato ficou evidenciado, e a diferença obtida entre os modelos tornou-se insignificante. Ressalta-se que essa conclusão foi tirada a partir do estudo de um edifício não esbelto.

A máxima diferença obtida entre os dois modelos quanto às translações horizontais ao longo dos pavimentos do edifício é de 9% no topo do edifício, sendo o modelo MPT o mais flexível, portanto, a favor da segurança (Figura 3.8).

Figura 3.8 - Comparação das translações horizontais entre os modelos MEF e MPT (NUNES, 2011).

Nunes (2011) concluiu que há bastante semelhança de resultados entre o modelo em elementos finitos e o modelo pórtico tridimensional, quando eles são obtidos a partir da combinação de cargas verticais e ações horizontais.

3.3 Normas de projeto

A expressão de resistência última à compressão proposta pelas normas australiana, americana, europeia e brasileira é apresentada neste item com o objetivo de compará-las na etapa do pré-dimensionamento das paredes de um edifício construído pelo sistema Paredes de Concreto. A comparação entre as normas se limitará quanto a essa expressão, devido ela ser aplicada na verificação das tensões normais de compressão, a qual é a mais importante ao se dimensionar uma parede. Ressalta-se que não é objetivo discutir o embasamento teórico das expressões apresentadas a seguir.

3.3.1 AS 3600:2009 – Concrete Structures

A norma australiana de concreto apresenta em sua seção 11 um método simplificado para dimensionar paredes de concreto. Sua versão de 2001, a qual foi revisada em 2009, considerava vinculações possíveis apenas na base e topo das paredes, sendo possível, portanto, apenas um plano de flexão (Figura 3.9a). Segundo FRAGOMENI e DOH (2010), o código de 2001 falhava em não admitir a hipótese da contribuição de vinculações laterais, que quando consideradas, faz com que a parede tenha dois planos de flexão, mesmo quando submetida a cargas verticais (Figura 3.9b).

Figura 3.9 - Paredes sem e com vinculações laterais; a) um plano de flexão; b) dois planos de flexão (FRAGOMENI; DOH 2010).

O novo AS 3600:2009 – *Concrete Structures*, agora permite que o dimensionamento das paredes de concreto, pelo método simplificado, considere vinculações em duas, três ou quatro extremidades, sendo, portanto, muito mais realista em relação à sua última versão.

Na versão de 2009, a expressão para o cálculo da resistência última à compressão de uma parede de concreto se manteve igual à versão de 2001. Contudo, o cálculo da altura efetiva da parede mudou em função da nova hipótese admitida para as condições de contorno da parede.

A Equação (3.1) define a expressão pelo método simplificado de resistência última à compressão proposta pelo AS 3600:2001 a qual é igual ao AS 3600:2009.

$$\phi.N_u = \phi.(t_w - 1,2.e - 2e_a).0,6.f_c' \quad (3.1)$$

onde:

N_u : resistência última à compressão por unidade de comprimento;

ϕ : fator de minoração da resistência; $\phi = 0,6$ para elementos comprimidos;

t_w : espessura da parede;

e : excentricidade inicial de 1ª ordem; $e \geq 0,05.t_w$;

f_c : resistência característica à compressão do concreto;

e_a : excentricidade de 2ª ordem;

A excentricidade de 2ª ordem é definida pela Equação (3.2), onde H_{we} é a altura efetiva da parede:

$$e_a = \frac{(H_{we})^2}{2500.t_w} \quad (3.2)$$

Se o cálculo da altura efetiva for realizado pelo AS 3600:2001, essa é igual ao menor valor obtido entre as Equações (3.3) e (3.4), onde H_w é a altura livre da parede entre pisos consecutivos, L a distância horizontal em planta entre eixos de paredes transversais (quando existirem) e k , o fator que considera o tipo de vinculação da parede.

$$H_{we} = k.H_w \quad (3.3)$$

$$H_{we} = k.L \quad (3.4)$$

O valor de k , quando obtido pelo AS3600:2001 é calculado conforme abaixo:

- quando as vinculações na base e no topo impedem translações horizontais e rotações, $k = 0,75$;
- quando as vinculações na base e no topo impedem apenas as translações horizontais e não impedem rotações, $k = 1,00$.

Se o cálculo da altura efetiva for feito pelo AS 3600:2009, considera-se apenas a equação (3.3) e k é obtido como segue:

(i) paredes com um plano de flexão, portanto com vinculações apenas em suas bases e topos; $k = 0,75$ quando elas impedem translações horizontais e rotações e, $k = 1,00$ quando elas impedem apenas as translações horizontais e não rotações.

(ii) paredes com dois planos de flexão com vinculações em três extremidades; $k = \frac{1}{1 + (H_w / 3L)^2} \geq 0,3$, sendo k menor que o obtido no item (i); neste caso L é o comprimento da parede.

(iii) paredes com dois planos de flexão com vinculações nas quatro extremidades; $k = \frac{1}{1 + (H_w / L)^2}$ quando $H_w \leq L$ e $k = \frac{L}{2.H_w}$ quando $H_w > L$; neste caso L é a distância horizontal em planta entre os eixos das vinculações laterais.

Outra mudança no código revisado é referente aos limites de resistência característica à compressão do concreto em que o método simplificado pode ser aplicado. No AS 3600:2001 este limite era de $20 \leq f_c \leq 65 MPa$. O código revisado considera $20 \leq f_c \leq 100 MPa$, englobando concretos de alta resistência.

Este código australiano limita a esbeltez da parede em 30, ou seja, $H_w / t_w \leq 30$.

Quanto às armaduras mínimas, a taxa vertical é de $\rho_v = 0,15\%$ da área de concreto da seção transversal da parede e a taxa horizontal de $\rho_h = 0,25\%$.

3.3.2 ACI 318:2011 – Building Code Requirement for Structural Concrete

O código americano apresenta um método simplificado no qual o dimensionamento das paredes de concreto pode ser verificado com a expressão empírica da Equação (3.5), desde que as características das paredes atendam às limitações do método.

$$\phi.P_n = 0,55.\phi.f_c'.A_g \cdot \left[1 - \left(\frac{k.\ell_c}{32.h} \right)^2 \right] \quad (3.5)$$

onde:

P_n : resistência última à compressão;

ϕ : fator de minoração da resistência; $\phi = 0,65$ para elementos comprimidos;

f_c' : resistência característica à compressão do concreto;

A_g : área bruta da seção transversal da parede;

ℓ_c : altura total da parede;

h : espessura da parede;

k : fator que considera o tipo de vinculação da parede e define a altura efetiva dela;

O ACI 318:2011 adota como hipótese a ocorrência de apenas um plano de flexão em paredes submetidas a cargas verticais e por isso considera vinculações apenas em suas bases e topos, assim como fazia o AS 3600:2001. A altura efetiva da parede é definida por $k.\ell_c$, onde:

- $k = 0,8$ quando as vinculações impedem na base e topo, rotações e translações horizontais;
- $k = 1,0$ quando as vinculações impedem na base e topo, apenas translações horizontais;
- $k = 2,0$ quando as paredes forem engastadas na base e livres no topo.

A norma americana limita a aplicação da expressão apresentada na Equação (3.5), em paredes com as seguintes condições:

- paredes devem ter seção transversal maciça e retangular;
- paredes com relação $\ell_c/t_w \leq 25$ (esbeltez) ou $L/t_w \leq 25$ (considera-se a menor entre as duas), onde L é o comprimento da parede em planta;
- excentricidade máxima de $t_w/6$;
- espessuras das paredes devem ter no mínimo 10 cm;

- a resistência característica à compressão mínima do concreto deve ser 17 MPa, não havendo limitação para resistência máxima;
- armadura mínima vertical:
 $\rho_{\ell} = 0,15\%$ para barras de aço deformáveis com diâmetro maior que 16 mm e resistência do aço não menor que 410 MPa;
 $\rho_{\ell} = 0,12\%$ para barras de aço deformáveis com diâmetro até 16 mm e resistência do aço não menor que 410 MPa;
- armadura mínima horizontal:
 $\rho_t = 0,25\%$ para barras de aço deformáveis com diâmetro maior que 16 mm e resistência do aço não menor que 410 MPa;
 $\rho_t = 0,20\%$ para barras de aço deformáveis com diâmetro até 16 mm e resistência do aço não menor que 410 MPa;

Segundo Doh (2002), a expressão empírica do código americano é inteiramente baseada em resultados experimentais como os de Saheb e Desayi (1989) e Fragomeni (1995). Fragomeni, Mendis e Grayson (1994) dizem que o código americano falha em não considerar vinculações laterais nas paredes, e que há uma necessidade urgente em investigar seu comportamento quando há dois planos de flexão.

A expressão americana para o dimensionamento de paredes de concreto, pelo método simplificado, o qual é empírico, considera praticamente as mesmas hipóteses adotadas desde 1989. Os pesquisadores citados reconhecem a necessidade de revisar a expressão do método, de forma a considerar vinculações possíveis nas quatro extremidades das paredes. Dessa forma, se poderia admitir como hipótese, o comportamento da parede com dois planos de flexão quando submetida à carregamentos verticais, o que é mais realista e menos conservador.

3.3.3 EN 1992 Eurocode 2:2004 – Design of Concrete Structure

O código europeu também disponibiliza, em sua seção 12, um método simplificado para o cálculo da resistência última à compressão de paredes de concreto submetidas a cargas verticais. A expressão apresentada na Equação (3.6) admite a hipótese de que a parede possa ter vinculações em suas quatro bordas.

$$N_{Rd} = b \cdot h_w \cdot f_{cd} \cdot \phi \quad (3.6)$$

onde:

N_{Rd} : resistência última à compressão;

b : comprimento da parede em planta;

h_w : espessura da parede;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

ϕ : parâmetro que inclui excentricidades e efeitos de 2ª ordem;

O parâmetro que inclui as excentricidades e os efeitos 2ª ordem é definido pela Equação (3.7), onde a excentricidade total (e_{tot}) é soma da excentricidade de 1ª ordem (e_0) com a excentricidade adicional (e_i), a qual considera os efeitos de imperfeições geométricas.

$$\phi = 1,14 \cdot (1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w) - 0,02 \cdot l_0 / h_w \leq (1 - 2 \cdot e_{tot} / h_w) \quad (3.7)$$

A excentricidade adicional é obtida pela Equação (3.8), onde l_0 é a altura efetiva da parede.

$$e_i = l_0 / 400 \quad (3.8)$$

A altura efetiva da parede é obtida pela Equação (3.9), onde l_w é a altura livre da parede e β é obtido em função das vinculações da parede.

$$l_0 = \beta \cdot l_w \quad (3.9)$$

A Figura 3.10 resume as nomenclaturas que o código europeu adota para as principais variáveis do cálculo de resistência última compressão de uma parede de concreto. A carga vertical de cálculo é representada por N_{Ed} .

A Figura 3.11 é uma adaptação da Tabela 12.1 do EN 1992:2004 a qual apresenta o cálculo de β conforme as vinculações das paredes.

Figura 3.10 - Nomenclatura das principais variáveis no cálculo de resistência última à compressão (EN 1992:2004).

VINCULAÇÃO TIPO I

along two edges		$\beta = 1,0$ for any ratio of l_w/b
-----------------	--	--

VINCULAÇÃO TIPO II

Along three edges		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{3b}\right)^2}$	b/l_w	β
			0,2	0,26
			0,4	0,59
			0,6	0,76
			0,8	0,85
			1,0	0,90
			1,5	0,95
			2,0	0,97
			5,0	1,00

VINCULAÇÃO TIPO III

Along four edges		$\beta = \frac{1}{1 + \left(\frac{l_w}{b}\right)^2}$ If $b < l_w$ $\beta = \frac{b}{2l_w}$	$\frac{b}{l_w}$	β
			0,2	0,10
			0,4	0,20
			0,6	0,30
			0,8	0,40
			1,0	0,50
			1,5	0,69
			2,0	0,80
			5,0	0,96

LEGENDA

(A) - Floor slab (B) - Free edge (C) - Transverse wall

Figura 3.11 - Cálculo de β conforme vinculações da parede (EN 1992:2004).

A vinculação tipo I considera a parede apoiada em duas extremidades (*along two edges*), sendo elas a base e o topo da parede. Nesta situação $\beta=1,0$ para qualquer relação de l_w/b ; a vinculação tipo II considera três lados apoiados (*along three edges*), sendo uma extremidade lateral, a base e o topo da parede. O

coeficiente β é obtido pela expressão apresentada ao lado do esquema da parede; a vinculação III considera as quatro extremidades da parede apoiadas (*along four edges*). O valor de β é calculado em função de b e l_w , conforme equações apresentadas ao lado do esquema da parede (Figura 3.11).

As letras A, B e C da Figura 3.11 representam a laje do pavimento, borda livre e parede transversal, respectivamente.

O código europeu indica que o índice de esbeltez λ não deve exceder o valor 86, o que equivale a dizer que a relação altura/espessura não deve exceder o valor 25. E quanto às armaduras mínimas recomenda que na direção vertical deve-se ter $A_{s,v\min} = 0,002.A_c$, onde A_c é a área de concreto da seção transversal e na direção horizontal o valor é definido por face da parede, sendo $A_{s,h\min} = 0,001.A_c$.

3.3.4 ABNT NBR 16055:2012 – Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos

Como um dos objetivos deste trabalho é dimensionar paredes de concreto armado de um edifício residencial de múltiplos andares, utilizando a NBR 16055:2012, além da expressão de resistência última à compressão, são apresentadas premissas básicas de dimensionamento indicadas nessa norma de forma mais detalhada.

A NBR 16055:2012 define o elemento estrutural parede de concreto, aquele em que o comprimento da seção transversal é maior ou igual a dez vezes a sua espessura. Essa norma pode ser aplicada em edificações com número ilimitado de pavimentos. A espessura da parede deve ser maior ou igual a 10 cm, exceto para o caso de edifícios com até 2 pavimentos, em que a espessura deve ser maior ou igual a 8 cm. Admite-se resistência característica à compressão do concreto de até 40 MPa.

Permite-se calcular a parede como estrutura de casca plana. Os esforços característicos podem ser obtidos em regime elástico desde que respeitada as condições citadas e, verificado-se o dimensionamento conforme a seguir.

A expressão de resistência última à compressão é apresentada na Equação (3.10):

$$\eta_{d,resist} = \frac{(0,85.f_{cd} + \rho.f_{scd}).t}{k_1[1+3k_2(2-k_2)]} \leq \frac{(0,85.f_{cd} + \rho.f_{scd}).t}{1,643} \leq 0,4.f_{cd}.t \quad (3.10)$$

onde:

$\eta_{d,resist}$: resistência última à compressão por unidade de comprimento;

f_{cd} : resistência de cálculo à compressão do concreto;

ρ : taxa geométrica da armadura vertical da parede, não maior que 1%;

t : espessura da parede;

f_{scd} : resistência de cálculo do aço à compressão; $f_{scd} = \frac{E_s \cdot 0,002}{\gamma_s}$;

E_s : módulo de elasticidade do aço;

γ_s : coeficiente redutor de resistência do aço igual a 1,15;

A definição dos coeficientes k_1 e k_2 dependem do índice de esbeltez da parede, que é definido pela Equação (3.11).

$$\lambda = \frac{\ell_e \cdot \sqrt{12}}{t} \quad (3.11)$$

A Figura 2 da NBR 16055, apresentada aqui na Figura 3.12 de forma adaptada, define o comprimento equivalente ℓ_e da parede, em função das suas vinculações.

O coeficiente k_1 é definido por $k_1 = \lambda / 35$ para qualquer valor de λ . Quando o índice de esbeltez estiver no intervalo $35 \leq \lambda \leq 86$, k_2 vale zero. Se o índice de esbeltez estiver no intervalo $86 < \lambda \leq 120$, k_2 é definido pela Equação (3.12).

$$k_2 = \frac{(\lambda - 86)}{120} \quad (3.12)$$

Os coeficientes k_1 e k_2 consideram a minoração da resistência última à compressão referente à instabilidade localizada causada por efeitos de 2ª ordem.

Figura 3.12 - Cálculo de ℓ_e conforme vinculações da parede (NBR 16055:2012).

Figura 3.13 - Decréscimo da tensão última à compressão com aumento do índice de esbeltez, conforme NBR 16055:2012.

Para se ter ordem de grandeza, o gráfico da Figura 3.13 mostra o decréscimo da tensão última à compressão a medida que o índice de esbeltez aumenta, considerando $f_{ck} = 25$ MPa, $f_{scd} = 365,2$ MPa e $\rho = 0,1\%$. Ao traçar o gráfico, a expressão de resistência última à compressão, descrita na Equação (3.10), foi aplicada sem considerar a espessura da parede para que os valores ficassem em termos de tensão. A perda de resistência é visível e significativa quando $\lambda > 86$, limite a partir do qual k_2 é diferente de zero e que, conseqüentemente, a influência da instabilidade localizada é bem maior. Caso se queira fazer uma análise mais precisa de instabilidades locais e localizadas, devem ser utilizadas as expressões dos itens 15.8 e 15.9 da NBR 6118:2007 – *Projeto de estruturas de concreto*.

É importante mencionar que a NBR 16055:2012 considera o coeficiente redutor de resistência à compressão do concreto $\gamma_c = 1,68$.

A expressão ainda incorpora automaticamente a excentricidade mínima transversal ao plano médio da parede, que deve ser considerada, e tem valor igual ao maior valor entre:

- a) excentricidade obtida por pressão de vento de $0,1 \text{ tf/m}^2$ (no caso de paredes externas);
- b) excentricidade obtida pela expressão $(1,5 + 0,03.t)$, onde t é a espessura da parede (válida para todas as paredes).

Portanto, quando a expressão de $\eta_{d,resist}$ for utilizada ao dimensionar uma parede, não há necessidade de considerar flexão composta oblíqua, já que o momento fletor em relação à menor inércia da parede é considerado pela excentricidade mínima incorporada à expressão. Dessa maneira basta verificar as tensões normais devido à flexão composta reta, mais especificamente da flexo-compressão no plano da parede, como diz a premissa básica de dimensionamento da NBR 16055:2012 no item 17.2.

Caso haja pressões de vento superiores a $0,1 \text{ tf/m}^2$, mais comuns nos últimos andares de prédios altos, devem ser feitas verificações adicionais de flexão simples em torno das direções de menor inércia nas paredes externas do edifício. As paredes do último pavimento devem ser calculadas como engastadas em sua base e apoiadas na laje de cobertura em seu topo. As paredes externas dos demais pavimentos devem ser calculadas como biengastadas (Figura 3.14).

Figura 3.14 - Verificação à flexão simples em paredes com vento maior que $0,1 \text{ tf/m}^2$.

Quanto à verificação da compressão, a norma brasileira permite reduzir o esforço solicitante máximo por metro linear, conforme a Equação (3.13):

$$\eta_{d, \text{resist}} \geq \frac{3\eta_{d, \text{max}} + \eta_{d, \text{min}}}{4} \quad (3.13)$$

onde:

$\eta_{d, \text{max}}$: é a maior força normal por unidade de comprimento, obtida com o caso mais desfavorável de combinação para a compressão;

$\eta_{d, \text{min}}$: é a menor força normal por unidade de comprimento, obtida com o caso mais favorável de combinação para a compressão.

Caso a combinação favorável resulte em esforço de tração, numa das extremidades da seção transversal da parede, deve-se considerar então $\eta_{d, \text{min}} = 0$,

como indica a Figura 3 na NBR 16055:2012. Apesar dessa possibilidade em amenizar a máxima tensão normal de compressão, as verificações deste trabalho consideram a máxima tensão normal de compressão íntegra.

No dimensionamento à tração, quando ocorrerem tensões normais de tração devido aos momentos fletores atuantes no plano da parede, a força total de tração, que é a resultante da integração do bloco de tensões normais de tração, deve ser resistida pela área de aço calculada conforme procedimento simplificado indicado na Equação (3.14):

$$A_{s,par} = \frac{F_{d,tração}}{f_{yd}} \quad (3.14)$$

onde:

$A_{s,par}$: área de aço necessária na parede de concreto para resistir a força resultante da tensão normal de tração;

$F_{d,tração}$: força de tração de cálculo, resultante da tensão normal de tração;

f_{yd} : resistência de cálculo do aço; $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$ onde f_{yk} é a resistência característica de tração do aço e γ_s é o redutor da resistência igual a 1,15.

Mesmo nos casos em que não há tração na parede, a norma brasileira estabelece uma armadura mínima em aço CA-60, que pode ser uma tela soldada disposta no plano médio da parede, respeitando-se os limites:

- armadura mínima vertical:

$\rho_v = 0,09 \%$ da seção transversal de concreto;

$\rho_{v,2p} = 0,06 \%$ da seção transversal de concreto em construções de até 2 pavimentos;

- armadura mínima horizontal:

$\rho_h = 0,15\%$ da seção transversal de concreto;

$\rho_{h,parint} = 0,09\%$ da seção transversal de concreto no caso de paredes internas;

$\rho_{h,parext} = 0,09\%$ da seção transversal de concreto no caso de paredes externas com até 6 m de comprimento e entre juntas de controle;

Em construções com até dois pavimentos, permite-se utilizar 40% das taxas de armadura mínima horizontal.

Como mencionado, as paredes podem ser armadas com uma tela soldada centrada, no entanto, para paredes com espessura maior que 15 cm, e também paredes no andar térreo sujeitas a choque de veículos ou que engastam marquises em balanço, deve-se utilizar tela dupla, uma em cada face da parede, respeitando o cobrimento. Observa-se que a norma brasileira permite diminuir a armadura mínima na direção vertical no caso de paredes com espessura maior que 15 cm, em 67 % dos valores apresentados. No entanto neste caso, o cálculo é feito por face da parede.

A expressão de resistência última à compressão, apresentada na Equação (3.10), limita a taxa geométrica de armadura vertical em $\rho \leq 1\%$ (valor e premissa idêntica ao ACI 318:2011) com o objetivo de garantir a estabilidade desta armadura sob compressão apenas com o confinamento do concreto, evitando-se, assim, a necessidade de estribos horizontais, os quais prejudicariam imensamente a produtividade do sistema Paredes de Concreto.

A verificação das tensões tangenciais é realizada nas almas das paredes de contraventamento. A força cortante solicitante de cálculo V_d , obtida pela combinação de ações apropriada deve ser menor que a força cortante resistente de cálculo f_{vd} definida no item 17.6.2 da NBR 16055, conforme Equação (3.15).

$$f_{vd} = 0,3 \cdot f_{ct,d} \cdot (1 + 3 \cdot \sigma_{cmd} / f_{ck}) \cdot t \cdot L \quad (3.15)$$

onde:

f_{vd} : força cortante resistente de cálculo;

f_{ck} : resistência característica à compressão do concreto expressa em MPa;

$f_{ct,d}$: resistência de cálculo à tração do concreto; $f_{ct,d} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3}}{\gamma_c}$, sendo γ_c o redutor de resistência do concreto igual a 1,4 neste caso.

σ_{cmd} : tensão normal obtida apenas por cargas verticais permanentes; é chamada tensão média de cálculo no concreto comprimido, expressa em MPa;

t : espessura da parede;

L : comprimento da parede em planta; é o comprimento da alma;

A expressão $(1 + 3 \cdot \sigma_{cmd} / f_{ck})$ deve ser no máximo igual a 2,00.

Caso $V_d > f_{vd}$ deve-se armar a parede ao cisalhamento com área de aço calculada como mostram as Equações (3.16) e (3.17).

$$A_{sh/s} = V_d / f_{yd} \quad (3.16)$$

$$A_{sv/s} = \frac{\left(V_d - \frac{\eta_d}{2} \right)}{f_{yd}} \quad (3.17)$$

onde:

$A_{sh/s}$: área de aço por unidade de comprimento na direção horizontal;

$A_{sv/s}$: área de aço por unidade de comprimento na direção vertical;

η_d : força normal de cálculo por unidade de comprimento;

Outra verificação importante, referente às tensões tangenciais, deve ser feita na interface vertical do encontro de paredes. Neste caso a expressão da força cortante resistente de cálculo não considera a tensão média de cálculo no concreto comprimido, como explicado no item 6.9.2.

4 MODELOS DE CÁLCULO

O presente capítulo apresenta os modelos de cálculo utilizados neste trabalho para distribuir as cargas verticais e as ações horizontais em um edifício construído no sistema Paredes de Concreto. Dentre eles, há dois modelos numéricos, o Modelo em Elementos Finitos e o Modelo Pórtico Tridimensional.

Segundo Nunes (2011), atualmente, para o cálculo de edifícios de paredes de concreto armado, são utilizados procedimentos análogos aos empregados na alvenaria estrutural. Dessa maneira, os modelos propostos nesta pesquisa já foram consolidados quando aplicados para o caso da alvenaria estrutural, sistema análogo ao das Paredes de Concreto.

4.1 Distribuição de cargas verticais

4.1.1 Considerações iniciais

Num edifício residencial, as cargas verticais são determinadas somando-se o peso próprio dos elementos estruturais com as ações permanentes e variáveis, conforme indica a norma ABNT NBR 6120:1980 – *Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. No caso do sistema Paredes de Concreto, usualmente a estrutura é composta apenas por lajes e paredes. Portanto, deve-se somar o peso próprio desses elementos com as ações permanentes e variáveis oriundas das lajes e considerá-las atuantes nas paredes estruturais, que as transmitirão até a fundação ou a estruturas de transição.

A norma ABNT NBR 16055:2012 – *Paredes de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos*, considera que as cargas verticais atuam paralelamente ao plano médio das paredes de concreto.

Corrêa e Ramalho (2003) ressaltam que a definição de como a ação das lajes sobre as paredes que lhe servem de apoio se realiza, e também como ocorrem as interações entre paredes, são aspectos determinantes para se obter uma análise estrutural coerente das paredes.

4.1.2 Ações das lajes

Para o cálculo das reações das lajes nas paredes, utilizou-se o método das charneiras plásticas o qual se baseia na posição aproximada das linhas de ruptura que definem as áreas de influência das lajes sobre as paredes. As áreas podem ser divididas seguindo as considerações abaixo:

- Quando a laje for armada em uma direção (Figura 4.1a):
 - $0,5.L$ entre dois apoios do mesmo tipo;
 - $0,38.L$ do lado apoiado e $0,62L$ do lado engastado;
 - $1,0.L$ do lado engastado, se a outra borda for livre.
- Quando a laje for armada em duas direções (Figura 4.1b):
 - 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
 - 60° a partir do lado engastado se o outro for apoiado;
 - 90° a partir de qualquer apoio se a borda vizinha for livre.

Figura 4.1 - Esquema para cálculo das reações das lajes (OLIVEIRA, 2009).

4.1.3 Espalhamento das cargas verticais

Ao se distribuírem cargas verticais nas paredes de concreto, quando elas são concentradas ou parcialmente distribuídas, pode-se assumir, conforme ABNT NBR 16055, um espalhamento ao longo da altura da parede, seguindo um ângulo limite de 45° . Esse ângulo é definido no plano da parede sobre uma linha vertical passando no ponto de aplicação da carga, como indica a Figura 4.2. Consequentemente, esse espalhamento gera uma uniformização de cargas.

Figura 4.2 - Espalhamento de cargas concentradas ou parcialmente distribuídas (ABNT NBR 16055).

Tal comportamento também é válido em paredes adjacentes devido à interação que ocorre entre elas, ou seja, há transferência de forças na interface comum. Essas forças, chamadas de força de interação, são causadas pela tendência de deslocamento relativo na interface vertical, e ocorrem para carregamentos diferenciados. Portanto, o espalhamento das cargas verticais, e consequente uniformização, ocorre também entre paredes adjacentes desde que haja interação entre elas (Figura 4.3). Além disso, a transferência de forças acontece somente se a tensão de cisalhamento resistente na interface vertical comum for maior que a tensão de cisalhamento induzida pelas forças de interação.

Embora sejam de menor intensidade, as forças de interação entre lintéis e paredes, sendo os lintéis definidos pelas regiões acima e abaixo de aberturas, como portas e janelas por exemplo, também contribuem no espalhamento de cargas verticais, desde que a tensão de cisalhamento seja verificada na interface comum. A Figura 4.4 exemplifica esta situação para o caso de uma abertura de janela numa parede de concreto.

Figura 4.3 - Espalhamento de cargas em paredes adjacentes (NUNES, 2011).

Figura 4.4 - Forças de interação em regiões de aberturas.

Portanto, é importante avaliar como as paredes e os lintéis vão interagir de modo a distribuir corretamente as cargas verticais nas paredes.

Hendry (1981) comenta que pode haver consideráveis diferenças na estimativa das ações atuantes nas paredes dependendo do procedimento adotado para a distribuição de cargas verticais de um edifício com um arranjo complexo de paredes.

A seguir apresentam-se os modelos de cálculo adotados neste trabalho para a distribuição de cargas verticais.

4.1.4 Paredes Isoladas (PIS)

As paredes são consideradas como elementos isolados, não havendo forças de interação entre elas. É um modelo simples e rápido em que consiste no somatório das cargas atuantes em determinada parede, contabilizando a influência de todos os pavimentos acima daquele em que a análise está sendo feita.

A vantagem do modelo está na sua rapidez e simplicidade, no entanto tem como desvantagem as possíveis distorções de resultados nas cargas das paredes bem como em suas regiões de apoio, como vigas de transições e vigas baldrame.

4.1.5 Grupo Isolado de Paredes (GIP)

Segundo Corrêa e Ramalho (2003), um grupo é um conjunto de paredes que são supostas totalmente solidárias. Essa hipótese é válida devido à existência de forças de interação entre as paredes, e desde que a tensão de cisalhamento gerada por essas forças, na interface vertical do encontro das paredes, seja menor que a tensão de cisalhamento resistente.

O grupo de paredes é isolado pelo fato de o modelo considerar que não há forças de interação entre lintéis e paredes (elas existem apenas entre paredes). Assim, os grupos não interagem entre si. Portanto, geralmente os limites dos grupos são as aberturas de portas e janelas, regiões onde se encontram os lintéis.

Nesse modelo, consideram-se as cargas totalmente uniformizadas em cada grupo de paredes. A força atuante no grupo é a soma das forças atuantes em cada uma das paredes que o compõe. Para tanto, o espalhamento das cargas verticais é considerado conforme premissas das Figuras 4.2 e 4.3. O comprimento total do grupo é a soma dos comprimentos de cada parede contida nele. Dessa maneira, a carga uniformizada do grupo é definida pela razão entre a força atuante e o comprimento total dele.

O modelo é seguro e também econômico quando a escolha de grupos é feita corretamente. Contudo é fundamental que se avalie a possibilidade de ocorrerem forças de interação em cantos e bordas pela verificação da tensão de cisalhamento nas interfaces verticais do encontro de paredes, condição essencial para aplicação

do modelo. Também é simples e rápido e resulta em cargas adequadas para estruturas de apoio.

Para comprovar a eficiência do modelo, medições de deformações em um edifício de alvenaria estrutural com cinco pavimentos, realizadas por Stockbridge (1967) apud Oliveira (2009), evidenciaram que em edifícios suficientemente altos há uma tendência das tensões se uniformizarem em pavimentos inferiores. A Figura 4.5 mostra as leituras de deformações em uma parede do edifício durante sua construção. Conforme posição dos extensômetros 1, 2 e 3, apresentada na Figura 4.5b, era de se esperar que o ponto 1, por ter área de influência das lajes menor que o ponto 2 (como mostra a Figura 4.5c), apresentasse uma deformação consideravelmente menor que a do ponto 2, no entanto não é o que ocorre devido à uniformização de cargas verticais. Por isso a Figura 4.5a mostra que as deformações dos extensômetros 1 e 2 são praticamente iguais. A deformação do extensômetro 3 teve influência da presença do lintel xy (Figura 4.5c). No início houve uma forte atração das forças, mas quando a construção alcançou o primeiro pavimento, as deformações reduziram-se a valores próximos aos observados nos pontos 1 e 2, o que comprovou a forte tendência de uniformização de cargas verticais. Mais informações sobre resultados experimentais envolvendo o estudo do modelo Grupo Isolado de Paredes, podem ser encontradas em Oliveira (2009).

(a) Medidas no 1º pav.; (b) Localização dos extensômetros; (c) Área de contribuição.

Figura 4.5 - Medidas de deformações realizadas num edifício de alvenaria estrutural com cinco pavimentos (OLIVEIRA, 2009).

Normalmente os grupos são definidos pela soma dos seguimentos de paredes até o encontro de aberturas ou vãos. Caso haja lintel na respectiva abertura ou vão, a carga atuante nele será dividida por dois e aplicada de forma concentrada no ponto de apoio dos dois grupos adjacentes ao lintel.

A fim de resumir o modelo, em que consiste na homogeneização das cargas verticais dentro de um grupo isolado de paredes, Capuzzo Neto (2000) enunciou o algoritmo da Equação (4.1):

$$p_{GIP} = \sum (p_{0i} \cdot L_i + P_i) / \sum L_i \quad (4.1)$$

onde:

p_{GIP} : ações homogeneizadas uniformemente distribuídas no nível considerado;

p_{0i} : ações uniformemente distribuídas nas paredes do grupo no nível considerado;

P_i : ações concentradas nas paredes do grupo no nível considerado;

L_i : comprimento da parede i que constitui o grupo.

4.1.6 Modelos numéricos

O Modelo em Elementos Finitos e o Modelo Pórtico Tridimensional possibilitam a distribuição de cargas verticais e também de ações horizontais. Por isso eles são detalhados no item 4.2, relativo à distribuição de ações horizontais.

4.2 Distribuição de ações horizontais

4.2.1 Considerações iniciais

A presença de sistemas de contraventamento em qualquer edificação submetida a ações horizontais de qualquer natureza é fundamental para que se confira segurança e estabilidade às edificações.

Os sistemas de contraventamento podem ser definidos em função do sistema estrutural adotado. Numa estrutura reticulada, por exemplo, é usual adotar pórticos e núcleos rígidos para tal função. Já em sistemas estruturais compostos por paredes, como é o caso da Alvenaria Estrutural e o sistema Paredes de Concreto, o contraventamento é realizado pelo conjunto de painéis de paredes. Painéis treliçados e pilares isolados são outros exemplos de estruturas com esta função. Elementos horizontais, tais como lajes e vigas, também influenciam no contraventamento da estrutura global e podem ser denominadas estruturas horizontais de contraventamento.

No caso de sistemas estruturais compostos por paredes, as lajes agindo como diafragma rígido distribuem as ações horizontais entre as paredes de contraventamento, de acordo com suas rigidezes. A Figura 4.6 representa a distribuição da ação do vento em painéis de contraventamento. Para que esse fenômeno ocorra, ressalta-se que as interfaces horizontais entre paredes e lajes (alma das paredes), devem ser capazes a resistir às tensões de cisalhamento provocadas pelas ações horizontais.

Figura 4.6 - Distribuição das ações do vento entre painéis de contraventamento (CORRÊA e RAMALHO, 2003).

Dois modelos numéricos são utilizados neste trabalho a fim de distribuir as ações horizontais, e que também possibilitam distribuir cargas verticais. Ambos são modelados no *software* comercial SAP2000, o qual possibilita a discretização da estrutura em elementos finitos. Da biblioteca do programa, são utilizados o elemento de casca *Shell* (detalhes do elemento podem ser vistos no item 4.2.6), para o modelo denominado nesta pesquisa por Modelo em Elementos Finitos (MEF), e o

elemento de barra *Frame*, utilizado na concepção do Modelo Pórtico Tridimensional (MPT). Outro recurso do programa utilizado nos dois modelos foi a modelagem das lajes como diafragma rígido.

4.2.2 Diafragma rígido

A simulação de lajes em concreto armado atuando como diafragmas rígidos em seu plano é razoável, segundo Corrêa (1991), desde que as lajes não apresentem aberturas muito grandes ou o pavimento não apresente em planta uma das dimensões muito maior que a outra.

Conforme Corrêa (1991), nesse recurso, os graus de liberdade de cada nó do pavimento, associados aos deslocamentos de corpo rígido do diafragma, são dependentes dos graus de liberdade do nó mestre, que é criado arbitrariamente em algum ponto do plano do pavimento para caracterizar o comportamento de corpo rígido do diafragma. Ou seja, as duas translações horizontais no plano da laje e uma rotação em torno do eixo do edifício, de todos os nós do pavimento onde o diafragma rígido foi considerado, são compatibilizadas. Além disso, a distribuição das ações horizontais numa direção entre as paredes de contraventamento dessa mesma direção ocorre em função das rigidezes delas.

Corelhano (2010) complementa que em função da aplicação do diafragma rígido, a discretização da laje na estrutura de contraventamento pode ser dispensada, uma vez que é considerada infinitamente rígida em seu plano e compatibiliza as translações e rotações do pavimento.

Observa-se que as lajes são flexíveis em relação à sua direção normal e, portanto, sua análise e verificação estrutural são imprescindíveis. Ressalta-se que este trabalho não tem como objetivo analisar o comportamento estrutural das lajes.

Neste trabalho utilizou-se o diafragma rígido nos dois modelos desenvolvidos no *software* SAP2000, a fim de estudar exclusivamente o comportamento das paredes de contraventamento.

As equações que regem os deslocamentos de dois nós quaisquer do pavimento, associados ao nó mestre, são descritas abaixo:

$$u_{1j} = u_{1i} - r_{3i} \cdot \Delta x_2 \quad (4.2)$$

$$u_{2j} = u_{2i} - r_{3i} \cdot \Delta x_1 \quad (4.3)$$

$$r_{3i} = r_{3j} \quad (4.4)$$

onde, $\Delta x_1 = x_{1j} - x_{1i}$ e $\Delta x_2 = x_{2j} - x_{2i}$.

As equações são expressas em termos de translações horizontais, u_1 e u_2 , uma rotação r_3 em torno do eixo do edifício e das coordenadas locais adotadas no plano do diafragma rígido, x_1 e x_2 .

Para a validade dessa hipótese, o programa conecta todos os nós associados ao nó mestre, por *links* rígidos no plano, sem que eles influenciem as deformações fora do plano. A Figura 4.7 mostra tal procedimento.

Figura 4.7 - Modelagem do diafragma rígido no SAP2000 (CSI - SAP2000, 2011).

4.2.3 Efeitos de torção

Segundo Blessmann (1989) apud Nascimento Neto (1999), os efeitos de torção podem ser associados a várias causas, podendo-se citar: desigual distribuição das pressões do vento, assimetria do sistema estrutural de contraventamento, turbulência do vento incidente, incidência oblíqua do vento. Acrescenta-se ainda a aplicação de ações excêntricas à estrutura.

No presente trabalho, o esforço de torção nas paredes de contraventamento não foi discutido. Os edifícios estudados têm planta duplamente simétrica, ou próximo disso, e as ações horizontais foram aplicadas em seus eixos de simetria. Portanto, nos casos estudados o centro geométrico da estrutura é coincidente, ou praticamente coincidente, com seu centro de torção. Como as ações foram aplicadas nos eixos de simetria (sem excentricidades), não há ocorrência do esforço de torção. A Figura 4.8 exemplifica essa situação.

Figura 4.8 - Simetria em planta e ações horizontais não excêntricas: apenas translações horizontais; não há esforço de torção.

A Figura 4.9 exemplifica duas situações em que o efeito de torção ocorre. Primeiramente quando as ações horizontais são aplicadas de forma excêntrica, e em seguida quando a estrutura apresenta assimetria numa de suas direções principais.

Figura 4.9 - Assimetria em planta ou ações horizontais excêntricas: translações horizontais e rotação em torno da altura do edifício; há esforço de torção.

4.2.4 Ações Horizontais

Ações horizontais sobre a estrutura de um edifício podem ser causadas por fenômenos naturais, como, por exemplo, a ação do vento e de sismos, por imperfeições geométricas, como o desaprumo da construção e por empuxos desequilibrados.

A NBR 16055 diz que as ações horizontais que devem ser consideradas obrigatoriamente são as originadas pelo vento e pelo desaprumo, não se prescindindo das demais ações que, na avaliação do projetista, possam produzir esforços relevantes.

