

**DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL
SEGUNDO RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 6**

Antônio Carlos Nogueira Rabelo

UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS
ESCOLA DE ENGENHARIA
CURSO DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**"DIMENSIONAMENTO DE ALVENARIA ESTRUTURAL SEGUNDO
RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 6"**

Antônio Carlos Nogueira Rabelo

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Estruturas da Escola de Engenharia da Universidade Federal de Minas Gerais, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de "Mestre em Engenharia de Estruturas".

Comissão Examinadora:

Prof. Dr. Roberto Márcio da Silva
DEES-UFMG - (Orientador)

Prof. Dr. Ney Amorim Silva
DEES-UFMG (Co-orientador)

Prof. Dr. Eduardo Chahud
DEES-UFMG

Prof. Dr. Márcio Roberto Silva Corrêa
EESC-USP

Belo Horizonte, 30 de abril de 2004

DEDICATÓRIA

Dedico este trabalho a:

Meus pais (in memoriam), meus filhos: Hugo, Rafael e Mariana, à minha esposa Iolanda, pela companhia, compreensão e carinho.

À minha neta Luisa (presente que Deus me deu), pela alegria, energia e pelo novo sentido de vida.

AGRADECIMENTOS

Ao Prof. Roberto Márcio da Silva, pelo incentivo, pela boa vontade, pela confiança e pela competência demonstrada na orientação deste trabalho;

Ao Prof. Ney Amorim Silva, pelo apoio, confiança e pela boa vontade;

Ao Prof. Alcebiades de Vasconcellos Filho, grande incentivador, amigo, eterno consultor;

Ao Prof. Eduardo Chahud pela disponibilidade, apoio, competência e sugestões;

À Gilwanna de Rezende Souza, pelo apoio, críticas, elogios, incentivos, extrema boa vontade, compreensão e suporte técnico;

Ao Rafael de Queiroz Rabelo (meu filho) pela grande ajuda prestada na digitação deste trabalho;

Ao Adriedson Aparecido Acácio, pelo suporte técnico e pela grande boa vontade demonstrada;

Aos colegas Estevão Bicalho Pinto Rodrigues, Márcio Dario da Silva e Ronaldo Azevedo Chaves, pela ajuda, incentivo e pela amizade.

À FEA-FUMEC pelo apoio e incentivo demonstrado nesta caminhada;

À Âncora-Engenharia de Estruturas Ltda, pelo apoio logístico e suporte técnico.

SUMÁRIO

Lista de Figuras i

Lista de Tabelas v

Resumo x

Abstract xi

1 Introdução	1
1.1 Revisão Bibliográfica	1
1.2 Conceituação	3
1.3 Histórico	3
1.4 Aspectos Técnicos e Econômicos	5
1.5 Objetivos do Trabalho	6
1.6 Seqüência do trabalho	7
2 Definições	9
2.1 Unidades de alvenaria (blocos)	9
2.1.1 Classificação das unidades de alvenaria	9
2.1.2 Propriedades das unidades de alvenaria	12
2.2 Argamassa de assentamento	13
2.3 Graute	15
2.4 Armaduras	16
3 Flexão Simples, Flexão Normal Composta e Compressão Simples	17
3.1 Flexão Simples - Equacionamento	18
3.1.1 Cálculo do Momento Resistente (sem armadura dupla)	30
3.2 Flexão Normal Composta (F.N.C.) - Equacionamento	34
3.3 Compressão Simples	43
4 Recomendações do EUROCODE 6	46
4.1 Campo de Aplicação do EUROCODE 6 [1996]	46
4.2 Ações	47
4.2.1 Valores característicos das ações	47
4.2.2 Valores de cálculo das ações	48

4.3 Propriedades dos Materiais	48
4.3.1 Valores característicos	48
4.3.2 Valores de cálculo	49
4.4 Requisitos de Projeto	49
4.5 Estados Limites Últimos	49
4.5.1 Condições de verificação	49
4.5.2 Combinações de ações	50
4.5.3 Coeficientes parciais de segurança para E.L.U.	51
4.6 Estados Limites de Utilização	53
4.7 Dimensionamento da Alvenaria	54
4.7.1 Modelos de cálculo	54
4.7.2 Resistência característica à compressão da alvenaria simples com juntas verticais preenchidas (f_k)	55
4.7.3 Resistência característica à compressão da alvenaria simples com juntas verticais não preenchidas	56
4.7.4 Resistência característica ao corte da alvenaria simples	56
4.7.5 Resistência de cálculo da alvenaria	58
4.7.6 Verificação de segurança da alvenaria simples	58
4.7.6.1 Valores do coeficiente de redução da capacidade ϕ	59
4.7.7 Altura efetiva das paredes	60
4.7.8 Espessura efetiva das paredes	63
4.7.9 Esbeltez das paredes	63
4.7.10 Paredes de contraventamento de alvenaria simples	63
4.7.11 Verificação de segurança das paredes de contraventamento	64
4.8 Paredes de Alvenaria Armada	65
4.8.1 Vão teórico	65
4.8.2 Verificação de segurança de vigas-paredes sujeitas a carregamento vertical	65
4.8.3 Verificação de segurança de elementos sujeitos à força cortante sem armaduras	67
4.8.4 Verificação de segurança de elementos sujeitos à força cortante com armaduras	67

4.8.5	Características de deformação da alvenaria	69
4.8.5.1	Diagrama tensão-deformação	69
4.8.5.2	Módulo de elasticidade secante	70
4.8.5.3	Módulo de elasticidade transversal	70
4.9	Armaduras para Alvenaria Estrutural Armada	71
4.9.1	Proteção das armaduras	72
4.9.2	Área mínima das armaduras	73
4.9.3	Diâmetro das armaduras	73
4.9.4	Emenda de armaduras	73
4.9.5	Armadura de combate ao cisalhamento	74
4.10	Ações consideradas no Projeto Piloto	74
4.10.1	Ações verticais	74
4.10.2	Distribuição das cargas verticais	75
4.10.3	Ações horizontais	75
4.10.4	Distribuição das ações horizontais	76
5	Análise e Dimensionamento de um Edifício Piloto	77
5.1	Características do Edifício	77
5.2	Cargas Verticais	83
5.2.1	Distribuição das cargas verticais	86
5.3	Ações devidas ao Vento	90
5.3.1	Coefficiente de arrasto (C_a)	90
5.3.2	Pressão Dinâmica (q)	91
5.3.2.1	Velocidade básica do vento (V_o)	92
5.3.2.2	Fator topográfico (S_1)	92
5.3.2.3	Rugosidade do terreno, dimensões da edificação e altura sobre o terreno (S_2)	92
5.3.2.4	Fator estatístico (S_3)	92
5.4	Ações correspondentes ao Desaprumo	94
5.5	Cálculo do Módulo de Elasticidade das Alvenarias	95
5.6	Montagem dos Pórticos	98

5.7 Esforços nas paredes devidos ao vento	99
5.8 Consideração dos esforços globais de 2ª ordem	106
5.8.1 Parâmetro α	106
5.8.1.1 Parâmetro α - Direção de vento X	107
5.8.1.2 Parâmetro α - Direção de vento Y	108
5.8.2 Parâmetro γ_z	108
5.8.2.1 Parâmetro γ_z - Direção de vento X	109
5.8.2.2 Parâmetro γ_z - Direção de vento Y	110
5.9 Esforços finais nas paredes	112
5.10 Critérios para o dimensionamento das paredes	125
5.10.1 Coeficiente de Segurança para os materiais	125
5.10.2 Coeficiente de Segurança para as ações	125
5.10.3 Altura efetiva da parede (h_{ef})	125
5.10.4 Espessura efetiva da parede (t_{ef})	126
5.10.5 Esbeltez da parede	126
5.11 Dimensionamento à Flexão das Paredes	126
5.11.1 Cálculo da parede PX1 – 1º Pavimento	129
5.11.2 Cálculo das armaduras para a parede PY2	148
5.12 Dimensionamento ao Cisalhamento das Paredes	155
5.13 Dimensionamento dos Lintéis (vigas sobre portas e janelas)	175
5.13.1 Dimensionamento à flexão dos lintéis	177
5.13.2 Dimensionamento ao cisalhamento dos lintéis	180
6 Conclusões	182
Bibliografias e Referências Bibliográficas	184
Apêndice A	187

LISTA DE FIGURAS

2.1 Modelos de Blocos de Concreto	10
3.1 Diagrama de tensões-deformações na alvenaria	18
3.2 Diagrama de tensões simplificado	18
3.3 Diagrama de deformações	22
3.4 Diagrama de deformações para determinação de ϕ	26
3.5 Diagrama de tensões para determinação de M_d	30
3.6 Parede estrutural – Exemplo 2	33
3.7 Diagrama de tensões-deformações de F.N.C. para 1º Caso	34
3.8 Diagrama de tensões-deformações de F.N.C. para 2º Caso	35
3.9 Diagrama de tensões-deformações de F.N.C. para 3º Caso	36
3.10 Exemplo 3	43
3.11 Exemplo 4	45
4.1 Comprimento mínimo da parede de travamento com abertura	62
4.2 Largura de abas que podem ser consideradas para paredes de contraventamento	64
4.3 Forma geral do diagrama tensão-deformação da alvenaria	69
4.4 Diagrama tensão-deformação de cálculo da alvenaria	70
4.5 Cobrimento das armaduras em juntas de assentamento	72
4.6 Cobrimento das armaduras protegidas por graute	72
4.7 Força horizontal devida ao desaprumo	76

5.1 Planta do Pavimento Tipo	78
5.2 Planta da casa de máquinas e caixa d'água	79
5.3 Corte AA	80
5.4 Formas do pavimento tipo	81
5.5 Formas do pavimento tipo com numeração das paredes e dos lintéis	82
5.6 Reações das lajes do pavimento tipo	84
5.7 (a) Reações das lajes do piso da casa de máquinas (b) Reações da laje do forro da casa de máquinas (c) Reações da laje da caixa d'água	85
5.8 Distribuição por grupos das cargas verticais	86
5.9 Direção X de incidência do vento	90
5.10 Direção Y de incidência do vento	91
5.11 Resistência característica à compressão dos blocos	97
5.12 Deslocamento do edifício na direção X	107
5.13 Deslocamento do edifício na direção Y	108
5.14 Acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais na direção X	110
5.15 Acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais na direção Y	111
5.16 Formas do 1º Pavimento – paredes grauteadas	145
5.17 Formas do 2º ao 4º Pavimentos – paredes grauteadas	146
5.18 Formas do 5º ao 10º Pavimentos – paredes grauteadas	147
5.19 Detalhamento da Parede PY2	154
5.20 Valores de l_c – PX1 – 15º Pavimento	156
5.21 Valores de l_c – PX6 – 1º Pavimento	156
5.22 Valores de l_c – PX8 – 15º Pavimento	157
5.23 Valores de l_c – PY2 – 1º Pavimento	157
5.24 Valores de l_c – PY2 – 2º Pavimento	157
5.25 Valores de l_c – PY2 – 3º Pavimento	158
5.26 Valores de l_c – PY2 – 4º Pavimento	158
5.27 Valores de l_c – PY2 – 5º Pavimento	158
5.28 Parede PX6 - Estribos	174
5.29 Parede PY2 - Estribos	175

5.30 Parede PX4 - Vista	175
5.31 Carregamento vertical do lintel LX3	176
5.32 Diagrama de momentos fletores devido ao vento no lintel LX3	176
5.33 Diagramas de momentos fletores no lintel LX3 devido às cargas verticais	177
5.34 Detalhamento do lintel LX3	178
5.35 Armadura do lintel LX3	181
Legenda do Apêndice A	
A.1 Trechos rígidos de barras	188
A.2 Pórtico – Vento direção X	189
A.3 Pórtico – Vento direção Y	190
A.4 Parede PX1	191
A.5 Parede PX2	191
A.6 Parede PX3	191
A.7 Parede PX4	192
A.8 Parede PX5	192
A.9 Parede PX6	192
A.10 Parede PX7	193
A.11 Parede PX8	193
A.12 Parede PX9	193
A.13 Parede PX10	194
A.14 Parede PX11	194
A.15 Parede PX12	194
A.16 Parede PX13	195
A.17 Parede PY1	195
A.18 Parede PY2	195
A.19 Parede PY3	196
A.20 Parede PY4	196
A.21 Parede PY5	196
A.22 Parede PY6	197
A.23 Parede PY7	197

A.24 Parede PY8	198
A.25 Parede PY9	198
A.26 Parede PY10	199
A.27 Parede PY11	199

LISTA DE TABELAS

1.1 Comparativo Alvenaria Estrutural x Estrutura Convencional	4
2.1 Requisitos para classificação de unidades de alvenaria	11
2.2 Valores do coeficiente δ	12
2.3 Variação nas propriedades de uma argamassa com alteração relativa de cimento e cal	14
2.4 Resistência Característica à compressão (f_{ck}) do graute	15
2.5 Resistência Característica ao cisalhamento (f_{cvk}) do graute	16
3.1 Cálculo de seções submetidas à Flexão Simples	29
3.2 Cálculo de seções submetidas à Flexão Normal Composta	39/40
4.1 Valores de cálculo das ações a utilizar nas combinações de ações	50
4.2 Coeficientes parciais de segurança relativos a ações em estruturas de edifícios para situações persistentes e transitórias	51
4.3 Coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais (γ_M)	52
4.4 Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa convencional	57
4.5 Valores máximos de τ_{wd}	69
4.6 Valor característico da tensão de aderência da armadura	71
5.1 Definição dos Grupos de Paredes	87
5.2 Cargas acumuladas por nível.	88
5.3 Tensão atuante por grupo	89
5.4 Esforços provenientes da ação do vento	93