Neste trabalho foram consideradas apenas as ações horizontais devido ao vento e ao desaprumo, centradas.

A norma ABNT NBR 6123:1988 – *Forças devidas ao vento em edificações*, permite transformar as pressões do vento que incidem perpendicularmente na superfície das paredes em forças estáticas. Para isso é necessário definir a velocidade característica do vento que é definida pela Equação (4.5):

$$v_k = v_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (4.5)$$

onde:

v_k : velocidade característica do vento (m/s);

v_0 : velocidade básica do vento (m/s);

S_1 : fator topográfico;

S_2 : fator que considera a rugosidade do terreno e a variação da velocidade do vento com a altura e dimensões da edificação;

S_3 : fator estatístico;

Todos os parâmetros da Equação (4.5) são fornecidos pela norma citada.

A pressão dinâmica do vento q_{vento} (N/m²) é determinada em função da velocidade característica conforme item 4.2 da NBR 6123, descrita na Equação (4.6):

$$q_{vento} = 0,613 v_k^2 \quad (4.6)$$

Finalmente a força de arrasto que é a componente da força global do vento numa determinada direção é definida pela Equação (4.7):

$$F_a = C_a \cdot q_{vento} \cdot A_e \quad (4.7)$$

na qual:

F_a : força de arrasto na direção do vento;

C_a : coeficiente de arrasto conforme direção do vento;

A_e : área frontal efetiva sobre um plano perpendicular à direção do vento.

Para edificações paralelepípedicas, o coeficiente de arrasto é obtido a partir das relações L_1 / L_2 e H / L_1 pelos ábacos das Figuras 4 e 5 da NBR 6123, para ventos de baixa e alta turbulência, respectivamente. A dimensão em planta da edificação, perpendicular à direção do vento é definida por L_1 , sendo L_2 a direção paralela. A altura total do edifício é representada por H .

O desaprumo causado por excentricidades originadas durante a construção de um edifício pode ser considerado na estrutura por meio de forças horizontais equivalentes a esses deslocamentos. Conforme indica a NBR 16055, para edifícios de múltiplos andares, deve ser considerado um desaprumo global através de um ângulo de desaprumo θ , calculado pela Equação (4.8):

$$\theta = \frac{1}{170 \cdot \sqrt{H}} \quad (4.8)$$

onde:

θ : ângulo de desaprumo, expresso em radianos (rad);

H : altura total do edifício expressa em metros (m).

A Equação (4.9) transforma o efeito do desaprumo em uma força horizontal equivalente (F_{dp}), em função de θ e da carga vertical total do pavimento, representada por ΔP (Figura 4.10).

$$F_{dp} = \Delta P \cdot \theta \quad (4.9)$$

Figura 4.10 - Ação horizontal equivalente ao desaprumo.

A NBR 16055 diz que entre o vento e o desaprumo deve-se considerar aquela que proporcionar a situação mais desfavorável na estrutura. Corrêa e Ramalho (2003) divergem desta premissa e sugerem que o desaprumo seja considerado junto com a ação do vento, já que não é possível evitar que as duas ações atuem simultaneamente. Neste trabalho foram consideradas as ações do vento e devido ao desaprumo atuando simultaneamente nos edifícios estudados.

Observa-se que a NBR 6118:2007 – *Projetos de estruturas de concreto – Procedimentos*, considera o desaprumo dos elementos verticais de modo mais agressivo em relação à norma de paredes, como indica a Equação (4.10), onde θ_1 é o ângulo de desaprumo.

$$\theta_1 = \frac{1}{100 \cdot \sqrt{H}} \quad (4.10)$$

Para uma mesma altura de qualquer edificação, o desaprumo calculado pela NBR16055 será menor que o calculado pela NBR6118. Esta diferença decorre das paredes de concreto serem moldadas por formas, em geral metálicas, cuja montagem envolve um conjunto de paredes que são concretadas em um mesmo ciclo. Esse processo torna mais difícil a parede sair do prumo.

Neste trabalho, as ações horizontais foram consideradas como atuantes nas direções X e Y das respectivas edificações estudadas, nos sentidos, 0° , 90° , 180° e 270° , como mostra a Figura 4.11.

Figura 4.11 - Direção e sentido das ações horizontais.

4.2.5 Modelo Pórtico Tridimensional (MPT)

O Modelo Pórtico Tridimensional, assim denominado por Nascimento Neto (1999), é uma adaptação do modelo proposto por Yagui (1971), o qual faz a discretização de núcleos rígidos em elementos de barra, travados horizontalmente pelas lajes atuando como diafragma rígido. Ambos os modelos possibilitam tanto a distribuição de cargas verticais como a de ações horizontais.

No modelo de Yagui, as paredes planas de um núcleo rígido, geralmente encontradas nos poços de elevadores e escadas de edifícios, e que conferem grande rigidez à estrutura global, são substituídas por um conjunto de vigas horizontais, com suas extremidades em balanço e engastadas ao meio em pilares verticais. Portanto, ocorre a substituição das paredes dos núcleos por pórticos equivalentes, como mostra a Figura 4.12:

Figura 4.12 - Modelagem estrutural do núcleo - elemento Yagui (1971) (PEREIRA 2000).

Conforme Serra (1994), os segmentos de parede situados entre duas lajes (diafragma) são substituídos por elementos formados por duas vigas de rigidez infinita, unidas por uma coluna central, que conserva as mesmas características elásticas e geométricas do segmento de parede que substitui.

A rigidez à força normal, ao momento fletor e torção e à força cortante de um tramo do pilar são correspondentes às das paredes substituídas.

A formulação do elemento envolve as seguintes hipóteses:

- as lajes devem exercer a função de diafragma rígido, impedindo, portanto, as distorções das seções transversais do núcleo;
- as paredes planas que constituem o núcleo são desprovidas de rigidez à flexão segundo seu eixo de menor inércia, devido às espessuras relativamente delgadas;
- as únicas interações a serem consideradas entre as paredes são as forças de cisalhamento longitudinais ao longo de suas interseções;
- as vigas (barras rígidas horizontais ao nível do pavimento) têm rigidez infinita à flexão no plano da parede e têm como objetivo simular o efeito do comprimento das paredes e a interação que se desenvolve entre elas.
- o pilar (barra flexível vertical posicionada no eixo da parede) tem altura da sua seção transversal igual ao comprimento da parede e largura igual à

espessura da parede, conservando as mesmas características elásticas e geométricas do segmento de parede que substitui;

- considera-se a deformação por cisalhamento na barra flexível vertical (pilar);
- o comprimento das paredes planas deve ser constante, no entanto sua espessura pode variar aos níveis dos pavimentos;
- o sistema contínuo constituído por paredes planas fica substituído pelo sistema de pórticos.

Os lintéis podem ser incluídos no modelo ligando-os às extremidades dos elementos de paredes adjacentes (as barras de lintéis são ligadas de forma contínua às barras rígidas horizontais).

A adaptação do modelo Yagui (1971) proposta por Nascimento Neto (1999), e denominada Modelo Pórtico Tridimensional, tem pequenas alterações na formulação do elemento, tornando-o mais abrangente. Além disso, sua aplicação foi feita em sistemas estruturais compostos por paredes, como é o caso de edifícios construídos em Alvenaria Estrutural e Paredes de Concreto. Nunes (2011) utilizou o Modelo Pórtico Tridimensional para a análise dos esforços de um edifício de Paredes de Concreto, assim como Nascimento Neto (1999) o avaliou para o caso da Alvenaria Estrutural.

Diferente do modelo Yagui, o Modelo Pórtico Tridimensional considera a rigidez à flexão na direção de menor inércia da parede, pelo fato dela ser modelada por barras tridimensionais com seis graus de liberdade em cada extremidade. Contudo, a disposição e algumas características das barras no Modelo Pórtico Tridimensional, são as mesmas que no modelo Yagui, ou seja:

- a barra flexível vertical é posicionada no eixo vertical da parede, possuindo as características elásticas e geométricas do segmento de parede que substitui;
- além da deformação por flexão, a deformação por cisalhamento é considerada nas barras flexíveis verticais;
- as barras rígidas horizontais são dispostas ao nível do pavimento e ligam as extremidades das paredes à barra flexível vertical; a altura e espessura da seção transversal é igual à da parede que representa;

- os nós de extremidade das barras rígidas horizontais são articulados (exceto quando a extremidade é ligada a um lintel ou à outra barra rígida horizontal colinear), e o nó comum à barra flexível vertical é contínuo;
- as barras rígidas horizontais têm rigidez infinita à flexão no plano e simulam o comprimento das paredes e a interação entre elas;

É importante a consideração da deformação por cisalhamento nos elementos de barra vertical, devido às dimensões relativamente grandes das paredes quando comparadas a uma viga, por exemplo. Segundo a NBR 16055, em seu item 14.3, para a consideração da parede como componente de um sistema estrutural de contraventamento, representada por elemento linear, é necessário considerar além da deformação por flexão, a deformação por cisalhamento. As barras horizontais são rígidas e, portanto, tal deformação não é considerada nelas.

A Figura 4.13 mostra o Modelo Pórtico Tridimensional em planta e em perspectiva.

Figura 4.13 - Modelo Pórtico Tridimensional (CORRÊA, 2003).

Conforme Nascimento e Corrêa (2002), as paredes que se interceptam são interligadas/conectadas por barras rígidas horizontais, de modo a considerar a interação que efetivamente se desenvolve entre paredes, a qual é simulada pelo esforço cortante que surge no nó de interseção. Assim, as barras rígidas horizontais não colineares que se encontram, tem este nó de extremidade e de interseção, articulado, de forma que o único grau de liberdade associado a ele é a translação vertical.

A inclusão de lintéis também é possível nesse modelo, o que aumenta consideravelmente a rigidez do edifício. Quando considerados, é necessário que a ligação entre os lintéis e as barras horizontais rígidas seja contínua, de modo a simular a sua efetiva contribuição.

A Figura 4.14 mostra uma aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional a fim de ilustrar algumas de suas características. Na Figura 4.14a, as paredes e lintéis são apresentadas com suas seções transversais "cheias". Na Figura 4.14b, observam-se as barras tridimensionais verticais e horizontais, com suas nomenclaturas. Analisando-se as extremidades das barras horizontais não colineares, nota-se que elas foram articuladas (a articulação é representada pelo círculo de cor verde). Percebe-se também que a continuidade entre as barras rígidas horizontais e lintéis foi mantida (exemplo: ligação da barra 102 com a barra 5). Também houve continuidade no encontro de barras verticais com as barras horizontais (exemplo: encontro da barra 1 com barras 101 e 102).

a) Paredes e lintéis com seção transversal "cheia"; b) Barras tridimensionais verticais e horizontais;

Figura 4.14 - Aplicação do Modelo Pórtico Tridimensional.

É importante lembrar que, como a parede é representada por uma barra vertical que tem as características geométricas da parede e por barras horizontais que têm altura e espessura iguais à da parede e simulam seu comprimento, é necessário desconsiderar o peso próprio das barras horizontais. Caso contrário, o peso da parede seria contabilizado duas vezes.

Nos estudos realizados neste trabalho, multiplicou-se por 100 a rigidez à flexão na direção de maior inércia, das barras rígidas horizontais, a fim de torná-las infinitamente rígidas no plano da parede.

A hipótese das lajes agindo como diafragma rígido também é considerada no Modelo Pórtico Tridimensional. Sendo assim, os nós iniciais e finais das barras verticais são associados ao nó mestre do respectivo pavimento. Dessa maneira, dos seis graus de liberdade em cada extremidade da barra vertical, três são "escravizados" ao nó mestre do pavimento, os quais são os relativos às duas translações horizontais e à rotação em torno do eixo longitudinal da barra vertical.

Como citado anteriormente, o Modelo Pórtico Tridimensional foi desenvolvido pelo método dos elementos finitos no *software* comercial SAP2000. Para modelar as barras rígidas horizontais e flexíveis verticais, utilizou-se o elemento *Frame*, da biblioteca de elementos finitos do programa, o qual tem formulação conforme Bathe e Wilson (1976) apud CSI (2011). A deformação por cisalhamento é considerada nesta formulação, no entanto, ela não foi considerada nas barras rígidas horizontais.

O sistema de eixos local e os graus de liberdade existentes por nó são apresentados nas Figuras 4.15 e 4.16, respectivamente.

Figura 4.15 - Sistema de eixos local do elemento *Frame* (CSI - SAP2000, 2011).

Figura 4.16 - Graus de liberdade por nó de determinado elemento finito (CSI - SAP2000, 2011).

4.2.6 Modelo em Elementos Finitos (MEF)

Neste modelo a estrutura é discretizada numa malha de elementos finitos, cuja formulação corresponde ao comportamento estrutural adequado ao elemento estrutural modelado. Os elementos são interconectados pelos nós onde uma solução aproximada pode ser adotada e as equações de equilíbrio são estabelecidas.

Souza (2004) observa que a dimensão dos elementos tem influência significativa na convergência da solução e, por isso, deve ser escolhido com bastante cuidado. Ao modelar um determinado elemento estrutural, quanto menor o elemento finito, mais precisa será a solução, no entanto, maior será a matriz de rigidez da estrutura e maior será o esforço computacional.

As distribuições de cargas verticais e ações horizontais ocorrem de forma automática pelo fluxo de tensões e compatibilidade de deslocamentos nodais.

É um modelo mais refinado, no entanto demanda cuidadosa definição dos elementos finitos e da malha que esses formarão para se obter bons resultados. Além disso, tem como desvantagem a complexidade na entrada de dados e na análise de resultados.

O Modelo em Elementos Finitos denominado neste trabalho se refere à discretização das paredes dos edifícios analisados, em elementos de casca plana quadrados, com nós apenas nos vértices. Foi utilizado o elemento *Shell* do *software*

SAP2000 para tal modelagem. O sistema de eixos local do elemento e seus quatro nós são apresentados na Figura 4.17. Os graus de liberdade por nó do elemento são mostrados na Figura 4.16. As lajes não foram discretizadas, e para simular seu comportamento, utilizou-se a ferramenta do diafragma rígido.

Figura 4.17 - Sistema de eixos local do elemento *Shell* (CSI - SAP2000, 2011).

4.2.7 Consideração de abas em paredes de contraventamento

A *largura útil* definida por Timoshenko em vigas é aplicada em sistemas de contraventamento compostos por paredes, fazendo-se o raciocínio análogo. As contribuições de abas ou flanges das paredes dispostas perpendicularmente à direção das paredes de contraventamento analisadas, formam seções compostas e conferem maior rigidez ao sistema. Porém essa contribuição é limitada pelas normas de projeto, as quais definem as dimensões máximas das abas das paredes colaborantes como seis vezes a espessura dela como é o caso da norma NBR 15961-1:2011 - *Alvenaria Estrutural - Blocos de concreto Parte 1: Projeto*.

Conforme Timoshenko (1966), admitindo uma viga simplesmente apoiada nas extremidades, submetida a um carregamento no plano médio xy , conforme Figura 4.18, observa-se que há tensões de cisalhamento atuando entre as abas da mesa e

a alma, nas superfícies de contato mn (vide Figura 4.18a) e que elas estão dirigidas conforme Figura 4.18b. Essas tensões são devidas à tensão normal de compressão que aparece na fibra superior da seção transversal da viga em decorrência do carregamento citado. Portanto a mesa e a alma são comprimidas. Observa-se que a tensão de compressão nas mesas, não se distribui uniformemente, sendo a máxima tensão da aba igual à máxima da mesa (Figuras 4.18c).

Figura 4.18 - Considerações sobre a largura útil de mesas em vigas (TIMOSHENKO, 1966).

Desta não uniformidade da distribuição de tensões, conclui-se que ao aplicar à viga da Figura 4.18 a expressão da máxima tensão normal de flexão, deve-se usar uma *largura reduzida* $2\lambda_x$ (Figura 4.18c), ao invés da largura real $2b$ das duas abas (Figura 4.18a), com o fim de se obter o valor exato da tensão. Esta *largura reduzida* comumente chamada *largura útil* é calculada considerando-se um retângulo com largura λ_x , conforme Figura 4.18c, onde a tensão de compressão é considerada uniforme tal que sua área seja igual à área da real distribuição (e não uniforme) da tensão de compressão na mesa considerada. Desta forma se obtêm um valor médio da tensão de compressão na *largura útil* colaborante, aumentando assim a rigidez da viga.

A contribuição das abas nas paredes de contraventamento nos modelos de casca (MEF) desenvolvidos neste trabalho, ocorre de forma automática através da compatibilidade de deslocamentos nodais, o qual ocorre ao longo de toda interação das paredes que se encontram.

Já nos modelos de barra (MPT), como existe uma articulação no encontro de barras horizontais não colineares, uma parede de contraventamento, ao ser submetida à ações horizontais, se deforma num plano diferente do plano deformado observado na eventual aba colaborante. Isso só ocorre devido à articulação

existente no encontro dessas paredes. Esse efeito garante que não haja uma colaboração exagerada e não realista da aba colaborante.

Os resultados apresentados nos itens 5.5 e 6.10, referentes às translações horizontais dos edifícios estudado, ao longo de sua altura, mostram que o MPT é mais flexível em relação ao MEF, o que mostra de certa maneira, que as contribuições das abas nas paredes de contraventamento são menores no modelo de barras quando comparadas ao modelo de casca. Esse resultado é coerente e importante, já que o MPT é um modelo muito menos refinado que o MEF, e portanto seus resultados relativos à colaboração das abas nas paredes de contraventamento, são a favor da segurança.

4.3 Propriedades mecânicas do concreto

Considerou-se linearidade física para o material concreto utilizado nos dois modelos numéricos (MEF e MPT).

As propriedades mecânicas consideradas para o material concreto foram: resistência à compressão de 25 MPa (2500 tf/m²), módulo de elasticidade secante $E_{CS} = 2400000$ tf/m², coeficiente de poisson $\nu = 0,2$ e peso específico $\gamma = 2,5$ tf/m³. O material foi considerado como isotrópico.

5 CONSOLIDAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

Os modelos de cálculo apresentados no capítulo quatro são aplicados em um edifício hipotético, chamado edifício estudo preliminar, e seus resultados são comparados com o objetivo de consolidar a teoria apresentada.

5.1 Características gerais do edifício estudo preliminar (EP)

Consideraram-se duas situações para o edifício estudo preliminar. Na primeira, ele é composto apenas por paredes e lajes (caso A) e, na segunda, composto por paredes, lintéis e lajes (caso B), como mostra a Figura 5.1, a qual também apresenta as medidas dos eixos das paredes e lintéis em centímetros.

Figura 5.1 - Edifício estudo preliminar: casos A e B; medidas (cm).

O edifício tem seis pavimentos, sendo a distância entre pisos igual a 2,80 m. Portanto a altura total é de 16,80 m. As paredes e lajes foram consideradas com espessura de 10 cm. Os lintéis têm largura de 10 cm e altura de 40 cm, como pode ser visto na Figura 5.1. O material de todos os elementos estruturais citados é o concreto, com características mecânicas conforme item 4.3.

Quanto às cargas verticais, as cargas permanentes foram definidas pela soma do peso próprio dos elementos com o peso dos revestimentos das lajes, o qual é equivalente a $0,10 \text{ tf/m}^2$; e as cargas acidentais, atuantes nas lajes dos pavimentos, igual a $0,15 \text{ tf/m}^2$.

As ações horizontais consideradas são referentes ao vento e ao desaprumo, aplicadas conforme direções e sentidos definidos na Figura 4.11. As forças de arrasto devido ao vento (Tabela 5.2) são calculadas em função dos parâmetros da Tabela 5.1, considerando vento não turbulento. As forças devido ao desaprumo são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.1 - Parâmetros para o cálculo das forças de arrasto do vento - (EP).

Lx	6,0 m
Ly	3,6 m
H	16,8 m
v_0	45,0 m/s
Categoria	IV
Classe	A
S1	1
S3	1
$C_{a,x}$	1,15
$C_{a,y}$	1,40
$A_{e,x}$	$10,08 \text{ m}^2$
$A_{e,y}$	$16,80 \text{ m}^2$

onde:

L_x : comprimento do edifício na direção definida como X;

L_y : comprimento do edifício na direção definida como Y;

H : altura total do edifício;

v_0 : velocidade básica do vento;

$C_{a,x}$: coeficiente de arrasto na direção X;

$C_{a,y}$: coeficiente de arrasto na direção Y;

$A_{e,x}$: área frontal efetiva sobre o plano normal à direção do vento X;

$A_{e,y}$: área frontal efetiva sobre o plano normal à direção do vento Y.

Tabela 5.2 - Forças de arrasto oriundas do vento, nas direções X e Y, por pavimento - (EP).

n	H _i (m)	S ₂	v _k (m/s)	q _{vento} (tf/m ²)	F _{a,x} (tf)	F _{a,y} (tf)
1	2,8	0,790	35,55	0,0790	0,92	1,86
2	5,6	0,798	35,93	0,0807	0,94	1,90
3	8,4	0,838	37,69	0,0888	1,03	2,09
4	11,2	0,870	39,13	0,0957	1,11	2,25
5	14,0	0,892	40,14	0,1007	1,17	2,37
6	16,8	0,911	40,99	0,1050	1,22	2,47

onde:

n : número do pavimento;

H_i : altura do pavimento n considerado;

$F_{a,x}$: força de arrasto do vento na direção X;

$F_{a,y}$: força de arrasto do vento na direção Y.

Os fatores S_1 , S_2 e S_3 , velocidade v_k , e pressão q_{vento} foram definidos no item 4.2.4.

Tabela 5.3 - Forças devido ao desaprumo, nas direções X e Y, por pavimento - (EP).

n	H _i (m)	Θ (rad)	ΔP (tf)	F _{dp,x} (tf)	F _{dp,y} (tf)
1	2,8	0,001435	20,88	0,03	0,03
2	5,6	0,001435	20,88	0,03	0,03
3	8,4	0,001435	20,88	0,03	0,03
4	11,2	0,001435	20,88	0,03	0,03
5	14,0	0,001435	20,88	0,03	0,03
6	16,8	0,001435	20,88	0,03	0,03

onde:

$F_{dp,x}$: força devido ao desaprumo na direção X.

$F_{dp,y}$: força devido ao desaprumo na direção Y.

O ângulo θ e a força ΔP foram definidos no item 4.2.4.

5.2 Distribuição de cargas verticais

As cargas verticais ao nível da fundação foram comparadas entre os modelos de cálculo adotados. Nas análises de distribuição de cargas verticais, os valores das forças normais obtidas estão com o sinal positivo, apesar de serem de compressão.

5.2.1 Paredes Isoladas (PIS) – (EP)

A distribuição das cargas provenientes das lajes nas paredes foi feita pelo método das charneiras plásticas. As Figuras 5.2 e 5.3 apresentam, para os casos A e B, respectivamente, o valor da área de influência de cada laje (A_L), seu comprimento de influência (L_{inf}), ao longo do qual a carga da respectiva área de influência é distribuída em paredes e/ou lintéis, sua carga total concentrada (P) (considerando as cargas permanentes e acidentais) e a carga total distribuída (p) que atuará ao longo de seu comprimento de influência.

Figura 5.2 - Áreas de influência das lajes nas paredes – Caso A.

Figura 5.3 - Áreas de influência das lajes nas paredes – Caso B.

A força normal concentrada característica devido apenas às cargas verticais ($N_{k,vert}$), e a força normal distribuída característica devido apenas às cargas verticais ($\eta_{k,vert}$), ambas obtidas ao nível da fundação de cada parede do edifício estudo

preliminar (EP) para o caso A, são apresentadas na Tabela 5.4, considerando que as paredes se comportam de forma isolada.

Tabela 5.4 - PIS-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.

PIS-EP - CASO A - nível 0,00 m							
PAREDE	L (m)	PP _{1PAV} (tf)	Areas Lajes	P lajes (tf)	P parede (tf)	N _{k,vert} (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	2,40	1,68	A1	1,89	3,57	21,42	8,93
PH02	2,40	1,68	A2	1,89	3,57	21,42	8,93
PH03	2,40	1,68	A7	1,89	3,57	21,42	8,93
PH04	2,40	1,68	A8	1,89	3,57	21,42	8,93
PV01	1,20	0,84	A5	0,81	1,65	9,90	8,25
PV02	1,20	0,84	A3	0,81	1,65	9,90	8,25
PV03	1,20	0,84	A6	0,81	1,65	9,90	8,25
PV04	1,20	0,84	A4	0,81	1,65	9,90	8,25

onde:

L : comprimento da parede em planta;

PP_{1PAV} : peso próprio do elemento estrutural em um pavimento;

Áreas Lajes : áreas de influência das lajes que descarregam carga em paredes e/ou lintéis;

P lajes : carga concentrada atuante em paredes e/ou lintéis oriunda das lajes, considerando apenas um pavimento do edifício estudado;

P parede : carga concentrada total da parede (PP + P lajes) considerando apenas um pavimento do edifício estudado;

No caso da presença de lintéis, é preciso considerar o quinhão de carga das lajes que descarregam nos lintéis, para então descarregar a carga total dos lintéis nas paredes. A Tabela 5.5 mostra a carga total dos lintéis e, finalmente, a Tabela 5.6 apresenta a resultante de forças normais atuantes nas paredes do caso B, considerando as paredes isoladas.

Tabela 5.5 - EP: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento – Caso B.

LINTEL	L _{li} (m)	PP _{1PAV} (tf)	Areas Lajes	P lajes (tf)	P lintel (tf)
LH01	1,20	0,12	A1	0,76	0,88
LH02	1,20	0,12	A4	0,76	0,88
LV01	1,20	0,12	A2	0,54	0,66
LV02	1,20	0,12	A3	0,54	0,66

onde:

P lintel : carga concentrada total do lintel (PP + P lajes) em um pavimento.

L_{LI} : comprimento do lintel em planta;

Tabela 5.6 - PIS-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.

PIS-EP - CASO B - nível 0,00 m									
PAREDE	L (m)	PP _{1PAV} (tf)	Areas Lajes	P lajes (tf)	Lintéis	P lintéis	P parede (tf)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
PH01	2,40	1,68	A1	1,51	LH01	0,44	3,63	21,78	9,08
PH02	2,40	1,68	A1	1,51	LH01	0,44	3,63	21,78	9,08
PH03	2,40	1,68	A4	1,51	LH02	0,44	3,63	21,78	9,08
PH04	2,40	1,68	A4	1,51	LH02	0,44	3,63	21,78	9,08
PV01	1,20	0,84	A2	0,54	LV01	0,33	1,71	10,26	8,55
PV02	1,20	0,84	A2	0,54	LV01	0,33	1,71	10,26	8,55
PV03	1,20	0,84	A3	0,54	LV02	0,33	1,71	10,26	8,55
PV04	1,20	0,84	A3	0,54	LV02	0,33	1,71	10,26	8,55

5.2.2 Grupo Isolado de Paredes (GIP) – (EP)

Os Grupos Isolados de Paredes do EP são definidos conforme Figura 5.4.

Figura 5.4 - Definição dos Grupos Isolados de Paredes para o EP.

Como definido anteriormente, a carga de um grupo isolado de paredes é completamente homogeneizada, fazendo-se a soma das cargas das paredes participantes do grupo e dividindo-se pelo comprimento total do grupo.

A Tabela 5.7a apresenta para o caso A as paredes que definem um grupo, conforme Figura 5.4, o comprimento total do grupo (L_{GIP}), o somatório das forças normais concentradas das paredes contidas num mesmo grupo, ao nível da fundação ($N_{k,vert}$) e finalmente a uniformização da carga ao nível da fundação para cada grupo (força normal distribuída $\eta_{k,vert}$). A Tabela 5.7b apresenta os mesmos resultados da 5.7a, porém considerados por paredes. Os resultados equivalentes para o caso B encontram-se nas tabelas 5.8a e 5.8b.

Tabela 5.7 - GIP-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.

GIP-EP - CASO A - nível 0,00 m								
GRUPO	PAREDES	L_{GIP} (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)	PAREDE	L (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
1	PH01 e PV02	3,60	31,32	8,70	PH01	2,40	20,88	8,70
2	PH02 e PV04	3,60	31,32	8,70	PH02	2,40	20,88	8,70
3	PH03 e PV01	3,60	31,32	8,70	PH03	2,40	20,88	8,70
4	PH04 e PV03	3,60	31,32	8,70	PH04	2,40	20,88	8,70
					PV01	1,20	10,44	8,70
					PV02	1,20	10,44	8,70
					PV03	1,20	10,44	8,70
					PV04	1,20	10,44	8,70

a) Cargas por grupo

b) Cargas por parede

Tabela 5.8 - GIP-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.

GIP-EP - CASO B - nível 0,00 m								
GRUPO	PAREDES	L_{GIP} (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)	PAREDE	L (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
1	PH01 e PV02	3,60	32,04	8,90	PH01	2,40	21,36	8,90
2	PH02 e PV04	3,60	32,04	8,90	PH02	2,40	21,36	8,90
3	PH03 e PV01	3,60	32,04	8,90	PH03	2,40	21,36	8,90
4	PH04 e PV03	3,60	32,04	8,90	PH04	2,40	21,36	8,90
					PV01	1,20	10,68	8,90
					PV02	1,20	10,68	8,90
					PV03	1,20	10,68	8,90
					PV04	1,20	10,68	8,90

a) Cargas por grupo

b) Cargas por paredes

5.2.3 Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) – (EP)

O Modelo Pórtico Tridimensional aplicado ao edifício estudo preliminar pode ser visto na Figura 5.5

Figura 5.5 - Modelo Pórtico Tridimensional do EP.

As Tabelas 5.9a e 5.9b apresentam a Força Normal concentra e distribuída por parede ao nível da fundação, nos casos A e B, respectivamente.

Tabela 5.9 - MPT-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.

MPT-EP - CASO A - nível 0,00 m			
PAREDE	L (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	2,40	20,91	8,71
PH02	2,40	20,91	8,71
PH03	2,40	20,91	8,71
PH04	2,40	20,91	8,71
PV01	1,20	10,41	8,67
PV02	1,20	10,41	8,67
PV03	1,20	10,41	8,67
PV04	1,20	10,41	8,67

a) MPT - caso A

MPT-EP - CASO B - nível 0,00 m			
PAREDE	L (m)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	2,40	21,38	8,91
PH02	2,40	21,38	8,91
PH03	2,40	21,38	8,91
PH04	2,40	21,38	8,91
PV01	1,20	10,66	8,88
PV02	1,20	10,66	8,88
PV03	1,20	10,66	8,88
PV04	1,20	10,66	8,88

b) MPT - caso B

5.2.4 Modelo em Elementos Finitos (MEF) – (EP)

Com o objetivo de comparar os resultados entre diferentes malhas, adotou-se um modelo cuja discretização das paredes é feita por cascas planas com lados de 20 cm por 20 cm, chamado de MEF20 e outro cuja discretização das paredes é feita por cascas planas com lados de 40 cm por 40 cm denominado MEF40, conforme Figura 5.6. O modelo MEF20, por ser mais refinado, é utilizado como referência para comparação de resultados.

Figura 5.6 - Modelo em Elementos Finitos: malhas de 20x20 e 40x40 para os casos A e B.

As Tabelas 5.10 e 5.11 mostram os resultados da força normal concentrada e distribuída nas paredes, obtidas pelas modelos MEF20 e MEF 40, para os casos A e B.

Tabela 5.10 - MEF20-EP e MEF40-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.

MEF20-EP - CASO A - nível 0,00 m				MEF40-EP - CASO A - nível 0,00 m			
PAREDE	L (m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)	PAREDE	L (m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
PH01	2,40	20,84	8,68	PH01	2,40	20,85	8,69
PH02	2,40	20,84	8,68	PH02	2,40	20,85	8,69
PH03	2,40	20,84	8,68	PH03	2,40	20,85	8,69
PH04	2,40	20,84	8,68	PH04	2,40	20,85	8,69
PV01	1,20	10,48	8,73	PV01	1,20	10,47	8,72
PV02	1,20	10,48	8,73	PV02	1,20	10,47	8,72
PV03	1,20	10,48	8,73	PV03	1,20	10,47	8,72
PV04	1,20	10,48	8,73	PV04	1,20	10,47	8,72

a) MEF20 - caso A

b) MEF40 - caso A

Tabela 5.11 - MEF20-EP e MEF40-EP: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.

MEF20-EP - CASO B - nível 0,00 m				MEF40-EP - CASO B - nível 0,00 m			
PAREDE	L (m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)	PAREDE	L (m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
PH01	2,40	21,33	8,89	PH01	2,40	21,34	8,89
PH02	2,40	21,33	8,89	PH02	2,40	21,34	8,89
PH03	2,40	21,33	8,89	PH03	2,40	21,34	8,89
PH04	2,40	21,33	8,89	PH04	2,40	21,34	8,89
PV01	1,20	10,71	8,93	PV01	1,20	10,70	8,92
PV02	1,20	10,71	8,93	PV02	1,20	10,70	8,92
PV03	1,20	10,71	8,93	PV03	1,20	10,70	8,92
PV04	1,20	10,71	8,93	PV04	1,20	10,70	8,92

a) MEF20 - caso B

b) MEF40 - caso B

5.2.1 Comparação de resultados – (EP)

As Tabelas 5.12 e 5.13 comparam os resultados dos casos A e B, respectivamente, entre os quatro modelos utilizados para distribuir cargas verticais nas paredes. Aproveitando a condição de simetria, o que gerou resultados sempre iguais entre paredes de mesma direção, os resultados são comparados apenas nas paredes PH01 e PV01, as quais representam o comportamento das paredes horizontais e verticais, respectivamente.

Tabela 5.12 - EP: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso A.

DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS VERTICAIS - $N_{k,vert}$ (tf) - CASO A - nível 0,00 m										
PAREDE	L(m)	MEF20	MEF40	%	MPT	%	GIP	%	PIS	%
PH01	2,40	20,84	20,85	0,07	20,91	0,36	21,36	2,50	21,78	4,52
PV01	1,20	10,48	10,47	-0,15	10,41	-0,72	10,68	1,90	10,26	-2,11

Tabela 5.13 - EP: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação – Caso B.

DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS VERTICAIS - $N_{k,vert}$ (tf) - CASO B - nível 0,00 m										
PAREDE	L(m)	MEF20	MEF40	%	MPT	%	GIP	%	PIS	%
PH01	2,40	21,33	21,34	0,06	21,38	0,26	20,88	-2,10	21,42	0,43
PV01	1,20	10,71	10,70	-0,12	10,66	-0,51	10,44	-2,53	9,9	-7,58

As diferenças entre os modelos MEF20 e MEF40 são praticamente nulas. O Modelo Pórtico Tridimensional também apresenta resultados muito bons com diferenças menores que 1% em relação ao MEF20. O Grupo Isolado de Paredes difere do modelo adotado como referência em até 2,53%, valor muito baixo. O pior resultado é obtido pelo Paredes Isoladas, cuja força normal ao nível da fundação da parede PV01 é 7,58% menor da obtida pelo modelo MEF20.

Ressalta-se que a simplicidade da geometria do edifício estudo preliminar faz com que as diferenças dos resultados obtidos entre os modelos não seja tão acentuada. Mesmo assim, fica clara a hierarquia da qualidade dos modelos, em função da aproximação de resultados em relação ao modelo mais refinado (MEF20): MEF40 o que fornece os melhores resultados, MPT, GIP e PIS sendo o modelo que fornece os piores resultados de distribuição de cargas verticais.

5.3 Esforços solicitantes devido às ações horizontais

Os modelos que possibilitam análise quanto à distribuição de ações horizontais são o MEF20, MEF40 e o MPT. Os resultados obtidos com o emprego de cada modelo, nas paredes de contraventamento, em termos dos esforços solicitantes força normal (sinal negativo representa compressão), força cortante e momento fletor, devido apenas às ações horizontais, são apresentados e comparados nos respectivos diagramas ao longo da altura da parede.

São apresentados os esforços característicos das paredes PH01 e PV01, para os casos A e B. No caso da PH01, os resultados apresentados são obtidos em função da ação do vento somada à do desaprumo, aplicadas na direção X, no

sentido 0° . Os resultados apresentados da PV01 são obtidos em função da ação do vento somada à do desaprumo, aplicadas na direção Y, no sentido 90° .

5.3.1 Resultados da parede PH01

Seguindo a notação vetorial e as direções do eixo global de coordenadas, apresentado na Figura 5.1, os resultados apresentados para parede PH01 são: momentos fletores característicos na direção Y ($M_{k,y}$), forças cortantes características na direção X ($V_{k,x}$) e forças normais características na direção Z ($N_{k,z}$), para os casos A e B, conforme Figuras 5.7 a 5.9, respectivamente.

Figura 5.7 - Diagrama de $M_{k,y}$ da parede PH01 para os casos A e B.

Figura 5.8 - Diagrama de $V_{k,x}$ da parede PH01 para os casos A e B.

Figura 5.9 - Diagrama de $N_{k,z}$ da parede PH01 para os casos A e B.

Os diagramas de momentos fletores (Figura 5.7), obtidos pelos modelos MEF20 e MEF40, são praticamente coincidentes para os dois casos A e B. Observa-se que o comportamento da parede quando analisada pelo MPT é muito similar aos modelos em elementos finitos.

Por serem mais solicitados, os pavimentos inferiores geralmente são os mais importantes ao dimensionar uma parede. Dessa maneira, comparando a diferença do máximo momento fletor da PH01, o qual ocorre ao nível da fundação, obtido pelo MPT em relação ao MEF20, é de mais 11,26% para o caso A e de mais 29,54% no caso B. Quando a mesma análise é feita ao nível 1,40 m (metade do primeiro tramo da parede) as diferenças diminuem como mostra a Tabela 5.14. Também fica perceptível que os diagramas de momentos fletores tendem a se igualar nos pavimentos superiores.

Tabela 5.14 - Comparação de $M_{k,y}$ entre MEF20 x MPT no 1º pav. da PH01.

PH01 - $M_{k,y}$ - CASO A			
nível (m)	MEF20	MPT	%
0,00	8,86	9,86	11,26
1,40	7,31	7,56	3,44
PH01 - $M_{k,y}$ - CASO B			
nível (m)	MEF20	MPT	%
0,00	3,78	4,89	29,54
1,40	2,22	2,60	17,07

As curvas dos diagramas de forças cortante, dos três modelos, para os dois casos, são praticamente coincidentes, como pode ser visto na Figura 5.8. Cabe ressaltar que, no caso B, os lintéis formam pórticos com as paredes. Segundo Silva e Giongo (2000), nos nós de pórticos ocorre a mudança de direção do eixo da estrutura, o que provoca alteração dos esforços internos e, conseqüentemente, modificação na distribuição de tensões na seção. Silva e Giongo (2000) ainda indicam a aplicação do modelo de bielas e tirantes nessas regiões, que eles chamam de tipicamente descontínuas, para análise do comportamento estrutural. Como não é objetivo deste trabalho aplicar o modelo de bielas e tirantes, nem analisar regiões descontínuas, os resultados nas regiões que configuram nós de pórticos não são discutidos. Exemplifica-se essa situação ao analisar as distorções de resultados que ocorrem nos últimos 40 cm (altura dos lintéis) dos tramos das

paredes para o caso B, nos modelos MEF20 e MEF40. Na Figura 5.8, a distorção de resultados nessas regiões é evidente.

Analisando-se os diagramas de forças normais (Figura 5.9), evidencia-se a diferença da natureza entre o modelo de barras e os modelos de cascas. Nos modelos de cascas, a parede é discretizada ao longo de toda sua altura, fazendo com que os esforços e a interação entre paredes sejam representados de forma melhor. No modelo de barras a parede é representada apenas por uma barra vertical e duas barras horizontais, por pavimento; a interação entre elas é simulada através de um único nó no encontro de barras horizontais. Mesmo assim, os resultados são coerentes, como mostra a Tabela 5.15, a qual apresenta o valor da força normal, ao nível médio do pavimento mais solicitado (primeiro pavimento no caso A, e segundo pavimento no caso B, conforme diagrama da Figura 5.9), o que reforça a qualidade do modelo MPT.