5.5 Módulo de Elasticidade da parede	98
5.6 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX1	100
5.7 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX2	100
5.8 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX3	100
5.9 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX4	100
5.10 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX5	101
5.11 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX6	101
5.12 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX7	101
5.13 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX8	101
5.14 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX9	102
5.15 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX10	102
5.16 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX11	102
5.17 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX12	102
5.18 Esforços devidos ao Vento – Direção X – Parede PX13	103
5.19 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY1	103
5.20 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY2	103
5.21 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY3	103
5.22 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY4	104
5.23 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY5	104
5.24 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY6	104
5.25 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY7	104
5.26 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY8	105
5.27 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY9	105
5.28 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY10	105
5.29 Esforços devidos ao Vento – Direção Y – Parede PY11	105
5.30 Esforços Finais – Parede PX1 (Grupo 1) – 14x74 cm	113
5.31 Esforços Finais – Parede PX2 (Grupo 2) – 14x134 cm	113
5.32 Esforços Finais – Parede PX3 (Grupo 3) – 14x74 cm	114
5.33 Esforços Finais – Parede PX4 (Grupo 3) – 14x64 cm	114
5.34 Esforços Finais – Parede PX5 (Grupo 4) – 14x64 cm	115
5.35 Esforços Finais – Parede PX6 (Grupo 4) – 14x368 cm	115
5.36 Esforços Finais – Parede PX7 (Grupo 1) – 14x319 cm	116

5.37 Esforços Finais – Parede PX8 (Grupo 6) – 14x64 cm	116
5.38 Esforços Finais – Parede PX9 (Grupo 4) – 14x54 cm	117
5.39 Esforços Finais – Parede PX10 (Grupo 4) – 14x100 cm	117
5.40 Esforços Finais – Parede PX11 (Grupo 5) – 14x423 cm	118
5.41 Esforços Finais – Parede PX12 (Grupo 6) – 14x279 cm	118
5.42 Esforços Finais – Parede PX13 (Grupo 7) – 14x368 cm	119
5.43 Esforços Finais – Parede PY1 (Grupo 1) – 14x478 cm	119
5.44 Esforços Finais – Parede PY2 (Grupo 5) – 14x74 cm	120
5.45 Esforços Finais – Parede PY3 (Grupo 2) – 14x324 cm	120
5.46 Esforços Finais – Parede PY4 (Grupo 6) – 14x44 cm	121
5.47 Esforços Finais – Parede PY5 (Grupo 7) – 14x74 cm	121
5.48 Esforços Finais – Parede PY6 (Grupo 3) – 14x314 cm	122
5.49 Esforços Finais – Parede PY7 (Grupo 6) – 14x268 cm	122
5.50 Esforços Finais – Parede PY8 (Grupo 4) – 14x384 cm	123
5.51 Esforços Finais – Parede PY9 (Grupo 7) – 14x462 cm	123
5.52 Esforços Finais – Parede PY10 (Grupo 4) – 14x208 cm	124
5.53 Esforços Finais – Parede PY11 (Grupo 8) – 14x392 cm	124
5.54 Limites de tensões de compressão na alvenaria	128
5.55 Tensões na Parede – Parede PX1 (Grupo 1) – 14x74 cm	130
5.56 Tensões na Parede – Parede PX2 (Grupo 2) – 14x134 cm	131
5.57 Tensões na Parede – Parede PX3 (Grupo 3) – 14x74 cm	131
5.58 Tensões na Parede – Parede PX4 (Grupo 3) – 14x64 cm	132
5.59 Tensões na Parede – Parede PX5 (Grupo 4) – 14x64 cm	132
5.60 Tensões na Parede – Parede PX6 (Grupo 4) – 14x368 cm	133
5.61 Tensões na Parede – Parede PX7 (Grupo 1) – 14x319 cm	133
5.62 Tensões na Parede – Parede PX8 (Grupo 6) – 14x64 cm	134
5.63 Tensões na Parede – Parede PX9 (Grupo 4) – 14x54 cm	134
5.64 Tensões na Parede – Parede PX10 (Grupo 4) – 14x100 cm	135
5.65 Tensões na Parede – Parede PX11 (Grupo 5) – 14x423 cm	135
5.66 Tensões na Parede – Parede PX12 (Grupo 6) – 14x279 cm	136
5.67 Tensões na Parede – Parede PX13 (Grupo 7) – 14x368 cm	136
5.68 Tensões na Parede – Parede PY1 (Grupo 1) – 14x478 cm	137

5.69 Tensões na Parede – Parede PY2 (Grupo 5) – 14x74 cm	137
5.70 Tensões na Parede – Parede PY3 (Grupo 2) – 14x324 cm	138
5.71 Tensões na Parede – Parede PY4 (Grupo 6) – 14x44 cm	138
5.72 Tensões na Parede – Parede PY5 (Grupo 7) – 14x74 cm	139
5.73 Tensões na Parede – Parede PY6 (Grupo 3) – 14x314 cm	139
5.74 Tensões na Parede – Parede PY7 (Grupo 6) – 14x268 cm	140
5.75 Tensões na Parede – Parede PY8 (Grupo 4) – 14x384 cm	140
5.76 Tensões na Parede – Parede PY9 (Grupo 7) – 14x462 cm	141
5.77 Tensões na Parede – Parede PY10 (Grupo 4) – 14x208 cm	141
5.78 Tensões na Parede – Parede PY11 (Grupo 8) – 14x392 cm	142
5.79 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX1 (Grupo 1) – 14x74 cm	160
5.80 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX2 (Grupo 2) – 14x134 cm	161
5.81 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX3 (Grupo 3) – 14x74 cm	161
5.82 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX4 (Grupo 3) – 14x64 cm	162
5.83 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX5 (Grupo 4) – 14x64 cm	162
5.84 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX6 (Grupo 4) – 14x368 cm	163
5.85 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX7 (Grupo 1) – 14x319 cm	163
5.86 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX8 (Grupo 6) – 14x64 cm	164
5.87 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX9 (Grupo 4) – 14x54 cm	164
5.88 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX10 (Grupo 4) – 14x100 cm	165
5.89 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX11 (Grupo 5) – 14x423 cm	165
5.90 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX12 (Grupo 6) – 14x279 cm	166
5.91 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PX13 (Grupo 7) – 14x368 cm	166
5.92 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY1 (Grupo 1) – 14x478 cm	167
5.93 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY2 (Grupo 5) – 14x74 cm	167
5.94 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY3 (Grupo 2) – 14x324 cm	168
5.95 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY4 (Grupo 6) – 14x44 cm	168
5.96 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY5 (Grupo 7) – 14x74 cm	169
5.97 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY6 (Grupo 3) – 14x314 cm	169
5.98 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY7 (Grupo 6) – 14x268 cm	170
5.99 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY8 (Grupo 4) – 14x384 cm	170
5.100 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY9 (Grupo 7) – 14x462 cm	171

5.101 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY10 (Grupo 4) – 14x208 cm	171
5.102 Valores de V_{sd} e V_{rd} – Parede PY11 (Grupo 8) – 14x392 cm	172

RESUMO

Este trabalho apresenta um estudo sobre o dimensionamento de paredes e lintéis de edifícios em alvenaria estrutural. As verificações de segurança e estados limites estão baseadas no Eurocode 6 [1996] seguindo a tendência mundial de fazer o dimensionamento através de métodos probabilísticos. Para isto, são abordados aspectos do cálculo, com deduções das fórmulas utilizadas tomando-se como base o método dos estados limites últimos.

Para ilustrar os estudos realizados foi desenvolvido um projeto piloto de um edifício de 15 pavimentos, do qual se apresenta a planta do pavimento tipo, da casa de máquinas dos elevadores e da caixa d'água.

Apresenta-se também os respectivos desenhos de formas, com a indicação das alvenarias estruturais e não estruturais.

As ações devidas ao vento são baseadas na NBR 6123 [1988] e o processo de cálculo é o de pórticos alinhados, tendo em vista a simetria do edifício piloto.

As ações verticais são baseadas na NBR 6120 [1980] e as lajes são calculadas no regime elástico.

No dimensionamento são feitas as verificações de segurança e estabilidade das peças estruturais, bem como o cálculo das armaduras onde necessário.

Nos casos em que as tensões de cálculo atuantes superam as tensões de cálculo resistentes dos blocos, mas não suficientemente altas para a indicação de armaduras, utiliza-se o critério de grauteamento dos blocos, com o intuito de aumentar a resistência da alvenaria.

Faz parte do presente trabalho, indicações de todas as alvenarias grauteadas, das alvenarias armadas e um exemplo de cálculo e detalhamento de um lintel (viga sobre janela e/ou porta).

Palavras chave: alvenaria estrutural; projeto estrutural de edifícios; estados limites últimos.

ABSTRACT

This work describes a study about the design of walls and lintels of structural masonry buildings. The safety verifications and limit states are based on Eurocode 6 [1996], following the global trend of probabilistic based design. Design aspects are discussed within this context and formulas based on ultimate limit state design are presented.

In order to illustrate the performed studies a pilot design of a fifteen floor building was developed, where the typical storey, mechanical storey and water reservoir are presented.

The formwork project is also presented, with the description of the structural and non structural masonry.

Wind effects are based on NBR 6123 [1988] and the design model consists of aligned frames, taking into account the pilot building symmetry.

Vertical actions are based on NBR 6120 [1980] and slabs are considered to be in the elastic range.

Safety checks and of structural member stability are performed in the design, as well as the reinforcement calculation, when required.

In the event where design stresses are higher than the limit stresses in the blocks, but not high enough to indicate reinforcement, a grouting criteria is indicated in order to increase masonry strength.

Another part of the present work is the determination of the masonry walls to be grouted and reinforced, as well as the design and detailing of a lintel (i.e., a beam over a window and/or door).

Keywords: structural masonry, structural design of buildings, ultimate limit states

1

INTRODUÇÃO

1.1 – Revisão Bibliográfica

Apresenta-se neste item uma revisão da literatura utilizada durante o desenvolvimento deste trabalho, procurando mostrar os avanços tecnológicos deste sistema construtivo e situar o presente trabalho neste contexto.

SUTHERLAND [1969] propõe que o pavimento seja dividido em áreas de influência em torno de grupos de paredes interligadas, separados uns dos outros por aberturas.

SUTHERLAND [1981] afirma que a intuição permite-nos pensar que em edifícios altos as deformações da totalidade da estrutura conduzem a uma equalização dos esforços em um grupo de paredes, assim como nas próprias paredes.

HENDRY, SINHÁ & DAVIES [1981] – arranjos não simétricos de parede dão margem ao surgimento de esforços de torção, os quais dificultam o trabalho de cálculo e conduzem a distribuição indesejável de tensões.

OLIVEIRA JR [1992] apresenta um estudo sobre edifícios em alvenaria estrutural, executados com blocos de concreto, de acordo com as normas brasileiras, complementadas, quando necessário, pelas normas americanas.

BASTOS [1993] faz um conjunto de análises visando auxiliar o projeto de edifícios em alvenaria estrutural, baseado no método das tensões admissíveis.

OLIVEIRA JR & PINHEIRO [1994] observaram que estudos realizados mostram que as paredes estruturais, trabalhando em conjunto com as lajes, possuem capacidade de distribuição de ações, fazendo com que as paredes mais carregadas sirvam das menos carregadas para aliviar seus excessos.

SILVA [1996] analisa aspectos do efeito de vento em edifícios de alvenaria estrutural apresentando os principais sistemas estruturais para contraventamento, prescrições de normas e esquema para modelagem da estrutura.

ACCETTI [1998] concluiu que segundo estudos realizados, verifica-se que as tensões nas alvenarias considerando as abas são bem menores que as tensões quando não são considerados estes trechos.

OLIVEIRA [2001] verifica a segurança de edifícios em alvenaria estrutural executados no Brasil e dimensionado segundo o método das tensões admissíveis, fazendo uma comparação com as recomendações do EUROCODE 6.

CORRÊA E RAMALHO [2003] publicam livro que contempla uma atual e ampla cobertura dos vários aspectos do projeto estrutural refletindo o estado da arte do projeto e da prática de alvenaria no Brasil. Neste trabalho é tratado o dimensionamento de alvenarias estruturais armadas e não armadas, segundo os preceitos da NBR 10837 [1989] que adota o método das tensões admissíveis para o dimensionamento das peças estruturais. Reiteram que a modulação das alvenarias estruturais é fundamental para o resultado econômico da obra, tendo em vista que a necessidade de se promover cortes nos blocos ou efetuar enchimentos levarão a uma perda de racionalidade da construção. Apresentam ainda critérios para distribuição das cargas verticais nas edificações, com comentários, citando em cada caso suas vantagens e desvantagens.