Tabela 5.15 - Comparação de $N_{k,z}$ entre MEF20 e MPT nos níveis mais solicitados da PH01 nos casos A e B.

PH01 - $N_{k,z}$ - CASO A			
nível (m)	MEF20	MPT	%
1,40 m	-6,06	-5,85	-3,48
PH01 - $N_{k,z}$ - CASO B			
nível (m)	MEF20	MPT	%
4,20 m	1,67	1,50	-10,03

As forças normais provenientes apenas das ações horizontais nas direções e sentidos citados, obtidas pelo MPT, são constantes em cada tramo da parede PH01, diferentemente do que ocorre nos modelos MEF20 e MEF40, onde a distribuição desse esforço não é constante (tanto no caso A como no B). Isso se justifica, pois no modelo de cascas a interação entre as paredes ocorre ao longo de toda a altura do pavimento, por meio da compatibilidade de deslocamentos nodais, enquanto que no modelo de barras essa simulação é resumida com apenas uma força nodal aplicada ao nível do pavimento, no encontro das barras rígidas horizontais. No caso B, ainda há o espraiamento da força vertical transferida pelo lintel, que segue o mesmo raciocínio da interação entre paredes, ou seja, no MEF esse efeito é melhor representado. Acrescentando, nos modelos de cascas, as tensões normais em cada seção transversal, ao longo da altura das paredes, precisam ser integradas na área da seção transversal para se obter o diagrama do esforço Força Normal, enquanto

que no modelo MPT o diagrama desse esforço é obtido pela força nodal ao nível de cada pavimento.

As Figuras 5.10 e 5.11 mostram as tensões normais no MEF20 e forças normais no MPT, para os casos A e B, respectivamente, considerando apenas as ações horizontais aplicadas na direção X. Fica claro, que no modelo de cascas, em cada seção transversal das paredes, as tensões normais são diferentes. Por isso o formato do diagrama de forças normais, obtido por esse modelo, não é constante, diferentemente do que ocorre com o modelo de barras. No caso B, onde há presença de lintéis, essa situação fica mais clara.

MEF20 - Tensões normais (tf/m²) - 1º Pav. do Caso A

MPT - Forças Normais (tf) - 1º Pav. do Caso A

Figura 5.10 - Diagramas de tensões normais (MEF20) e forças normais (MPT) – caso A.

MEF20 - Tensões normais (tf/m²) - 2º Pav. do Caso B

MPT - Forças Normais (tf) - 2º Pav. do Caso B

Figura 5.11 - Diagramas de tensões normais (MEF20) e forças normais (MPT) – caso B.

Portanto, a própria natureza dos modelos MEF e MPT justifica a diferença no formato dos diagramas de força normal e também as diferenças obtidas nos

diagramas de momento fletor. Contudo, apesar da diferente natureza os modelos apresentam comportamento muito semelhante.

5.3.2 Resultados da parede PV01

Como no caso da PH01, seguiu-se a notação vetorial e as direções do eixo global de coordenadas apresentado na Figura 5.1. Os resultados apresentados para parede PV01 são: momentos fletores característicos na direção X ($M_{k,x}$), forças cortantes características na direção Y ($V_{k,y}$) e forças normais características na direção Z ($N_{k,z}$), para os casos A e B, conforme Figuras 5.12 a 5.14, respectivamente.

Figura 5.12 - Diagrama de $M_{k,x}$ da parede PV01 para os casos A e B.

Figura 5.13 - Diagrama de $V_{k,y}$ da parede PV01 para os casos A e B.

Figura 5.14 - Diagrama de $N_{k,z}$ da parede PV01 para os casos A e B.

Os resultados são muito parecidos com os obtidos para a parede PH01, portanto, valem os mesmos comentários do item 5.3.1.

A Tabela 5.16 compara os momentos fletores em dois níveis do primeiro pavimento da PV01, obtidos pelo MPT e MEF20. Percebe-se que as diferenças no caso A são pequenas, de até 16,96%. No caso B as diferenças são consideráveis, no entanto há que se considerar que nesse caso o Modelo Pórtico Tridimensional está a favor da segurança, além do fato dos valores absolutos dos momentos fletores apresentados serem pequenos.

Tabela 5.16 - Comparação de $M_{k,x}$ entre MEF20 x MPT no 1º pav. da PV01.

PV01 - $M_{k,x}$ - CASO A			
nível (m)	MEF20	MPT	%
0,00 m	12,53	14,65	16,96
1,40 m	9,72	10,12	4,10
PV01 - $M_{k,x}$ - CASO B			
nível (m)	MEF20	MPT	%
0,00 m	4,06	6,43	58,32
1,40 m	1,31	1,88	43,68

A Tabela 5.17 compara as forças normais obtidas pelo MPT e MEF20, nos níveis médios dos pavimentos mais solicitados, sendo o primeiro pavimento no caso A, e o terceiro pavimento no caso B, como mostram os diagramas da Figura 5.14. Os resultados são bons, principalmente no caso A, onde a diferença chega a -2,13%. No caso B a diferença não é grande, chegando a -15,84%.

Tabela 5.17 - Comparação do $N_{k,z}$ entre MEF20 x MPT nos níveis mais solicitados da PV01 nos casos A e B.

PV01 - $N_{k,z}$ - CASO A			
nível (m)	MEF20	MPT	%
1,40 m	-32,18	-31,50	-2,13
PV01 - $N_{k,z}$ - CASO B			
nível (m)	MEF20	MPT	%
7,00 m	2,96	2,50	-15,84

5.4 Verificação das tensões normais

5.4.1 Combinações de cálculo

Ao dimensionar as paredes de concreto, utiliza-se o método dos estados limites, o qual é baseado em métodos probabilísticos que levam em consideração a variabilidade das ações e das resistências por meio de combinações de ações e coeficientes de ponderação para obtenção dos valores de cálculo. Após as devidas considerações, a verificação descrita na Equação (5.1) deve ser sempre respeitada:

$$S_d \leq R_d \quad (5.1)$$

onde:

S_d : solicitações de cálculo;

R_d : resistências de cálculo

Normalmente os valores de cálculo são obtidos seguindo-se alguma norma. No caso deste trabalho, as paredes que forem dimensionadas seguem o recomendado pelas normas brasileiras, tanto a NBR 8186:2004 – *Ações e Segurança nas Estruturas – Procedimentos*, como as NBR 16055:2012 e NBR 6118:2007.

Conforme a NBR 6118:2007, as combinações das ações devem ser feitas de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura. Neste trabalho, utilizam-se combinações últimas normais, definida na Equação (5.2) para a verificação ao dimensionamento das tensões normais e tangenciais das paredes de concreto.

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot (F_{q1k} + \sum \psi_{0j} \cdot F_{qjk}) \quad (5.2)$$

onde:

F_d : valor de cálculo das ações para a combinação última;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

F_{qk} : ações variáveis diretas, sendo F_{q1} a ação variável principal;

γ_g : coeficiente majorador das ações permanentes diretas; $\gamma_g = 1,4$ para ações com efeito desfavorável; $\gamma_g = 1,0$ para ações com efeito favorável;

γ_q : coeficiente majorador das ações variáveis diretas; $\gamma_q = 1,4$;

ψ_0 : coeficiente redutor das ações variáveis secundárias; $\psi_0 = 0,5$ no caso das ações variáveis oriundas das lajes de um edifício residencial, serem secundárias; $\psi_0 = 0,6$ no caso do vento ou do desaprumo serem ações variáveis secundárias.

Ao verificar o dimensionamento de determinada seção transversal de uma parede de concreto, são feitas duas combinações últimas normais. Uma para o caso de máxima tensão normal de compressão chamada de combinação um (C_1), onde as ações permanentes têm efeito desfavorável e o vento é considerado como ação variável principal; e outra para a eventual máxima tensão normal de tração, chamada de combinação dois (C_2), onde as ações permanentes têm efeito favorável e o vento é considerado como ação variável principal. Quando a ação variável secundária tiver efeito favorável, ela não deve ser considerada na respectiva combinação. As expressões das combinações C_1 e C_2 ficam conforme Equações (5.3) e (5.4):

$$C_1 : F_{Cd} = 1,4.(PP) + 1,4.(G_{LAJE}) + 1,4.(Q_{VENTO}) + 0,7.(Q_{LAJE}) + 0,84.(Q_{DESAPRUMO}) \quad (5.3)$$

$$C_2 : F_{Td} = 1,0.(PP) + 1,0.(G_{LAJE}) + 1,4.(Q_{VENTO}) + 0,84.(Q_{DESAPRUMO}) \quad (5.4)$$

onde:

F_{Cd} : esforço que gera situação de máxima tensão normal de compressão;

F_{Td} : esforço que gera situação de máxima tensão normal de tração;

PP : peso próprio dos elementos estruturais;

G_{LAJE} : revestimento considerado nas lajes dos pavimentos;

Q_{LAJE} : ação variável das lajes conforme NBR 6120;

Q_{VENTO} : ação do vento na direção da parede de contraventamento;

$Q_{DESAPRUMO}$: ação do desaprumo na mesma direção do vento.

5.4.2 Tensões de cálculo

Consequentemente ao apresentado no item 5.4.1, ao verificar as tensões normais de uma parede de concreto, é preciso compor os esforços obtidos pelas cargas verticais (força normal), com os esforços obtidos pelas ações horizontais (momento fletor e força normal), conforme equações (5.5) e (5.6).

$$\sigma_{Cd} = \frac{N_{Cd}}{A} \pm \frac{M_{Cd}}{W} \quad (5.5)$$

$$\sigma_{Td} = \frac{N_{Td}}{A} \pm \frac{M_{Td}}{W} \quad (5.6)$$

onde:

σ_{Cd} : tensão normal para a condição máxima de compressão;

σ_{Td} : tensão normal para a condição máxima de tração;

N_{Cd} : força normal que gera situação de compressão máxima;

M_{Cd} : momento fletor que gera situação de compressão máxima;

N_{Td} : força Normal que gera situação de tração máxima;

M_{Td} : momento fletor que gera situação de tração máxima;

A : área da seção transversal da parede;

W : módulo de resistência à flexão.

Analisando os diagramas dos esforços característicos, das paredes PH01 e PV01, nos casos A e B (Figuras 5.7 a 5.9 e 5.12 a 5.14), constata-se que as maiores diferenças entre os modelos considerados ocorrem no caso B, nos diagramas de momentos fletores e forças normais. Em contrapartida, as forças normais obtidas

somente por carregamentos verticais fornecem resultados com diferenças insignificantes. Como visto no item 5.4.1, após as devidas combinações de carregamento para se chegar a esses dois esforços de cálculo, eles são "somados" com o objetivo de se obterem as tensões máximas de compressão ou tensões máximas de tração, ou seja, com o objetivo de verificar o dimensionamento da parede.

A seguir apresentam-se os diagramas dos momentos fletores e forças normais de cálculo da PH01, para o caso B, de modo a destacar que as diferenças antes obtidas nos esforços característicos oriundos das ações horizontais se tornam insignificantes ao se fazerem as combinações de ações de cálculo e ao se obterem as tensões máximas de compressão.

A Figura 5.15 apresenta o diagrama de cálculo dos momentos fletores e forças normais na parede PH01, considerando a combinação um de carregamentos, sendo a direção do vento e do desaprumo em X no sentido 180° no caso B.

Figura 5.15 - Diagramas de $M_{Cd,y}$ e $N_{Cd,z}$ para combinação C_{1-S180} da PH01 no caso B.

Conforme diagrama da Figura 5.9, a máxima diferença da força normal característica da PH01, entre os modelos MEF20 e MPT, obtida apenas por ações horizontais, ocorria ao nível da fundação e era de 98,26%. O diagrama de cálculo

das forças normais (Figura 5.15), obtidas pela combinação um, conforme Equação (5.3), mostra que as diferenças entre os modelos se reduzem a praticamente zero. A Tabela 5.18 compara o maior valor de $N_{Cd,z}$, obtido pelos modelos MEF20 e MPT. Constata-se que a diferença entre eles é de apenas 2,91% .

Tabela 5.18 - Comparação da máxima $N_{Cd,z}$ entre MEF20 x MPT da PH01.

PH01 - $N_{Cd,z}$ - CASO B - C1-S180			
nível (m)	MEF20	MPT	%
0,00 m	-28,37	-29,20	2,91

A principal razão da diferença das forças normais entre os modelos ter diminuído bastante, em relação àquelas obtidas considerando apenas as ações horizontais, é o fato de que as forças normais obtidas apenas pelos carregamentos verticais são maiores em relação às obtidas pelas ações horizontais, e as diferenças delas entre os modelos, quando consideradas apenas cargas verticais, são praticamente nulas, como pode ser visto nas Tabelas 5.12 e 5.13.

Comparando o diagrama de momentos fletores da Figura 5.15 (de cálculo), com o da Figura 5.7 (característico), nota-se que as diferenças de valores entre os modelos permanecem, e que os sinais estão invertidos (isto pelo fato de que a condição de máxima compressão para parede PH01 é devida às ações horizontais na direção X e no sentido 180° , diferente do diagrama da Figura 5.7, onde se apresentam os resultados considerando as ações horizontais na direção X e no sentido 0°). Apesar das diferenças entre os momentos fletores permanecerem no diagrama de cálculo, quando eles são "somados" às forças normais, a fim de se obter o diagrama de tensões normais de uma determinada seção transversal da parede, as diferenças entre os modelos praticamente desaparecem, como mostra o diagrama da Figura 5.16. A Tabela 5.19 compara as tensões máximas de compressão entre os três modelos. O MPT obteve valor 5,53% menor que o modelo de referência, o que mostra novamente a qualidade do modelo de barras, a despeito de sua simplicidade.

Tabela 5.19 - Comparação do σ_{Cd} entre MEF20 x MEF40 x MPT ao nível 0,00m da PH01.

PH01 - σ_{Cd} (tf/m ²) - Caso B - C1-S180					
nível (m)	MEF20	MEF40	%	MPT	%
0,00	-203,50	-185,48	-8,86	-192,25	-5,53

Ressalta-se que o edifício estudo preliminar não possui alta esbeltez. Sua altura total é de 16,80 m e seu menor comprimento em planta é de 3,6 m.

Figura 5.16 - Tensões normais para a condição máxima de compressão – PH01 – Caso B.

5.5 Translações horizontais globais

As Figuras 5.17 e 5.18 comparam as translações horizontais na direção X (δ_x) e Y (δ_y), respectivamente, ao nível de cada pavimento do edifício estudo preliminar para o caso A. As ações permanentes não foram consideradas. As ações horizontais foram consideradas nas direções X e Y e sentidos 0° e 90° . Observa-se que os resultados são praticamente iguais para os três modelos.

Figura 5.17 - Translações horizontais na direção X – Caso A.

Figura 5.18 - Translações horizontais na direção Y – Caso A.

As Figuras 5.19 e 5.20 mostram os mesmos resultados para o Caso B.

Figura 5.19 - Translações horizontais na direção X – Caso B.

Observa-se que o MPT é mais flexível em relação aos modelos de cascas, nas duas situações apresentados para o caso B. Em relação à translação horizontal na direção X (Figura 5.19), o valor no topo do edifício obtido pelo MPT é de 0,6666 mm, ou seja, 12,54% maior que o valor obtido pelo MEF20, que foi de 0,5923 mm. Quanto à translação horizontal no topo do edifício, na direção Y (Figura 5.20), essa diferença é aumentada, sendo 3,5248 mm o valor obtido pelo MPT, contra 2,7785 mm, valor obtido pelo MEF20, o que dá uma diferença de 26,85% a mais.

Figura 5.20 - Translações horizontais na direção Y – Caso B.

No caso B, onde as diferenças são maiores, a relação da maior translação horizontal obtida no topo do edifício (modelo MPT na direção Y), pela altura dele, é de 4766, ou seja, a translação horizontal é muito pequena. Além disso, se utilizado o modelo MPT, quanto à verificação de serviço de deformações excessivas globais, referentes à movimentação lateral do edifício, se estará a favor da segurança.

5.6 Discussões sobre os resultados do edifício estudo preliminar

Os resultados obtidos entre os modelos MEF20 e MEF40 são muito próximos, concluindo-se que para o tipo de análise apresentada não é necessário discretizar as paredes em malhas tão pequenas. Por essa razão, no estudo de caso, o edifício exemplo apresentado no capítulo seis tem suas paredes discretizadas em malhas de 40 cm por 40 cm, quando utilizado o modelo de cascas.

Outra conclusão é a proximidade dos resultados obtidos pelo Modelo Pórtico Tridimensional, principalmente naqueles utilizados quando se verificam as condições para o correto dimensionamento das paredes de concreto.

Portanto, os fundamentos teóricos dos modelos propostos foram consolidados com base na qualidade dos resultados apresentados.

6 EDIFÍCIO EXEMPLO PARA O ESTUDO DE CASO

Com o objetivo de verificar o dimensionamento das paredes de concreto, neste capítulo são aplicados os modelos de cálculo apresentados no capítulo quatro e consolidados no capítulo cinco, em um edifício exemplo (EE) utilizado como estudo de caso.

6.1 Geometria do edifício exemplo (EE)

Utilizou-se uma adaptação do edifício Condomínio das Árvores do empreendimento Reserva Jardim Botânico, construído na cidade de São Bernardo do Campo, no ano de 2012, pela construtora Sergus Construções e Comércio Ltda., conforme Figura 6.1. O projeto estrutural foi fornecido pela OSMB Engenheiros e Associados S/S Ltda.

Figura 6.1 - Edifício Condomínio das Árvores do empreendimento Reserva Jardim Botânico.

A geometria do EE foi adaptada em relação ao edifício construído com o objetivo de simplificar as modelagens numéricas. Contudo, suas características principais foram mantidas. Todas as medidas ficaram múltiplas de 40 cm, e o número de pavimentos foi adotado igual a quinze tipos, não havendo, portanto, a transição do térreo para o primeiro pavimento, nem o ático, previstos no projeto original. Considerou-se a distância entre pisos de 2,80 m. A Figura 6.2 mostra a planta do pavimento tipo com as paredes e os lintéis nomeados conforme as direções horizontal e vertical.

Figura 6.2 - Planta do pavimento tipo do edifício exemplo; Nomenclatura das paredes e lintéis; cotas apresentadas em cm;

As cotagens horizontais e verticais das paredes, lintéis e do pilar são apresentadas, a partir de seus eixos, nas Figuras 6.3 e 6.4, respectivamente.

Figura 6.3 - Cotagem horizontal dos eixos das paredes, lintéis e pilar.

Figura 6.4 - Cotagem vertical dos eixos das paredes, lintéis e pilar.

6.2 Elementos estruturais

Conforme Figura 6.2, as paredes de concreto armado estão hachuradas com a cor cinza e foram divididas em paredes horizontais (PHxx) e verticais (PVyy). Os lintéis são representados por duas linhas paralelas simples e também foram nomeados separando-se as direções horizontal (LHxx) e vertical (LVyy). Os eixos das paredes são representados em linha azul contínua e o eixo dos lintéis em linha preta tracejada.

Apesar das lajes maciças em concreto armado não estarem nomeadas na Figura 6.2, elas foram consideradas em toda planta, com espessura de 10 cm, exceto nos poços de elevador e pressurização e nos *shafts* de instalações, onde um furo é representado com um X. O poço de escada foi considerado como sendo uma laje maciça com 10 cm de espessura.

O único pilar da estrutura, também em concreto armado, está localizado no poço de escada e é representado com uma hachura em vermelho.

O material de todos os elementos estruturais, considerados nos modelos numéricos do edifício exemplo, é o concreto com características conforme item 4.3.

6.3 Ações consideradas

6.3.1 Cargas verticais

As cargas verticais consideradas foram as permanentes (soma do peso próprio da estrutura com as cargas de revestimento das lajes) e as cargas acidentais (sobrecarga das lajes conforme NBR 6120). Para tanto, foram considerados:

- peso próprio dos elementos estruturais: $\gamma = 2,50 \text{ tf/m}^3$;
- cargas permanentes das lajes (revestimentos): $g_L = 0,10 \text{ tf/m}^2$;
- cargas acidentais nas lajes: $q_L = 0,15 \text{ tf/m}^2$.

6.3.2 Ações horizontais

Foram consideradas as ações devido ao vento e ao desaprumo, como apresentado no item 4.2.4, seguindo as direções e sentidos definidos na Figura 4.11. Não foram consideradas excentricidades tanto na aplicação do vento quanto na do desaprumo.

As forças de arrasto do vento foram calculadas considerando-o como não turbulento e seguindo os procedimentos da NBR 6123:1988. Os dados para o cálculo apresentam-se na Figura 6.5.

Figura 6.5 - Parâmetros para o cálculo das forças de arrasto do vento - (EE).

A Tabela 6.1 apresenta as forças de arrasto por pavimento, em função do fator S_2 , da velocidade v_k , da pressão q_{vento} e dos parâmetros da Figura 6.5.

Como para se chegar nas forças devido ao desaprumo é necessário saber o peso do pavimento do edifício, considerou-se para efeito desse cálculo as paredes com espessura de 12 cm. A Tabela 6.2 mostra as forças devido ao desaprumo nas direções X e Y. Após o processamento da estrutura, essa espessura deve ser verificada como sendo suficiente ou não para resistir os esforços solicitantes.

Tabela 6.1 - Cálculo da força de arrasto do vento nas direções X e Y - (EE).

n	Hi (m)	S2	v_k (m/s)	q_{vento} (tf/m ²)	F _{a,x} (tf)	F _{a,y} (tf)
1	2,8	0,760	28,88	0,0521	2,92	3,34
2	5,6	0,768	29,20	0,0533	2,98	3,41
3	8,4	0,808	30,69	0,0589	3,30	3,77
4	11,2	0,842	32,00	0,0640	3,58	4,10
5	14,0	0,870	33,06	0,0683	3,83	4,38
6	16,8	0,891	33,85	0,0716	4,01	4,59
7	19,6	0,908	34,49	0,0743	4,16	4,76
8	22,4	0,922	35,04	0,0767	4,30	4,91
9	25,2	0,936	35,57	0,0791	4,43	5,07
10	28,0	0,950	36,10	0,0815	4,56	5,22
11	30,8	0,962	36,57	0,0836	4,68	5,36
12	33,6	0,971	36,89	0,0851	4,76	5,45
13	36,4	0,979	37,21	0,0865	4,85	5,54
14	39,2	0,988	37,53	0,0880	4,93	5,64
15	42,0	0,996	37,85	0,0895	5,01	5,74

Tabela 6.2 - Cálculo da força de desaprumo nas direções X e Y - (EE).

n	Hi (m)	Θ (rad)	ΔP (tf)	F _{dp,x} (tf)	F _{dp,y} (tf)
1	2,8	0,000908	257,90	0,23	0,23
2	5,6	0,000908	257,90	0,23	0,23
3	8,4	0,000908	257,90	0,23	0,23
4	11,2	0,000908	257,90	0,23	0,23
5	14,0	0,000908	257,90	0,23	0,23
6	16,8	0,000908	257,90	0,23	0,23
7	19,6	0,000908	257,90	0,23	0,23
8	22,4	0,000908	257,90	0,23	0,23
9	25,2	0,000908	257,90	0,23	0,23
10	28,0	0,000908	257,90	0,23	0,23
11	30,8	0,000908	257,90	0,23	0,23
12	33,6	0,000908	257,90	0,23	0,23
13	36,4	0,000908	257,90	0,23	0,23
14	39,2	0,000908	257,90	0,23	0,23
15	42,0	0,000908	257,90	0,23	0,23

6.4 Modelos de cálculo

Os modelos de cálculo detalhados no capítulo quatro foram aplicados no edifício exemplo (EE).

Ao utilizar o modelo Paredes Isoladas (PIS), a Figura 6.2 mostra a nomenclatura de todas as paredes do edifício. Portanto, cada parede ali definida, por hipótese do modelo, não interage com as demais.

A definição de quais paredes compõem cada Grupo Isolado de Paredes (GIP) pode ser vista na Figura 6.6.

Figura 6.6 - Definição dos Grupos Isolados de Paredes para o edifício exemplo.

A Figura 6.7 apresenta o Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) empregado ao edifício exemplo e a Figura 6.8 o Modelo em Elementos Finitos (MEF).

Figura 6.7 - Edifício exemplo representado pelo Modelo Pórtico Tridimensional.

Figura 6.8 - Edifício exemplo representado pelo Modelo em Elementos Finitos.

Aproveitando os resultados do capítulo cinco, no MEF, as paredes foram discretizadas em elementos de casca plana (elemento *Shell* do SAP2000), quadrados, com lado de 40 cm. O pilar é único elemento estrutural modelado com elementos de barra (elemento *Frame* do SAP2000).

Em ambos modelos numéricos, as lajes foram simuladas como diafragma rígido, conforme explicado no capítulo quatro deste trabalho.

6.5 Pré-dimensionamento

A primeira etapa de um projeto estrutural de um edifício construído pelo sistema Paredes de Concreto é a definição da espessura das paredes que compõem a estrutura. Nesse item, verificou-se a hipótese das paredes do edifício exemplo serem pré-dimensionadas com 10 cm de espessura. Caso a sua resistência última à compressão seja maior que a estimativa da máxima tensão normal de compressão, as paredes podem ser pré-dimensionadas.

Chega-se na estimativa da máxima tensão normal de compressão através da multiplicação da tensão normal de compressão, obtida apenas pelas cargas verticais, por um coeficiente que estima o acréscimo dessa tensão devido às ações horizontais. Para tanto, utiliza-se o resultado da força normal distribuída, a qual é equivalente à tensão normal multiplicada pela espessura da parede.

O cálculo da resistência última à compressão é feito com as expressões dadas pelas normas AS 3600:2001, AS 3600:2009, ACI 318:2011, EN 1992:2004 e NBR 16055:2012, conforme item 3.3 deste trabalho.

Os resultados quanto às resistências foram comparados, o que possibilitou avaliar a recente norma brasileira. Da mesma maneira, avaliou-se a qualidade dos modelos de cálculo quanto à distribuição de cargas verticais.

Portanto, neste item, primeiramente são apresentadas e comparadas as forças normais concentradas e distribuídas, características, nas paredes ao nível da fundação, obtidas pelos modelos descritos, considerando-se apenas as cargas verticais. Em seguida, estipula-se a majoração dessas cargas a fim de se estimar o acréscimo da tensão normal de compressão devido às ações horizontais. Finalmente, a estimativa da máxima força normal distribuída de cálculo é verificada pelas resistências últimas à compressão, das normas adotadas e, as resistências são comparadas.

6.5.1 Paredes Isoladas (PIS) – (EE)

Figura 6.9 - Áreas de influências das lajes sobre paredes e lintéis - (EE).

Tabela 6.3 - Valores das áreas de influência e suas respectivas cargas - (EE).

ÁREA DE INFLUENCIA E CARGAS DAS LAJES - EDIFÍCIO EXEMPLO																			
ÁREA	A _i (m2)	L inf (m)	P (tf)	p (tf/m)	ÁREA	A _i (m2)	L inf (m)	P (tf)	p (tf/m)	ÁREA	A _i (m2)	L inf (m)	P (tf)	p (tf/m)	ÁREA	A _i (m2)	L inf (m)	P (tf)	p (tf/m)
A1	1,96	2,80	0,98	0,35	A35	3,36	4,00	1,68	0,42	A69	1,00	2,00	0,50	0,25	A103	0,72	1,20	0,36	0,30
A2	0,64	1,60	0,32	0,20	A36	3,36	4,00	1,68	0,42	A70	0,76	0,80	0,38	0,48	A104	0,72	1,20	0,36	0,30
A3	0,32	0,80	0,16	0,20	A37	1,44	2,40	0,72	0,30	A71	0,76	0,80	0,38	0,48	A105	1,96	2,80	0,98	0,35
A4	1,28	2,40	0,64	0,27	A38	1,44	2,40	0,72	0,30	A72	1,00	2,00	0,50	0,25	A106	0,36	1,20	0,18	0,15
A5	0,32	0,80	0,16	0,20	A39	5,12	2,40	2,56	1,07	A73	0,80	0,80	0,40	0,50	A107	0,36	1,20	0,18	0,15
A6	0,32	0,80	0,16	0,20	A40	5,12	2,40	2,56	1,07	A74	0,80	0,80	0,40	0,50	A108	0,96	1,60	0,48	0,30
A7	1,28	2,40	0,64	0,27	A41	1,44	2,40	0,72	0,30	A75	1,60	1,60	0,80	0,50	A109	0,96	1,60	0,48	0,30
A8	0,32	0,80	0,16	0,20	A42	1,44	2,40	0,72	0,30	A76	1,60	1,60	0,80	0,50	A110	1,92	1,60	0,96	0,60
A9	0,64	1,60	0,32	0,20	A43	3,36	4,00	1,68	0,42	A77	1,28	2,40	0,64	0,27	A111	1,92	1,60	0,96	0,60
A10	1,96	2,80	0,98	0,35	A44	3,36	4,00	1,68	0,42	A78	0,88	2,00	0,44	0,22	A112	0,64	1,60	0,32	0,20
A11	1,28	2,40	0,64	0,27	A45	1,60	1,60	0,80	0,50	A79	0,64	1,60	0,32	0,20	A113	0,64	1,60	0,32	0,20
A12	1,28	2,40	0,64	0,27	A46	1,60	1,60	0,80	0,50	A80	0,92	1,20	0,46	0,38	A114	3,08	3,60	1,54	0,43
A13	1,44	2,40	0,72	0,30	A47	0,80	0,80	0,40	0,50	A81	0,24	0,40	0,12	0,30	A115	3,08	3,60	1,54	0,43
A14	1,44	2,40	0,72	0,30	A48	0,80	0,80	0,40	0,50	A82	0,36	1,20	0,18	0,15	A116	3,08	3,60	1,54	0,43
A15	1,28	2,40	0,64	0,27	A49	1,00	2,00	0,50	0,25	A83	0,36	1,20	0,18	0,15	A117	3,08	3,60	1,54	0,43
A16	1,28	2,40	0,64	0,27	A50	0,76	0,80	0,38	0,48	A84	0,24	0,40	0,12	0,30	A118	1,28	2,40	0,64	0,27
A17	3,08	3,60	1,54	0,43	A51	0,76	0,80	0,38	0,48	A85	1,68	2,80	0,84	0,30	A119	1,28	2,40	0,64	0,27
A18	3,08	3,60	1,54	0,43	A52	1,00	2,00	0,50	0,25	A86	5,60	1,00	2,80	2,80	A120	1,44	2,40	0,72	0,30
A19	3,08	3,60	1,54	0,43	A53	2,60	3,60	1,30	0,36	A87	1,56	3,20	0,78	0,24	A121	1,44	2,40	0,72	0,30
A20	3,08	3,60	1,54	0,43	A54	0,64	0,80	0,32	0,40	A88	1,80	3,60	0,90	0,25	A122	1,28	2,40	0,64	0,27
A21	0,64	1,60	0,32	0,20	A55	0,40	0,40	0,20	0,50	A89	2,04	4,00	1,02	0,26	A123	1,28	2,40	0,64	0,27
A22	0,64	1,60	0,32	0,20	A56	3,36	4,00	1,68	0,42	A90	3,36	4,00	1,68	0,42	A124	1,96	2,80	0,98	0,35
A23	1,92	1,60	0,96	0,60	A57	0,40	0,40	0,20	0,50	A91	3,36	4,00	1,68	0,42	A125	0,64	1,60	0,32	0,20
A24	1,92	1,60	0,96	0,60	A58	0,64	0,80	0,32	0,40	A92	1,44	2,40	0,72	0,30	A126	0,32	0,80	0,16	0,20
A25	0,96	1,60	0,48	0,30	A59	2,60	3,60	1,30	0,36	A93	1,44	2,40	0,72	0,30	A127	1,28	2,40	0,64	0,27
A26	0,96	1,60	0,48	0,30	A60	0,64	1,60	0,32	0,20	A94	5,12	2,40	2,56	1,07	A128	0,32	0,80	0,16	0,20
A27	0,36	1,20	0,18	0,15	A61	0,64	1,60	0,32	0,20	A95	5,12	2,40	2,56	1,07	A129	0,32	0,80	0,16	0,20
A28	0,36	1,20	0,18	0,15	A62	2,60	3,60	1,30	0,36	A96	1,44	2,40	0,72	0,30	A130	1,28	2,40	0,64	0,27
A29	1,96	2,80	0,98	0,35	A63	0,64	0,80	0,32	0,40	A97	1,44	2,40	0,72	0,30	A131	0,32	0,80	0,16	0,20
A30	0,72	1,20	0,36	0,30	A64	0,40	0,40	0,20	0,50	A98	3,36	4,00	1,68	0,42	A132	0,64	1,60	0,32	0,20
A31	0,72	1,20	0,36	0,30	A65	3,36	4,00	1,68	0,42	A99	3,36	4,00	1,68	0,42	A133	1,96	2,80	0,98	0,35
A32	1,96	2,80	0,98	0,35	A66	0,40	0,40	0,20	0,50	A100	6,24	6,40	3,12	0,49					
A33	6,24	6,40	3,12	0,49	A67	0,64	0,80	0,32	0,40	A101	6,24	6,40	3,12	0,49					
A34	6,24	6,40	3,12	0,49	A68	2,60	3,60	1,30	0,36	A102	1,96	2,80	0,98	0,35					

A Figura 6.9 apresenta as áreas de influência das lajes ao descarregar suas cargas pelo método das charneiras plásticas, em paredes e lintéis. Os respectivos valores das áreas (A_L), comprimentos de influência (L_{inf}), cargas concentradas (P) e distribuídas (p) encontram-se na Tabela 6.3.

A Tabela 6.4 apresenta as cargas totais nos lintéis que são descarregadas nas paredes que lhe servem de apoio, em um pavimento tipo. A coluna (h_{LI}) mostra a altura da seção transversal de cada lintel. As forças normais concentradas ($N_{k,vert}$) e distribuídas ($\eta_{k,vert}$) das paredes, obtidas pelo PIS, ao nível da fundação, encontram-se na Tabela 6.5. Nota-se que a coluna (G) apresenta a carga permanente concentrada total da respectiva parede em um pavimento tipo; e a coluna (Q), a carga variável concentrada total em um pavimento tipo. As outras colunas têm definições idênticas às Tabelas utilizadas no capítulo cinco.

Tabela 6.4 - EE: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento tipo.