1.2 – Conceituação

Define-se a alvenaria como sendo o conjunto composto por blocos ou tijolos (unidades), executados em obra e ligados entre si por argamassa, tendo estruturalmente um comportamento monolítico.

A alvenaria estrutural é aquela em que a parede trabalha simultaneamente como elemento de vedação e estrutural, podendo ser armada ou não.

A alvenaria estrutural armada, pode ser executada com blocos vazados de concreto, ou blocos vazados cerâmicos. É utilizada quando existe a impossibilidade de se aumentarem as espessuras das paredes, mantendo portanto a compatibilidade com o projeto arquitetônico. No presente trabalho, tratar-se-á apenas das alvenarias executadas com blocos de concreto por estarem no mercado há mais tempo e existir um maior número de técnicos e empresas especializadas nestes tipos de blocos.

Os componentes principais da alvenaria estrutural são: blocos, ou unidades; argamassa, graute e armadura.

Nos casos em que as tensões oriundas dos esforços de tração e/ou compressão superem a capacidade resistente dos materiais utilizados, faz-se necessário a colocação de armaduras convenientemente envolvidas por graute, para absorver os esforços.

1.3 – Histórico

A alvenaria, desde os primórdios da humanidade, é a forma mais utilizada de construção, sendo o tijolo o mais antigo material ainda em utilização.

Como exemplos, podemos citar:

- Pirâmides de Guizé (2600 anos antes de Cristo)

Incluem as pirâmides de Quéops, Quefrem e Miquerinos, construídas em blocos de pedra.

A pirâmide de Quéops consumiu aproximadamente dois milhões e trezentos mil blocos, distribuídos numa área de aproximadamente 50000m², onde cada bloco, estima-se, tenha peso médio de 25 kN.

- **Farol da Alexandria** (280 anos antes de Cristo)

Tratava-se de uma estrutura marcante do ponto de vista estrutural, com altura de 134 metros, construído em mármore branco. Foi destruído por um terremoto no século XIV.

- **Edifício Monadnock** - Chicago - (1889 a 1891)

Possui altura de 65 metros com 16 pavimentos. As paredes em sua base possuem 1,80m de espessura, devido aos processos empíricos de dimensionamento utilizados na época.

- **Hotel Escalibur** - Las Vegas

É considerado o mais alto edifício em alvenaria estrutural da atualidade. Possui altura correspondente a 28 pavimentos, executados em alvenaria estrutural armada.

- Em 1950, foi construído por Paul Hallen na Suíça um prédio com 13 pavimentos e 42 metros de altura, em alvenaria estrutural não armada. Convém ressaltar que já naquela época, utilizaram paredes internas com a espessura de 15 cm, basicamente as mesmas espessuras que se obteriam utilizando os critérios de cálculo atuais.

No Brasil, surgiram os primeiros edifícios em alvenaria estrutural na década de 60. Já na década de 70, foram construídos em São Paulo o **Condomínio Central Parque da Lapa** com quatro blocos de doze pavimentos cada, em alvenaria estrutural armada.

Posteriormente, em São José dos Campos, foi construído o **Edifício Muriti** com 16 pavimentos em alvenaria estrutural armada.

Atualmente no Brasil, a utilização da alvenaria estrutural sofre grande impulso, devido à necessidade das empresas de reduzirem custos, aliadas a uma racionalização da construção.

Na região metropolitana de Belo Horizonte a grande maioria das edificações com até seis pavimentos são em alvenaria estrutural, porém são raros os edifícios em alvenaria estrutural armada. Embora a solução em alvenaria armada seja recomendável para edifícios mais altos, acima de 15 pavimentos, existe ainda grande dificuldade das construtoras de se adaptarem às inovações na área tecnológica, inovações estas que inverteriam, ou até mesmo eliminariam critérios construtivos já consagrados.

1.4 – Aspectos técnicos e econômicos

A alvenaria estrutural armada permite a construção de edificações mais altas, usando apenas um elemento para assumir a dupla função de vedação e estrutura. Isto nos conduz a vantagens construtivas e econômicas, que podemos citar:

- Economia de formas e armação (não se usam formas para a execução de alvenaria);
- Facilidade de compatibilização do projeto estrutural com o arquitetônico (ausência de pilares e vigas no pavimento tipo);
- Menor número de profissionais utilizados na obra;
- Rapidez na execução (quando se termina a alvenaria, a estrutura já está pronta);
- Diminuição da espessura do revestimento, devido à utilização de blocos obrigatoriamente de boa qualidade.

Estima-se, segundo algumas construtoras pesquisadas, (conforme Tabela 1.1) que estas vantagens construtivas da alvenaria estrutural conduzam a economia no custo da estrutura do pavimento tipo, quando comparada com o concreto armado convencional, da ordem de:

Tabela 1.1 – Comparativo Alvenaria Estrutural x Estrutura Convencional

Nº de Pavimentos	Economia (%)
Até 3 pavtos	25 a 30
4 a 7	20 a 25
8 a 11	15 a 20
12 a 15	10 a 15
18	5 a 10

No entanto, para a obtenção da economia indicada na Tabela 1.1, faz-se necessário que o projeto arquitetônico seja desenvolvido para ser executado em alvenaria estrutural, ou seja, as dimensões dos cômodos devem ser consideradas de modo a facilitar uma boa modulação da alvenaria.

As aberturas (portas e janelas) devem obedecer a distâncias compatíveis de modo a evitar altas concentrações de tensões, o que acarretaria blocos de resistências elevadas e custos maiores.

Pode-se concluir que a utilização da alvenaria estrutural acarreta uma maior racionalidade do sistema construtivo, reduzindo-se o consumo dos materiais e desperdícios que usualmente se verificam em obras de concreto armado convencional.

Porém, como em todo material, a alvenaria tem também algumas desvantagens:

- Impossibilidade de modificações no posicionamento das alvenarias após a obra concluída,
- O controle da qualidade da execução deve ser mais eficiente, a mão de obra mais treinada e a fiscalização mais rigorosa tendo em vista que a resistência final da alvenaria é influenciada pelo processo construtivo.

1.5 – Objetivos do trabalho

Tendo em vista a escassa bibliografia existente sobre alvenaria estrutural armada, tem-se como principal objetivo formular um roteiro prático e eficiente para o dimensionamento de suas peças estruturais.

CORRÊA E RAMALHO [2003] apresentaram trabalho bastante minucioso sobre dimensionamento de alvenarias estruturais armadas e não armadas, segundo os preceitos da NBR 10837 [1989], que adota o Método das Tensões Admissíveis para o dimensionamento das peças estruturais de alvenaria.

Por este processo, as tensões decorrentes das solicitações acidentais e permanentes (valores nominais), não devem ultrapassar as tensões admissíveis dos materiais. Estas tensões admissíveis serão consideradas como uma parcela de alguma tensão de ruptura limitante, como por exemplo, a resistência dos prismas, a resistência das paredes, ou a tensão crítica de flambagem.

Porém, este critério é bastante criticado, pelo fato de ser determinístico e não probabilístico, além de não explicitar os coeficientes parciais de segurança para as ações e os materiais.

A tendência mundial, inclusive o EUROCODE 6 [1996] é fazer o dimensionamento através de métodos probabilísticos, o que vem a ser o método dos Estados Limites Últimos (E.L.U.). Neste método, a verificação da segurança é obtida quando os esforços resistentes superam os esforços atuantes, aplicados os coeficientes de segurança.

No presente trabalho serão abordados os critérios de dimensionamento de paredes e lintéis de edifícios em alvenaria estrutural de blocos de concreto, baseado no método dos Estados Limites Últimos (E.L.U.), e segundo recomendações do EUROCODE 6 [1996]. Não é objetivo deste trabalho efetuar comparações com a NBR 10837 [1989].

Para ilustrar os estudos realizados será desenvolvido um projeto piloto de um edifício de quinze pavimentos, seguindo o seguinte roteiro:

- Lançamento da estrutura do edifício, compatibilizando o projeto estrutural com o arquitetônico e definindo com clareza as paredes estruturais e de vedação;
- Análise da distribuição das cargas verticais;
- Estudos sobre a ação do vento com a consequente distribuição nas paredes estruturais;
- Verificação das tensões atuantes sob a ação simultânea de vento e cargas verticais;
- Estudo das estabilidades local e global da estrutura;
- Finalmente, após as análises, serão feitos os dimensionamentos, com definição das resistências dos blocos, além das armaduras necessárias.

1.6 – Sequência do Trabalho

No capítulo 2 serão apresentadas as definições necessárias à compreensão do texto, bem como algumas características tecnológicas dos materiais utilizados, tais como blocos vazados de concreto, argamassa de assentamento, graute e armadura.

No capítulo 3 serão apresentadas as fórmulas necessárias ao dimensionamento da estrutura com ênfase para a flexão simples e a flexão normal composta, inclusive com as deduções e os comentários pertinentes.

No capítulo 4 serão apresentadas as recomendações do EUROCODE 6 [1996] referentes a alvenarias simples e armadas, bem como considerações sobre os carregamentos da estrutura. Estas ações a serem consideradas serão devidas às cargas permanentes, acidentais e de vento. Apresentar-se-ão os critérios para distribuição das cargas verticais e horizontais, e também os valores utilizados no projeto piloto.

No capítulo 5 será desenvolvido o projeto piloto de um edifício de 15 pavimentos, com definições das resistências dos blocos e do graute por pavimento, bem como do cálculo das armaduras onde elas se fizerem necessárias. Neste capítulo, também será verificada a estabilidade global do edifício.

No capítulo 6 serão apresentadas as conclusões finais, e, a seguir, as referências bibliográficas e o apêndice.

2

DEFINIÇÕES

Os componentes da alvenaria estrutural são:

- Unidades de alvenaria (blocos);
- Argamassas de assentamento;
- Graute;
- Armaduras (quando necessárias).

2.1 – Unidades de Alvenaria (blocos)

É o componente básico da alvenaria estrutural, podendo ser de concreto, cerâmica, pedra natural ou concreto celular. Neste trabalho serão tratados apenas as unidades de alvenaria em blocos de concreto vazados.

2.1.1 – Classificação das unidades de alvenaria

As unidades de alvenaria são normalmente prismáticas com dois ou três furos, podendo ser classificados de acordo com o EUROCODE 6 [1996] da seguinte maneira:

• **Relativas ao controle de produção**

Categoria I - Quando o fabricante aceitar fornecer um conjunto de unidades de alvenaria com determinada resistência à compressão e possuir um sistema de controle de qualidade cujos resultados demonstrem que o valor médio da resistência à compressão do conjunto, tenha uma probabilidade de não atingir a resistência especificada à compressão, não superior a 5%.

Categoria II - Quando o valor médio da resistência à compressão das unidades de alvenaria estiver de acordo com o preconizado na categoria I, não sendo observados os demais requisitos, como por exemplo, o controle de qualidade.

A seguir, apresenta-se na Figura 2.1 diversos tipos de bloco de concreto, com suas respectivas dimensões.