CARGAS TOTAIS DOS LINTÉIS - EE -> t = 10 cm								
LINTÉL	L_U (m)	h_{LI} (m)	PP _{1PAV} (tf)	Áreas laje	P lajes (tf)	G (tf)	Q (tf)	P lintel (tf)
LH01	1,20	1,60	0,48	A1	0,42	0,77	0,13	0,90
LH02	0,80	2,00	0,40	A2	0,16	0,51	0,05	0,56
LH03	0,80	2,00	0,40	A9	0,16	0,51	0,05	0,56
LH04	1,20	1,60	0,48	A10	0,42	0,77	0,13	0,90
LH05	1,60	0,40	0,16	A4 e A13	0,91	0,79	0,27	1,07
LH06	1,60	0,40	0,16	A7 e A14	0,91	0,79	0,27	1,07
LH07	0,80	0,40	0,08	A21 e A25	0,40	0,36	0,12	0,48
LH08	0,80	0,40	0,08	A22 e A26	0,40	0,36	0,12	0,48
LH09	0,80	0,40	0,08	A30 e A35	0,58	0,48	0,17	0,66
LH10	0,80	0,40	0,08	A31 e A36	0,58	0,48	0,17	0,66
LH11	0,80	0,40	0,08	A47 e A54	0,72	0,58	0,22	0,80
LH12	1,20	0,40	0,12	A56	0,50	0,47	0,15	0,62
LH13	1,20	0,40	0,12	A56	0,50	0,47	0,15	0,62
LH14	0,80	0,40	0,08	A48 e A58	0,72	0,58	0,22	0,80
LH15	0,80	0,40	0,08	A63 e A73	0,72	0,58	0,22	0,80
LH16	0,80	0,40	0,08	A67 e A74	0,72	0,58	0,22	0,80
LH17	0,80	2,00	0,40	A65	0,34	0,64	0,10	0,74
LH18	0,80	0,40	0,08	A65 e A77	0,55	0,46	0,16	0,63
LH19	0,80	0,40	0,08	A80 e A83	0,43	0,38	0,13	0,51
LH20	0,80	0,40	0,08	A98 e A103	0,58	0,48	0,17	0,66
LH21	0,80	0,40	0,08	A99 e A104	0,58	0,48	0,17	0,66
LH22	0,80	0,40	0,08	A108 e A112	0,40	0,36	0,12	0,48
LH23	0,80	0,40	0,08	A109 e A113	0,40	0,36	0,12	0,48
LH24	0,80	2,00	0,40	A89	0,20	0,54	0,06	0,60
LH25	1,60	0,40	0,16	A120 e A127	0,91	0,79	0,27	1,07
LH26	1,60	0,40	0,16	A121 e A130	0,91	0,79	0,27	1,07
LH27	1,20	1,60	0,48	A124	0,42	0,77	0,13	0,90
LH28	0,80	2,00	0,40	A125	0,16	0,51	0,05	0,56
LH29	0,80	2,00	0,40	A132	0,16	0,51	0,05	0,56
LH30	1,20	1,60	0,48	A133	0,42	0,77	0,13	0,90
LV01	1,20	1,60	0,48	A92	0,36	0,73	0,11	0,84
LV02	1,20	1,60	0,48	A37	0,36	0,73	0,11	0,84
LV03	1,20	1,60	0,48	A69	0,30	0,69	0,09	0,78
LV04	1,20	1,60	0,48	A49	0,30	0,69	0,09	0,78
LV05	0,80	0,40	0,08	A106 e A115	0,46	0,40	0,14	0,54
LV06	0,80	0,40	0,08	A18 e A27	0,46	0,40	0,14	0,54
LV07	0,80	0,40	0,08	A107 e A116	0,46	0,40	0,14	0,54
LV08	0,80	0,40	0,08	A19 e A28	0,46	0,40	0,14	0,54
LV09	1,20	1,60	0,48	A72	0,30	0,69	0,09	0,78
LV10	1,20	1,60	0,48	A52	0,30	0,69	0,09	0,78
LV11	1,20	1,60	0,48	A97	0,36	0,73	0,11	0,84
LV12	1,20	1,60	0,48	A42	0,36	0,73	0,11	0,84

Tabela 6.5 - PIS-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação

PIS - EE -> t = 10 cm											
PAREDE	L(m)	PP _{1PAV} (tf)	Areas laje	P lajes (tf)	Lintéis	P lintel (tf)	G (tf)	Q (tf)	P parede (tf)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
PH01	0,80	0,56	A1	0,280	LH01	0,45	1,14	0,15	1,29	19,35	24,19
PH02	1,20	0,84	A1 e A2	0,360	LH01 e LH02	0,73	1,74	0,20	1,93	28,95	24,13
PH03	0,40	0,28	A2	0,080	LH02	0,28	0,59	0,05	0,64	9,60	24,00
PH04	0,40	0,28	A9	0,080	LH03	0,28	0,59	0,05	0,64	9,60	24,00
PH05	1,20	0,84	A9 e A10	0,360	LH03 e LH04	0,73	1,74	0,20	1,93	28,95	24,13
PH06	0,80	0,56	A10	0,280	LH04	0,45	1,14	0,15	1,29	19,35	24,19
PH07	0,40	0,28	A4 e A13	0,227	LH05	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH08	0,40	0,28	A4 e A13	0,227	LH05	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH09	0,40	0,28	A7 e A14	0,227	LH06	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH10	0,40	0,28	A7 e A14	0,227	LH06	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH11	0,80	0,56	A21 e A25	0,400	LH07	0,24	1,02	0,18	1,20	18,00	22,50
PH12	0,80	0,56	A22 e A26	0,400	LH08	0,24	1,02	0,18	1,20	18,00	22,50
PH13	3,20	2,24	A29, A30 e A35	2,444	LH09 e LV06	0,60	4,39	0,89	5,28	79,25	24,76
PH14	3,20	2,24	A31, A32 e A36	2,444	LH10 e LV08	0,60	4,39	0,89	5,28	79,25	24,76
PH15	4,00	2,80	----	0,000	----	0,00	2,80	0,00	2,80	42,00	10,50
PH16	4,00	2,80	A43 e A45	2,480	----	0,00	4,54	0,74	5,28	79,20	19,80
PH17	4,00	2,80	A44 e A46	2,480	----	0,00	4,54	0,74	5,28	79,20	19,80
PH18	0,40	0,28	A56	0,168	LH12	0,31	0,63	0,13	0,76	11,40	28,50
PH19	0,80	0,56	A56	0,336	LH12 e LH13	0,62	1,27	0,25	1,52	22,80	28,50
PH20	0,40	0,28	A56	0,168	LH13	0,31	0,63	0,13	0,76	11,40	28,50
PH21	0,80	0,56	A53 e A62	0,722	----	0,00	1,07	0,22	1,28	19,23	24,04
PH22	1,20	0,84	A53 e A62	1,156	----	0,00	1,65	0,35	2,00	29,93	24,94
PH23	0,80	0,56	A53 e A62	0,722	----	0,00	1,07	0,22	1,28	19,23	24,04
PH24	0,80	0,56	A59 e A68	0,722	----	0,00	1,07	0,22	1,28	19,23	24,04
PH25	1,20	0,84	A59 e A68	1,156	----	0,00	1,65	0,35	2,00	29,93	24,94
PH26	0,80	0,56	A59 e A68	0,722	----	0,00	1,07	0,22	1,28	19,23	24,04
PH27	0,40	0,28	A65	0,168	LH17	0,37	0,72	0,10	0,82	12,24	30,60
PH28	1,20	0,84	A65 e A77	0,717	LH17 e LH18	0,68	1,89	0,35	2,24	33,60	28,00
PH29	0,80	0,56	A65 e A77	0,549	LH18	0,31	1,18	0,25	1,42	21,36	26,70
PH30	1,60	1,12	----	0,000	----	0,00	1,12	0,00	1,12	16,80	10,50
PH31	4,00	2,80	A75 e A90	2,480	----	0,00	4,54	0,74	5,28	79,20	19,80
PH32	4,00	2,80	A76 e A91	2,480	----	0,00	4,54	0,74	5,28	79,20	19,80
PH33	0,40	0,28	A80 e A83	0,213	LH19	0,25	0,62	0,13	0,75	11,20	28,00
PH34	2,80	1,96	A82 e A85	1,020	----	0,00	2,67	0,31	2,98	44,70	15,96
PH35	3,20	2,24	A98, A102 e A103	2,444	LH20 e LV05	0,60	4,39	0,89	5,28	79,25	24,76
PH36	3,20	2,24	A99, A104 e A105	2,444	LH21 e LV07	0,60	4,39	0,89	5,28	79,25	24,76
PH37	0,80	0,56	A108 e A112	0,400	LH22	0,24	1,02	0,18	1,20	18,00	22,50
PH38	0,80	0,56	A109 e A113	0,400	LH23	0,24	1,02	0,18	1,20	18,00	22,50
PH39	0,40	0,28	A89	0,102	LH24	0,30	0,62	0,06	0,68	10,26	25,65
PH40	2,80	1,96	A89	0,714	LH24	0,30	2,73	0,24	2,98	44,64	15,94
PH41	0,40	0,28	A120 e A127	0,227	LH25	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH42	0,40	0,28	A120 e A127	0,227	LH25	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH43	0,40	0,28	A121 e A130	0,227	LH26	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH44	0,40	0,28	A121 e A130	0,227	LH26	0,53	0,84	0,20	1,04	15,60	39,00
PH45	0,80	0,56	A124	0,280	LH27	0,45	1,14	0,15	1,29	19,35	24,19
PH46	1,20	0,84	A124 e A125	0,360	LH27 e LH28	0,73	1,74	0,20	1,93	28,95	24,13
PH47	0,40	0,28	A125	0,080	LH28	0,28	0,59	0,05	0,64	9,60	24,00
PH48	0,40	0,28	A132	0,080	LH29	0,28	0,59	0,05	0,64	9,60	24,00
PH49	1,20	0,84	A132 e A133	0,360	LH29 e LH30	0,73	1,74	0,20	1,93	28,95	24,13
PH50	0,80	0,56	A133	0,280	LH30	0,45	1,14	0,15	1,29	19,35	24,19
PV01	4,00	2,80	A114 e A92	1,660	LV01	0,42	4,33	0,55	4,88	73,20	18,30
PV02	0,80	0,56	A92	0,240	LV01	0,42	1,09	0,13	1,22	18,30	22,88
PV03	0,80	0,56	A37	0,240	LV02	0,42	1,09	0,13	1,22	18,30	22,88
PV04	4,00	2,80	A17 e A37	1,660	LV02	0,42	4,33	0,55	4,88	73,20	18,30
PV05	0,40	0,28	A69	0,100	LV03	0,39	0,70	0,08	0,77	11,55	28,88
PV06	0,80	0,56	A49 e A69	0,200	LV03 e LV04	0,78	1,39	0,15	1,54	23,10	28,88
PV07	0,40	0,28	A49	0,100	LV04	0,39	0,70	0,08	0,77	11,55	28,88
PV08	2,80	1,96	A106, A115 e A118	1,898	LV05	0,27	3,49	0,64	4,13	61,93	22,12
PV09	2,80	1,96	A11, A18 e A27	1,898	LV06	0,27	3,49	0,64	4,13	61,93	22,12
PV10	2,40	1,68	A93 e A94	3,280	LH20	0,33	4,22	1,07	5,29	79,32	33,05
PV11	2,40	1,68	A38 e A39	3,280	LH09	0,33	4,22	1,07	5,29	79,32	33,05
PV12	2,40	1,68	A110, A119 e A126	1,760	LH22	0,24	3,09	0,59	3,68	55,20	23,00
PV13	2,40	1,68	A3, A12 e A23	1,760	LH07	0,24	3,09	0,59	3,68	55,20	23,00
PV14	1,60	1,12	A50, A60 e A70	1,080	LH11 e LH15	0,80	2,46	0,54	3,00	45,00	28,13
PV15	7,20	5,04	A64, A87, A100 e A128	4,260	LH15	0,40	8,31	1,39	9,70	145,50	20,21
PV16	7,20	5,04	A5, A33 e A55	3,480	LH11	0,40	7,77	1,15	8,92	133,80	18,58
PV17	2,00	1,40	A78	0,440	----	0,00	1,71	0,13	1,84	27,60	13,80
PV18	0,40	0,28	A81 e A84	0,240	----	0,00	0,45	0,07	0,52	7,80	19,50
PV19	7,20	5,04	A66, A79, A88, A101 e A129	4,700	LH16 e LH19	0,65	8,81	1,58	10,39	155,90	21,65
PV20	7,20	5,04	A6, A34 e A57	3,480	LH14	0,40	7,77	1,15	8,92	133,80	18,58
PV21	1,60	1,12	A51, A61 e A71	1,080	LH14 e LH16	0,80	2,46	0,54	3,00	45,00	28,13
PV22	2,40	1,68	A111, A122 e A131	1,760	LH23	0,24	3,09	0,59	3,68	55,20	23,00
PV23	2,40	1,68	A8, A15 e A24	1,760	LH08	0,24	3,09	0,59	3,68	55,20	23,00
PV24	2,40	1,68	A95 e A96	3,280	LH21	0,33	4,22	1,07	5,29	79,32	33,05
PV25	2,40	1,68	A40 e A41	3,280	LH10	0,33	4,22	1,07	5,29	79,32	33,05
PV26	2,80	1,96	A107, A116 e A123	1,898	LV07	0,27	3,49	0,64	4,13	61,93	22,12
PV27	2,80	1,96	A16, A19 e A28	1,898	LV08	0,27	3,49	0,64	4,13	61,93	22,12
PV28	0,40	0,28	A72	0,100	LV09	0,39	0,70	0,08	0,77	11,55	28,88
PV29	0,80	0,56	A52 e A72	0,200	LV09 e LV10	0,78	1,39	0,15	1,54	23,10	28,88
PV30	0,40	0,28	A52	0,100	LV10	0,39	0,70	0,08	0,77	11,55	28,88
PV31	4,00	2,80	A97 e A117	1,660	LV11	0,42	4,33	0,55	4,88	73,20	18,30
PV32	0,80	0,56	A97	0,240	LV11	0,42	1,09	0,13	1,22	18,30	22,88
PV33	0,80	0,56	A42	0,240	LV12	0,42	1,09	0,13	1,22	18,30	22,88
PV34	4,00	2,80	A20 e A42	1,660	LV12	0,42	4,33	0,55	4,88	73,20	18,30
PILAR	1,00	3,50	A86	2,800	----	0,00	5,46	0,84	6,30	94,50	94,50

6.5.2 Grupo Isolado de Paredes (GIP) – (EE)

Tabela 6.6 - GIP-EE - Cargas por grupo: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.

GIP - EE: CARGAS POR GRUPO -> t = 10 cm								
GRUPO	Paredes	L total (m)	G (tf)	g (tf/m)	Q (tf)	q (tf/m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
G1	PH01, PH13 e PV04	8,00	147,98	18,50	23,82	2,98	171,80	21,47
G2	PH02, PH11 e PV09	4,80	93,68	19,52	15,21	3,17	108,88	22,68
G3	PH03, PH07 e PV13	3,20	67,80	21,19	12,60	3,94	80,40	25,13
G4	PH04, PH10 e PV23	3,20	67,80	21,19	12,60	3,94	80,40	25,13
G5	PH05, PH12 e PV27	4,80	93,68	19,52	15,21	3,17	108,88	22,68
G6	PH06, PH14 e PV34	8,00	147,98	18,50	23,82	2,98	171,80	21,47
G7	PH08, PH09, PH15, PH18, PH20, PV16 e PV20	20,00	319,14	15,96	44,46	2,22	363,60	18,18
G8	PH16, PV03, PV07, PV11	7,60	158,14	20,81	30,23	3,98	188,37	24,79
G9	PH17, PV25, PV30 e PV33	7,60	158,14	20,81	30,23	3,98	188,37	24,79
G10	PH19	0,80	19,02	23,78	3,78	4,73	22,80	28,50
G11	PH21 e PV06	1,60	36,83	23,02	5,50	3,44	42,33	26,46
G12	PH22	1,20	24,73	20,61	5,20	4,33	29,93	24,94
G13	PH23 e PV14	2,40	52,88	22,03	11,35	4,73	64,23	26,76
G14	PH24 e PV21	2,40	52,88	22,03	11,35	4,73	64,23	26,76
G15	PH25	1,20	24,73	20,61	5,20	4,33	29,93	24,94
G16	PH26 e PV29	1,60	36,83	23,02	5,50	3,44	42,33	26,46
G17	PH31, PV02, PV05 e PV10	7,60	158,14	20,81	30,23	3,98	188,37	24,79
G18	PH32, PV24, PV28 e PV32	7,60	158,14	20,81	30,23	3,98	188,37	24,79
G19	PH27, PH28, PH30, PH33, PH34, PH39, PH42, PV15, PV17 e PV18	16,80	284,23	16,92	41,07	2,44	325,30	19,36
G20	PH29, PH40, PH43 e PV19	11,20	203,33	18,15	34,17	3,05	237,50	21,21
G21	PH35, PH45 e PV01	8,00	147,98	18,50	23,82	2,98	171,80	21,47
G22	PH37, PH46 e PV08	4,80	93,68	19,52	15,21	3,17	108,88	22,68
G23	PH41, PH47 e PV12	3,20	67,80	21,19	12,60	3,94	80,40	25,13
G24	PH44, PH48 e PV22	3,20	67,80	21,19	12,60	3,94	80,40	25,13
G25	PH38, PH49 e PV26	4,80	93,68	19,52	15,21	3,17	108,88	22,68
G26	PH36, PH50 e PV31	8,00	147,98	18,50	23,82	2,98	171,80	21,47

Tabela 6.7 - GIP-EE - Cargas por paredes: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.

GIP - EE: CARGAS POR PAREDE -> t = 10 cm								
PAREDE	L(m)	G(tf)	g (tf/m)	Q (tf)	q (tf/m)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)	
PH01	0,80	14,80	18,50	2,38	2,98	17,18	21,47	
PH02	1,20	23,42	19,52	3,80	3,17	27,22	22,68	
PH03	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH04	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH05	1,20	23,42	19,52	3,80	3,17	27,22	22,68	
PH06	0,80	14,80	18,50	2,38	2,98	17,18	21,47	
PH07	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH08	0,40	6,38	15,96	0,89	2,22	7,27	18,18	
PH09	0,40	6,38	15,96	0,89	2,22	7,27	18,18	
PH10	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH11	0,80	15,61	19,52	2,53	3,17	18,15	22,68	
PH12	0,80	15,61	19,52	2,53	3,17	18,15	22,68	
PH13	3,20	59,19	18,50	9,53	2,98	68,72	21,47	
PH14	3,20	59,19	18,50	9,53	2,98	68,72	21,47	
PH15	4,00	63,83	15,96	8,89	2,22	72,72	18,18	
PH16	4,00	83,23	20,81	15,91	3,98	99,14	24,79	
PH17	4,00	83,23	20,81	15,91	3,98	99,14	24,79	
PH18	0,40	6,38	15,96	0,89	2,22	7,27	18,18	
PH19	0,80	19,02	23,78	3,78	4,73	22,80	28,50	
PH20	0,40	6,38	15,96	0,89	2,22	7,27	18,18	
PH21	0,80	18,42	23,02	2,75	3,44	21,17	26,46	
PH22	1,20	24,73	20,61	5,20	4,33	29,93	24,94	
PH23	0,80	17,63	22,03	3,78	4,73	21,41	26,76	
PH24	0,80	17,63	22,03	3,78	4,73	21,41	26,76	
PH25	1,20	24,73	20,61	5,20	4,33	29,93	24,94	
PH26	0,80	18,42	23,02	2,75	3,44	21,17	26,46	
PH27	0,40	6,77	16,92	0,98	2,44	7,75	19,36	
PH28	1,20	20,30	16,92	2,93	2,44	23,24	19,36	
PH29	0,80	14,52	18,15	2,44	3,05	16,96	21,21	
PH30	1,60	27,07	16,92	3,91	2,44	30,98	19,36	
PH31	4,00	83,23	20,81	15,91	3,98	99,14	24,79	
PH32	4,00	83,23	20,81	15,91	3,98	99,14	24,79	
PH33	0,40	6,77	16,92	0,98	2,44	7,75	19,36	
PH34	2,80	47,37	16,92	6,85	2,44	54,22	19,36	
PH35	3,20	59,19	18,50	9,53	2,98	68,72	21,47	
PH36	3,20	59,19	18,50	9,53	2,98	68,72	21,47	
PH37	0,80	15,61	19,52	2,53	3,17	18,15	22,68	
PH38	0,80	15,61	19,52	2,53	3,17	18,15	22,68	
PH39	0,40	6,77	16,92	0,98	2,44	7,75	19,36	
PH40	2,80	50,83	18,15	8,54	3,05	59,38	21,21	
PH41	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH42	0,40	6,77	16,92	0,98	2,44	7,75	19,36	
PH43	0,40	7,26	18,15	1,22	3,05	8,48	21,21	
PH44	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH45	0,80	14,80	18,50	2,38	2,98	17,18	21,47	
PH46	1,20	23,42	19,52	3,80	3,17	27,22	22,68	
PH47	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH48	0,40	8,48	21,19	1,58	3,94	10,05	25,13	
PH49	1,20	23,42	19,52	3,80	3,17	27,22	22,68	
PH50	0,80	14,80	18,50	2,38	2,98	17,18	21,47	
PV01	4,00	73,99	18,50	11,91	2,98	85,90	21,47	
PV02	0,80	16,65	20,81	3,18	3,98	19,83	24,79	
PV03	0,80	16,65	20,81	3,18	3,98	19,83	24,79	
PV04	4,00	73,99	18,50	11,91	2,98	85,90	21,47	
PV05	0,40	8,32	20,81	1,59	3,98	9,91	24,79	
PV06	0,80	18,42	23,02	2,75	3,44	21,17	26,46	
PV07	0,40	8,32	20,81	1,59	3,98	9,91	24,79	
PV08	2,80	54,65	19,52	8,87	3,17	63,52	22,68	
PV09	2,80	54,65	19,52	8,87	3,17	63,52	22,68	
PV10	2,40	49,94	20,81	9,55	3,98	59,49	24,79	
PV11	2,40	49,94	20,81	9,55	3,98	59,49	24,79	
PV12	2,40	50,85	21,19	9,45	3,94	60,30	25,13	
PV13	2,40	50,85	21,19	9,45	3,94	60,30	25,13	
PV14	1,60	35,26	22,03	7,57	4,73	42,82	26,76	
PV15	7,20	121,81	16,92	17,60	2,44	139,41	19,36	
PV16	7,20	114,89	15,96	16,01	2,22	130,90	18,18	
PV17	2,00	33,84	16,92	4,89	2,44	38,73	19,36	
PV18	0,40	6,77	16,92	0,98	2,44	7,75	19,36	
PV19	7,20	130,71	18,15	21,97	3,05	152,68	21,21	
PV20	7,20	114,89	15,96	16,01	2,22	130,90	18,18	
PV21	1,60	35,26	22,03	7,57	4,73	42,82	26,76	
PV22	2,40	50,85	21,19	9,45	3,94	60,30	25,13	
PV23	2,40	50,85	21,19	9,45	3,94	60,30	25,13	
PV24	2,40	49,94	20,81	9,55	3,98	59,49	24,79	
PV25	2,40	49,94	20,81	9,55	3,98	59,49	24,79	
PV26	2,80	54,65	19,52	8,87	3,17	63,52	22,68	
PV27	2,80	54,65	19,52	8,87	3,17	63,52	22,68	
PV28	0,40	8,32	20,81	1,59	3,98	9,91	24,79	
PV29	0,80	18,42	23,02	2,75	3,44	21,17	26,46	
PV30	0,40	8,32	20,81	1,59	3,98	9,91	24,79	
PV31	4,00	73,99	18,50	11,91	2,98	85,90	21,47	
PV32	0,80	16,65	20,81	3,18	3,98	19,83	24,79	
PV33	0,80	16,65	20,81	3,18	3,98	19,83	24,79	
PV34	4,00	73,99	18,50	11,91	2,98	85,90	21,47	
PILAR	1,00	81,90	81,90	12,60	12,60	94,50	94,50	

As Tabelas 6.6 e 6.7 apresentam as cargas verticais totais, concentradas e distribuídas, ao nível da fundação, sendo que na primeira tabela os resultados estão por grupos e na segunda estão por paredes. Neste caso (G) apresenta as cargas permanentes concentradas totais ao nível da fundação e (Q), o mesmo para as cargas variáveis. As colunas (g) e (q) mostram as cargas distribuídas correspondentes a (G) e (Q), respectivamente.

6.5.3 Modelo Pórtico Tridimensional (MPT) – (EE)

Tabela 6.8 - MPT-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.

MPT-EE -> t = 10 cm											
PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)	PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	0,80	15,45	2,56	18,01	22,51	PH44	0,40	7,97	1,37	9,34	23,36
PH02	1,20	23,59	3,97	27,56	22,97	PH45	0,80	15,51	2,58	18,09	22,61
PH03	0,40	7,92	1,36	9,28	23,19	PH46	1,20	23,73	4,02	27,76	23,13
PH04	0,40	7,93	1,36	9,29	23,23	PH47	0,40	7,98	1,38	9,36	23,40
PH05	1,20	23,70	4,03	27,74	23,11	PH48	0,40	7,92	1,35	9,27	23,17
PH06	0,80	15,60	2,65	18,24	22,81	PH49	1,20	23,66	3,99	27,64	23,04
PH07	0,40	7,94	1,37	9,31	23,28	PH50	0,80	15,55	2,61	18,16	22,70
PH08	0,40	6,80	1,01	7,81	19,53	PV01	4,00	77,63	13,00	90,63	22,66
PH09	0,40	6,84	1,04	7,88	19,71	PV02	0,80	15,70	2,68	18,38	22,98
PH10	0,40	7,95	1,37	9,32	23,29	PV03	0,80	15,74	2,70	18,43	23,04
PH11	0,80	15,73	2,69	18,42	23,03	PV04	4,00	77,52	12,98	90,49	22,62
PH12	0,80	15,74	2,69	18,43	23,04	PV05	0,40	8,02	1,42	9,43	23,58
PH13	3,20	62,95	10,84	73,79	23,06	PV06	0,80	16,18	2,83	19,02	23,77
PH14	3,20	63,05	10,90	73,96	23,11	PV07	0,40	8,02	1,42	9,44	23,61
PH15	4,00	65,84	9,50	75,35	18,84	PV08	2,80	55,31	9,46	64,76	23,13
PH16	4,00	79,83	14,12	93,95	23,49	PV09	2,80	55,01	9,35	64,36	22,99
PH17	4,00	79,69	14,05	93,74	23,43	PV10	2,40	48,94	8,99	57,94	24,14
PH18	0,40	6,65	0,96	7,61	19,01	PV11	2,40	48,93	8,99	57,92	24,13
PH19	0,80	14,40	2,27	16,67	20,84	PV12	2,40	47,89	8,37	56,26	23,44
PH20	0,40	6,68	0,98	7,65	19,13	PV13	2,40	47,52	8,22	55,74	23,23
PH21	0,80	16,16	2,84	19,01	23,76	PV14	1,60	35,28	7,58	42,86	26,79
PH22	1,20	24,73	5,20	29,93	24,95	PV15	7,20	125,31	18,99	144,30	20,04
PH23	0,80	17,60	3,77	21,37	26,72	PV16	7,20	118,51	17,04	135,55	18,83
PH24	0,80	17,61	3,78	21,39	26,74	PV17	2,00	34,71	5,27	39,97	19,99
PH25	1,20	24,73	5,20	29,93	24,95	PV18	0,40	6,96	1,07	8,03	20,07
PH26	0,80	16,14	2,83	18,97	23,71	PV19	7,20	128,78	20,91	149,69	20,79
PH27	0,40	6,91	1,03	7,94	19,85	PV20	7,20	119,20	17,50	136,71	18,99
PH28	1,20	20,94	3,20	24,14	20,11	PV21	1,60	35,27	7,57	42,84	26,78
PH29	0,80	14,33	2,33	16,66	20,83	PV22	2,40	47,57	8,17	55,74	23,23
PH30	1,60	27,73	4,18	31,91	19,94	PV23	2,40	47,53	8,20	55,73	23,22
PH31	4,00	79,74	14,06	93,80	23,45	PV24	2,40	48,72	8,84	57,56	23,98
PH32	4,00	80,03	14,22	94,25	23,56	PV25	2,40	48,67	8,82	57,49	23,95
PH33	0,40	7,06	1,11	8,17	20,42	PV26	2,80	55,19	9,40	64,59	23,07
PH34	2,80	48,41	7,32	55,72	19,90	PV27	2,80	55,16	9,42	64,58	23,06
PH35	3,20	63,02	10,86	73,88	23,09	PV28	0,40	8,03	1,43	9,46	23,64
PH36	3,20	63,17	10,95	74,12	23,16	PV29	0,80	16,18	2,83	19,01	23,76
PH37	0,80	15,81	2,72	18,53	23,17	PV30	0,40	8,00	1,41	9,41	23,53
PH38	0,80	15,77	2,70	18,47	23,09	PV31	4,00	78,13	13,33	91,46	22,87
PH39	0,40	7,01	1,07	8,09	20,21	PV32	0,80	15,87	2,78	18,65	23,31
PH40	2,80	49,63	7,85	57,48	20,53	PV33	0,80	15,79	2,74	18,52	23,16
PH41	0,40	8,02	1,40	9,42	23,55	PV34	4,00	78,10	13,35	91,45	22,86
PH42	0,40	7,17	1,12	8,29	20,73	PILAR	1,00	81,90	12,60	94,50	94,50
PH43	0,40	7,28	1,18	8,46	21,15						

Os resultados da distribuição de cargas verticais nas paredes, obtidos pelo MPT, são apresentados na Tabela 6.8, onde (G) e (Q) são apresentados conforme Tabelas 6.6 e 6.7.

6.5.4 Modelo em Elementos Finitos – (EE)

A distribuição de cargas verticais entre as paredes do edifício exemplo pelo Modelo em Elementos Finitos (modelo de cascas) é apresentada na Tabela 6.9, da mesma maneira que apresenta-se a Tabela 6.8 para o caso do MPT.

Tabela 6.9 - MEF-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação.

MEF-EE -> t = 10 cm											
PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)	PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	0,80	15,46	2,56	18,02	22,53	PH44	0,40	7,66	1,32	8,97	22,44
PH02	1,20	24,21	4,06	28,27	23,55	PH45	0,80	15,58	2,62	18,20	22,75
PH03	0,40	7,81	1,34	9,14	22,86	PH46	1,20	24,43	4,14	28,56	23,80
PH04	0,40	7,82	1,35	9,17	22,92	PH47	0,40	7,90	1,37	9,27	23,17
PH05	1,20	24,28	4,11	28,39	23,66	PH48	0,40	7,89	1,37	9,26	23,15
PH06	0,80	15,55	2,64	18,19	22,74	PH49	1,20	24,45	4,14	28,58	23,82
PH07	0,40	7,60	1,31	8,90	22,26	PH50	0,80	15,63	2,64	18,27	22,83
PH08	0,40	6,65	1,03	7,68	19,20	PV01	4,00	77,93	13,08	91,01	22,75
PH09	0,40	6,68	1,05	7,73	19,33	PV02	0,80	15,77	2,73	18,50	23,12
PH10	0,40	7,60	1,31	8,91	22,27	PV03	0,80	15,78	2,74	18,52	23,15
PH11	0,80	15,63	2,65	18,28	22,85	PV04	4,00	77,59	12,99	90,59	22,65
PH12	0,80	15,64	2,66	18,30	22,87	PV05	0,40	7,63	1,35	8,98	22,45
PH13	3,20	62,22	10,69	72,91	22,78	PV06	0,80	16,56	2,82	19,38	24,23
PH14	3,20	62,30	10,72	73,02	22,82	PV07	0,40	7,64	1,36	9,00	22,49
PH15	4,00	67,04	10,16	77,21	19,30	PV08	2,80	55,52	9,44	64,96	23,20
PH16	4,00	78,88	13,90	92,78	23,20	PV09	2,80	55,12	9,30	64,42	23,01
PH17	4,00	78,89	13,89	92,78	23,20	PV10	2,40	47,87	8,71	56,58	23,58
PH18	0,40	6,75	1,04	7,79	19,49	PV11	2,40	47,81	8,69	56,50	23,54
PH19	0,80	14,61	2,34	16,95	21,19	PV12	2,40	47,05	8,14	55,18	22,99
PH20	0,40	6,77	1,05	7,83	19,56	PV13	2,40	46,56	7,97	54,53	22,72
PH21	0,80	16,30	2,78	19,08	23,85	PV14	1,60	30,51	5,48	35,99	22,49
PH22	1,20	24,73	5,20	29,93	24,94	PV15	7,20	130,53	20,64	151,17	21,00
PH23	0,80	14,98	2,68	17,66	22,07	PV16	7,20	125,72	19,37	145,09	20,15
PH24	0,80	15,11	2,76	17,88	22,34	PV17	2,00	34,72	5,43	40,15	20,08
PH25	1,20	24,73	5,20	29,93	24,94	PV18	0,40	7,29	1,16	8,44	21,11
PH26	0,80	16,30	2,77	19,07	23,84	PV19	7,20	132,90	21,99	154,89	21,51
PH27	0,40	6,92	1,09	8,01	20,02	PV20	7,20	126,18	19,69	145,86	20,26
PH28	1,20	21,64	3,40	25,04	20,86	PV21	1,60	30,76	5,62	36,39	22,74
PH29	0,80	14,36	2,39	16,75	20,94	PV22	2,40	47,02	8,10	55,12	22,97
PH30	1,60	27,54	4,29	31,84	19,90	PV23	2,40	46,60	8,00	54,59	22,75
PH31	4,00	78,83	13,84	92,67	23,17	PV24	2,40	47,76	8,61	56,37	23,49
PH32	4,00	79,02	13,98	93,00	23,25	PV25	2,40	47,67	8,59	56,27	23,44
PH33	0,40	6,97	1,10	8,07	20,18	PV26	2,80	55,57	9,46	65,04	23,23
PH34	2,80	49,17	7,72	56,89	20,32	PV27	2,80	55,23	9,38	64,60	23,07
PH35	3,20	62,36	10,70	73,06	22,83	PV28	0,40	7,64	1,36	9,00	22,51
PH36	3,20	62,55	10,83	73,37	22,93	PV29	0,80	16,56	2,83	19,39	24,24
PH37	0,80	15,72	2,68	18,40	23,00	PV30	0,40	7,63	1,35	8,98	22,46
PH38	0,80	15,73	2,68	18,41	23,02	PV31	4,00	78,37	13,39	91,76	22,94
PH39	0,40	7,00	1,13	8,13	20,33	PV32	0,80	15,87	2,80	18,68	23,34
PH40	2,80	50,19	8,08	58,27	20,81	PV33	0,80	15,84	2,78	18,62	23,28
PH41	0,40	7,67	1,33	9,01	22,52	PV34	4,00	77,99	13,26	91,25	22,81
PH42	0,40	6,96	1,11	8,08	20,19	PILAR	1,00	81,90	12,60	94,50	94,50
PH43	0,40	7,09	1,17	8,26	20,65						

6.5.5 Comparação da distribuição de cargas verticais – (EE)

A Tabela 6.10 permite comparar as forças normais concentradas ($N_{k,vert}$) obtidas nos itens 6.5.1 a 6.5.4, tomando-se como referência o MEF, por ser o modelo mais refinado.

Tabela 6.10 - EE: Comparação de $N_{k,vert}$ ao nível da fundação.

EE - DISTRIBUIÇÃO DE CARGAS VERTICAIS - Nk.vert (tf) -> t = 10 cm																	
PAREDE	L(m)	MEF	MPT	%	GIP	%	PIS	%	PAREDE	L(m)	MEF	MPT	%	GIP	%	PIS	%
PH01	0,80	18,02	18,01	-0,1	17,18	-4,7	19,35	7,4	PH45	0,80	18,20	18,09	-0,6	17,18	-5,6	19,35	6,3
PH02	1,20	28,27	27,56	-2,5	27,22	-3,7	28,95	2,4	PH46	1,20	28,56	27,76	-2,8	27,22	-4,7	28,95	1,4
PH03	0,40	9,14	9,28	1,4	10,05	9,9	9,60	5,0	PH47	0,40	9,27	9,36	1,0	10,05	8,4	9,60	3,6
PH04	0,40	9,17	9,29	1,4	10,05	9,6	9,60	4,7	PH48	0,40	9,26	9,27	0,1	10,05	8,5	9,60	3,7
PH05	1,20	28,39	27,74	-2,3	27,22	-4,1	28,95	2,0	PH49	1,20	28,58	27,64	-3,3	27,22	-4,8	28,95	1,3
PH06	0,80	18,19	18,24	0,3	17,18	-5,6	19,35	6,4	PH50	0,80	18,27	18,16	-0,6	17,18	-6,0	19,35	5,9
PH07	0,40	8,90	9,31	4,6	10,05	12,9	15,60	75,2	PV01	4,00	91,01	90,63	-0,4	85,90	-5,6	73,20	-19,6
PH08	0,40	7,68	7,81	1,7	7,27	-5,3	15,60	103,1	PV02	0,80	18,50	18,38	-0,6	19,83	7,2	18,30	-1,1
PH09	0,40	7,73	7,88	2,0	7,27	-6,0	15,60	101,7	PV03	0,80	18,52	18,43	-0,5	19,83	7,1	18,30	-1,2
PH10	0,40	8,91	9,32	4,6	10,05	12,8	15,60	75,1	PV04	4,00	90,59	90,49	-0,1	85,90	-5,2	73,20	-19,2
PH11	0,80	18,28	18,42	0,8	18,15	-0,7	18,00	-1,5	PV05	0,40	8,98	9,43	5,0	9,91	10,4	11,55	28,6
PH12	0,80	18,30	18,43	0,7	18,15	-0,8	18,00	-1,6	PV06	0,80	19,38	19,02	-1,9	21,17	9,2	23,10	19,2
PH13	3,20	72,91	73,79	1,2	68,72	-5,7	79,25	8,7	PV07	0,40	9,00	9,44	5,0	9,91	10,2	11,55	28,4
PH14	3,20	73,02	73,96	1,3	68,72	-5,9	79,25	8,5	PV08	2,80	64,96	64,76	-0,3	63,52	-2,2	61,93	-4,7
PH15	4,00	77,21	75,35	-2,4	72,72	-5,8	42,00	-45,6	PV09	2,80	64,42	64,36	-0,1	63,52	-1,4	61,93	-3,9
PH16	4,00	92,78	93,95	1,3	99,14	6,9	79,20	-14,6	PV10	2,40	56,58	57,94	2,4	59,49	5,1	79,32	40,2
PH17	4,00	92,78	93,74	1,0	99,14	6,9	79,20	-14,6	PV11	2,40	56,50	57,92	2,5	59,49	5,3	79,32	40,4
PH18	0,40	7,79	7,61	-2,4	7,27	-6,7	11,40	46,3	PV12	2,40	55,18	56,26	1,9	60,30	9,3	55,20	0,0
PH19	0,80	16,95	16,67	-1,6	22,80	34,5	22,80	34,5	PV13	2,40	54,53	55,74	2,2	60,30	10,6	55,20	1,2
PH20	0,40	7,83	7,65	-2,2	7,27	-7,1	11,40	45,7	PV14	1,60	35,99	42,86	19,1	42,82	19,0	45,00	25,0
PH21	0,80	19,08	19,01	-0,4	21,17	10,9	19,23	0,8	PV15	7,20	151,17	144,30	-4,5	139,41	-7,8	145,50	-3,7
PH22	1,20	29,93	29,93	0,0	29,93	0,0	29,93	0,0	PV16	7,20	145,09	135,55	-6,6	130,90	-9,8	133,80	-7,8
PH23	0,80	17,66	21,37	21,0	21,41	21,3	19,23	8,9	PV17	2,00	40,15	39,97	-0,4	38,73	-3,6	27,60	-31,3
PH24	0,80	17,88	21,39	19,7	21,41	19,8	19,23	7,6	PV18	0,40	8,44	8,03	-4,9	7,75	-8,3	7,80	-7,6
PH25	1,20	29,93	29,93	0,0	29,93	0,0	29,93	0,0	PV19	7,20	154,89	149,69	-3,4	152,68	-1,4	155,90	0,6
PH26	0,80	19,07	18,97	-0,6	21,17	11,0	19,23	0,8	PV20	7,20	145,86	136,71	-6,3	130,90	-10,3	133,80	-8,3
PH27	0,40	8,01	7,94	-0,9	7,75	-3,3	12,24	52,8	PV21	1,60	36,39	42,84	17,7	42,82	17,7	45,00	23,7
PH28	1,20	25,04	24,14	-3,6	23,24	-7,2	33,60	34,2	PV22	2,40	55,12	55,74	1,1	60,30	9,4	55,20	0,1
PH29	0,80	16,75	16,66	-0,5	16,96	1,3	21,36	27,5	PV23	2,40	54,59	55,73	2,1	60,30	10,5	55,20	1,1
PH30	1,60	31,84	31,91	0,2	30,98	-2,7	16,80	-47,2	PV24	2,40	56,37	57,56	2,1	59,49	5,5	79,32	40,7
PH31	4,00	92,67	93,80	1,2	99,14	7,0	79,20	-14,5	PV25	2,40	56,27	57,49	2,2	59,49	5,7	79,32	41,0
PH32	4,00	93,00	94,25	1,3	99,14	6,6	79,20	-14,8	PV26	2,80	65,04	64,59	-0,7	63,52	-2,3	61,93	-4,8
PH33	0,40	8,07	8,17	1,2	7,75	-4,0	11,20	38,8	PV27	2,80	64,60	64,58	0,0	63,52	-1,7	61,93	-4,1
PH34	2,80	56,89	55,72	-2,1	54,22	-4,7	44,70	-21,4	PV28	0,40	9,00	9,46	5,0	9,91	10,1	11,55	28,3
PH35	3,20	73,06	73,88	1,1	68,72	-5,9	79,25	8,5	PV29	0,80	19,39	19,01	-2,0	21,17	9,1	23,10	19,1
PH36	3,20	73,37	74,12	1,0	68,72	-6,3	79,25	8,0	PV30	0,40	8,98	9,41	4,8	9,91	10,4	11,55	28,6
PH37	0,80	18,40	18,53	0,7	18,15	-1,4	18,00	-2,2	PV31	4,00	91,76	91,46	-0,3	85,90	-6,4	73,20	-20,2
PH38	0,80	18,41	18,47	0,3	18,15	-1,4	18,00	-2,2	PV32	0,80	18,68	18,65	-0,1	19,83	6,2	18,30	-2,0
PH39	0,40	8,13	8,09	-0,6	7,75	-4,7	10,26	26,2	PV33	0,80	18,62	18,52	-0,5	19,83	6,5	18,30	-1,7
PH40	2,80	58,27	57,48	-1,3	59,38	1,9	44,64	-23,4	PV34	4,00	91,25	91,45	0,2	85,90	-5,9	73,20	-19,8
PH41	0,40	9,01	9,42	4,6	10,05	11,6	15,60	73,2					MPT				
PH42	0,40	8,08	8,29	2,7	7,75	-4,1	15,60	93,2					5%				
PH43	0,40	8,26	8,46	2,4	8,48	2,7	15,60	88,9					2%				
PH44	0,40	8,97	9,34	4,1	10,05	12,0	15,60	73,8					93%				

As células pintadas em verde significam que a diferença de resultado do modelo comparado em relação ao MEF é menor ou igual, em valor absoluto, a 5%, mostrando uma excelente aproximação. Aquelas pintadas em amarelo significam que a diferença obtida foi, em valor absoluto, maior que 5% e menor ou igual a 15%, intervalo que qualifica os resultados como bons. As células pintadas em vermelho mostram diferenças acima de 15%, limite a partir do qual o resultado é considerado ruim.

O limite de 15% que classifica a diferença de resultados entre modelos de cálculo, como ruim, foi baseado no coeficiente γ_{f3} que considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por

deficiência do método de cálculo empregado. Segundo a NBR 8681:2003 - *Ações e segurança nas estruturas - Procedimentos*, quando se consideram os estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de γ_{f1} , que considera a variabilidade das ações e, γ_{f3} , podendo esse último ser adotado igual a 1,18. Isso significa que a precisão de um modelo de cálculo pode variar em até 18% sem que o grau de segurança da estrutura seja afetado.

No canto inferior direito da Tabela 6.10, apresenta-se um resumo das qualidades dos resultados obtidos em todas as paredes do edifício exemplo, pelos MPT, GIP e PIS, em relação ao MEF, mostrando a porcentagem de resultados excelentes, bons e ruins.

A hierarquia de qualidade constatada no edifício estudo preliminar se repete para o caso do edifício exemplo, o qual é um exemplo real de edificação, a menos das adaptações feitas neste trabalho. O MPT é o que mais se aproxima do MEF, no qual 93% das paredes têm aproximação de resultados excelentes, 2% bons e apenas 5% delas com aproximação de resultados ruins. Em seguida destacam-se os resultados do GIP, com apenas 6% dos resultados sendo ruins, 63% bons e 31% excelentes. Ratifica-se a má qualidade do PIS ao distribuir cargas verticais nos edifícios construídos no sistema Paredes de Concreto. A porcentagem de resultados ruins é de 44%, observando que há diferenças de até 103,1% como é o caso da parede PH08. O excesso de resultados ruins se justifica pela própria hipótese do modelo, o qual não considera interação entre as paredes de concreto.