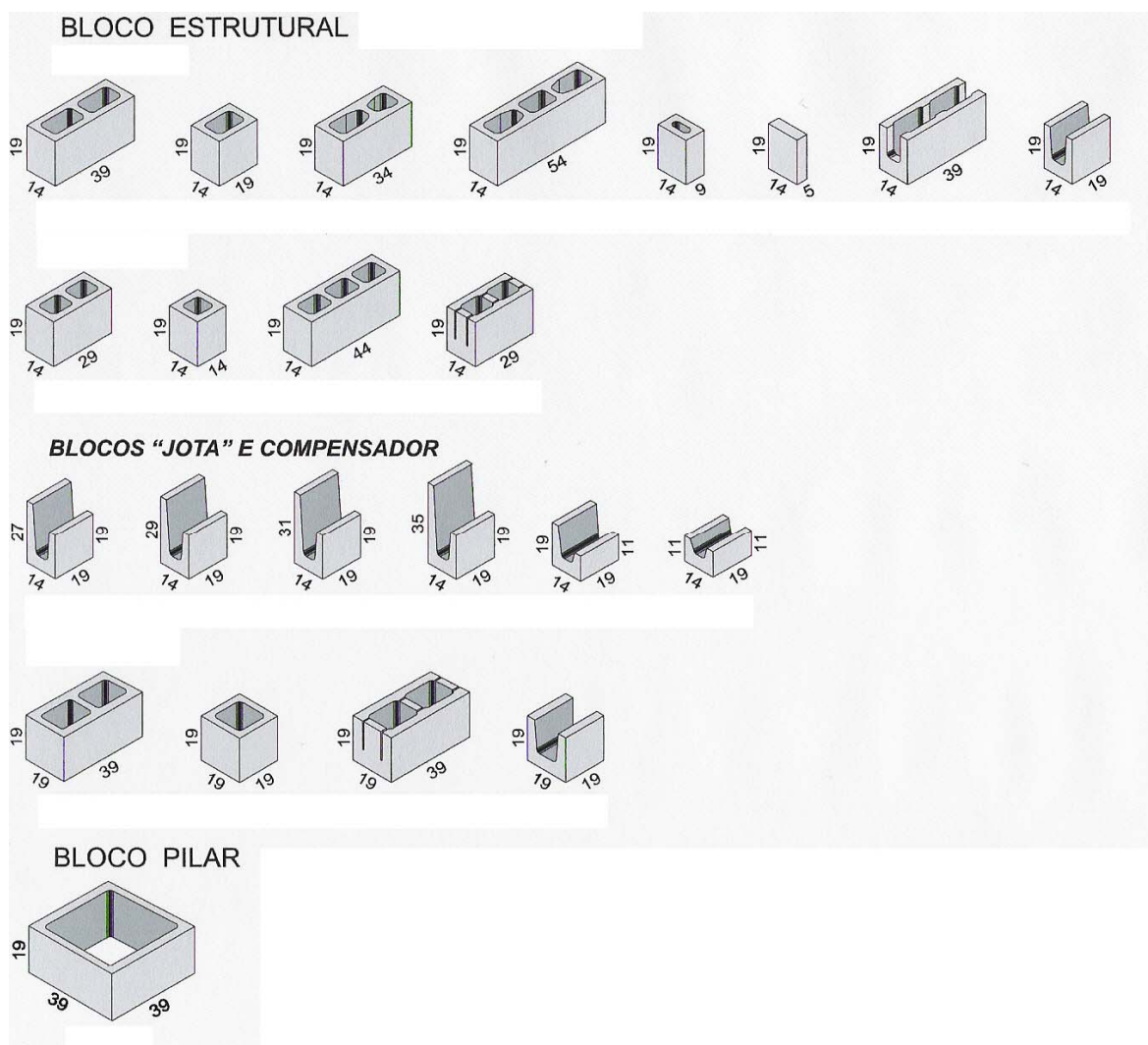


Figura 2.1 – Modelos de Blocos de Concreto (Unidades em cm.), fabricados pela Tatu Premoldados Ltda. (www.tatu.com.br)

• **Relativas às porcentagens, disposições e dimensões dos furos**

Serão classificadas como Grupo 1, Grupo 2a, Grupo 2b e Grupo 3, conforme requisitos indicados na Tabela 2.1 seguinte:

Tabela 2.1 – Requisitos para classificação de unidades de alvenaria

	Grupos de unidades de alvenaria			
	1	2a	2b	3
Volume de furos (% do volume total) (ver nota 1)	≤ 25	> 25-45 para unidades cerâmicas > 25-50 para unidades de concreto	> 45-55 para unidades de argila > 50-60 para unidades de concreto (ver nota 2)	≤ 70
Volume de qualquer furo (% do volume total)	$\leq 12,5$	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas ≤ 25 para unidades de concreto	$\leq 12,5$ para unidades cerâmicas ≤ 25 para unidades de concreto	Limitado pela área (ver abaixo)
Área de qualquer furo	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	Limitada pelo volume (ver acima)	$\leq 2800\text{mm}^2$ exceto para unidades de um só furo, quando este seja $\leq 18000\text{mm}^2$
Largura equivalente (% da largura total) (ver nota 3)	$\geq 37,5$	≥ 30	≥ 20	Sem exigências
<p>Notas:</p> <ol style="list-style-type: none"> Os furos podem ser furos verticais através da unidade de alvenaria ou depressões ou rebaixos. Se existir experiência nacional baseada em ensaios que confirme que a segurança da alvenaria não é reduzida para limites inaceitáveis quando esta tem uma proporção maior de furos, os limites de 55% para as unidades cerâmicas e de 60% para as unidades de concreto podem ser aumentados para as unidades de alvenaria que são utilizadas no país com essa experiência nacional. A largura equivalente é a espessura dos septos interiores e exteriores, medida horizontalmente através da unidade de alvenaria e perpendicularmente à face da parede de alvenaria resistente. 				

2.1.2 – Propriedades das unidades de alvenaria

- Resistência à compressão das unidades de alvenaria

É a tensão de ruptura média de um número especificado de unidades de alvenaria.

- Resistência característica à compressão das unidades de alvenaria

É a resistência à compressão abaixo da qual só corresponde um quantil de 5% dos resultados obtidos, ou seja: É um valor com 95% de probabilidade de ocorrência.

- Resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria

É a resistência à compressão de uma unidade de alvenaria modificada para condições de seco ao ar e para uma unidade equivalente com 100mm de largura por 100mm de altura.

Para utilização em projetos estruturais, a resistência a ser considerada será a resistência normalizada. Quando a resistência for referida à resistência média, deve-se fazer a conversão para a resistência normalizada, multiplicando a resistência média pelo fator δ indicado na Tabela 2.2, para levar em consideração a altura e a largura das unidades de alvenaria.

Por outro lado, se a resistência for referida à resistência característica, esta deve ser convertida para a resistência média equivalente (utilizando fator de conversão baseado no coeficiente de variação), e em seguida, converter à resistência normalizada utilizando a Tabela 2.2.

Tabela 2.2 - Valores do coeficiente δ

Altura da unidade de alvenaria (mm)	Menor dimensão horizontal da unidade de alvenaria (mm)				
	50	100	150	200	≥ 250
50	0,85	0,75	0,70	-	-
65	0,95	0,85	0,75	0,70	0,65
100	1,15	1,00	0,90	0,80	0,75
150	1,30	1,20	1,10	1,00	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,10
250 ou maior	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

Nota: Pode-se efetuar uma interpolação linear.

2.2 – Argamassa de assentamento

A argamassa segundo NBR 8798 [1985] é definida como sendo:

“Elemento utilizado na ligação entre os blocos de concreto, (garantindo distribuição uniforme de esforços), composto de cimento, agregado miúdo, água e cal ou outra adição destinada a conferir plasticidade e retenção de água de hidratação à mistura.”

Ao contrário do que se imagina, a resistência da argamassa tem pouca influência na resistência à compressão final da parede.

Geralmente recomenda-se que a resistência f_m da argamassa esteja entre 70% e 100% da resistência do bloco.

No projeto piloto a ser desenvolvido no capítulo 5, será considerado para a argamassa, 80% do valor da resistência característica a do bloco.

O seu traço deverá ser definido em função da aderência, capacidade de retenção de água, plasticidade da mistura e módulo de deformação longitudinal.

A utilização de argamassas mistas (cimento e cal hidratada), é a mais recomendada, tendo em vista que:

- O cimento confere maior aderência entre a argamassa e o bloco, maior resistência mecânica da parede e maior estanqueidade.
- A cal, por sua capacidade de retenção de água acarretará em menor módulo de deformação longitudinal, permitindo sem danos, maiores movimentações da alvenaria, seja por recalque ou por variação térmica.