Todas as paredes com resultados ruins obtidos pelo MPT também se constatarem no GIP (paredes PH23, PH24, PV14 e PV21). No GIP, além dessas, a parede PH19 também apresentou resultado ruim. Analisando a disposição delas em planta (ver Figura 6.6), constata-se que as paredes PH23 e PV14 compõem o grupo treze, e as paredes PH24 e PV21 compõem o grupo quatorze, o qual é simétrico ao grupo treze. Outro fator comum é que tanto os grupos treze e quatorze, como a parede PH19, são adjacentes a lintéis que as ligam a grupos muito rígidos (grupo treze é ligado aos grupos sete e dezenove; o grupo quatorze é ligado aos grupos sete e vinte; e a parede PH19 é ligada ao grupo sete).

Uma possível causa dos resultados ruins obtidos pelo MPT e GIP, e que precisa ser avaliada, é a grande diferença de rigidez entre dois grupos de paredes

que interagem entre si por meio de apenas um lintel. Contudo, em ambos os casos, os resultados classificados como ruins têm diferença acima daqueles obtidos pelo MEF, e por isso são a favor da segurança.

Os resultados comparados na Tabela 6.10 são ao nível da fundação, no entanto, os diagramas das Figuras 6.10 e 6.11 mostram que a força normal característica, obtida apenas pelas cargas verticais, é também praticamente igual entre os modelos GIP, MPT e MEF ao longo de toda altura da parede. São apresentados os diagramas apenas das paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15 a fim de exemplificar a qualidade de resultados entre os três métodos citados. Os sinais das forças normais nos diagramas apresentados são negativos, ou seja, a força é de compressão.

Figura 6.10 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PH13, PH16 e PH34 com espessura de 10 cm.

Destaca-se a qualidade de resultados obtidos pelo GIP, por ser um modelo de distribuição de cargas verticais extremamente simples quando comparado ao MEF, e o excelente grau de aproximação de resultados obtidos pelo MPT. Portanto, conclui-se que tanto o GIP como o MPT podem substituir o MEF para distribuir cargas verticais entre as paredes de um edifício construído no sistema Paredes de Concreto.

Figura 6.11 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PV08, PV12 e PV15 com espessura de 10 cm.

6.5.6 Estimativa da máxima tensão normal de compressão

Para verificar o pré-dimensionamento das espessuras das paredes, é necessário conferir se a máxima tensão normal de compressão de uma dada seção transversal é menor que a resistência última à compressão. Esse item propõe uma estimativa do acréscimo da força normal distribuída (o que é equivalente à tensão normal de compressão multiplicada pela espessura da parede) obtida apenas por cargas verticais, provocado pelo efeito das ações horizontais. A estimativa é feita multiplicando-se $\eta_{k,vert}$ pelo coeficiente C_{AH} (coeficiente majorador devido às ações horizontais).

Como neste trabalho analisam-se nas paredes a distribuição de cargas verticais e das ações horizontais, os resultados das tensões normais obtidas considerando a combinação de ações C_1 são conhecidos e foram os balizadores da formulação de C_{AH} . Ressalta-se que esse coeficiente é uma estimativa a ser aplicada no pré-dimensionamento das espessuras das paredes, em uma etapa que o

projetista desconhece os esforços solicitantes das paredes devido às ações horizontais.

O coeficiente C_{AH} é formulado a partir da razão entre a máxima força normal distribuída de compressão de cálculo (η_{Cd}) pela força normal distribuída de cálculo obtida apenas pelas cargas verticais ($\eta_{d,vert}$), ponderando-se as ações conforme NBR 16055. Essa relação foi analisada ao nível da fundação em paredes com diferentes comprimentos do edifício exemplo. Além disso, variou-se o número de pavimentos do edifício exemplo, para estudar a influência da altura do prédio na razão $\eta_{Cd} / \eta_{d,vert}$ também ao nível da fundação. Observou-se, em média, que quanto maior o comprimento das paredes e o número de pavimentos do edifício, maior é o valor de C_{AH} .

Seguindo a hipótese inicial, neste estudo, as paredes foram consideradas com 10 cm de espessura, e os resultados utilizados para a formulação do C_{AH} foram obtidos pelo Modelo Pórtico Tridimensional.

A Tabela 6.11 apresenta a relação citada e o respectivo valor do C_{AH} (que é formulado adiante) para o caso do edifício exemplo com quinze pavimentos, onde (I) é o momento de inércia à flexão da parede segundo sua direção principal.

Tabela 6.11 - Estudo para a formulação de C_{AH} – Edifício exemplo com 15 pavimentos.

C _{AH} - 15 PAVS.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	N _{k,vert} (tf)	η _{d,vert} (tf/m)	N _{Cd} (tf)	M _{Cd} (tf.m)	σ _{Cd} (tf/m ²)	η _{Cd} (tf/m)	η _{Cd} / η _{d,vert}	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,0043	18,01	31,51	29,11	0,96	453,53	45,35	1,44	1,24	-13,9
PH02	1,2	0,0144	27,56	32,15	36,00	2,59	408,06	40,81	1,27	1,26	-0,9
PH03	0,4	0,0005	9,28	32,47	14,08	0,13	401,73	40,17	1,24	1,22	-1,3
PH07	0,4	0,0005	9,31	32,59	14,17	0,17	418,39	41,84	1,28	1,22	-4,8
PH11	0,8	0,0043	18,42	32,24	25,96	0,74	393,88	39,39	1,22	1,24	1,5
PH13	3,2	0,2731	73,79	32,28	97,58	24,36	447,66	44,77	1,39	1,35	-2,8
PH15	4,0	0,5333	75,35	26,37	98,89	37,49	387,80	38,78	1,47	1,38	-5,9
PH16	4,0	0,5333	93,95	32,88	127,81	41,12	473,72	47,37	1,44	1,38	-4,0
PH18	0,4	0,0005	7,61	26,62	13,23	0,13	378,67	37,87	1,42	1,22	-14,1
PH19	0,8	0,0043	16,67	29,18	21,76	0,68	335,52	33,55	1,15	1,24	7,8
PH21	0,8	0,0043	19,01	33,26	27,40	0,65	403,02	40,30	1,21	1,24	2,3
PH22	1,2	0,0144	29,93	34,92	38,27	1,82	394,73	39,47	1,13	1,26	11,3
PH23	0,8	0,0043	21,37	37,40	28,85	0,64	420,16	42,02	1,12	1,24	10,3
PH28	1,2	0,0144	24,14	28,16	33,52	2,14	368,48	36,85	1,31	1,26	-3,9
PH30	1,6	0,0341	31,91	27,92	47,79	4,38	401,42	40,14	1,44	1,28	-11,3
PH34	2,8	0,1829	55,72	27,86	73,36	16,97	391,83	39,18	1,41	1,33	-5,5
PH40	2,8	0,1829	57,48	28,74	79,49	16,07	406,90	40,69	1,42	1,33	-6,1
PV01	4,0	0,5333	90,63	31,72	137,42	25,89	440,62	44,06	1,39	1,38	-0,4
PV02	0,8	0,0043	18,38	32,17	27,28	0,65	402,34	40,23	1,25	1,24	-0,9
PV05	0,4	0,0005	9,43	33,02	13,78	0,13	391,77	39,18	1,19	1,22	2,9
PV06	0,8	0,0043	19,02	33,28	24,64	0,83	386,16	38,62	1,16	1,24	6,8
PV08	2,8	0,1829	64,76	32,38	92,98	11,63	421,07	42,11	1,30	1,33	2,2
PV10	2,4	0,1152	57,94	33,80	77,15	7,92	404,01	40,40	1,20	1,31	9,7
PV12	2,4	0,1152	56,26	32,82	79,10	7,93	412,25	41,22	1,26	1,31	4,4
PV14	1,6	0,0341	42,86	37,50	54,71	2,68	404,83	40,48	1,08	1,28	18,2
PV15	7,2	3,1104	144,30	28,06	200,41	124,49	422,44	42,24	1,51	1,53	1,4
PV17	2,0	0,0667	39,97	27,98	62,37	5,12	388,62	38,86	1,39	1,29	-6,9
PV18	0,4	0,0005	8,03	28,10	11,15	0,04	293,02	29,30	1,04	1,22	17,2
PV19	7,2	3,1104	149,69	29,11	196,52	125,20	417,84	41,78	1,44	1,53	6,4
PV20	7,2	3,1104	136,71	26,58	185,84	131,83	410,70	41,07	1,55	1,53	-1,2

A Figura 6.12 resume a Tabela 6.11. Uma reta de tendência é traçada, via regressão linear, para se estipular a média do acréscimo da tensão de compressão nas paredes devido às ações horizontais.

Figura 6.12 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 15 pavimentos.

O estudo da Tabela 6.11 também foi aplicado ao edifício exemplo considerando doze, dez, oito, cinco e dois pavimentos, a fim de verificar a influência da altura do prédio no acréscimo da tensão de compressão devido às ações horizontais. Para evitar o excesso de tabelas, esse estudo é apresentado no Anexo A deste trabalho, nas Tabelas 6A-1 a 6A-5. No entanto, o resumo do estudo é apresentado nas Figuras 6.13 a 6.17.

Figura 6.13 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 12 pavimentos.

Figura 6.14 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 10 pavimentos.

Figura 6.15 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 8 pavimentos.

Figura 6.16 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 5 pavimentos.

Figura 6.17 - Acréscimo médio da tensão normal de compressão em função do comprimento das paredes do edifício exemplo com 2 pavimentos.

Considerando a equação da reta $y = a.x + b$ e analisando-se os gráficos das Figuras 6.12 a 6.17, percebe-se que a reta do acréscimo médio tem coeficiente angular (a) e coeficiente constante (b), decrescentes conforme o número de pavimentos diminui. Essa variação é clara na Figura 6.18, a qual apresenta as retas de acréscimo médio para os seis casos estudados.

Figura 6.18 - Resumo do acréscimo médio da tensão de compressão nas paredes, devido às ações horizontais, para as alturas do edifício exemplo estudadas.

Os gráficos das Figuras 6.19 e 6.20 mostram que a variação dos coeficientes angular e constante, da reta de acréscimo médio, é praticamente linear, crescendo à medida que o número de pavimentos também cresce. A reta aproximada de $a=f(n)$ e $b=f(n)$ são traçadas nessas Figuras, respectivamente, onde n é número de pavimentos.

Figura 6.19 - Reta do coeficiente angular do acréscimo médio em função de n Pav.

Figura 6.20 - Reta do coeficiente constante do acréscimo médio em função de n Pav.

Primeiramente, analisando os acréscimos médios, nos gráficos das Figuras 6.12 a 6.17, pode-se escrever C_{AH} em função do comprimento das paredes, seguindo o comportamento de uma reta, onde (a) é o coeficiente angular e (b) constante, como mostra a Equação (6.1).

$$C_{AH} = a.(L) + b \quad (6.1)$$

Os coeficientes angulares (a) e constantes (b), das retas de acréscimo médio, crescem linearmente à medida que o número de pavimentos (n) do edifício estudado

aumenta. Os gráficos das Figuras 6.19 e 6.20 mostram esse fato e definem o comportamento desses coeficientes conforme Equações (6.2) e (6.3).

$$a = m_a \cdot (n) + c_a \quad (6.2)$$

$$b = m_b \cdot (n) + c_b \quad (6.3)$$

onde:

m_a : é o coeficiente angular da reta $a=f(n)$ que vale $m_a = 0,0028$;

c_a : é o coeficiente constante da reta $a=f(n)$ que vale $c_a = 0,0040$;

m_b : é o coeficiente angular da reta $b=f(n)$ que vale $m_b = 0,0116$;

c_b : é o coeficiente constante da reta $b=f(n)$ que vale $c_b = 1,0317$;

n : número de pavimentos;

Substituindo as Equações (6.2) e (6.3) na Equação (6.1) se obtêm a Equação (6.4), que define C_{AH} em função do comprimento das paredes analisadas e da altura do edifício que ela está contida.

$$C_{AH} = [m_a \cdot (n) + c_a] \cdot (L) + m_b \cdot (n) + c_b \quad (6.4)$$

Aplicando-se os valores de m_a , c_a , m_b e c_b , na Equação (6.4), finalmente chega-se na expressão de C_{AH} , apresentada na Equação (6.5).

$$C_{AH} = [0,0028(n) + 0,0040] \cdot (L) + 0,0116(n) + 1,0317 \quad (6.5)$$

Portanto, como a reta do acréscimo médio da tensão de compressão nas paredes, devido às ações horizontais, foi obtida em função do comprimento das paredes, e que seus coeficientes angulares e constantes, variam linearmente em função do número de pavimentos do edifício exemplo estudado, conclui-se que C_{AH}

pode ser resumido em função do comprimento das paredes e do número de pavimentos, como mostrado nas Equações (6.4) e (6.5).

Como citado anteriormente, a estimativa foi baseada nos acréscimos reais da tensão de compressão, fazendo-se a relação de $\eta_{Cd} / \eta_{d,vert}$ que é apresentada na antepenúltima coluna das Tabelas 6.11 e 6A-1 a 6A-5 (Anexo A). O estudo é feito praticamente em todas as paredes do edifício exemplo, já que as simétricas, por apresentarem resultados repetidos, não foram consideradas (ver as paredes estudadas na Tabela 6.9 e a nomenclatura de todas elas na Figura 6.2).

A última coluna das Tabelas 6.11 e 6A-1 a 6A-5 apresenta a qualidade da estimativa obtida por C_{AH} (penúltima coluna), comparando o coeficiente com o acréscimo real da tensão de compressão (antepenúltima coluna). Analisando a Tabela 6.11, a qual apresenta os maiores acréscimos, por considerar o maior número de pavimentos no estudo realizado, mostra que 76,67% das paredes têm C_{AH} mais ou menos 10% iguais aos acréscimos reais, resultado considerado muito bom para uma fase de pré-dimensionamento. Quando a aproximação fica abaixo do acréscimo real, o pior resultado é da parede PH18 em que C_{AH} fica 14,1% menor que o valor real. Quando a aproximação ultrapassa o acréscimo real, o pior resultado é da parede PV14 em que C_{AH} fica 18,1% acima do valor real.

É necessário lembrar que a expressão proposta de C_{AH} foi desenvolvida baseada no edifício exemplo deste trabalho. Consideraram-se, também, as ponderações das ações conforme NBR 16055.

Como o pior resultado difere do real em 18,1% e a maioria dos resultados difere do real em mais ou menos 10%, para efeito do pré-dimensionamento das paredes, realizado neste trabalho, utilizou-se a expressão proposta de C_{AH} , conforme Equação (6.5). No entanto, é necessário avaliar a validade dessa expressão, aplicando-a em edifícios de diferentes geometrias, alturas e ações horizontais.

6.5.7 Verificação ao pré-dimensionamento

A verificação ao pré-dimensionamento das espessuras das paredes é feita comparando a força normal distribuída de cálculo obtida apenas pelas cargas verticais ($\eta_{d,vert}$), ao nível da fundação, majorada por C_{AH} , com a resistência última à

compressão dada pelas normas australiana, americana, europeia e brasileira, conforme item 3.3. Ao multiplicar $\eta_{d,vert}$ por C_{AH} , obtém-se a estimativa da máxima força normal distribuída de cálculo $\eta_{Cd,est}$. Convém lembrar que as ponderações das ações e resistências, a fim de transformá-las em valores de cálculo, foram feitas seguindo os coeficientes das respectivas normas utilizadas.

A verificação ao pré-dimensionamento é feito nas paredes PH13, PH16, PH22, PH34, PH40, PV01, PV08, PV10, PV12 e PV15, por serem representativas e apresentarem diferentes condições de vinculação em suas extremidades laterais. As resistências últimas à compressão das paredes PH16, PH34, PV01, PV08, PV12 e PV15 são calculadas por trechos representados pelas letras, a, b, c etc., que consideram a mudança da vinculação lateral provocada por paredes que lhes são transversais. Consequentemente, o comprimento dessas paredes é dado por trechos e definido pelas paredes transversais. Nos casos em que a norma utilizada não considera a hipótese de vinculações laterais, ambas extremidades laterais dos trechos dessas paredes foram consideradas livres.

Os resultados de resistência última à compressão, obtidos pelas normas citadas, encontram-se nas Tabelas 6.12 a 6.16. A nomenclatura de alguns parâmetros foi padronizada a fim de facilitar a análise de resultados:

- L : comprimento da parede (m);
- h : altura entre pisos da parede (m);
- h_e : altura efetiva da parede (m);
- t : espessura da parede (cm);
- $\eta_{d,resist}$: resistência última à compressão (tf/m).

Mesmo nos casos em que a esbeltez das paredes (relação altura/espessura) ultrapasse o limite especificado por determinada norma, o cálculo da resistência última à compressão foi realizado para efeito de comparação de resultados.

Os resultados da Tabela 6.12 foram obtidos pelas expressões apresentadas no item 3.3.1 (AS 3600:2001), considerando que as vinculações da base e topo das paredes impedem apenas as translações horizontais, ou seja, $k = 1,00$.

A Tabela 6.13 apresenta os resultados pelo código australiano revisado em 2009. A segunda coluna mostra qual é o tipo de vinculação existente na parede i, ii

ou iii, e seu respectivo coeficiente k para o cálculo da altura efetiva, conforme item 3.3.1. Para as duas versões da norma australiana, foi considerada excentricidade inicial de $e = 10/6$ cm.

Tabela 6.12 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2001.

Resistência última à compressão - AS 3600:2001 -> t = 10 cm					
PAREDES	L (m)	h_e (m)	h_e/t	e_a (cm)	$\eta_{d,resist}$ (tf/m)
PH13	3,2	2,8	28,0	3,14	15,55
PH16a	2,4	2,4	24,0	2,30	30,53
PH16b	1,6	1,6	16,0	1,02	53,57
PH22	1,2	2,8	28,0	3,14	15,55
PH34a	1,6	1,6	16,0	1,02	53,57
PH34b	1,2	1,2	12,0	0,58	61,63
PH40	2,8	2,8	28,0	3,14	15,55
PV01a	3,6	2,8	28,0	3,14	15,55
PV01b	0,4	2,8	28,0	3,14	15,55
PV08a	2,4	2,4	24,0	2,30	30,53
PV08b	0,4	2,8	28,0	3,14	15,55
PV10	2,4	2,8	28,0	3,14	15,55
PV12a	0,8	0,8	8,0	0,26	67,39
PV12b	1,6	2,8	28,0	3,14	15,55
PV15a	0,8	2,8	28,0	3,14	15,55
PV15b	0,8	0,8	8,0	0,26	67,39
PV15c	3,2	2,8	28,0	3,14	15,55
PV15d	1,6	1,6	16,0	1,02	53,57
PV15e	0,4	0,4	4,0	0,06	70,85
PV15f	0,4	2,8	28,0	3,14	15,55

Tabela 6.13 - $\eta_{d,resist}$ conforme AS 3600:2009.

Resistência última à compressão - AS 3600:2009 -> t = 10 cm							
PAREDES	Vinculação	L (m)	k	h_e (m)	h_e/t	e_a (cm)	$\eta_{d,resist}$ (tf/m)
PH13	ii	3,2	0,92	2,58	25,8	2,66	24,06
PH16a	iii	2,4	0,43	1,20	12,0	0,58	61,63
PH16b	iii	1,6	0,29	0,80	8,0	0,26	67,39
PH22	i	1,2	1,00	2,80	28,0	3,14	15,55
PH34a	iii	1,6	0,29	0,80	8,0	0,26	67,39
PH34b	ii	1,2	0,62	1,74	17,4	1,22	50,09
PH40	ii	2,8	0,90	2,52	25,2	2,54	26,28
PV01a	iii	3,6	0,62	1,74	17,4	1,22	50,09
PV01b	ii	0,4	0,30	0,84	8,4	0,28	66,92
PV08a	iii	2,4	0,43	1,20	12,0	0,58	61,63
PV08b	ii	0,4	0,30	0,84	8,4	0,28	66,92
PV10	ii	2,4	0,87	2,43	24,3	2,37	29,41
PV12a	iii	0,8	0,14	0,40	4,0	0,06	70,85
PV12b	ii	1,6	0,75	2,09	20,9	1,75	40,58
PV15a	ii	0,8	0,42	1,19	11,9	0,56	61,87
PV15b	iii	0,8	0,14	0,40	4,0	0,06	70,85
PV15c	iii	3,2	0,57	1,59	15,9	1,01	53,89
PV15d	iii	1,6	0,29	0,80	8,0	0,26	67,39
PV15e	iii	0,4	0,07	0,20	2,0	0,02	71,71
PV15f	ii	0,4	0,30	0,84	8,4	0,28	66,92

Os resultados provenientes do ACI 318:2011 estão na Tabela 6.14. Nesse caso, também se adotou $k = 1,00$ no cálculo das alturas efetivas das paredes, ou seja, os apoios nas bases e nos topos impedem apenas as translações horizontais.

Tabela 6.14 - $\eta_{d, resist}$ conforme ACI 318:2011.

Resistência última à compressão - ACI 318 -> t = 10 cm						
PAREDES	L (m)	Ag (cm ²)	h _e (m)	h _e /t	L/t	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	3,2	3200,0	2,8	28,0	32,0	20,95
PH16a	2,4	2400,0	2,8	28,0	24,0	20,95
PH16b	1,6	1600,0	2,8	28,0	16,0	20,95
PH22	1,2	1200,0	2,8	28,0	12,0	20,95
PH34a	1,6	1600,0	2,8	28,0	16,0	20,95
PH34b	1,2	1200,0	2,8	28,0	12,0	20,95
PH40	2,8	2800,0	2,8	28,0	28,0	20,95
PV01a	3,6	3600,0	2,8	28,0	36,0	20,95
PV01b	0,4	400,0	2,8	28,0	4,0	20,95
PV08a	2,4	2400,0	2,8	28,0	24,0	20,95
PV08b	0,4	400,0	2,8	28,0	4,0	20,95
PV10	2,4	2400,0	2,8	28,0	24,0	20,95
PV12a	0,8	800,0	2,8	28,0	8,0	20,95
PV12b	1,6	1600,0	2,8	28,0	16,0	20,95
PV15a	0,8	800,0	2,8	28,0	8,0	20,95
PV15b	0,8	800,0	2,8	28,0	8,0	20,95
PV15c	3,2	3200,0	2,8	28,0	32,0	20,95
PV15d	1,6	1600,0	2,8	28,0	16,0	20,95
PV15e	0,4	400,0	2,8	28,0	4,0	20,95
PV15f	0,4	400,0	2,8	28,0	4,0	20,95

A Tabela 6.15 mostra os resultados obtidos pelo EN 1992:2004, seguindo as expressões do item 3.3.3. Foi considerada excentricidade de 1ª ordem $e_0 = 10/6$ cm.

Tabela 6.15 - $\eta_{d, resist}$ conforme EN 1992:2004

Resistência última à compressão - EN 1992 -> t = 10 cm									
PAREDES	Vinculação	L (m)	β	h _e (m)	h _e /t	e _i (cm)	e _{tot} (cm)	Φ	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	II	3,2	0,92	2,58	25,8	0,65	2,31	0,10	16,14
PH16a	III	2,4	0,43	1,20	12,0	0,30	1,97	0,45	75,27
PH16b	III	1,6	0,29	0,80	8,0	0,20	1,87	0,55	92,40
PH22	I	1,2	1,00	2,80	28,0	0,70	2,37	0,04	6,73
PH34a	III	1,6	0,29	0,80	8,0	0,20	1,87	0,55	92,40
PH34b	II	1,2	0,62	1,74	17,4	0,44	2,10	0,31	51,94
PH40	II	2,8	0,90	2,52	25,2	0,63	2,30	0,11	18,73
PV01a	III	3,6	0,62	1,74	17,4	0,44	2,10	0,31	51,94
PV01b	II	0,4	0,26	0,73	7,3	0,18	1,85	0,57	95,48
PV08a	III	2,4	0,43	1,20	12,0	0,30	1,97	0,45	75,27
PV08b	II	0,4	0,26	0,73	7,3	0,18	1,85	0,57	95,48
PV10	II	2,4	0,87	2,43	24,3	0,61	2,27	0,13	22,49
PV12a	III	0,8	0,14	0,40	4,0	0,10	1,77	0,65	107,78
PV12b	II	1,6	0,75	2,09	20,9	0,52	2,19	0,22	37,18
PV15a	II	0,8	0,42	1,19	11,9	0,30	1,96	0,46	75,87
PV15b	III	0,8	0,14	0,40	4,0	0,10	1,77	0,65	107,78
PV15c	III	3,2	0,57	1,59	15,9	0,40	2,06	0,35	58,74
PV15d	III	1,6	0,29	0,80	8,0	0,20	1,87	0,55	92,40
PV15e	III	0,4	0,10	0,28	2,8	0,07	1,74	0,65	108,78
PV15f	II	0,4	0,26	0,73	7,3	0,18	1,85	0,57	95,48

Tabela 6.16 - $\eta_{d, resist}$ conforme NBR 16055:2012

Resistência última à compressão - NBR 16055 -> t = 10 cm									
PAREDES	Vinculações	L (m)	$\beta = h/L$	h_e (m)	h_e/t	λ	k1	k2	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	II	3,2	0,88	2,58	25,8	89,4	2,55	0,10	32,81
PH16a	III	2,4	1,17	1,20	12,0	41,6	1,19	0,00	59,52
PH16b	III	1,6	1,75	0,80	8,0	27,7	0,79	0,00	59,52
PH22	I	1,2	2,33	2,80	28,0	97,0	2,77	0,31	18,14
PH34a	III	1,6	1,75	0,80	8,0	27,7	0,79	0,00	59,52
PH34b	II	1,2	2,33	1,74	17,4	60,4	1,73	0,00	59,52
PH40	II	2,8	1,00	2,52	25,2	87,3	2,49	0,04	42,84
PV01a	III	3,6	0,78	1,74	17,4	60,4	1,73	0,00	59,52
PV01b	II	0,4	7,00	0,84	8,4	29,1	0,83	0,00	59,52
PV08a	III	2,4	1,17	1,20	12,0	41,6	1,19	0,00	59,52
PV08b	II	0,4	7,00	0,84	8,4	29,1	0,83	0,00	59,52
PV10	II	2,4	1,17	2,43	24,3	84,3	2,41	0,00	54,06
PV12a	III	0,8	3,50	0,40	4,0	13,9	0,40	0,00	59,52
PV12b	II	1,6	1,75	2,09	20,9	72,4	2,07	0,00	59,52
PV15a	II	0,8	3,50	1,19	11,9	41,1	1,17	0,00	59,52
PV15b	III	0,8	3,50	0,40	4,0	13,9	0,40	0,00	59,52
PV15c	III	3,2	0,88	1,59	15,9	54,9	1,57	0,00	59,52
PV15d	III	1,6	1,75	0,80	8,0	27,7	0,79	0,00	59,52
PV15e	III	0,4	7,00	0,20	2,0	6,9	0,20	0,00	59,52
PV15f	II	0,4	7,00	0,84	8,4	29,1	0,83	0,00	59,52

Os resultados obtidos pela NBR 16055:2012, quanto às resistências últimas à compressão, das paredes estudadas, são apresentados na Tabela 6.16, seguindo as expressões do item 3.3.4. O módulo de elasticidade do aço foi considerado $E_s = 210$ GPa, e a taxa geométrica da armadura vertical de $\rho = 0,001$.

Finalmente, a verificação ao pré-dimensionamento é apresentada na Tabela 6.17, onde $\eta_{Cd, est}$ é comparada com $\eta_{d, resist}$. Abaixo do nome de cada norma utilizada para tal verificação são indicados seus respectivos coeficientes de majoração das cargas permanentes γ_g e das cargas variáveis γ_q .

Ao analisar a Tabela 6.17, fica claro que tanto o modelo de distribuição de cargas verticais quanto a norma utilizada são determinantes ao se fazer o pré-dimensionamento. As células pintadas em vermelho significam que as paredes não puderam ser pré-dimensionadas com espessura de 10 cm e, portanto, devem ter essa dimensão aumentada. No caso das paredes divididas por trechos, considerou-se a menor resistência última à compressão entre as calculadas.

A hipótese de que a parede trabalhe com dois planos de flexão, por ter vinculações em todas suas extremidades, resulta em maior resistência última à compressão. Esse fato fica claro comparando os resultados da antiga norma australiana AS 3600:2001, a qual não considerava vinculações laterais, com a

recente AS 3600:2009, cuja expressão de resistência última à compressão engloba este efeito por meio do cálculo da altura efetiva da parede; em mais da metade dos casos o pré-dimensionamento pela AS 3600:2009 é admitido, enquanto que pela AS 3600:2001 a grande maioria dos casos não é satisfeito.

Outra evidência são os resultados obtidos pelo ACI 318:2011; nenhuma parede pôde ser pré-dimensionada com espessura de 10 cm. O AS 3600:2001, apesar de não considerar vinculações laterais igualmente faz o ACI 318:2011, diferencia-se na consideração da distância entre paredes transversais (quando essas existirem) no cálculo da altura efetiva da parede. Quando a distância entre paredes transversais for menor que a altura da parede em análise, a altura efetiva da parede é igual a distância horizontal entre os eixos das paredes transversais. Desta maneira a esbeltez da parede é diminuída e a resistência aumentada. Nessas situações o AS 3600:2001 apresenta resultados maiores que o ACI 318:2001, como ocorre no caso da parede PH34.

Tabela 6.17 - $\eta_{Cd,est} \times \eta_{d,resist}$ para paredes com 10 cm de espessura.

PAR.	L (m)	C _{AH}	MODELO	G (tf)	Q (tf)	NBR 16055:2012		EN 1992:2004		ACI 318:2011		AS 3600:2001		AS 3600:2009	
						γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q
						1,40	1,40	1,35	1,50	1,20	1,60	1,20	1,60	1,20	1,60
						$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$
PH13	3,2	1,35	PIS	65,91	13,33	46,95	32,81	46,12	16,14	42,50	20,95	42,50	15,55	42,50	24,06
			GIP	59,19	9,53	40,71		39,86		36,51		36,51		36,51	
			MPT	62,95	10,84	43,72		42,84		39,30		39,30		39,30	
			MEF	62,22	10,69	43,19		42,33		38,83		38,83		38,83	
PH16	4,0	1,39	PIS	68,04	11,16	38,57	59,52	37,77	75,27	34,61	20,95	34,61	30,53	34,61	61,63
			GIP	83,23	15,91	48,28		47,38		43,59		43,59		43,59	
			MPT	79,83	14,12	45,75		44,85		41,18		41,18		41,18	
			MEF	78,88	13,90	45,18		44,29		40,66		40,66		40,66	
PH22	1,2	1,26	PIS	24,73	5,20	44,05	18,14	43,29	6,73	39,94	20,95	39,94	15,55	39,94	15,55
			GIP	24,73	5,20	44,05		43,29		39,94		39,94		39,94	
			MPT	24,73	5,20	44,05		43,29		39,94		39,94		39,94	
			MEF	24,73	5,20	44,05		43,29		39,94		39,94		39,94	
PH34	2,8	1,34	PIS	40,11	4,59	29,85	59,52	29,11	51,94	26,46	20,95	26,46	53,57	26,46	50,09
			GIP	47,37	6,85	36,20		35,40		32,34		32,34		32,34	
			MPT	48,41	7,32	37,21		36,41		33,29		33,29		33,29	
			MEF	49,17	7,72	37,99		37,19		34,04		34,04		34,04	
PH40	2,8	1,34	PIS	40,97	3,67	29,81	42,84	29,01	18,73	26,25	20,95	26,25	15,55	26,25	26,28
			GIP	50,83	8,54	39,65		38,84		35,62		35,62		35,62	
			MPT	49,63	7,85	38,39		37,58		34,40		34,40		34,40	
			MEF	50,19	8,08	38,91		38,10		34,89		34,89		34,89	
PV01	4,0	1,39	PIS	64,92	8,28	35,65	59,52	34,80	51,94	31,70	20,95	31,70	15,55	31,70	50,09
			GIP	73,99	11,91	41,83		40,96		37,51		37,51		37,51	
			MPT	77,63	13,00	44,13		43,23		39,64		39,64		39,64	
			MEF	77,93	13,08	44,32		43,42		39,81		39,81		39,81	
PV08	2,8	1,34	PIS	52,35	9,58	41,36	59,52	40,57	75,27	37,28	20,95	37,28	15,55	37,28	61,63
			GIP	54,65	8,87	42,41		41,53		38,05		38,05		38,05	
			MPT	55,31	9,46	43,25		42,38		38,87		38,87		38,87	
			MEF	55,52	9,44	43,38		42,50		38,98		38,98		38,98	
PV10	2,4	1,32	PIS	63,26	16,06	60,94	54,06	60,08	22,49	55,76	20,95	55,76	15,55	55,76	29,41
			GIP	49,94	9,55	45,70		44,85		41,27		41,27		41,27	
			MPT	48,94	8,99	44,51		43,66		40,12		40,12		40,12	
			MEF	47,87	8,71	43,47		42,63		39,17		39,17		39,17	
PV12	2,4	1,32	PIS	46,38	8,82	42,41	59,52	41,62	37,18	38,28	20,95	38,28	15,55	38,28	40,58
			GIP	50,85	9,45	46,32		45,45		41,78		41,78		41,78	
			MPT	47,89	8,37	43,22		42,36		38,88		38,88		38,88	
			MEF	47,05	8,14	42,39		41,55		38,12		38,12		38,12	
PV15	7,2	1,54	PIS	124,71	20,79	43,57	59,52	42,68	58,74	39,12	20,95	39,12	15,55	39,12	53,89
			GIP	121,81	17,60	41,74		40,82		37,29		37,29		37,29	
			MPT	125,31	18,99	43,21		42,27		38,66		38,66		38,66	
			MEF	130,53	20,64	45,26		44,31		40,56		40,56		40,56	

Em três casos, para uma mesma parede, o pré-dimensionamento é admitido para alguns modelos de distribuição de cargas verticais, mas para outros não. A parede PV12, quando verificada pelo AS 3600:2009, não pode ser pré-dimensionada quando utilizado o GIP para distribuir cargas verticais, enquanto que a solicitação de cálculo obtida pelos outros modelos é menor que a resistência última à compressão, satisfazendo desta maneira a condição ao pré-dimensionamento. O procedimento PIS influencia no pré-dimensionamento das paredes PV10 e PH40. No primeiro caso, a espessura da parede deve ser aumentada quando a verificação é feita pela NBR 16055:2012. No segundo caso, o PIS é o único modelo de cálculo de distribuição de cargas verticais que possibilita o pré-dimensionamento pela AS 3600:2009.

Um aspecto comum entre as normas NBR 16055:2012, EN 1992:2004 e AS 3600:2009, além de fornecerem, em geral, maiores valores de resistência última à compressão em relação às outras aqui estudadas, a resistência é penalizada ao atingir determinados limites de esbeltez, estabelecidos pelas respectivas normas. As paredes PH13, PH22 e PH40 têm esbeltez maior que 25, o que equivale dizer $\lambda > 86$. A norma brasileira admite índice de esbeltez até 120, no entanto, quando esse índice atinge 86, a resistência última à compressão decresce consideravelmente, por meio do coeficiente k_2 como pode ser visto no gráfico da Figura 3.13 no item 3.3.4. A norma europeia limita a esbeltez em 25, e por essa razão as resistências das três paredes citadas caem bastante. O AS3600:2009 limita a esbeltez em 30, no entanto, quando essa atinge 25, os valores de resistência também tendem a decrescer mais rapidamente, embora sejam maiores que os obtidos pelo EN 1992:2004. Isso justifica o fato de que as resistências de paredes com esbeltez maior que 25, no caso as paredes PH13, PH22 e PH40, têm valores maiores primeiramente pela NBR16055:2012, em seguida pela AS 3600:2009 e por último pelo EN 1992:2004. Observa-se que essa comparação foi feita apenas nas normas que consideram vinculações nas quatro bordas das paredes.

A norma brasileira é a que fornece maiores resultados de resistência última à compressão, por considerar vinculações nas quatro extremidades das paredes. Além disso, admite limites de esbeltez maiores em relação às outras, no entanto com considerável diminuição da resistência última à compressão devido às

instabilidades localizadas (efeitos de 2ª ordem), quando o índice de esbeltez ultrapassa o limite de 86.

As diferenças de resultados são evidentes, o que torna a expressão de cada norma determinante ao dimensionar uma parede de concreto armado.

No estudo proposto, nota-se que nem todas as paredes são pré-dimensionadas com 10 cm de espessura. Conclui-se que é necessário aumentar as suas espessuras, de forma a obter o pré-dimensionamento em 100% dos casos. Observa-se que é recomendável definir uma mesma espessura para todas as paredes de um edifício construído pelo sistema Paredes de Concreto, visando facilitar a fabricação das formas, padronizar geometrias, otimizar a execução das paredes e por fim garantir maior qualidade e produtividade.

De acordo com as conclusões tomadas a partir dos resultados apresentados na Tabela 6.17, a espessura das paredes do edifício exemplo foi aumentada para 12 cm. Com o objetivo de evitar o excesso de tabelas, os resultados quanto à distribuição de cargas verticais, pelos modelos, PIS, GIP, MPT e MEF, considerando agora espessura de 12 cm para as paredes do edifício exemplo, apresentam-se nas Tabelas 6B-1 a 6B-6 do Anexo B, que são análogas às Tabelas 6.4 a 6.9, respectivamente. A comparação desses resultados é apresentada também no Anexo B, na Tabela 6B-7 a qual é análoga à Tabela 6.10. Também no Anexo B, apresentam-se os diagramas de $N_{k,vert}$ das paredes PH13, PH16 e PH34 na Figura 6B-1, análoga à Figura 6.10, e os diagramas de $N_{k,vert}$ das paredes PV08, PV12 e PV15 na Figura 6B-2, análoga à Figura 6.11.

O cálculo da resistência última à compressão, considerando as paredes com espessura de 12 cm, também é apresentado no Anexo B, nas Tabelas 6B-8 a 6B-12, as quais são análogas às Tabelas 6.12 a 6.16.

A Tabela 6.18 resume os resultados para a verificação ao pré-dimensionamento das paredes PH13, PH16, PH22, PH34, PH40, PV01, PV08, PV10, PV12 e PV15, agora as considerando com espessura de 12 cm.

Conclui-se novamente que a norma brasileira detém os maiores valores de resistência última à compressão quando comparada com as normas americana, europeia e australiana. Fica clara a grande perda de resistência no caso do código europeu quando as paredes ultrapassam o limite de esbeltez estabelecido (no caso do código europeu esse limite é igual a 25). Nesses casos, os valores de resistência

última à compressão calculados ficam abaixo do AS 3600:2009, o qual limita a esbeltez em 30.

Pela grande diferença de resultados obtidos pelas normas, ressalta-se a importância de se continuar investigando, através de ensaios experimentais e modelagens numéricas, quais hipóteses são as mais adequadas para o cálculo da resistência última à compressão de paredes de concreto armado. A expressão da norma brasileira se demonstrou mais arrojada, porém ao mesmo tempo, é coerente com as outras ao penalizar consideravelmente a resistência última à compressão a partir de $\lambda = 86$.

Tabela 6.18 - $\eta_{Cd,est} \times \eta_{d,resist}$ para paredes com 12 cm de espessura.

PAR.	L (m)	C _{AH}	MODELO	G (tf)	Q (tf)	NBR 16055:2012		EN 1992:2004		ACI 318:2011		AS 3600:2001		AS 3600:2009	
						γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q	γ_g	γ_q
						1,40	1,40	1,35	1,50	1,20	1,60	1,20	1,60	1,20	1,60
						$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$	$\eta_{Cd,est}$	$\eta_{d,resist}$
PH13	3,2	1,35	PIS	72,87	13,33	51,07	71,43	50,09	41,47	46,03	50,23	46,03	39,36	42,50	46,45
			GIP	66,58	9,53	45,09		44,09		40,26		40,26		36,51	
			MPT	70,48	10,84	48,18		47,14		43,13		43,13		39,30	
			MEF	69,69	10,69	47,62		46,59		42,62		42,62		38,83	
PH16	4,0	1,39	PIS	76,44	11,16	42,66	71,43	41,72	100,60	38,12	50,23	38,12	51,84	34,61	77,76
			GIP	92,45	15,91	52,77		51,71		47,44		47,44		43,59	
			MPT	89,21	14,12	50,32		49,26		45,09		45,09		41,18	
			MEF	88,18	13,90	49,71		48,66		44,54		44,54		40,66	
PH22	1,2	1,26	PIS	27,25	5,20	47,75	67,62	46,87	32,07	43,12	50,23	43,12	39,36	39,94	39,36
			GIP	27,25	5,20	47,75		46,87		43,12		43,12		39,94	
			MPT	27,25	5,20	47,75		46,87		43,12		43,12		39,94	
			MEF	27,25	5,20	47,75		46,87		43,12		43,12		39,94	
PH34	2,8	1,34	PIS	45,99	4,59	33,78	71,43	32,90	77,27	29,83	50,23	29,83	71,04	29,83	68,14
			GIP	53,65	6,85	40,40		39,45		35,93		35,93		35,93	
			MPT	54,67	7,32	41,40		40,44		36,88		36,88		36,88	
			MEF	55,46	7,72	42,19		41,24		37,64		37,64		37,64	
PH40	2,8	1,34	PIS	47,45	3,67	34,14	71,43	33,18	44,06	29,96	50,23	29,96	39,36	26,25	48,30
			GIP	57,01	8,54	43,78		42,82		39,15		39,15		35,62	
			MPT	55,89	7,85	42,57		41,61		37,99		37,99		34,40	
			MEF	56,50	8,08	43,12		42,16		38,50		38,50		34,89	
PV01	4,0	1,39	PIS	74,04	8,28	40,09	71,43	39,09	77,27	35,51	50,23	35,51	39,36	31,70	68,14
			GIP	83,23	11,91	46,33		45,29		41,37		41,37		37,51	
			MPT	87,09	13,00	48,74		47,68		43,58		43,58		39,64	
			MEF	87,42	13,08	48,94		47,87		43,77		43,77		39,81	
PV08	2,8	1,34	PIS	58,35	9,58	45,36	71,43	44,43	100,60	40,71	50,23	40,71	39,36	40,71	77,76
			GIP	61,44	8,87	46,95		45,91		41,93		41,93		41,93	
			MPT	61,96	9,46	47,69		46,66		42,68		42,68		42,68	
			MEF	62,20	9,44	47,84		46,81		42,81		42,81		42,81	
PV10	2,4	1,32	PIS	68,42	16,06	64,90	71,43	63,90	47,82	59,15	50,23	59,15	39,36	55,76	50,91
			GIP	55,47	9,55	49,95		48,95		44,91		44,91		41,27	
			MPT	54,54	8,99	48,81		47,80		43,81		43,81		40,12	
			MEF	53,38	8,71	47,70		46,72		42,80		42,80		39,17	
PV12	2,4	1,32	PIS	51,54	8,82	46,37	71,43	45,44	62,52	41,68	50,23	41,68	39,36	38,28	60,21
			GIP	56,61	9,45	50,75		49,72		45,57		45,57		41,78	
			MPT	53,57	8,37	47,58		46,57		42,62		42,62		38,88	
			MEF	52,64	8,14	46,69		45,69		41,81		41,81		38,12	
PV15	7,2	1,54	PIS	139,95	20,79	48,13	71,43	47,08	84,07	43,03	50,23	43,03	39,36	39,12	71,31
			GIP	137,96	17,60	46,58		45,48		41,43		41,43		37,29	
			MPT	141,50	18,99	48,06		46,95		42,82		42,82		38,66	
			MEF	147,11	20,64	50,23		49,10		44,82		44,82		40,56	

Como um dos objetivos deste trabalho é apresentar o dimensionamento das paredes do edifício exemplo, pela NBR 16055, suas espessuras são adotadas igual a 12 cm, pelo fato da condição $\eta_{Cd,est} \leq \eta_{d,resist}$, apresentada na Tabela 6.18, estar satisfeita quando considerada a norma brasileira.

6.6 Esforços solicitantes devido às ações horizontais – edifício exemplo

A seguir são apresentados e comparados os diagramas dos esforços característicos, momento fletor, força cortante e força normal, obtido pelos modelos MEF e MPT, das paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15, considerando apenas as ações horizontais. Nas paredes horizontais (PHxx), os esforços foram obtidos considerando as forças do vento e devido ao desaprumo na direção X e no sentido 0° . Nas paredes verticais (PVyy), os esforços foram obtidos considerando as ações horizontais na direção Y e no sentido 90° . Os esforços seguem a notação vetorial, considerando o eixo global de coordenadas, conforme Figura 6.2.

O modelo adotado como referência para a comparação de resultados é o MEF, por ser o mais refinado.

6.6.1 Resultados da parede PH13

A Figura 6.21 mostra os diagramas característicos dos esforços solicitantes obtidos pelas ações horizontais na direção X e no sentido 0° da parede PH13.

Figura 6.21 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH13.

O diagrama de momento fletor obtido pelo MPT tende ao comportamento visto no diagrama obtido pelo MEF. O maior $M_{k,y}$ observado nos modelos, ocorre

ao nível da fundação, sendo 12,78 tf.m o valor obtido pelo MEF e 17,95 tf.m o valor obtido pelo MPT, ou seja, 40,45% maior que o $M_{k,y}$ obtido pelo modelo de cascas.

O diagrama de força cortante é muito parecido entre os dois modelos. No primeiro tramo da parede, ou seja, entre o Térreo e o 1º Pavimento, ocorre a maior força cortante, sendo 3,75 tf o valor obtido pelo MEF e 3,93 tf o valor obtido pelo MPT, cuja diferença é de apenas 4,87% maior em relação ao MEF.

Como comentado no capítulo cinco, para o caso do edifício estudo preliminar, os diagramas de força normal entres os dois modelos são diferentes, no entanto mostram um mesmo comportamento. Neste caso da parede PH13 do EE, a maior força normal ocorre no 4º tramo dela, sendo 5,05 tf o valor obtido pelo MEF e 4,36 tf a força normal obtida pelo MPT, uma diferença de 13,68% aquém do modelo de referência.

6.6.2 Resultados da parede PH16

Os resultados dos esforços solicitantes característicos da parede PH16, considerando somente as ações horizontais, são apresentados na Figura 6.22.

Figura 6.22 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH16.

Nota-se que os resultados são semelhantes aos obtidos no capítulo cinco e no item anterior. As curvas dos diagramas entre os dois modelos tendem ao mesmo comportamento.

A Tabela 6.19 compara o máximo de cada esforço obtido pelo MEF e MPT, apontando o nível onde eles ocorrem e a diferença em porcentagem, tomando como referência o modelo MEF.

Tabela 6.19 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PH16.

Comparação dos esforços máximos da PH16				
Esforço	nível	MEF	MPT	%
$M_{k,y}$	0,00	21,37	30,60	43,21
$V_{k,x}$	2,80	5,25	5,67	7,86
$N_{k,z}$	0,80	4,76	4,49	-5,74

6.6.3 Resultados da parede PH34

A Figura 6.23 apresenta os diagramas característicos da parede PH34.

Figura 6.23 - Diagramas de $M_{k,y}$, $V_{k,x}$ e $N_{k,z}$ da parede PH34.

O diagrama de momentos fletor apresenta tendência semelhante entre os dois modelos, sendo que os valores obtidos pelo MPT em geral são maiores aos obtidos pelo MEF, o que faz, neste caso, o modelo de barras ser a favor da segurança. O maior $M_{k,y}$ ocorre ao nível da fundação, sendo 7,90 tf.m o valor obtido pelo MEF e 12,33 tf.m o valor obtido pelo MPT (uma diferença de 56,21%).

O modelo de cascas tem máxima força cortante igual a 3,49 tf, enquanto que o MPT tem máxima força cortante igual a 3,16 tf, significando 9,54% menor que o MEF. Esses dois máximos ocorrem ao nível 1,20 m.

A maior força normal obtida pelo MEF ocorre ao nível 13,60 m, com valor de 1,23 tf. Este esforço correspondente ao modelo MPT, no mesmo nível, vale 2,01 tf (63,05% maior). Ressalta-se o pequeno valor da força normal característica obtida apenas pelas ações horizontais, conforme diagrama da Figura 6.23 (maior valor é $N_{k,z} = 2,01$ tf), quando comparada com a força normal característica obtida apenas pelas cargas verticais, conforme diagrama da Figura 6B-1 do Anexo B ($N_{k,z} = -44,05$ tf ao nível 13,60 m, nível correspondente à maior força normal obtida quando consideradas apenas as ações horizontais e o modelo MPT).

6.6.4 Resultados da parede PV08

A Figura 6.24 mostra os diagramas característicos da parede PV08, ao longo de sua altura.

Figura 6.24 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV08.

As curvas obtidas pelos dois modelos, para os três casos de esforços são parecidas. Isso reforça o fato dos dois modelos apresentarem comportamento semelhante, apesar de um discretizar as paredes com elementos de casca e o outro com elementos de barra.

A Tabela 6.20 apresenta o valor máximo de cada esforço (obtido pelos dois modelos) e o nível em que cada máximo ocorre.

Tabela 6.20 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PV08.

Comparação dos esforços máximos da PV08				
Esforço	nível	MEF	MPT	%
$M_{k,x}$	0,00	6,77	8,44	24,64
$V_{k,y}$	1,60	2,25	2,02	-10,27
$N_{k,z}$	5,20	6,74	6,79	0,72

6.6.5 Resultados da parede PV12

Os diagramas da parede PV12 são apresentados na Figura 6.25.

Figura 6.25 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV12.

A diferença do maior momento fletor, entre os modelos MPT e MEF, é de 17,73%. O valor obtido pelo MPT é de 5,77 tf.m, e o valor obtido pelo MEF é de 4,90 tf.m, obtidos ao nível da fundação.

O diagrama de força cortante resultante dos dois modelos é praticamente coincidente ao longo de toda altura da parede. Os maiores resultados ocorrem no primeiro tramo da parede, sendo 1,23 tf o valor obtido pelo MEF, e 1,25 tf o valor obtido pelo MPT, significando diferença de mais 1,60%.

A maior força normal verificada nos dois modelos ocorre ao nível 5,60m. Conforme diagrama da Figura 6.25, o MPT tem maior valor de força normal igual a 4,97 tf, a qual é 13,43% menor que o valor obtido pelo MEF, que é de 5,74 tf.

6.6.6 Resultados da parede PV15

A Figura 6.26 apresenta os diagramas característicos da parede PV15.

Figura 6.26 - Diagramas de $M_{k,x}$, $V_{k,y}$ e $N_{k,z}$ da parede PV15.

Os maiores resultados dos esforços apresentados na Figura 6.26 são apresentados e comparados entre os modelos MEF e MPT, na Tabela 6.21. Observa-se a diferença de -38,43% da máxima força normal obtida pelo MPT em relação ao MEF. No entanto, ressalta-se que os valores de força normal obtidos pelas ações horizontais são muito menores daqueles obtidos pelas cargas verticais. A maior força normal oriunda apenas de cargas verticais, ao nível 0,80 m (mesmo nível da maior força normal obtida apenas pelas ações horizontais), é de -164,8 tf, como pode ser visto na Figura 6B-2 do Anexo B. Constata-se neste caso que $N_{k,vert}$ é mais de dez vezes maior que $N_{k,z}$, considerando os valores absolutos. Portanto, a diferença percebida no diagrama da Figura 6.26 se reduz significativamente quando os esforços são combinados.

Tabela 6.21 - Comparação entre os esforços máximos característicos da PV15.

Comparação dos esforços máximos da PV15				
Esforço	nível	MEF	MPT	%
$M_{k,x}$	0,00	75,47	88,90	17,80
$V_{k,y}$	5,60	9,12	9,28	1,75
$N_{k,z}$	0,80	13,79	8,49	-38,43

6.7 Verificação da máxima tensão normal de compressão

O dimensionamento quanto às tensões normais precisa ser verificado em determinada seção transversal da parede, para o pior caso de compressão e também para o eventual pior caso de tração.

Neste item são verificadas as máximas tensões normais de compressão das paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15. Primeiramente os diagramas de momentos fletores e forças normais são obtidos pela combinação C_1 de ações conforme Equação (5.3). Em seguida, o diagrama de tensões normais é traçado para a seção transversal mais crítica das paredes analisadas. Por fim, a máxima tensão de compressão é comparada com a resistência última à compressão calculada pela NBR 16055:2012.

6.7.1 Resultados de cálculo considerando a combinação de ações C_1

A Figura 6.27 apresenta os diagramas de momento fletor de cálculo para as paredes PH13, PH16 e PH34.

Figura 6.27 - Diagrama de $M_{cd,y}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C_1 .

As ações horizontais na direção 180° são mais desfavoráveis em relação à máxima tensão de compressão para as paredes PH13 e PH16, enquanto que para parede PH34 o sentido mais desfavorável é 0° .

A Tabela 6.22 compara, nas paredes PH13, PH16 e PH34, as diferenças obtidas entre os modelos MPT e MEF, dos máximos momentos fletores característicos calculados considerando apenas as ações horizontais, e os máximos momentos fletores de cálculo, considerando a combinação de ações C_1 , mostrando o nível onde eles ocorrem, e a diferença percentual.

Tabela 6.22 - Comparação dos máximos $M_{k,y}$ e $M_{Cd,y}$ nas paredes PH13, PH16 e PH34.

PAREDE	$M_{k,y}$ (tf.m)				$M_{Cd,y}$ (tf.m)			
	nível (m)	MEF	MPT	%	nível (m)	MEF	MPT	%
PH13	0,00	12,78	17,95	40,46	0,00	-15,82	-24,39	54,18
PH16	0,00	21,37	30,60	43,21	0,00	-28,09	-41,19	46,62
PH34	0,00	7,90	12,33	56,21	0,00	11,57	16,98	46,81

Como o Momento Fletor é praticamente influenciado apenas pelas ações horizontais, a ordem de grandeza das diferenças obtidas quando se comparam os valores característicos e os valores de cálculo é praticamente a mesma.

A mesma comparação é feita nas paredes PV08, PV12 e PV15. O diagrama dos momentos fletores de cálculo dessas paredes é apresentado na Figura 6.28, e a mesma comparação feita na Tabela 6.22 é feita na Tabela 6.23.

Os resultados da Tabela 6.23 são semelhantes aos obtidos na Tabela 6.22, ou seja, as diferenças entre os dois modelos quando comparados os momentos característicos se mantêm quando comparados os momentos de cálculo.

Tabela 6.23 - Comparação dos máximos $M_{k,x}$ e $M_{Cd,x}$ nas paredes PV08, PV12 e PV15.

PAREDE	$M_{k,x}$ (tf.m)				$M_{Cd,x}$ (tf.m)			
	nível (m)	MEF	MPT	%	nível (m)	MEF	MPT	%
PV08	0,00	6,77	8,44	24,64	0,00	-7,99	-11,63	45,65
PV12	0,00	4,90	5,77	17,73	0,00	-6,61	-7,94	19,98
PV15	0,00	75,47	88,90	17,80	0,00	-105,01	-124,53	18,59

Figura 6.28 - Diagrama de $M_{Cd,x}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C₁.

Figura 6.29 - Diagrama de $N_{Cd,z}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C₁.

Figura 6.30 - Diagrama de $N_{Cd,z}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C_1 .

Os diagramas das forças normais de cálculo das paredes PH13, PH16 e PH34 são apresentados na Figura 6.29, e os das paredes PV08, PV12 e PV15 na Figura 6.30. Todos eles apresentam curvas quase coincidentes, significando que as diferenças entre os dois modelos são pequenas. A Tabela 6.24 compara as diferenças obtidas entre os modelos MPT e MEF, das máximas forças normais características calculadas considerando apenas as ações horizontais, e das máximas forças normais de cálculo, considerando a combinação de ações C_1 , mostrando o nível onde elas ocorrem, e a diferença percentual.

Os resultados da Tabela 6.24 evidenciam que quando as forças normais oriundas das ações horizontais são combinadas com as forças normais provenientes das cargas verticais, as diferenças entre os modelos MPT e MEF se reduzem significativamente gerando resultados muito próximos. Isso porque, como visto nos diagramas das Figuras 6B-1 e 6B-2 (Anexo B), as diferenças entre os modelos são muito pequenas quando comparadas as forças normais obtidas apenas por cargas verticais. Além disso, elas são muito maiores em relação às forças normais obtidas apenas pelas ações horizontais. Vale lembrar que a relação da altura do edifício exemplo, pelo menor comprimento em planta é de 2,625 (42 m/16 m), mostrando

que o edifício possui pequena esbelteza, conforme classificação de Fonte et al (2005).

Tabela 6.24 - Comparação dos máximos $N_{k,z}$ e $N_{Cd,z}$ nas paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15.

PAREDE	$N_{k,z}$ (tf)				$N_{Cd,z}$ (tf)			
	nível (m)	MEF	MPT	%	nível (m)	MEF	MPT	%
PH13	10,80	5,05	4,36	-13,68	0,00	-106,54	-108,12	1,48
PH16	0,80	4,76	4,49	-5,74	0,00	-139,64	-140,94	0,93
PH34	13,60	1,23	2,01	63,05	0,00	-84,21	-82,13	-2,47
PV08	5,20	6,74	6,79	0,72	0,00	-101,66	-102,29	0,62
PV12	5,60	5,74	4,97	-13,43	0,00	-86,21	-87,05	0,97
PV15	0,80	13,79	8,49	-38,43	0,00	-239,30	-223,09	-6,78

Com os momentos fletores e forças normais de cálculo apresentados, o diagrama de tensões normais da seção transversal, ao nível da fundação, a qual é a crítica em todas as paredes, é traçado conforme Figuras 6.31 a 6.34.

Figura 6.31 - Diagrama de σ_{Cd} das paredes PH13 e PH16.

Figura 6.32 - Diagrama de σ_{Cd} das paredes PH34 e PV08.

Figura 6.33 - Diagrama de σ_{Cd} da parede PV12.

Figura 6.34 - Diagrama de σ_{Cd} da parede PV15.

6.7.2 Discussões sobre os resultados

Ratifica-se a qualidade do MPT pela proximidade ao MEF verificada nos diagramas de tensões normais traçados. As máximas tensões de compressão, comparadas na Tabela 6.25 reforçam esse fato. A maior diferença ocorre na parede PV15, onde a tensão máxima de compressão obtida pelo MPT é 19,78% menor que a obtida pelo MEF. Essa comparação é feita no ponto onde a seção transversal da parede está mais comprimida. Ao se comparar a distribuição das tensões normais ao longo de toda seção da parede PV15, essa diferença cai e chega próximo a zero em vários pontos, como mostra o diagrama da Figura 6.34. A máxima tensão de compressão nas outras paredes tem resultados muito próximos entre os dois

modelos, sendo 6,42% a maior diferença (depois da obtida na parede PV15) e 0,13% a menor.

Verifica-se ainda na Tabela 6.25 que a condição ao dimensionamento quanto à máxima tensão de compressão é satisfeita em todas as paredes, nos dois modelos utilizados, já que os valores das tensões máximas são menores que a tensão última à compressão calculada pela NBR 16055:2012 (tensão última à compressão é obtida dividindo-se a resistência última à compressão pela espessura da parede).

Tabela 6.25 - Verificação ao dimensionamento quanto à tensão normal de compressão.

	σCd,máx (tf/m²) - C1				σd,resist (tf/m²)	STATUS
PAREDES	nível (m)	MEF	MPT	%	NBR 16055:2012	
PH13	0,00	-376,49	-400,68	6,42	-595,24	OK
PH16	0,00	-431,59	-422,34	-2,14	-595,24	OK
PH34	0,00	-353,19	-352,73	-0,13	-595,24	OK
PV08	0,00	-376,28	-378,64	0,63	-595,24	OK
PV12	0,00	-392,86	-371,14	-5,53	-595,24	OK
PV15	0,00	-471,62	-378,31	-19,78	-595,24	OK

Outra conclusão importante é sobre a distribuição das cargas atuantes nas paredes em suas estruturas de apoio. Multiplicando-se os valores de tensões normais ao longo do comprimento da parede pela sua espessura obtém-se o carregamento distribuído por metro na base da parede. Como os diagramas de tensões normais dos dois modelos são muito próximos, o carregamento a ser aplicado nas estruturas de apoio tem mesmo aspecto da distribuição de tensões normais ao longo da parede e, portanto, também se verifica uma proximidade muito boa.

Sendo assim, as diferenças consideráveis quando comparados os momentos fletores obtidos pelo MPT e MEF não causam problemas nem quando a parede é dimensionada, nem quando se pretende distribuir as ações normais das paredes nas estruturas de apoio, pois, para esses dois procedimentos, utilizam-se as tensões normais, as quais têm uma proximidade muito grande entre os dois modelos.

6.8 Verificação da eventual máxima tensão normal de tração

Investiga-se a máxima tensão de tração nas paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15, obtendo-se os momentos fletores e forças normais de cálculo, considerando a combinação de ações C_2 , descrita na Equação (5.4).

6.8.1 Resultados de cálculo considerando a combinação de ações C_2

As Figuras 6.35 a 6.38 apresentam os diagramas dos esforços citados.

Quando se aplica a Equação (5.6), a fim de calcular a eventual máxima tensão de tração em determinada seção transversal da parede, observa-se que a parcela correspondente da tensão normal obtida pela força normal é sempre maior (em valor absoluto) que a parcela correspondente de tensão normal obtida pelo momento fletor. Como a força normal é sempre de compressão, ao longo da altura da parede, constata-se que não há tensão normal de tração nas paredes analisadas.

Figura 6.35 - Diagrama de $M_{Td,y}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C_2 .

Figura 6.36 - Diagrama de $M_{Td,x}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C_2 .

Figura 6.37 - Diagrama de $N_{Td,z}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C_2 .

Figura 6.38 - Diagrama de $N_{Td,z}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C₂.

Entre as paredes analisadas, o diagrama de tensões normais da parede PV15 é o que mais se aproxima da condição de tração quando a análise é feita ao nível da fundação, como mostra a Figura 6.39. Na mesma Figura, pode-se perceber novamente a proximidade dos valores obtidos pelos dois modelos.

Figura 6.39 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV15.

A Figura 6.40 mostra o diagrama de tensões normais da parede PV15, obtido pelo MEF, ao longo de toda altura da parede e nos dois primeiros pavimentos. Considerou-se a combinação de ações C_2 e as ações horizontais aplicadas no sentido 90° (por ser mais desfavorável quanto às possíveis tensões normais de tração desta parede).

Figura 6.40 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV15 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;

Na Figura 6.40, as tensões positivas (cor azul) são de tração. Como citado no início deste item, não há tensões normais de tração ao longo de toda a altura da parede.

Os diagramas equivalentes aos apresentados para a parede PV15, nas Figuras 6.39 e 6.40, são apresentados para as outras paredes analisadas nas Figuras 6C-1 a 6C-8 do Anexo C.

Conclui-se, portanto, que nas paredes analisadas não são necessárias armaduras para resistir às forças de tração causadas por tensões normais de tração. Desta maneira, a parede deve ser armada com as armaduras mínimas determinadas pela NBR 16055.

6.9 Verificação ao cisalhamento

6.9.1 Verificação da força cortante nas almas das paredes de contraventamento

Os diagramas de força cortante de cálculo, das paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15, considerando a combinação de ações C_2 , são apresentados nas Figuras 6.41 e 6.42. Para as paredes horizontais, as ações horizontais foram consideradas no sentido 0° ; e para as verticais, no sentido 90° .

Figura 6.41 - Diagrama de $V_{d,x}$ das PH13, PH16 e PH34 conforme combinação C_2 .

Figura 6.42 - Diagrama de $V_{d,y}$ das PV08, PV12 e PV15 conforme combinação C₂.

A Tabela 6.26 verifica a máxima força cortante de cálculo, obtida na alma da parede da seção transversal mais crítica, com a força cortante resistente de cálculo, conforme NBR 16055:2012 (Equação 3.15). Para todos os casos, o dimensionamento é satisfeito.

Relembra-se que a tensão média de cálculo no concreto comprimido (σ_{cmd}) foi calculada dividindo-se a força normal na parede, oriunda apenas das cargas permanentes verticais, no nível considerado, por sua seção transversal.

Tabela 6.26 - Verificação ao dimensionamento quanto à força cortante na alma das paredes de contraventamento.

PAREDES	nível (m)	V _{d,máx} (tf)			σ _{md} (Mpa)		f _{vd} (tf)		STATUS	
		MEF	MPT	%	MEF	MPT	MEF	MPT	MEF	MPT
PH13	0,00	4,87	5,30	8,78	2,54	2,57	19,28	19,33	OK	OK
PH16	2,80	7,10	7,59	6,93	2,46	2,50	23,93	24,02	OK	OK
PH34	1,20	-4,88	-4,25	-13,02	2,28	2,36	16,47	16,59	OK	OK
PV08	0,00	2,91	2,81	-3,39	2,59	2,58	16,95	16,93	OK	OK
PV12	0,00	1,72	1,72	0,05	2,56	2,60	14,48	14,54	OK	OK
PV15	5,60	13,09	13,24	1,20	2,11	2,04	41,66	41,40	OK	OK

Além disso, a Tabela 6.26 compara as máximas forças cortantes de cálculo obtidas entre os modelos MEF e MPT. Novamente os resultados são próximos com diferenças abaixo de 15%.

Pela proximidade dos resultados obtidos pelo MEF, conclui-se que o MPT é um modelo confiável para o dimensionamento das almas das paredes de contraventamento quanto à força cortante (Figuras 6.41 e 6.42 e Tabela 6.26).

6.9.2 Verificação da força cortante na interface vertical do encontro de paredes

Para que haja a interação entre paredes, é necessário que a interface vertical do encontro de paredes seja capaz de resistir às tensões de cisalhamento oriundas da transferência de forças nesta região. Essas forças podem ser ocasionadas tanto por ações horizontais quanto por cargas verticais. Segundo Oliveira (2000), no caso das ações horizontais, a interação é atribuída à colaboração dos flanges provenientes das paredes que apresentam intersecções, os quais aumentam a inércia dos painéis de contraventamento. No caso das cargas verticais, a interação entre paredes tende a uniformizar as tensões normais ao longo da altura do edifício.

A verificação é feita comparando-se a tensão de cisalhamento média solicitante de cálculo $\tau_{d,med}$ com a tensão de cisalhamento resistente de cálculo $\tau_{d,resist}$, conforme Equações (6.6) e (6.7).

$$\tau_{d,med} = \frac{V_{d,int}}{A_{int}} \quad (6.6)$$

$$\tau_{d,resist} = \frac{f_{vd,int}}{A_{int}} \quad (6.7)$$

onde:

$V_{d,int}$: força cortante solicitante de cálculo na interface;

A_{int} : área da interface vertical;

$f_{vd,int}$: força cortante resistente de cálculo na interface;

A força cortante resistente de cálculo na interface ($f_{vd,int}$) difere da força cortante resistente de cálculo (f_{vd}) apenas por não considerar a tensão média de cálculo no concreto comprimido (σ_{cmd}), simplesmente por não haver cargas permanentes que comprimem a parede na direção horizontal (direção da alma).

A Figura 6.43 exemplifica como se obteve a força cortante pelo MPT na interface PH13-PV04.

Figura 6.43 - $V_{d,int}$ na interface PH13-PV04, considerando combinação de ações C_1 e sentido das ações horizontais 180° , obtida pelo MPT.

No MEF, para se obter a força cortante na interface desejada, é preciso integrar as tensões de cisalhamento ao longo da interface vertical. A Figura 6.44 apresenta o procedimento adotado para integrar as tensões de cisalhamento da interface da parede PH13 com a parede PV04, onde os elementos da parede PH13 e os nós da interface foram selecionados.

Figura 6.44 - Procedimento para obter a força cortante de cálculo na interface PH13-PV04, pelo MEF.

A condição necessária para que haja interação entre as paredes $\tau_{d,med} \leq \tau_{d,resist}$ é verificada na Tabela 6.27. As principais interfaces são verificadas, todas ao nível do 1º pavimento, ou seja, ao nível 2,80 m. A representação da interface indica primeiramente a parede em que se considera a força cortante vertical na interface, ou seja, a força cortante no encontro com a parede em que se quer interagir, e em seguida a parede de encontro. A segunda coluna desta tabela indica qual combinação de ações e qual sentido das ações horizontais foram consideradas.

Tabela 6.27 - Verificação da tensão de cisalhamento em algumas interfaces verticais.

INTERFACE	Combinação de ações	Vd,int (tf)			Td,med (tf/m²)		Td,resist (tf/m²)	STATUS
		MEF	MPT	%	MEF	MPT		
PH13-PV04	C ₁ - 180°	4,41	4,25	-3,55	13,12	12,66	38,47	OK
PH31-PV10	C ₁ - 180°	3,99	4,22	5,80	11,88	12,57		OK
PV10-PH31	C ₁ - 90°	3,22	3,08	-4,41	9,58	9,16		OK
PH15-PV16	C ₁ - 0°	6,45	8,75	35,71	19,19	26,04		OK
PV09-PH02	C ₁ - 270°	2,74	1,99	-27,38	8,15	5,92		OK
PH34-PV15	C ₁ - 0°	4,32	4,87	12,78	12,85	14,49		OK
PV17-PH34	C ₁ - 90°	3,03	3,33	10,02	9,00	9,91		OK

Apesar de haver diferenças razoáveis entre os modelos MPT e MEF, a ordem de grandeza das tensões de cisalhamento obtida é a mesma. Verifica-se que a condição $\tau_{d,med} \leq \tau_{d,resist}$ é satisfeita em todos os casos, garantindo desta maneira que o comportamento conjunto das paredes é possível.

Observa-se que o modelo MPT é muito simplificado em relação ao MEF, representando a interface entre as paredes através de apenas um nó ao nível do pavimento. Mesmo assim, as diferenças em relação ao MEF não são muito altas, e a verificação ao dimensionamento, no caso estudado, foi feita com relativa folga.

6.10 Verificação quanto ao Estado Limite de Serviço de deformações excessivas globais

Verifica-se o Estado Limite de Serviço das deformações excessivas globais, de maneira simplificada, comparando as translações horizontais ao longo da altura do edifício, com a translação limite dada pela NBR 6118:2007. Segundo essa norma, deslocamentos limites são valores práticos para a verificação em serviço do estado limite de deformações excessivas da estrutura.

Conforme item 17.3.2 da NBR 6118:2007, no Estado Limite de deformação deve-se considerar a rigidez efetiva da seção do elemento, considerando as fissuras e as deformações diferidas no tempo. Nesta mesma norma, em seu item 15.7.3, permite-se considerar a não-linearidade física do concreto armado, de maneira simplificada, multiplicando-se o módulo de elasticidade do elemento estrutural analisado por um redutor. No caso de pilares, esse coeficiente redutor vale 0,8. Por essas razões, a análise das deformações excessivas globais no edifício exemplo é feita multiplicando-se a rigidez das paredes por 0,8.

As Figuras 6.45 e 6.46 comparam as translações horizontais na direção X (δ_x) e Y (δ_y), respectivamente, ao longo da altura do edifício exemplo, em função apenas das ações horizontais (ações do vento mais as forças devido ao desaprumo).

Figura 6.45 - Translações horizontais na direção X - (EE).

Figura 6.46 - Translações horizontais na direção Y - (EE).

Tabela 6.28 - Verificação das translações horizontais - (EE).

nível (m)	δx (mm)			δy (mm)			δ_{lim} (mm)	STATUS
	MEF	MPT	%	MEF	MPT	%		
42,00	4,34	6,66	53,42	3,42	4,36	27,34	24,71	OK

Conforme Tabela 6.28, apesar de haver uma diferença razoável entre as translações horizontais obtidas pelos MEF e MPT, no topo do edifício (principalmente na direção X, que é de 53,42%), os valores são muito menores em relação à translação horizontal limite (δ_{lim}), definida na Tabela 13.2 da NBR 6118:2007 a qual vale $H/1700$, onde H é a altura total do edifício e, portanto, $\delta_{lim} = 24,71$ mm.

As Figuras 6.47 e 6.48 mostram as translações horizontais, na direção X ($\delta_{CF,x}$) e na direção Y ($\delta_{CF,y}$), respectivamente, considerando-se a combinação de serviço, classificada como frequente, a qual é definida na Equação (6.8):

$$F_{d,ser} = \sum F_{gk} + \psi_1 \cdot F_{q1k} + \sum \psi_2 \cdot F_{qk} \quad (6.8)$$

onde:

$F_{d,ser}$: valor de cálculo das ações para a combinação de serviço;

F_{gk} : ações permanentes diretas;

F_{q1k} : valor característico da ação variável principal direta; neste caso F_{q1k} corresponde às ações do vento;

F_{qk} : ações variáveis diretas; neste caso se considera apenas as forças devido ao desaprumo;

Os coeficientes ψ_1 e ψ_2 são iguais a 0,3 e 0,0, respectivamente, conforme Tabela 11.2 da NBR 6118:2007. Dessa maneira, as forças devido ao desaprumo são desconsideradas na verificação.

Figura 6.47 - Translações horizontais na direção X considerando a combinação frequente de ações - (EE).

Figura 6.48 - Translações horizontais na direção Y considerando a combinação frequente de ações - (EE).

A verificação ao dimensionamento do Estado Limite de deformações excessivas globais, considerando a combinação frequente (CF) de ações, é apresentada na Tabela 6.29. Constata-se que os dois modelos apresentam translações muito inferiores à translação limite definida pela NBR 6118:2007 satisfazendo, portanto, a condição necessária para o dimensionamento.

Tabela 6.29 - Verificação das translações horizontais considerando a CF - (EE).

nível (m)	$\delta_{CF,x}$ (mm)			$\delta_{CF,y}$ (mm)			δ_{lim} (mm)	STATUS
	MEF	MPT	%	MEF	MPT	%		
42,00	1,29	1,99	53,80	0,93	1,25	34,19	24,71	OK

Conclui-se que o MPT é mais flexível que o MEF estando, portanto, a favor da segurança. Os resultados quanto às translações horizontais, obtidos pelos dois modelos, têm a mesma ordem de grandeza e estão muito abaixo da translação limite indicada pela NBR 6118:2007. Desta maneira, o MPT também é apropriado para esse tipo de análise.

6.11 Verificação da estabilidade global

A NBR 16055:2012 permite a verificação da estabilidade global de edifícios construído no sistema Paredes de Concreto, calculando-se o coeficiente γ_z conforme item 15.5.3 da NBR 6118:2007, cuja expressão é definida na Equação (6.9):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (6.9)$$

onde:

$\Delta M_{tot,d}$: é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelas translações horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos na análise de 1ª ordem;

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

A NBR 6118:2007 classifica estrutura de nós fixos, aquelas em que as translações horizontais são pequenas e por isso os efeitos globais de 2ª ordem são desprezíveis. Nas estruturas de nós fixos o acréscimo dos esforços de 1ª ordem, decorrentes do efeito global de 2ª ordem, é menor que 10%. O coeficiente γ_z é uma ferramenta para aferir a estabilidade global de um edifício, e medir aproximadamente qual seria o acréscimo necessário aos esforços de 1ª ordem, provocados pelos efeitos globais de 2ª ordem. Por essas razões a NBR 6118:2007 classifica estruturas de nós fixos aquelas em que $\gamma_z \leq 1,1$.

Por ser o modelo mais flexível utilizou-se o MPT para o cálculo dos coeficientes γ_z nas direções X e Y do edifício exemplo. Considerou-se a não-linearidade física aproximada (igualmente ao item 6.10), para obtenção das translações horizontais ao longo da altura do edifício.

Os resultados de $\gamma_{z,x}$ e $\gamma_{z,y}$ são apresentados respectivamente nas Tabelas 6.30 e 6.31. Em ambos os casos obteve-se $\gamma_z \leq 1,1$, limite a partir do qual os efeitos globais de 2ª ordem devem ser considerados.

Portanto os resultados de γ_z obtidos para o EE, justificam a análise linear realizada no edifício exemplo e a não consideração dos efeitos globais de 2ª ordem.

Tabela 6.30 - Cálculo de $\gamma_{z,x}$.

γ_z na direção X		
$\Delta M_{tot,d} \text{ x (tf)}$	$M_{1,tot,d} \text{ x (tf)}$	$\gamma_{z,x}$
25,91	2186,11	1,012

Tabela 6.31 - Cálculo de $\gamma_{z,y}$.

γ_z na direção Y		
$\Delta M_{tot,d} \text{ y (tf)}$	$M_{1,tot,d} \text{ y (tf)}$	$\gamma_{z,y}$
17,23	2492,10	1,007

7 CONCLUSÕES

A comparação entre os resultados obtidos pelos modelos de cálculo estudados foi realizada com o objetivo de avaliá-los qualitativamente quando aplicados ao pré-dimensionamento e dimensionamento de paredes de concreto armado, de um edifício construído no sistema Paredes de Concreto.

Todas as comparações de resultados foram feitas em relação ao Modelo em Elementos Finitos, considerado como o mais próximo do comportamento real por discretizar as paredes com elementos de casca.

Primeiramente, analisou-se a distribuição de cargas verticais entre as paredes de concreto dos edifícios estudados. A força normal concentrada ao nível da fundação foi obtida por modelos de cálculo e comparada. Constatou-se excelente aproximação entre os modelos MPT e MEF e boa aproximação entre os modelos GIP e MEF. O modelo PIS apresentou resultados ruins em relação ao MEF. Portanto, os modelos MPT e GIP são confiáveis e seguros para distribuir cargas verticais nas paredes de concreto de um edifício construído no sistema Paredes de Concreto. Ressalta-se a qualidade de resultados do modelo GIP, por ser simples, rápido e não exigir a discretização da estrutura. Recomenda-se a utilização do MPT e GIP em projeto estrutural para o tipo de edificação estudada, por serem bem mais simples e possibilitarem fácil análise de resultados, em comparação com o MEF.

Na etapa do pré-dimensionamento das espessuras das paredes, a estimativa da máxima tensão normal de compressão (obtida pelos quatro modelos de cálculo), foi comparada com a resistência última à compressão calculada pelas normas AS 3600:2001, AS 3600:2009, ACI 318:2011, EN 1992:2004 e NBR 16055:2012. A estimativa da máxima tensão normal de compressão foi obtida multiplicando-se a tensão normal de compressão, calculada apenas pelas cargas verticais, pelo coeficiente C_{AH} , o qual estima o acréscimo dessa tensão devido às ações horizontais. Esse procedimento se mostrou adequado para o edifício exemplo estudado, visto que na maioria dos casos as estimativas das máximas tensões normais de compressão ficaram muito próximas às reais máximas tensões normais de compressão obtidas. Observa-se que o coeficiente C_{AH} foi formulado em função das geometrias e carregamentos do edifício exemplo, e deve ser validado para outros casos.

Como esperado, o pré-dimensionamento foi bastante influenciado pelo limite da máxima tensão normal de compressão, estabelecido pelas normas citadas. As hipóteses de cálculo da resistência última à compressão são diferentes e, portanto, os resultados também. As normas que apresentam a hipótese de que as paredes de concreto possam ser vinculadas apenas em sua base e topo, como é o caso do ACI 318:2011 e AS 3600:2001, em geral apresentaram resultados menores de resistência última à compressão. Já aquelas que consideram a possível vinculação nas quatro bordas, como é o caso da NBR 16055:2012, EN 1992:2004 e AS 3600:2009, apresentaram, em geral, resultados maiores. Essa conclusão fica evidente ao compararem-se as normas AS 3600:2001 e AS 3600:2009. A última versão do código australiano, apresentou resultados maiores em relação à versão de 2001, justamente pela alteração feita no cálculo da altura efetiva da parede, que agora considera a possibilidade de vinculação em todo contorno. A NBR 16055:2012 se mostrou mais arrojada, porém ao mesmo tempo, coerente com as outras que consideram vinculação nas quatro bordas das paredes. Os resultados de resistência última à compressão obtidos pela norma brasileira, em geral foram maiores, porém percebeu-se uma considerável diminuição de resistência quando o índice de esbeltez das paredes ultrapassa o valor 86, limite a partir do qual a influência da instabilidade localizada é bem maior. Essa penalidade de resistência em função do índice de esbeltez também ficou clara nos EN 1992:2004 e AS 3600:2009. Pela grande diferença de resultados obtidos pelas diferentes normas concluiu-se que é importante continuar investigando quais hipóteses são as mais adequadas para o cálculo da resistência última à compressão de paredes de concreto armado, para que seja possível uma avaliação mais aprofundada da expressão apresentada pela NBR 16055:2012.

A distribuição de ações horizontais nas paredes de concreto foi estudada através de seus diagramas de esforços solicitantes característicos, considerando apenas as forças devido ao vento e ao desaprumo. Observaram-se diferenças consideráveis entre os valores obtidos pelos modelos MEF e MPT de momentos fletores e forças normais. O momento fletor ao nível da fundação da PH34 do edifício exemplo diferiu entre os modelos em 56,21%. O mesmo ocorreu com a máxima força normal obtida nesta parede, cuja diferença chegou em 63,05%. Apesar das diferenças verificadas nos resultados desses dois esforços, as curvas dos respectivos diagramas foram próximas e tenderam a um mesmo

comportamento. Os diagramas de forças cortantes apresentaram resultados muito próximos, exceto nas regiões que configuram nós de pórtico, as quais não foram discutidas neste trabalho.

As diferenças percebidas entre o MEF e o MPT quando se obtiveram momentos fletores e forças normais, considerando apenas as ações horizontais, tornaram-se insignificantes quando a verificação ao dimensionamento de tensões normais das paredes foi realizada. Para tanto, foi necessário combinar as ações verticais e horizontais de modo a obter as máximas tensões normais de compressão e as possíveis máximas tensões normais de tração. Quando a composição da força normal de cálculo com o momento fletor de cálculo foi feita, conforme as devidas combinações de ações, os valores de tensão normal obtidos pelos dois modelos ficaram muito próximos. No caso da parede PH34 do edifício exemplo, a diferença entre os dois modelos referente à máxima tensão normal de compressão foi de apenas 0,13%. Os diagramas das tensões normais, traçados nas seções transversais críticas de algumas paredes, também evidenciaram a proximidade entre os modelos. Essa semelhança das tensões foi justificada pela grande proximidade obtida nas forças normais oriundas apenas de cargas verticais. Além disso, as forças normais devidas às cargas verticais foram muito maiores que os outros esforços obtidos pelas ações horizontais. Ressalta-se que os edifícios estudados neste trabalho, não possuem alta esbeltez. A máxima tensão normal de compressão foi sempre menor que a resistência última à compressão calculada pela NBR 16055:2012, considerando as paredes com 12 cm de espessura, o que satisfaz, portanto, a condição mínima para o dimensionamento. Nas paredes estudadas, não se observou tensão normal de tração. Assim, nos resultados de interesse para o dimensionamento das paredes, as diferenças obtidas entre os modelos MEF e MPT foram muito pequenas, o que mostrou a qualidade e a confiabilidade do modelo MPT.

A verificação das tensões tangenciais nas almas das paredes de contraventamento foi realizada comparando-se a maior força cortante de cálculo, obtida pelos dois modelos numéricos, com a força cortante resistente de cálculo obtida pela NBR 16055:2012. Os resultados das forças cortantes de cálculo obtidos pelos modelos MEF e MPT foram próximos, com diferenças sempre abaixo de 15%. Foram, também, sempre menores que a força cortante resistente de cálculo, satisfazendo a condição para o dimensionamento.

A tensão de cisalhamento na interface vertical nos principais encontros de paredes foi verificada, a fim de validar a interação entre paredes. Para tanto, foi obtida a tensão média de cisalhamento na interface vertical e comparada à tensão de cisalhamento resistente de cálculo. Os resultados obtidos pelos dois modelos numéricos apresentaram considerável diferença em alguns casos. Observou-se que o modelo MPT é muito simplificado em relação ao MEF, representando a interface entre as paredes através de apenas um nó ao nível do pavimento. Mesmo assim, os resultados obtidos pelos dois modelos tiveram mesma ordem de grandeza e estiveram sempre abaixo da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, com certa folga. Observa-se que a NBR 16055:2012 exige que as paredes de concreto sejam monolíticas e para tanto é necessário armadura de ligação entre elas. Isso faz com que a resistência ao cisalhamento na interface seja maior ainda (contribuição da armadura).

Concluiu-se, portanto, que o MPT pode ser usado para o dimensionamento das tensões tangenciais, tanto na alma, quanto na interface vertical, de paredes de concreto armado de um edifício.

O Estado Limite de Serviço das deformações excessivas globais, referentes à movimentação lateral do edifício, foi verificado comparando-se as translações horizontais ao longo da altura do edifício estudado, com a translação horizontal limite definida pela NBR 6118:2007. Em ambos os modelos constatou-se uma grande rigidez global do edifício, já que as translações horizontais obtidas ficaram muito abaixo do valor limite. O MPT se mostrou mais flexível em relação ao MEF, estando, portanto, a favor da segurança para este tipo de análise.

Por fim, verificou-se a estabilidade global do edifício exemplo por meio do coeficiente γ_z , calculado apenas com o emprego do MPT (modelo mais flexível). Nas duas direções analisadas, o coeficiente ficou bem abaixo do limite a partir do qual as considerações dos efeitos globais de 2ª ordem e, portanto, a análise não linear, são necessárias.

Portanto, conclui-se que o Modelo Pórtico Tridimensional pode ser usado na análise estrutural de edifícios construídos no sistema Paredes de Concreto. O MPT se mostrou um modelo confiável pela proximidade de resultados quando comparado com o MEF. A análise de resultados via MEF é complexa, tornando-o muitas vezes uma ferramenta não utilizada no cotidiano de um escritório de cálculo. Recomenda-

se a utilização do MEF para análises locais e que requerem maiores detalhes. Juntamente ao MPT, a utilização do Grupo Isolado de Paredes no desenvolvimento do projeto estrutural de um edifício de Paredes de Concreto, é altamente recomendada quando o objetivo é distribuir cargas verticais.

7.1 Sugestões para trabalhos futuros

Os efeitos de torção não foram considerados ou foram desprezados por serem muito pequenos, nos dois edifícios estudados. Sugere-se o estudo de edifício de Paredes de Concreto, contendo geometria em planta não simétrica e submetida a ações horizontais excêntricas a fim de se investigar o efeito do momento torçor nas paredes de concreto.

Como os modelos numéricos deste trabalho não consideraram a interação solo-estrutura, sugere-se a inclusão deste efeito na avaliação dos esforços solicitantes de cálculo e das translações horizontais ao longo da altura do edifício, em função dessa alteração nas condições de contorno dos modelos.

Outro estudo de interesse é a consideração da hipótese de não linearidade física e geométrica nos modelos numéricos de edifício de Paredes de Concreto mais altos, com o objetivo de verificar os efeitos de 2ª ordem globais.

Sugere-se uma avaliação mais aprofundada da expressão de resistência última à compressão dada pela NBR 16055:2012. Para tanto, sugere-se uma comparação teórica entre os procedimentos da NBR 6118:2007 para a análise de pilares-parede, com as premissas de dimensionamento de paredes de concreto definidas na NBR 16055:2012. Estudos comparativos de resultados entre modelos numéricos e experimentais também seriam de grande utilidade.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND (2013). **Colaborativo Portal**. Disponível em: <http://www.abcp.org.br/colaborativo-portal/download.php>. Acesso em maio de 2013.
- ALVES, C. O.; PEIXOTO, E. J. S. (2011). **Estudo comparativo de custo entre alvenaria estrutural e paredes de concreto armado moldadas no local com formas de alumínio**. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Centro de Ciências Exatas e Tecnologia, Universidade da Amazônia, Belém, 2011.
- AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318: Building Code Requirements for Reinforced concrete**. Farmington Hills, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2007.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos**. Rio de Janeiro, 2003.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15961-1: Alvenaria estrutural - Blocos de concreto Parte 1: Projeto**. Rio de Janeiro, 2011.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16055: Parede de concreto moldada no local para a construção de edificações – Requisitos e procedimentos**. Rio de Janeiro, 2012.
- BARRIGA, D. E. J. (2009). **Análisis comparativo entre sistema aporticado y sistema de paredes portantes de hormigón**. Proyecto previo a la obtención del título de ingeniero civil - Facultad de Ingeniería Civil y Ambiental, Escuela Politécnica Nacional, Quito (2009).
- BLESSMANN, J. (1989). **Efeitos do vento em edificações**. 2.ed. Porto Alegre, Editora da UFRGS. (Série Engenharia Estrutural, 7).
- CAPUZZO NETO, V. (2000). **Estudo teórico e experimental da interação de paredes de alvenaria estrutural submetidas a ações verticais**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.
- COMUNIDADE DA CONSTRUÇÃO (2013). **Sistemas Construtivos; Paredes de Concreto**. Disponível em: <http://www.comunidade-da-construcao.com.br/sistemas-construtivos/2/parede-de-concreto/>. Acesso em maio de 2013.

CORELHANO, A. G. B. (2010). **Análise não linear geométrica e física de núcleos rígidos de edifícios altos em concreto armado**. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

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

CORRÊA, M. R. S. (2003). **Fluxo de forças em edifícios de alvenaria estrutural**. 156f. Texto apresentado para o concurso de Professor Livre Docente do departamento de Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 2003.

CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A. (2003). **Projeto de edifícios de alvenaria estrutural**. São Paulo: Pini, 2003.

COMPUTERS & STRUCTURES INC. (2011). **CSI Analysis reference manual for SAP2000**. Berkeley, California, USA, 2011.

DOH, J. H. (2002). **Experimental and theoretical studies of normal and high strength concrete wall panels**. Thesis (Doctor of Philosophy), Griffith University.

FONTE, A. O. C.; FONTE, F. L. F.; CASTILLO, A. A. H., PEDROSA, A. V. A. C. (2005). **Características e parâmetros estruturais de edifícios de múltiplos andares em concreto armado, construídos na cidade de Recife**. 47º Congresso Brasileiro do Concreto. Recife, IBRACON, 2005.

FRAGOMENI, S. (1995). **Design of normal and high strength reinforced concrete walls**. Ph.D. Thesis, University of Melbourne, Melbourne, Australia, 1995.

FRAGOMENI, S.; MENDIS, P. A.; GRAYSON, W. R. (1994). **Review of Reinforced Concrete Wall Design Formulas**. American Concrete Institute Structural Journal, v. 91, No 5, p. 521-528, October 1994.

FRAGOMENI, S.; DOH, J. H. (2010). **Evaluation of the Simplified Concrete Wall Design Equation in AS3600-2009**. Australian Journal of Structural Engineering, v. 10, No 3, p. 253-261, Australia, 2010.

GETHAL (2013). **Histórico**. Disponível em: http://gethal.com.br/2013/?page_id=21. Acesso em maio de 2013.

HENDRY, A.W. (1981). **Structural Brickwork**. London, MacMillan Press Ltd, 1981.

INSTITUTO BRASILEIRO DE TELAS SOLDADAS (2013). **Rodobens investe no sistema construtivo Paredes de Concreto**. Disponível em: <http://www.ibts.org.br/noticias01.asp>. Acesso em maio de 2013.

EUROPEAN STANDARD. **EN1992:2004 - Eurocode 2: Design of Concrete Structures-part 1-1: General Rules and Rules for Buildings**. London, 2004.

KALITA, U.C.; HENDRY, A.W. (1970). **An investigation of the stresses and deflections in model cross-wall structure subjected to lateral load and torsion.**The British Ceramic Research Association.The British Ceramic Research Association.Technical note.No. 161.

KESKIN, O. (1974). **Torsional effects in masonry structures under lateral loading.**Ph.D., Thesis, Edinburgh, University of Edinburgh.

NACIMBA, D. G. G. (2009). **Comparación económica entre metodologías de vivienda unifamiliar de tipo tradicional de hormigón armado (columnas, vigas y losasalivianadas) Vs. paredes portantes de hormigón (paredes de hormigón armado y losasmacizas), enelestudio de laurbanizaciónOrión.**Proyectoprevio a laobtención del título de tecnólogo en administración de proyectos de construcción - Escuela de Formación de Tecnólogos, Escuela Politécnica Nacional, Quito (2009).

NASCIMENTO NETO, J. A. (1999). **Investigação das solicitações de cisalhamento em edifícios de alvenaria estrutural submetidos a ações horizontais.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos Universidade de São Paulo, São Carlos, 1999.

NASCIMENTO NETO, J.A.; CORRÊA, M.R.S. (2002). **Análise tridimensional de edifícios em alvenaria estrutural submetidos à ação do vento.** Cadernos de Engenharia de São Carlos, n.19, p. 81-100, São Carlos, 2002.

NUNES, V.Q.G. (2011). **Análise estrutural de edifícios de paredes de concreto armado.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

OLIVEIRA, L. M. F. (2009). **Cisalhamento nas interfaces verticais de paredes de edifícios de alvenaria estrutural.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2009.

PEREIRA, A. C. O. (2000). **Estudo da influência da modelagem estrutural do núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos.** Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

SACH, H.M.; ROSSIGNOLO, J.A.; BUENO,C. (2011). **Vedações verticais em concreto moldadas in loco: avaliação do conforto térmico de habitações térreas no Estado de São Paulo.**Revista Ibracon de Estruturas e Materiais, v.4, p.31-48, São Paulo, 2011.

SAHEB, S. M.; DESAYI, P. (1989). **Ultimate Strength of R.C. Wall Panels in One-way In-Plane Action.** Journal of Structural Engineering, ASCE, v. 115, No 10, p. 2617-2630, October 1989.

SERRA, J. L. F. A. (1994). **Contribuição ao estudo de núcleos resistentes de concreto armado.**Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1994.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S. (2000). **Modelos de bielas e tirantes aplicados a estruturas de concreto armado**. São Carlos: EESC-USP.

SOUZA, R. A. (2004). **Concreto estrutural: análise e dimensionamento de elementos com descontinuidades**. Tese (Doutorado) - Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2004.

STANDARDS AUSTRALIA (2001). **AS 3600: Concrete Structures**. North Sydney, NSW, Australia, 2001.

STANDARDS AUSTRALIA (2009). **AS 3600: Concrete Structures**. North Sydney, NSW, Australia, 2009.

TIMOSHENKO S. P. (1966). **Resistência dos materiais**. Vol. 2. Ed. LTC, Rio de Janeiro, 1966.

UNIVERSIDAD NACIONAL DE COLUMBIA (2013). **Archivo particular**. Disponível em: <http://www.virtual.unal.edu.co/cursos/sedes/manizales/4020001/Clases/capitulo%205/05.htm>. Acesso em maio de 2013.

YAGUI, T. (1971). **Estruturas constituídas de paredes delgadas com diafragmas transversais**. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1971.

ANEXOS

ANEXO A

A) Tabelas do item 6.5.6

Tabela 6A-1 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 12 pavimentos.

C _{AH} - 12 PAVs.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	Nk,vert (tf)	nd,vert (tf/m)	Ncd (tf)	McD (tf.m)	OCd (tf/m ²)	ηCd (tf/m)	ηCd / nd,vert	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,004267	14,35	25,11	22,23	0,71	344,57	34,46	1,37	1,20	-12,3
PH02	1,2	0,0144	22,09	25,78	28,72	1,87	317,38	31,74	1,23	1,22	-1,0
PH03	0,4	0,000533	7,46	26,11	11,04	0,10	312,52	31,25	1,20	1,19	-0,7
PH07	0,4	0,000533	7,51	26,28	11,13	0,12	322,52	32,25	1,23	1,19	-3,1
PH11	0,8	0,004267	14,77	25,85	20,64	0,54	308,77	30,88	1,19	1,20	0,7
PH13	3,2	0,273067	59,07	25,84	76,71	17,29	341,00	34,10	1,32	1,29	-1,9
PH15	4,0	0,533333	59,72	20,90	78,43	26,22	294,43	29,44	1,41	1,32	-6,0
PH16	4,0	0,533333	75,48	26,42	101,35	28,75	361,19	36,12	1,37	1,32	-3,1
PH18	0,4	0,000533	6,05	21,18	10,10	0,10	289,85	28,99	1,37	1,19	-13,2
PH19	0,8	0,004267	13,56	23,73	17,68	0,50	267,72	26,77	1,13	1,20	6,7
PH21	0,8	0,004267	15,31	26,78	21,83	0,48	317,58	31,76	1,19	1,20	1,5
PH22	1,2	0,0144	23,95	27,94	30,61	1,33	310,38	31,04	1,11	1,22	9,7
PH23	0,8	0,004267	17,09	29,91	22,91	0,47	330,37	33,04	1,10	1,20	9,0
PH28	1,2	0,0144	19,21	22,41	26,61	1,57	286,95	28,69	1,28	1,22	-4,8
PH30	1,6	0,034133	25,35	22,18	37,08	3,20	306,65	30,66	1,38	1,23	-10,8
PH34	2,8	0,182933	44,22	22,11	58,69	12,12	302,37	30,24	1,37	1,28	-6,5
PH40	2,8	0,182933	45,92	22,96	62,63	11,49	311,62	31,16	1,36	1,28	-5,8
PV01	4,0	0,533333	72,20	25,27	105,86	18,14	332,68	33,27	1,32	1,32	0,6
PV02	0,8	0,004267	14,70	25,72	21,53	0,48	314,22	31,42	1,22	1,20	-1,5
PV05	0,4	0,000533	7,58	26,54	10,91	0,09	306,49	30,65	1,15	1,19	2,9
PV06	0,8	0,004267	15,32	26,80	19,84	0,60	304,17	30,42	1,13	1,20	6,1
PV08	2,8	0,182933	51,87	25,93	72,09	8,33	321,23	32,12	1,24	1,28	3,3
PV10	2,4	0,1152	46,79	27,30	61,87	5,71	317,23	31,72	1,16	1,26	8,7
PV12	2,4	0,1152	45,22	26,38	61,62	5,71	316,23	31,62	1,20	1,26	5,4
PV14	1,6	0,034133	34,30	30,01	43,78	1,95	319,23	31,92	1,06	1,23	16,0
PV15	7,2	3,1104	114,77	22,32	158,13	86,02	319,18	31,92	1,43	1,44	1,0
PV17	2,0	0,066667	31,76	22,23	48,18	3,71	296,55	29,66	1,33	1,25	-6,4
PV18	0,4	0,000533	6,38	22,34	8,73	0,02	227,42	22,74	1,02	1,19	16,7
PV19	7,2	3,1104	119,88	23,31	156,71	85,68	316,82	31,68	1,36	1,44	6,3
PV20	7,2	3,1104	108,47	21,09	146,70	91,51	309,65	30,97	1,47	1,44	-1,6

Tabela 6A-2 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 10 pavimentos.

C _{AH} - 10 PAVs.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	Nk,vert (tf)	nd,vert (tf/m)	Ncd (tf)	McD (tf.m)	OCd (tf/m ²)	ηCd (tf/m)	ηCd / nd,vert	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,004267	11,90	20,83	17,88	0,56	276,02	27,60	1,33	1,18	-11,2
PH02	1,2	0,0144	18,43	21,50	24,01	1,45	260,28	26,03	1,21	1,19	-1,7
PH03	0,4	0,000533	6,24	21,85	9,05	0,08	254,49	25,45	1,16	1,16	-0,1
PH07	0,4	0,000533	6,30	22,06	9,14	0,09	260,70	26,07	1,18	1,16	-1,5
PH11	0,8	0,004267	12,32	21,57	17,07	0,42	252,70	25,27	1,17	1,18	0,4
PH13	3,2	0,273067	49,20	21,53	64,41	13,41	279,89	27,99	1,30	1,26	-3,4
PH15	4,0	0,533333	49,45	17,31	64,97	19,48	235,49	23,55	1,36	1,28	-5,8
PH16	4,0	0,533333	63,09	22,08	84,08	21,32	290,16	29,02	1,31	1,28	-2,4
PH18	0,4	0,000533	5,03	17,60	8,12	0,08	233,95	23,40	1,33	1,16	-12,4
PH19	0,8	0,004267	11,52	20,15	15,00	0,39	223,80	22,38	1,11	1,18	6,0
PH21	0,8	0,004267	12,82	22,44	18,11	0,37	261,20	26,12	1,16	1,18	1,1
PH22	1,2	0,0144	19,96	23,28	25,51	1,02	255,22	25,52	1,10	1,19	8,6
PH23	0,8	0,004267	14,24	24,92	18,99	0,37	271,69	27,17	1,09	1,18	7,9
PH28	1,2	0,0144	15,94	18,60	22,04	1,21	234,05	23,40	1,26	1,19	-5,4
PH30	1,6	0,034133	21,01	18,38	30,19	2,47	246,50	24,65	1,34	1,20	-10,3
PH34	2,8	0,182933	36,61	18,30	48,86	9,18	244,73	24,47	1,34	1,24	-7,1
PH40	2,8	0,182933	38,26	19,13	51,66	8,71	251,14	25,11	1,31	1,24	-5,3
PV01	4,0	0,533333	59,87	20,95	85,87	13,51	265,34	26,53	1,27	1,28	1,2
PV02	0,8	0,004267	12,23	21,41	17,70	0,37	256,24	25,62	1,20	1,18	-1,7
PV05	0,4	0,000533	6,34	22,20	9,01	0,07	250,55	25,05	1,13	1,16	3,1
PV06	0,8	0,004267	12,84	22,46	16,63	0,45	250,34	25,03	1,11	1,18	5,6
PV08	2,8	0,182933	43,24	21,62	58,88	6,33	258,74	25,87	1,20	1,24	3,8
PV10	2,4	0,1152	39,33	22,94	51,83	4,36	261,36	26,14	1,14	1,23	7,9
PV12	2,4	0,1152	37,82	22,06	50,55	4,36	256,03	25,60	1,16	1,23	6,0
PV14	1,6	0,034133	28,58	25,01	36,49	1,50	263,12	26,31	1,05	1,20	14,4
PV15	7,2	3,1104	95,25	18,52	130,47	63,36	254,54	25,45	1,37	1,39	0,9
PV17	2,0	0,066667	26,32	18,42	39,09	2,85	238,18	23,82	1,29	1,22	-5,9
PV18	0,4	0,000533	5,29	18,52	7,16	0,02	184,96	18,50	1,00	1,16	16,5
PV19	7,2	3,1104	100,12	19,47	130,52	62,37	253,46	25,35	1,30	1,39	6,5
PV20	7,2	3,1104	89,88	17,48	121,14	67,66	246,56	24,66	1,41	1,39	-1,7

Tabela 6A-3 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 8 pavimentos.

C _{AH} - 8 PAVs.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	N _{k,vert} (tf)	η _{d,vert} (tf/m)	N _{Cd} (tf)	Mc _d (tf.m)	σ _{Cd} (tf/m ²)	η _{Cd} (tf/m)	η _{Cd} / η _{d,vert}	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,004267	9,45	16,53	13,75	0,42	211,25	21,13	1,28	1,15	-10,3
PH02	1,2	0,0144	14,76	17,22	19,24	1,05	204,10	20,41	1,19	1,16	-2,3
PH03	0,4	0,000533	5,02	17,57	7,11	0,06	198,34	19,83	1,13	1,14	0,6
PH07	0,4	0,000533	5,10	17,83	7,21	0,06	201,40	20,14	1,13	1,14	0,6
PH11	0,8	0,004267	9,87	17,27	13,53	0,31	197,76	19,78	1,15	1,15	0,2
PH13	3,2	0,273067	39,29	17,19	51,88	9,54	218,01	21,80	1,27	1,22	-4,2
PH15	4,0	0,533333	39,29	13,75	51,64	13,52	179,78	17,98	1,31	1,24	-5,3
PH16	4,0	0,533333	50,64	17,72	67,04	14,73	222,83	22,28	1,26	1,24	-1,5
PH18	0,4	0,000533	4,02	14,06	6,25	0,07	181,21	18,12	1,29	1,14	-11,9
PH19	0,8	0,004267	9,49	16,61	12,35	0,29	181,29	18,13	1,09	1,15	5,1
PH21	0,8	0,004267	10,33	18,08	14,40	0,28	205,83	20,58	1,14	1,15	0,7
PH22	1,2	0,0144	15,96	18,63	20,41	0,75	201,16	20,12	1,08	1,16	7,3
PH23	0,8	0,004267	11,39	19,92	15,10	0,27	214,21	21,42	1,08	1,15	6,7
PH28	1,2	0,0144	12,70	14,81	17,50	0,88	182,61	18,26	1,23	1,16	-6,0
PH30	1,6	0,034133	16,69	14,61	23,54	1,80	189,34	18,93	1,30	1,17	-9,8
PH34	2,8	0,182933	29,04	14,52	38,96	6,53	189,10	18,91	1,30	1,20	-7,6
PH40	2,8	0,182933	30,63	15,31	40,91	6,21	193,63	19,36	1,26	1,20	-4,8
PV01	4,0	0,533333	47,52	16,63	66,72	9,37	201,95	20,19	1,21	1,24	2,0
PV02	0,8	0,004267	9,77	17,09	13,90	0,27	199,48	19,95	1,17	1,15	-1,7
PV05	0,4	0,000533	5,10	17,85	7,13	0,05	195,87	19,59	1,10	1,14	3,5
PV06	0,8	0,004267	10,35	18,11	13,40	0,32	197,81	19,78	1,09	1,15	5,0
PV08	2,8	0,182933	34,58	17,29	46,22	4,53	199,73	19,97	1,16	1,20	4,2
PV10	2,4	0,1152	31,83	18,57	41,87	3,14	207,12	20,71	1,12	1,19	6,9
PV12	2,4	0,1152	30,41	17,74	39,94	3,13	199,04	19,90	1,12	1,19	6,3
PV14	1,6	0,034133	22,87	20,01	29,19	1,09	207,94	20,79	1,04	1,17	12,6
PV15	7,2	3,1104	75,86	14,75	103,24	43,53	193,77	19,38	1,31	1,33	1,2
PV17	2,0	0,066667	20,91	14,64	30,34	2,07	182,68	18,27	1,25	1,18	-5,4
PV18	0,4	0,000533	4,20	14,72	5,62	0,01	143,72	14,37	0,98	1,14	16,3
PV19	7,2	3,1104	80,41	15,63	104,62	44,53	196,85	19,68	1,26	1,33	5,6
PV20	7,2	3,1104	71,46	13,90	95,95	46,71	187,34	18,73	1,35	1,33	-1,4

Tabela 6A-4 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 5 pavimentos.

C _{AH} - 5 PAVs.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	N _{k,vert} (tf)	η _{d,vert} (tf/m)	N _{Cd} (tf)	Mc _d (tf.m)	σ _{Cd} (tf/m ²)	η _{Cd} (tf/m)	η _{Cd} / η _{d,vert}	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,0043	5,77	10,09	8,01	0,23	122,04	12,20	1,21	1,10	-9,2
PH02	1,2	0,0144	9,24	10,78	12,04	0,54	122,69	12,27	1,14	1,11	-2,8
PH03	0,4	0,0005	3,18	11,14	4,33	0,03	118,83	11,88	1,07	1,09	2,1
PH07	0,4	0,0005	3,27	11,46	4,45	0,02	118,53	11,85	1,03	1,09	5,3
PH11	0,8	0,0043	6,17	10,80	8,30	0,16	118,55	11,86	1,10	1,10	0,0
PH13	3,2	0,2731	24,40	10,67	32,47	4,71	129,08	12,91	1,21	1,15	-5,2
PH15	4,0	0,5333	24,21	8,47	31,85	6,30	103,23	10,32	1,22	1,16	-4,5
PH16	4,0	0,5333	31,81	11,13	41,77	6,69	129,51	12,95	1,16	1,16	0,0
PH18	0,4	0,0005	2,51	8,80	3,67	0,05	108,64	10,86	1,23	1,09	-11,8
PH19	0,8	0,0043	6,43	11,25	8,34	0,15	118,59	11,86	1,05	1,10	4,2
PH21	0,8	0,0043	6,56	11,48	8,92	0,15	125,63	12,56	1,09	1,10	0,3
PH22	1,2	0,0144	9,98	11,64	12,76	0,39	122,53	12,25	1,05	1,11	5,1
PH23	0,8	0,0043	7,11	12,44	9,33	0,15	130,68	13,07	1,05	1,10	4,5
PH28	1,2	0,0144	7,87	9,18	10,77	0,46	108,83	10,88	1,19	1,11	-6,7
PH30	1,6	0,0341	10,29	9,00	14,08	0,95	110,18	11,02	1,22	1,11	-9,0
PH34	2,8	0,1829	17,79	8,89	24,02	3,20	110,29	11,03	1,24	1,14	-8,2
PH40	2,8	0,1829	19,20	9,60	25,24	3,08	113,75	11,37	1,18	1,14	-3,9
PV01	4,0	0,5333	29,00	10,15	39,51	4,26	114,75	11,47	1,13	1,16	2,9
PV02	0,8	0,0043	6,06	10,60	8,36	0,14	117,98	11,80	1,11	1,10	-1,4
PV05	0,4	0,0005	3,22	11,29	4,37	0,02	117,40	11,74	1,04	1,09	4,7
PV06	0,8	0,0043	6,58	11,52	8,53	0,16	121,39	12,14	1,05	1,10	4,2
PV08	2,8	0,1829	21,58	10,79	28,20	2,24	117,90	11,79	1,09	1,14	4,2
PV10	2,4	0,1152	20,50	11,96	26,90	1,58	128,50	12,85	1,07	1,13	5,2
PV12	2,4	0,1152	19,24	11,22	25,00	1,60	120,82	12,08	1,08	1,13	5,0
PV14	1,6	0,0341	14,31	12,52	18,26	0,56	127,20	12,72	1,02	1,11	9,6
PV15	7,2	3,1104	47,05	9,15	63,29	19,85	110,87	11,09	1,21	1,23	1,4
PV17	2,0	0,0667	12,87	9,01	17,95	1,06	105,68	10,57	1,17	1,12	-4,3
PV18	0,4	0,0005	2,59	9,06	3,40	0,00	85,64	8,56	0,95	1,09	15,2
PV19	7,2	3,1104	50,81	9,88	66,24	20,27	115,46	11,55	1,17	1,23	5,1
PV20	7,2	3,1104	44,15	8,59	58,87	21,65	106,83	10,68	1,24	1,23	-1,2

Tabela 6A-5 - Estudo para a formulação de C_{AH} - Edifício exemplo com 2 pavimentos.

C _{AH} - 2 PAVs.											
PAREDE	L (m)	I (m ⁴)	Nk,vert (tf)	ηd,vert (tf/m)	NCd (tf)	MCd (tf.m)	OCd (tf/m ²)	ηCd (tf/m)	ηCd / ηd,vert	C _{AH}	%
PH01	0,8	0,0043	2,18	3,81	2,90	0,09	44,32	4,43	1,16	1,07	-8,5
PH02	1,2	0,0144	3,71	4,33	4,85	0,16	46,85	4,68	1,08	1,07	-1,3
PH03	0,4	0,0005	1,30	4,56	1,71	0,01	45,83	4,58	1,01	1,06	5,7
PH07	0,4	0,0005	1,41	4,94	1,85	0,01	48,93	4,89	0,99	1,06	7,3
PH11	0,8	0,0043	2,46	4,30	3,24	0,05	44,88	4,49	1,04	1,07	2,2
PH13	3,2	0,2731	9,82	4,30	13,01	1,39	48,81	4,88	1,14	1,08	-4,8
PH15	4,0	0,5333	9,38	3,28	12,37	1,60	36,91	3,69	1,12	1,09	-3,4
PH16	4,0	0,5333	12,55	4,39	16,39	1,38	46,15	4,62	1,05	1,09	3,4
PH18	0,4	0,0005	1,01	3,52	1,37	0,02	43,56	4,36	1,24	1,06	-14,1
PH19	0,8	0,0043	2,99	5,23	3,85	0,05	52,72	5,27	1,01	1,07	5,6
PH21	0,8	0,0043	2,69	4,70	3,56	0,06	49,71	4,97	1,06	1,07	0,8
PH22	1,2	0,0144	3,99	4,66	5,10	0,12	47,68	4,77	1,02	1,07	4,3
PH23	0,8	0,0043	2,83	4,94	3,67	0,06	51,18	5,12	1,03	1,07	2,9
PH28	1,2	0,0144	3,14	3,66	4,23	0,13	40,83	4,08	1,11	1,07	-4,2
PH30	1,6	0,0341	4,01	3,51	5,35	0,31	40,64	4,06	1,16	1,07	-7,6
PH34	2,8	0,1829	6,73	3,36	9,09	0,86	39,02	3,90	1,16	1,08	-7,0
PH40	2,8	0,1829	7,71	3,85	10,06	0,84	42,39	4,24	1,10	1,08	-1,9
PV01	4,0	0,5333	10,99	3,84	14,58	0,86	39,67	3,97	1,03	1,09	5,3
PV02	0,8	0,0043	2,30	4,02	3,07	0,05	43,27	4,33	1,08	1,07	-1,0
PV05	0,4	0,0005	1,30	4,54	1,71	0,00	44,24	4,42	0,97	1,06	9,1
PV06	0,8	0,0043	2,72	4,75	3,53	0,05	48,41	4,84	1,02	1,07	4,6
PV08	2,8	0,1829	8,59	4,29	11,22	0,64	44,95	4,50	1,05	1,08	3,0
PV10	2,4	0,1152	8,89	5,19	11,52	0,45	52,62	5,26	1,01	1,08	6,1
PV12	2,4	0,1152	7,86	4,59	10,20	0,48	47,47	4,75	1,03	1,08	4,0
PV14	1,6	0,0341	5,74	5,02	7,32	0,17	49,67	4,97	0,99	1,07	8,2
PV15	7,2	3,1104	18,77	3,65	24,81	5,20	40,47	4,05	1,11	1,11	-0,1
PV17	2,0	0,0667	4,98	3,49	6,67	0,31	38,03	3,80	1,09	1,07	-1,6
PV18	0,4	0,0005	1,01	3,53	1,33	0,02	40,24	4,02	1,14	1,06	-6,9
PV19	7,2	3,1104	20,62	4,01	26,84	5,04	43,11	4,31	1,08	1,11	3,0
PV20	7,2	3,1104	17,38	3,38	22,98	5,89	38,73	3,87	1,15	1,11	-3,3

ANEXO B

B) Tabelas do item 6.5.7

Paredes Isoladas - EE (t = 12cm)

Tabela 6B-1 - EE: Carga vertical total nos lintéis em apenas um pavimento tipo (t=12cm).

CARGAS TOTAIS DOS LINTÉIS - EE -> t = 12 cm								
LINTÉL	L _{LI} (m)	h _{LI} (m)	PP _{1PAV} (tf)	Areas laje	P lajes (tf)	G (tf)	Q (tf)	P lintel (tf)
LH01	1,20	1,60	0,58	A1	0,42	0,87	0,13	1,00
LH02	0,80	2,00	0,48	A2	0,16	0,59	0,05	0,64
LH03	0,80	2,00	0,48	A9	0,16	0,59	0,05	0,64
LH04	1,20	1,60	0,58	A10	0,42	0,87	0,13	1,00
LH05	1,60	0,40	0,19	A4 e A13	0,91	0,83	0,27	1,10
LH06	1,60	0,40	0,19	A7 e A14	0,91	0,83	0,27	1,10
LH07	0,80	0,40	0,10	A21 e A25	0,40	0,38	0,12	0,50
LH08	0,80	0,40	0,10	A22 e A26	0,40	0,38	0,12	0,50
LH09	0,80	0,40	0,10	A30 e A35	0,58	0,50	0,17	0,67
LH10	0,80	0,40	0,10	A31 e A36	0,58	0,50	0,17	0,67
LH11	0,80	0,40	0,10	A47 e A54	0,72	0,60	0,22	0,82
LH12	1,20	0,40	0,14	A56	0,50	0,50	0,15	0,65
LH13	1,20	0,40	0,14	A56	0,50	0,50	0,15	0,65
LH14	0,80	0,40	0,10	A48 e A58	0,72	0,60	0,22	0,82
LH15	0,80	0,40	0,10	A63 e A73	0,72	0,60	0,22	0,82
LH16	0,80	0,40	0,10	A67 e A74	0,72	0,60	0,22	0,82
LH17	0,80	2,00	0,48	A65	0,34	0,72	0,10	0,82
LH18	0,80	0,40	0,10	A65 e A77	0,55	0,48	0,16	0,65
LH19	0,80	0,40	0,10	A80 e A83	0,43	0,39	0,13	0,52
LH20	0,80	0,40	0,10	A98 e A103	0,58	0,50	0,17	0,67
LH21	0,80	0,40	0,10	A99 e A104	0,58	0,50	0,17	0,67
LH22	0,80	0,40	0,10	A108 e A112	0,40	0,38	0,12	0,50
LH23	0,80	0,40	0,10	A109 e A113	0,40	0,38	0,12	0,50
LH24	0,80	2,00	0,48	A89	0,20	0,62	0,06	0,68
LH25	1,60	0,40	0,19	A120 e A127	0,91	0,83	0,27	1,10
LH26	1,60	0,40	0,19	A121 e A130	0,91	0,83	0,27	1,10
LH27	1,20	1,60	0,58	A124	0,42	0,87	0,13	1,00
LH28	0,80	2,00	0,48	A125	0,16	0,59	0,05	0,64
LH29	0,80	2,00	0,48	A132	0,16	0,59	0,05	0,64
LH30	1,20	1,60	0,58	A133	0,42	0,87	0,13	1,00
LV01	1,20	1,60	0,58	A92	0,36	0,83	0,11	0,94
LV02	1,20	1,60	0,58	A37	0,36	0,83	0,11	0,94
LV03	1,20	1,60	0,58	A69	0,30	0,79	0,09	0,88
LV04	1,20	1,60	0,58	A49	0,30	0,79	0,09	0,88
LV05	0,80	0,40	0,10	A106 e A115	0,46	0,42	0,14	0,56
LV06	0,80	0,40	0,10	A18 e A27	0,46	0,42	0,14	0,56
LV07	0,80	0,40	0,10	A107 e A116	0,46	0,42	0,14	0,56
LV08	0,80	0,40	0,10	A19 e A28	0,46	0,42	0,14	0,56
LV09	1,20	1,60	0,58	A72	0,30	0,79	0,09	0,88
LV10	1,20	1,60	0,58	A52	0,30	0,79	0,09	0,88
LV11	1,20	1,60	0,58	A97	0,36	0,83	0,11	0,94
LV12	1,20	1,60	0,58	A42	0,36	0,83	0,11	0,94

Tabela 6B-2 - PIS-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).

PIS - EE -> t = 12 cm											
PAREDE	L(m)	PP _{1PAV} (tf)	Áreas laje	P lajes (tf)	Lintéis	P lintel (tf)	G (tf)	Q (tf)	P parede (tf)	N _{k,vert} (tf)	η _{k,vert} (tf/m)
PH01	0,80	0,67	A1	0,280	LH01	0,50	1,30	0,15	1,45	21,75	27,19
PH02	1,20	1,01	A1 e A2	0,360	LH01 e LH02	0,818	1,99	0,20	2,19	32,79	27,33
PH03	0,40	0,34	A2	0,080	LH02	0,32	0,69	0,05	0,74	11,04	27,60
PH04	0,40	0,34	A9	0,080	LH03	0,32	0,69	0,05	0,74	11,04	27,60
PH05	1,20	1,01	A9 e A10	0,360	LH03 e LH04	0,818	1,99	0,20	2,19	32,79	27,33
PH06	0,80	0,67	A10	0,280	LH04	0,498	1,30	0,15	1,45	21,75	27,19
PH07	0,40	0,34	A4 e A13	0,227	LH05	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH08	0,40	0,34	A4 e A13	0,227	LH05	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH09	0,40	0,34	A7 e A14	0,227	LH06	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH10	0,40	0,34	A7 e A14	0,227	LH06	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH11	0,80	0,67	A21 e A25	0,400	LH07	0,248	1,14	0,18	1,32	19,80	24,75
PH12	0,80	0,67	A22 e A26	0,400	LH08	0,248	1,14	0,18	1,32	19,80	24,75
PH13	3,20	2,69	A29, A30 e A35	2,444	LH09 e LV06	0,62	4,86	0,89	5,75	86,21	26,94
PH14	3,20	2,69	A31, A32 e A36	2,444	LH10 e LV08	0,62	4,86	0,89	5,75	86,21	26,94
PH15	4,00	3,36	----	0,000	----	0,00	3,36	0,00	3,36	50,40	12,60
PH16	4,00	3,36	A43 e A45	2,480	----	0,00	5,10	0,74	5,84	87,60	21,90
PH17	4,00	3,36	A44 e A46	2,480	----	0,00	5,10	0,74	5,84	87,60	21,90
PH18	0,40	0,34	A56	0,168	LH12	0,32	0,70	0,13	0,83	12,42	31,05
PH19	0,80	0,67	A56	0,336	LH12 e LH13	0,65	1,40	0,25	1,66	24,84	31,05
PH20	0,40	0,34	A56	0,168	LH13	0,32	0,70	0,13	0,83	12,42	31,05
PH21	0,80	0,67	A53 e A62	0,722	----	0,00	1,18	0,22	1,39	20,91	26,14
PH22	1,20	1,01	A53 e A62	1,156	----	0,00	1,82	0,35	2,16	32,45	27,04
PH23	0,80	0,67	A53 e A62	0,722	----	0,00	1,18	0,22	1,39	20,91	26,14
PH24	0,80	0,67	A59 e A68	0,722	----	0,00	1,18	0,22	1,39	20,91	26,14
PH25	1,20	1,01	A59 e A68	1,156	----	0,00	1,82	0,35	2,16	32,45	27,04
PH26	0,80	0,67	A59 e A68	0,722	----	0,00	1,18	0,22	1,39	20,91	26,14
PH27	0,40	0,34	A65	0,168	LH17	0,41	0,81	0,10	0,91	13,68	34,20
PH28	1,20	1,01	A65 e A77	0,717	LH17 e LH18	0,73	2,11	0,35	2,46	36,84	30,70
PH29	0,80	0,67	A65 e A77	0,549	LH18	0,32	1,30	0,25	1,54	23,16	28,95
PH30	1,60	1,34	----	0,000	----	0,00	1,34	0,00	1,34	20,16	12,60
PH31	4,00	3,36	A75 e A90	2,480	----	0,00	5,10	0,74	5,84	87,60	21,90
PH32	4,00	3,36	A76 e A91	2,480	----	0,00	5,10	0,74	5,84	87,60	21,90
PH33	0,40	0,34	A80 e A83	0,213	LH19	0,26	0,68	0,13	0,81	12,16	30,40
PH34	2,80	2,35	A82 e A85	1,020	----	0,00	3,07	0,31	3,37	50,58	18,06
PH35	3,20	2,69	A98, A102 e A103	2,444	LH20 e LV05	0,62	4,86	0,89	5,75	86,21	26,94
PH36	3,20	2,69	A99, A104 e A105	2,444	LH21 e LV07	0,62	4,86	0,89	5,75	86,21	26,94
PH37	0,80	0,67	A108 e A112	0,400	LH22	0,248	1,14	0,18	1,32	19,80	24,75
PH38	0,80	0,67	A109 e A113	0,400	LH23	0,248	1,14	0,18	1,32	19,80	24,75
PH39	0,40	0,34	A89	0,102	LH24	0,34	0,72	0,06	0,78	11,70	29,25
PH40	2,80	2,35	A89	0,714	LH24	0,34	3,16	0,24	3,41	51,12	18,26
PH41	0,40	0,34	A120 e A127	0,227	LH25	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH42	0,40	0,34	A120 e A127	0,227	LH25	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH43	0,40	0,34	A121 e A130	0,227	LH26	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH44	0,40	0,34	A121 e A130	0,227	LH26	0,55	0,91	0,20	1,11	16,68	41,70
PH45	0,80	0,67	A124	0,280	LH27	0,498	1,30	0,15	1,45	21,75	27,19
PH46	1,20	1,01	A124 e A125	0,360	LH27 e LH28	0,818	1,99	0,20	2,19	32,79	27,33
PH47	0,40	0,34	A125	0,080	LH28	0,32	0,69	0,05	0,74	11,04	27,60
PH48	0,40	0,34	A132	0,080	LH29	0,32	0,69	0,05	0,74	11,04	27,60
PH49	1,20	1,01	A132 e A133	0,360	LH29 e LH30	0,818	1,99	0,20	2,19	32,79	27,33
PH50	0,80	0,67	A133	0,280	LH30	0,498	1,30	0,15	1,45	21,75	27,19
PV01	4,00	3,36	A114 e A92	1,660	LV01	0,468	4,94	0,55	5,49	82,32	20,58
PV02	0,80	0,67	A92	0,240	LV01	0,468	1,25	0,13	1,38	20,70	25,88
PV03	0,80	0,67	A37	0,240	LV02	0,468	1,25	0,13	1,38	20,70	25,88
PV04	4,00	3,36	A17 e A37	1,660	LV02	0,468	4,94	0,55	5,49	82,32	20,58
PV05	0,40	0,34	A69	0,100	LV03	0,438	0,80	0,08	0,87	13,11	32,78
PV06	0,80	0,67	A49 e A69	0,200	LV03 e LV04	0,876	1,60	0,15	1,75	26,22	32,78
PV07	0,40	0,34	A49	0,100	LV04	0,438	0,80	0,08	0,87	13,11	32,78
PV08	2,80	2,35	A106, A115 e A118	1,898	LV05	0,28	3,89	0,64	4,53	67,93	24,26
PV09	2,80	2,35	A11, A18 e A27	1,898	LV06	0,28	3,89	0,64	4,53	67,93	24,26
PV10	2,40	2,02	A93 e A94	3,280	LH20	0,34	4,56	1,07	5,63	84,48	35,20
PV11	2,40	2,02	A38 e A39	3,280	LH09	0,34	4,56	1,07	5,63	84,48	35,20
PV12	2,40	2,02	A110, A119 e A126	1,760	LH22	0,248	3,44	0,59	4,02	60,36	25,15
PV13	2,40	2,02	A3, A12 e A23	1,760	LH07	0,248	3,44	0,59	4,02	60,36	25,15
PV14	1,60	1,34	A50, A60 e A70	1,080	LH11 e LH15	0,82	2,70	0,54	3,24	48,60	30,38
PV15	7,20	6,05	A64, A87, A100 e A128	4,260	LH15	0,41	9,33	1,39	10,72	160,74	22,33
PV16	7,20	6,05	A5, A33 e A55	3,480	LH11	0,41	8,78	1,15	9,94	149,04	20,70
PV17	2,00	1,68	A78	0,440	----	0,00	1,99	0,13	2,12	31,80	15,90
PV18	0,40	0,34	A81 e A84	0,240	----	0,00	0,50	0,07	0,58	8,64	21,60
PV19	7,20	6,05	A66, A79, A88, A101 e A129	4,700	LH16 e LH19	0,67	9,84	1,58	11,42	171,26	23,79
PV20	7,20	6,05	A6, A34 e A57	3,480	LH14	0,41	8,78	1,15	9,94	149,04	20,70
PV21	1,60	1,34	A51, A61 e A71	1,080	LH14 e LH16	0,82	2,70	0,54	3,24	48,60	30,38
PV22	2,40	2,02	A111, A122 e A131	1,760	LH23	0,248	3,44	0,59	4,02	60,36	25,15
PV23	2,40	2,02	A8, A15 e A24	1,760	LH08	0,248	3,44	0,59	4,02	60,36	25,15
PV24	2,40	2,02	A95 e A96	3,280	LH21	0,34	4,56	1,07	5,63	84,48	35,20
PV25	2,40	2,02	A40 e A41	3,280	LH10	0,34	4,56	1,07	5,63	84,48	35,20
PV26	2,80	2,35	A107, A116 e A123	1,898	LV07	0,28	3,89	0,64	4,53	67,93	24,26
PV27	2,80	2,35	A16, A19 e A28	1,898	LV08	0,28	3,89	0,64	4,53	67,93	24,26
PV28	0,40	0,34	A72	0,100	LV09	0,438	0,80	0,08	0,87	13,11	32,78
PV29	0,80	0,67	A52 e A72	0,200	LV09 e LV10	0,876	1,60	0,15	1,75	26,22	32,78
PV30	0,40	0,34	A52	0,100	LV10	0,438	0,80	0,08	0,87	13,11	32,78
PV31	4,00	3,36	A97 e A117	1,660	LV11	0,468	4,94	0,55	5,49	82,32	20,58
PV32	0,80	0,67	A97	0,240	LV11	0,468	1,25	0,13	1,38	20,70	25,88
PV33	0,80	0,67	A42	0,240	LV12	0,468	1,25	0,13	1,38	20,70	25,88
PV34	4,00	3,36	A20 e A42	1,660	LV12	0,468	4,94	0,55	5,49	82,32	20,58
PILAR	1,00	3,50	A86	2,800	----	0,00	5,46	0,84	6,30	94,50	94,50

Grupo Isolado de Paredes - EE (t = 12cm)

Tabela 6B-3 - GIP-EE - Cargas por grupo: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).

GIP - EE: CARGAS POR GRUPO -> t = 12 cm								
GRUPO	Paredes	L total (m)	G (tf)	g (tf/m)	Q (tf)	q (tf/m)	Nk,vert (tf)	ηk,vert (tf/m)
G1	PH01, PH13 e PV04	8,00	166,46	20,81	23,82	2,98	190,28	23,78
G2	PH02, PH11 e PV09	4,80	105,32	21,94	15,21	3,17	120,52	25,11
G3	PH03, PH07 e PV13	3,20	75,48	23,59	12,60	3,94	88,08	27,53
G4	PH04, PH10 e PV23	3,20	75,48	23,59	12,60	3,94	88,08	27,53
G5	PH05, PH12 e PV27	4,80	105,32	21,94	15,21	3,17	120,52	25,11
G6	PH06, PH14 e PV34	8,00	166,46	20,81	23,82	2,98	190,28	23,78
G7	PH08, PH09, PH15, PH18, PH20, PV16 e PV20	20,00	362,22	18,11	44,46	2,22	406,68	20,33
G8	PH16, PV03, PV07, PV11	7,60	175,66	23,11	30,23	3,98	205,89	27,09
G9	PH17, PV25, PV30 e PV33	7,60	175,66	23,11	30,23	3,98	205,89	27,09
G10	PH19	0,80	21,06	26,33	3,78	4,73	24,84	31,05
G11	PH21 e PV06	1,60	41,63	26,02	5,50	3,44	47,13	29,46
G12	PH22	1,20	27,25	22,71	5,20	4,33	32,45	27,04
G13	PH23 e PV14	2,40	58,16	24,23	11,35	4,73	69,51	28,96
G14	PH24 e PV21	2,40	58,16	24,23	11,35	4,73	69,51	28,96
G15	PH25	1,20	27,25	22,71	5,20	4,33	32,45	27,04
G16	PH26 e PV29	1,60	41,63	26,02	5,50	3,44	47,13	29,46
G17	PH31, PV02, PV05 e PV10	7,60	175,66	23,11	30,23	3,98	205,89	27,09
G18	PH32, PV24, PV28 e PV32	7,60	175,66	23,11	30,23	3,98	205,89	27,09
G19	PH27, PH28, PH30, PH33, PH34, PH39, PH42, PV15, PV17 e PV18	16,80	321,91	19,16	41,07	2,44	362,98	21,61
G20	PH29, PH40, PH43 e PV19	11,20	228,05	20,36	34,17	3,05	262,22	23,41
G21	PH35, PH45 e PV01	8,00	166,46	20,81	23,82	2,98	190,28	23,78
G22	PH37, PH46 e PV08	4,80	105,32	21,94	15,21	3,17	120,52	25,11
G23	PH41, PH47 e PV12	3,20	75,48	23,59	12,60	3,94	88,08	27,53
G24	PH44, PH48 e PV22	3,20	75,48	23,59	12,60	3,94	88,08	27,53
G25	PH38, PH49 e PV26	4,80	105,32	21,94	15,21	3,17	120,52	25,11
G26	PH36, PH50 e PV31	8,00	166,46	20,81	23,82	2,98	190,28	23,78

Tabela 6B-4 - GIP-EE - Cargas por paredes: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).

GIP - EE: CARGAS POR PAREDE -> t = 12 cm								
PAREDE	L(m)	G (tf)	g (tf/m)	Q (tf)	q (tf/m)	Nk,vert (tf)	ηk,vert (tf/m)	
PH01	0,80	16,65	20,81	2,38	2,98	19,03	23,78	
PH02	1,20	26,33	21,94	3,80	3,17	30,13	25,11	
PH03	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH04	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH05	1,20	26,33	21,94	3,80	3,17	30,13	25,11	
PH06	0,80	16,65	20,81	2,38	2,98	19,03	23,78	
PH07	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH08	0,40	7,24	18,11	0,89	2,22	8,13	20,33	
PH09	0,40	7,24	18,11	0,89	2,22	8,13	20,33	
PH10	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH11	0,80	17,55	21,94	2,53	3,17	20,09	25,11	
PH12	0,80	17,55	21,94	2,53	3,17	20,09	25,11	
PH13	3,20	66,58	20,81	9,53	2,98	76,11	23,78	
PH14	3,20	66,58	20,81	9,53	2,98	76,11	23,78	
PH15	4,00	72,44	18,11	8,89	2,22	81,34	20,33	
PH16	4,00	92,45	23,11	15,91	3,98	108,36	27,09	
PH17	4,00	92,45	23,11	15,91	3,98	108,36	27,09	
PH18	0,40	7,24	18,11	0,89	2,22	8,13	20,33	
PH19	0,80	21,06	26,33	3,78	4,73	24,84	31,05	
PH20	0,40	7,24	18,11	0,89	2,22	8,13	20,33	
PH21	0,80	20,82	26,02	2,75	3,44	23,57	29,46	
PH22	1,20	27,25	22,71	5,20	4,33	32,45	27,04	
PH23	0,80	19,39	24,23	3,78	4,73	23,17	28,96	
PH24	0,80	19,39	24,23	3,78	4,73	23,17	28,96	
PH25	1,20	27,25	22,71	5,20	4,33	32,45	27,04	
PH26	0,80	20,82	26,02	2,75	3,44	23,57	29,46	
PH27	0,40	7,66	19,16	0,98	2,44	8,64	21,61	
PH28	1,20	22,99	19,16	2,93	2,44	25,93	21,61	
PH29	0,80	16,29	20,36	2,44	3,05	18,73	23,41	
PH30	1,60	30,66	19,16	3,91	2,44	34,57	21,61	
PH31	4,00	92,45	23,11	15,91	3,98	108,36	27,09	
PH32	4,00	92,45	23,11	15,91	3,98	108,36	27,09	
PH33	0,40	7,66	19,16	0,98	2,44	8,64	21,61	
PH34	2,80	53,65	19,16	6,85	2,44	60,50	21,61	
PH35	3,20	66,58	20,81	9,53	2,98	76,11	23,78	
PH36	3,20	66,58	20,81	9,53	2,98	76,11	23,78	
PH37	0,80	17,55	21,94	2,53	3,17	20,09	25,11	
PH38	0,80	17,55	21,94	2,53	3,17	20,09	25,11	
PH39	0,40	7,66	19,16	0,98	2,44	8,64	21,61	
PH40	2,80	57,01	20,36	8,54	3,05	65,56	23,41	
PH41	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH42	0,40	7,66	19,16	0,98	2,44	8,64	21,61	
PH43	0,40	8,14	20,36	1,22	3,05	9,37	23,41	

PAREDE	L(m)	G (tf)	g (tf/m)	Q (tf)	q (tf/m)	Nk,vert (tf)	ηk,vert (tf/m)	
PH44	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH45	0,80	16,65	20,81	2,38	2,98	19,03	23,78	
PH46	1,20	26,33	21,94	3,80	3,17	30,13	25,11	
PH47	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH48	0,40	9,44	23,59	1,58	3,94	11,01	27,53	
PH49	1,20	26,33	21,94	3,80	3,17	30,13	25,11	
PH50	0,80	16,65	20,81	2,38	2,98	19,03	23,78	
PV01	4,00	83,23	20,81	11,91	2,98	95,14	23,78	
PV02	0,80	18,49	23,11	3,18	3,98	21,67	27,09	
PV03	0,80	18,49	23,11	3,18	3,98	21,67	27,09	
PV04	4,00	83,23	20,81	11,91	2,98	95,14	23,78	
PV05	0,40	9,25	23,11	1,59	3,98	10,84	27,09	
PV06	0,80	20,82	26,02	2,75	3,44	23,57	29,46	
PV07	0,40	9,25	23,11	1,59	3,98	10,84	27,09	
PV08	2,80	61,44	21,94	8,87	3,17	70,31	25,11	
PV09	2,80	61,44	21,94	8,87	3,17	70,31	25,11	
PV10	2,40	55,47	23,11	9,55	3,98	65,02	27,09	
PV11	2,40	55,47	23,11	9,55	3,98	65,02	27,09	
PV12	2,40	56,61	23,59	9,45	3,94	66,06	27,53	
PV13	2,40	56,61	23,59	9,45	3,94	66,06	27,53	
PV14	1,60	38,78	24,23	7,57	4,73	46,34	28,96	
PV15	7,20	137,96	19,16	17,60	2,44	155,56	21,61	
PV16	7,20	130,40	18,11	16,01	2,22	146,40	20,33	
PV17	2,00	38,32	19,16	4,89	2,44	43,21	21,61	
PV18	0,40	7,66	19,16	0,98	2,44	8,64	21,61	
PV19	7,20	146,60	20,36	21,97	3,05	168,57	23,41	
PV20	7,20	130,40	18,11	16,01	2,22	146,40	20,33	
PV21	1,60	38,78	24,23	7,57	4,73	46,34	28,96	
PV22	2,40	56,61	23,59	9,45	3,94	66,06	27,53	
PV23	2,40	56,61	23,59	9,45	3,94	66,06	27,53	
PV24	2,40	55,47	23,11	9,55	3,98	65,02	27,09	
PV25	2,40	55,47	23,11	9,55	3,98	65,02	27,09	
PV26	2,80	61,44	21,94	8,87	3,17	70,31	25,11	
PV27	2,80	61,44	21,94	8,87	3,17	70,31	25,11	
PV28	0,40	9,25	23,11	1,59	3,98	10,84	27,09	
PV29	0,80	20,82	26,02	2,75	3,44	23,57	29,46	
PV30	0,40	9,25	23,11	1,59	3,98	10,84	27,09	
PV31	4,00	83,23	20,81	11,91	2,98	95,14	23,78	
PV32	0,80	18,49	23,11	3,18	3,98	21,67	27,09	
PV33	0,80	18,49	23,11	3,18	3,98	21,67	27,09	
PV34	4,00	83,23	20,81	11,91	2,98	95,14	23,78	
PILAR	1,00	81,90	81,90	12,60	12,60	94,50	94,50	

Modelo Pórtico Tridimensional - EE (t = 12cm)

Tabela 6B-5 - MPT-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).

MPT-EE -> t = 12 cm												
PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	Nk,vert (tf)	ηk,vert (tf/m)		PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	Nk,vert (tf)	ηk,vert (tf/m)
PH01	0,80	17,34	2,56	19,90	24,88		PH44	0,40	8,93	1,37	10,30	25,75
PH02	1,20	26,46	3,97	30,43	25,36		PH45	0,80	17,41	2,58	19,99	24,98
PH03	0,40	8,86	1,36	10,22	25,56		PH46	1,20	26,60	4,02	30,63	25,52
PH04	0,40	8,88	1,36	10,24	25,61		PH47	0,40	8,93	1,38	10,31	25,78
PH05	1,20	26,56	4,03	30,60	25,50		PH48	0,40	8,87	1,35	10,22	25,55
PH06	0,80	17,48	2,65	20,13	25,16		PH49	1,20	26,53	3,99	30,51	25,43
PH07	0,40	8,89	1,37	10,26	25,66		PH50	0,80	17,44	2,61	20,05	25,06
PH08	0,40	7,69	1,01	8,70	21,75		PV01	4,00	87,09	13,00	100,09	25,02
PH09	0,40	7,73	1,04	8,77	21,92		PV02	0,80	17,60	2,68	20,27	25,34
PH10	0,40	8,90	1,37	10,27	25,67		PV03	0,80	17,62	2,70	20,32	25,40
PH11	0,80	17,62	2,69	20,31	25,39		PV04	4,00	86,97	12,98	99,94	24,99
PH12	0,80	17,63	2,69	20,32	25,41		PV05	0,40	8,96	1,42	10,37	25,94
PH13	3,20	70,48	10,84	81,32	25,41		PV06	0,80	18,10	2,83	20,93	26,16
PH14	3,20	70,58	10,90	81,48	25,46		PV07	0,40	8,96	1,42	10,39	25,96
PH15	4,00	74,57	9,50	84,08	21,02		PV08	2,80	61,96	9,46	71,41	25,50
PH16	4,00	89,21	14,12	103,33	25,83		PV09	2,80	61,65	9,35	71,00	25,36
PH17	4,00	89,07	14,05	103,12	25,78		PV10	2,40	54,54	8,99	63,53	26,47
PH18	0,40	7,53	0,96	8,49	21,22		PV11	2,40	54,52	8,99	63,51	26,46
PH19	0,80	16,23	2,27	18,50	23,12		PV12	2,40	53,57	8,37	61,93	25,81
PH20	0,40	7,56	0,98	8,53	21,33		PV13	2,40	53,19	8,22	61,41	25,59
PH21	0,80	18,07	2,84	20,91	26,14		PV14	1,60	38,80	7,58	46,38	28,99
PH22	1,20	27,25	5,20	32,45	27,05		PV15	7,20	141,50	18,99	160,50	22,29
PH23	0,80	19,36	3,77	23,13	28,92		PV16	7,20	134,26	17,04	151,30	21,01
PH24	0,80	19,37	3,78	23,15	28,94		PV17	2,00	39,19	5,27	44,46	22,23
PH25	1,20	27,25	5,20	32,45	27,05		PV18	0,40	7,85	1,07	8,92	22,30
PH26	0,80	18,05	2,83	20,88	26,09		PV19	7,20	144,78	20,91	165,68	23,01
PH27	0,40	7,81	1,03	8,84	22,10		PV20	7,20	134,88	17,51	152,38	21,16
PH28	1,20	23,64	3,20	26,83	22,36		PV21	1,60	38,79	7,57	46,36	28,98
PH29	0,80	16,12	2,33	18,44	23,05		PV22	2,40	53,27	8,17	61,44	25,60
PH30	1,60	31,32	4,18	35,50	22,19		PV23	2,40	53,21	8,20	61,41	25,59
PH31	4,00	89,13	14,06	103,19	25,80		PV24	2,40	54,34	8,84	63,18	26,32
PH32	4,00	89,40	14,22	103,62	25,91		PV25	2,40	54,29	8,82	63,11	26,30
PH33	0,40	7,95	1,11	9,06	22,66		PV26	2,80	61,84	9,40	71,24	25,44
PH34	2,80	54,67	7,32	61,99	22,14		PV27	2,80	61,79	9,42	71,21	25,43
PH35	3,20	70,56	10,86	81,42	25,44		PV28	0,40	8,97	1,43	10,40	25,99
PH36	3,20	70,70	10,95	81,65	25,51		PV29	0,80	18,10	2,83	20,92	26,15
PH37	0,80	17,70	2,72	20,43	25,53		PV30	0,40	8,94	1,41	10,35	25,89
PH38	0,80	17,67	2,70	20,37	25,46		PV31	4,00	87,53	13,33	100,87	25,22
PH39	0,40	7,91	1,07	8,99	22,46		PV32	0,80	17,75	2,78	20,53	25,66
PH40	2,80	55,89	7,85	63,75	22,77		PV33	0,80	17,67	2,74	20,40	25,50
PH41	0,40	8,98	1,40	10,37	25,94		PV34	4,00	87,49	13,35	100,84	25,21
PH42	0,40	8,09	1,12	9,20	23,01		PILAR	1,00	81,90	12,60	94,50	94,50
PH43	0,40	8,18	1,18	9,36	23,41							

Modelo em Elementos Finitos - EE (t = 12cm)

Tabela 6B-6 - MEF-EE: $N_{k,vert}$ e $\eta_{k,vert}$ ao nível da fundação (t=12cm).

MEF-EE -> t = 12 cm											
PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)	PAREDE	L(m)	G (tf)	Q (tf)	$N_{k,vert}$ (tf)	$\eta_{k,vert}$ (tf/m)
PH01	0,80	17,35	2,56	19,91	24,89	PH44	0,40	8,59	1,32	9,91	24,77
PH02	1,20	27,13	4,06	31,19	25,99	PH45	0,80	17,49	2,62	20,10	25,13
PH03	0,40	8,75	1,34	10,09	25,22	PH46	1,20	27,38	4,14	31,51	26,26
PH04	0,40	8,76	1,35	10,11	25,27	PH47	0,40	8,85	1,37	10,22	25,55
PH05	1,20	27,19	4,11	31,30	26,09	PH48	0,40	8,85	1,37	10,21	25,54
PH06	0,80	17,43	2,64	20,06	25,08	PH49	1,20	27,40	4,14	31,54	26,28
PH07	0,40	8,52	1,31	9,83	24,57	PH50	0,80	17,54	2,64	20,17	25,22
PH08	0,40	7,53	1,03	8,55	21,38	PV01	4,00	87,42	13,08	100,50	25,13
PH09	0,40	7,55	1,05	8,60	21,51	PV02	0,80	17,65	2,73	20,38	25,48
PH10	0,40	8,53	1,31	9,83	24,58	PV03	0,80	17,67	2,74	20,40	25,50
PH11	0,80	17,51	2,65	20,17	25,21	PV04	4,00	87,01	12,99	100,01	25,00
PH12	0,80	17,52	2,66	20,18	25,23	PV05	0,40	8,54	1,35	9,89	24,73
PH13	3,20	69,69	10,69	80,37	25,12	PV06	0,80	18,53	2,82	21,35	26,69
PH14	3,20	69,77	10,72	80,49	25,15	PV07	0,40	8,55	1,36	9,91	24,77
PH15	4,00	75,91	10,16	86,08	21,52	PV08	2,80	62,20	9,44	71,64	25,59
PH16	4,00	88,18	13,90	102,07	25,52	PV09	2,80	61,76	9,30	71,06	25,38
PH17	4,00	88,19	13,89	102,08	25,52	PV10	2,40	53,38	8,71	62,10	25,87
PH18	0,40	7,65	1,04	8,70	21,74	PV11	2,40	53,32	8,69	62,01	25,84
PH19	0,80	16,46	2,34	18,80	23,49	PV12	2,40	52,64	8,14	60,78	25,32
PH20	0,40	7,67	1,05	8,73	21,81	PV13	2,40	52,12	7,97	60,09	25,04
PH21	0,80	18,25	2,78	21,03	26,29	PV14	1,60	33,69	5,48	39,17	24,48
PH22	1,20	27,25	5,20	32,45	27,04	PV15	7,20	147,11	20,64	167,75	23,30
PH23	0,80	16,55	2,68	19,23	24,04	PV16	7,20	142,10	19,37	161,47	22,43
PH24	0,80	16,68	2,76	19,45	24,31	PV17	2,00	39,14	5,43	44,58	22,29
PH25	1,20	27,25	5,20	32,45	27,04	PV18	0,40	8,18	1,16	9,34	23,35
PH26	0,80	18,25	2,77	21,02	26,28	PV19	7,20	149,21	21,99	171,20	23,78
PH27	0,40	7,81	1,09	8,89	22,23	PV20	7,20	142,52	19,69	162,20	22,53
PH28	1,20	24,39	3,40	27,78	23,15	PV21	1,60	33,94	5,62	39,56	24,73
PH29	0,80	16,12	2,39	18,51	23,14	PV22	2,40	52,61	8,10	60,71	25,30
PH30	1,60	31,07	4,29	35,37	22,10	PV23	2,40	52,15	8,00	60,15	25,06
PH31	4,00	88,11	13,84	101,95	25,49	PV24	2,40	53,29	8,61	61,90	25,79
PH32	4,00	88,27	13,98	102,25	25,56	PV25	2,40	53,20	8,59	61,79	25,75
PH33	0,40	7,88	1,10	8,99	22,47	PV26	2,80	62,25	9,46	71,72	25,61
PH34	2,80	55,46	7,72	63,18	22,57	PV27	2,80	61,86	9,38	71,23	25,44
PH35	3,20	69,84	10,70	80,54	25,17	PV28	0,40	8,55	1,36	9,91	24,78
PH36	3,20	70,01	10,83	80,84	25,26	PV29	0,80	18,53	2,83	21,36	26,70
PH37	0,80	17,61	2,68	20,29	25,37	PV30	0,40	8,55	1,35	9,90	24,74
PH38	0,80	17,62	2,68	20,30	25,38	PV31	4,00	87,81	13,39	101,20	25,30
PH39	0,40	7,90	1,13	9,03	22,58	PV32	0,80	17,75	2,80	20,55	25,68
PH40	2,80	56,50	8,08	64,57	23,06	PV33	0,80	17,72	2,78	20,50	25,63
PH41	0,40	8,60	1,33	9,94	24,84	PV34	4,00	87,37	13,26	100,64	25,16
PH42	0,40	7,87	1,11	8,98	22,44	PILAR	1,00	81,90	12,60	94,50	94,50
PH43	0,40	8,00	1,17	9,17	22,91						

Comparação da distribuição de cargas verticais - EE (t = 12cm)

Diagrama de $N_{k,vert}$ das paredes PH13, PH16, PH34, PV08, PV12 e PV15 - EE
($t = 12\text{cm}$)

Figura 6B-1 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PH13, PH16 e PH34 com espessura de 12 cm.

Figura 6B-2 - Diagrama de $N_{k,vert}$ obtido pelos modelos GIP, MPT e MEF das paredes PV08, PV12 e PV15 com espessura de 12 cm.

Resistência última à compressão conforme normas de projeto ($t=12\text{cm}$)

Tabela 6B-8 - $\eta_{d, resist}$ conforme AS 3600:2001 ($t=12\text{cm}$).

Resistência última à compressão - AS 3600:2001 -> $t = 12\text{ cm}$					
PAREDES	L (m)	h_e (m)	h_e/t	e_a (cm)	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	3,2	2,8	23,3	2,61	39,36
PH16a	2,4	2,4	20,0	1,92	51,84
PH16b	1,6	1,6	13,3	0,85	71,04
PH22	1,2	2,8	23,3	2,61	39,36
PH34a	1,6	1,6	13,3	0,85	71,04
PH34b	1,2	1,2	10,0	0,48	77,76
PH40	2,8	2,8	23,3	2,61	39,36
PV01a	3,6	2,8	23,3	2,61	39,36
PV01b	0,4	2,8	23,3	2,61	39,36
PV08a	2,4	2,4	20,0	1,92	51,84
PV08b	0,4	2,8	23,3	2,61	39,36
PV10	2,4	2,8	23,3	2,61	39,36
PV12a	0,8	0,8	6,7	0,21	82,56
PV12b	1,6	2,8	23,3	2,61	39,36
PV15a	0,8	2,8	23,3	2,61	39,36
PV15b	0,8	0,8	6,7	0,21	82,56
PV15c	3,2	2,8	23,3	2,61	39,36
PV15d	1,6	1,6	13,3	0,85	71,04
PV15e	0,4	0,4	3,3	0,05	85,44
PV15f	0,4	2,8	23,3	2,61	39,36

Tabela 6B-9 - $\eta_{d, resist}$ conforme AS 3600:2009 ($t=12\text{cm}$).

Resistência última à compressão - AS 3600:2009 -> $t = 12\text{ cm}$							
PAREDES	Vinculação	L (m)	k	h_e (m)	h_e/t	e_a (cm)	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	ii	3,2	0,92	2,58	21,5	2,22	46,45
PH16a	iii	2,4	0,43	1,20	10,0	0,48	77,76
PH16b	iii	1,6	0,29	0,80	6,7	0,21	82,56
PH22	i	1,2	1,00	2,80	23,3	2,61	39,36
PH34a	iii	1,6	0,29	0,80	6,7	0,21	82,56
PH34b	ii	1,2	0,62	1,74	14,5	1,01	68,14
PH40	ii	2,8	0,90	2,52	21,0	2,12	48,30
PV01a	iii	3,6	0,62	1,74	14,5	1,01	68,14
PV01b	ii	0,4	0,30	0,84	7,0	0,24	82,17
PV08a	iii	2,4	0,43	1,20	10,0	0,48	77,76
PV08b	ii	0,4	0,30	0,84	7,0	0,24	82,17
PV10	ii	2,4	0,87	2,43	20,3	1,97	50,91
PV12a	iii	0,8	0,14	0,40	3,3	0,05	85,44
PV12b	ii	1,6	0,75	2,09	17,4	1,45	60,21
PV15a	ii	0,8	0,42	1,19	9,9	0,47	77,96
PV15b	iii	0,8	0,14	0,40	3,3	0,05	85,44
PV15c	iii	3,2	0,57	1,59	13,2	0,84	71,31
PV15d	iii	1,6	0,29	0,80	6,7	0,21	82,56
PV15e	iii	0,4	0,07	0,20	1,7	0,01	86,16
PV15f	ii	0,4	0,30	0,84	7,0	0,24	82,17

Tabela 6B-10 - $\eta_{d, resist}$ conforme ACI 318:2011 (t=12cm).

Resistência última à compressão - ACI 318 -> t = 12 cm						
PAREDES	L (m)	Ag (cm ²)	h _e (m)	h _e /t	L/t	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	3,2	3840,0	2,8	23,3	26,7	50,23
PH16a	2,4	2880,0	2,8	23,3	20,0	50,23
PH16b	1,6	1920,0	2,8	23,3	13,3	50,23
PH22	1,2	1440,0	2,8	23,3	10,0	50,23
PH34a	1,6	1920,0	2,8	23,3	13,3	50,23
PH34b	1,2	1440,0	2,8	23,3	10,0	50,23
PH40	2,8	3360,0	2,8	23,3	23,3	50,23
PV01a	3,6	4320,0	2,8	23,3	30,0	50,23
PV01b	0,4	480,0	2,8	23,3	3,3	50,23
PV08a	2,4	2880,0	2,8	23,3	20,0	50,23
PV08b	0,4	480,0	2,8	23,3	3,3	50,23
PV10	2,4	2880,0	2,8	23,3	20,0	50,23
PV12a	0,8	960,0	2,8	23,3	6,7	50,23
PV12b	1,6	1920,0	2,8	23,3	13,3	50,23
PV15a	0,8	960,0	2,8	23,3	6,7	50,23
PV15b	0,8	960,0	2,8	23,3	6,7	50,23
PV15c	3,2	3840,0	2,8	23,3	26,7	50,23
PV15d	1,6	1920,0	2,8	23,3	13,3	50,23
PV15e	0,4	480,0	2,8	23,3	3,3	50,23
PV15f	0,4	480,0	2,8	23,3	3,3	50,23

Tabela 6B-11 - $\eta_{d, resist}$ conforme EN 1992:2004 (t=12cm).

Resistência última à compressão - EN 1992 -> t = 12 cm									
PAREDES	Vinculação	L (m)	β	h _e (m)	h _e /t	e _i (cm)	e _{tot} (cm)	Φ	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	II	3,2	0,92	2,58	21,5	0,65	2,65	0,21	41,47
PH16a	III	2,4	0,43	1,20	10,0	0,30	2,30	0,50	100,60
PH16b	III	1,6	0,29	0,80	6,7	0,20	2,20	0,59	117,73
PH22	I	1,2	1,00	2,80	23,3	0,70	2,70	0,16	32,07
PH34a	III	1,6	0,29	0,80	6,7	0,20	2,20	0,59	117,73
PH34b	II	1,2	0,62	1,74	14,5	0,44	2,44	0,39	77,27
PH40	II	2,8	0,90	2,52	21,0	0,63	2,63	0,22	44,06
PV01a	III	3,6	0,62	1,74	14,5	0,44	2,44	0,39	77,27
PV01b	II	0,4	0,26	0,73	6,1	0,18	2,18	0,60	120,82
PV08a	III	2,4	0,43	1,20	10,0	0,30	2,30	0,50	100,60
PV08b	II	0,4	0,26	0,73	6,1	0,18	2,18	0,60	120,82
PV10	II	2,4	0,87	2,43	20,3	0,61	2,61	0,24	47,82
PV12a	III	0,8	0,14	0,40	3,3	0,10	2,10	0,65	130,00
PV12b	II	1,6	0,75	2,09	17,4	0,52	2,52	0,31	62,52
PV15a	II	0,8	0,42	1,19	9,9	0,30	2,30	0,51	101,20
PV15b	III	0,8	0,14	0,40	3,3	0,10	2,10	0,65	130,00
PV15c	III	3,2	0,57	1,59	13,2	0,40	2,40	0,42	84,07
PV15d	III	1,6	0,29	0,80	6,7	0,20	2,20	0,59	117,73
PV15e	III	0,4	0,10	0,28	2,3	0,07	2,07	0,66	131,00
PV15f	II	0,4	0,26	0,73	6,1	0,18	2,18	0,60	120,82

Tabela 6B-12 - $\eta_{d, resist}$ conforme NBR 16055:2012 (t=12cm).

Resistência última à compressão - NBR 16055 -> t = 12 cm									
PAREDES	Vinculações	L (m)	$\beta = h/L$	h_e (m)	h_e/t	λ	k1	k2	$\eta_{d, resist}$ (tf/m)
PH13	II	3,2	0,88	2,58	21,5	74,5	2,13	0,00	71,43
PH16a	III	2,4	1,17	1,20	10,0	34,6	0,99	0,00	71,43
PH16b	III	1,6	1,75	0,80	6,7	23,1	0,66	0,00	71,43
PH22	I	1,2	2,33	2,80	23,3	80,8	2,31	0,00	67,62
PH34a	III	1,6	1,75	0,80	6,7	23,1	0,66	0,00	71,43
PH34b	II	1,2	2,33	1,74	14,5	50,4	1,44	0,00	71,43
PH40	II	2,8	1,00	2,52	21,0	72,7	2,08	0,00	71,43
PV01a	III	3,6	0,78	1,74	14,5	50,4	1,44	0,00	71,43
PV01b	II	0,4	7,00	0,84	7,0	24,2	0,69	0,00	71,43
PV08a	III	2,4	1,17	1,20	10,0	34,6	0,99	0,00	71,43
PV08b	II	0,4	7,00	0,84	7,0	24,2	0,69	0,00	71,43
PV10	II	2,4	1,17	2,43	20,3	70,2	2,01	0,00	71,43
PV12a	III	0,8	3,50	0,40	3,3	11,5	0,33	0,00	71,43
PV12b	II	1,6	1,75	2,09	17,4	60,3	1,72	0,00	71,43
PV15a	II	0,8	3,50	1,19	9,9	34,2	0,98	0,00	71,43
PV15b	III	0,8	3,50	0,40	3,3	11,5	0,33	0,00	71,43
PV15c	III	3,2	0,88	1,59	13,2	45,8	1,31	0,00	71,43
PV15d	III	1,6	1,75	0,80	6,7	23,1	0,66	0,00	71,43
PV15e	III	0,4	7,00	0,20	1,7	5,8	0,16	0,00	71,43
PV15f	II	0,4	7,00	0,84	7,0	24,2	0,69	0,00	71,43

ANEXO C

C) Figuras do item 6.8.1

Figura 6C-1 - Diagrama de σ_{Td} das paredes PH13 e PH16.

Figura 6C-2 - Diagrama de σ_{Td} das paredes PH34 e PV08.

Figura 6C-3 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV12.

Figura 6C-4 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH13 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;

Figura 6C-5 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH16 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;

Figura 6C-6 - Diagrama de σ_{Td} da parede PH34 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;

Figura 6C-7 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV08 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;

Figura 6C-8 - Diagrama de σ_{Td} da parede PV12 (tf/m^2); a) Diagrama ao longo de toda altura da parede; b) Diagrama até 6 m de altura da parede;