Segundo SABBATINI [1985], a cal provoca variações nas características das argamassas conforme a Tabela 2.3.

Tabela 2.3 – Variação nas propriedades de uma argamassa com alteração relativa de cimento e cal.

Propriedades	Aumento na Proporção de Cal no Aglomerante
Resistência à compressão	Decresce
Resistência à tração	Decresce
Resistência inicial	Decresce
Resistência à altas temperaturas	Decresce
Durabilidade	Decresce
Retração na secagem	Cresce
Retenção de água	Cresce
Plasticidade	Cresce
Resiliência	Cresce
Trabalhabilidade	Cresce
Módulo de deformação	Decresce

Portanto, a argamassa deverá ser convenientemente dosada, de modo que se consiga:

- Unir monoliticamente os blocos;
- Absorver as deformações impostas à alvenaria e permitir pequenos deslocamentos;
- Impermeabilizar as juntas e impedir a penetração de água e vento;
- Ter boa trabalhabilidade;
- Conferir capacidade de retenção de água, o que implica em menor módulo de deformação e maior capacidade de absorção de movimentos.

Segundo o EUROCODE 6 [1996], as argamassas devem ser classificadas através da sua resistência de cálculo à compressão em N/mm^2 (MPa). Por exemplo: M8 significa que a resistência à compressão da argamassa é de 8 MPa.

Pode também ter a indicação através de seu traço volumétrico, como por exemplo, 1 : 1 : 4 (cimento, cal, areia).

As argamassas convencionais não devem ser inferiores a M1 em juntas sem armadura, e nem inferiores a M5 em juntas armadas.

2.3 – Graute

O graute é definido como sendo o elemento para preenchimento dos vazios dos blocos e canaletas de concreto, para solidarização da armadura a estes elementos e aumento da capacidade portante. É composto de cimento, agregado miúdo, agregado graúdo, água, cal ou outra adição destinada a conferir trabalhabilidade e retenção de água de hidratação à mistura.

Sendo assim, o graute permite o aumento da capacidade resistente à compressão das alvenarias, podendo também trabalhar em conjunto com as armaduras, para combater possíveis esforços de tração e também de compressão. O aumento da capacidade resistente do bloco é obtido através do aumento da seção transversal.

Portanto, a resistência à compressão do graute não deverá ser inferior à resistência à compressão do bloco referida à área líquida.

Levando-se em conta que a área bruta do bloco é aproximadamente o dobro de sua área líquida, temos que:

$$f_{ck} \geq 2f_{bk}$$

Estes grautes devem ser fluidos de modo a ter um abatimento (SLUMP) variando entre 17 e 23 cm, e sua resistência mínima aos 28 dias será conforme o EUROCODE 6 [1996]:

$$f_{ck} \geq 12MPa$$

Para efeitos de especificação, a resistência característica do graute é indicada pela classe de resistência do concreto referida a corpos de prova cúbicos ou cilíndricos, aos 28 dias.

As classes de resistência são as indicadas nas Tabelas 2.4 e 2.5, bem como o valor do f_{ck} a ser indicado no projeto.

Tabela 2.4 - Resistência Característica à compressão (f_{ck}) do graute

Classe de resistência do graute	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30
$f_{ck} (N/mm^2)$	12	16	20	25

Tabela 2.5 - Resistência Característica ao corte (f_{cvk}) do graute

Classe de resistência do graute	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30
$f_{cvk} (N/mm^2)$	0,27	0,33	0,39	0,45

2.4 – Armaduras

As armaduras têm como funções principais:

- Travamento das alvenarias;
- Aumentar a resistência à compressão das alvenarias;
- Resistir a esforços de tração, quando existirem.

Os aços utilizados em alvenaria estrutural armada devem ter as mesmas características daqueles usados no concreto armado convencional, e devem ser totalmente envolvidos pelo graute de maneira a obter uma estrutura monolítica.

O diâmetro máximo das armaduras utilizadas deverá ser tal que permita garantir os cobrimentos mínimos indicados posteriormente no capítulo 4.

3

FLEXÃO SIMPLES, FLEXÃO NORMAL COMPOSTA E COMPRESSÃO SIMPLES

Neste capítulo serão apresentadas as fórmulas para o dimensionamento de seções retangulares submetidas à flexão simples, flexão normal composta e compressão simples. É uma adaptação, para alvenaria estrutural, das fórmulas deduzidas por Tepedino [1988], no estado limite último, baseada nas seguintes hipóteses básicas:

- As seções planas permanecem planas após as deformações.
- As armaduras são completamente envolvidas pela graute e pelo bloco, de modo a trabalharem como seção homogênea.
- A resistência à tração da alvenaria é considerada nula (imposição EUROCODE 6 [1996]).
- Para o encurtamento de ruptura da alvenaria nas seções transversais não inteiramente comprimidas considera-se convencionalmente o valor de 3,5‰. Nas seções transversais inteiramente comprimidas, o encurtamento máximo na ruptura, varia de 3,5‰ a 2‰, tomando o valor de 2‰ a 3/7 da seção a partir da face mais comprimida.
- Nas seções transversais sujeitas à compressão pura, o encurtamento máximo da alvenaria é limitado a 2‰.
- O alongamento máximo permitido para a armadura de tração é de 10‰.
- A distribuição de tensões na alvenaria se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo da Figura 3.1

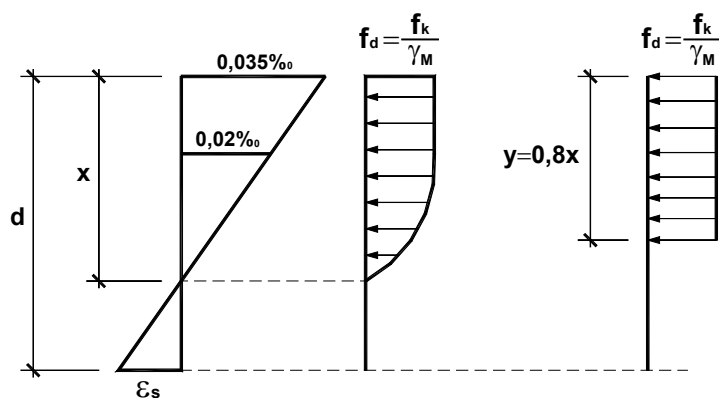


Figura 3.1 – Diagrama de tensões-deformações na alvenaria

3.1 – Flexão Simples – Equacionamento

No caso de seções retangulares, pode-se, sem grande margem de erro, trabalhar com um diagrama retangular simplificado no lugar do diagrama parábola – retângulo, conforme Figura 3.2, tendo em vista que sua resultante e ponto de aplicação diferem muito pouco do diagrama parábola – retângulo real.

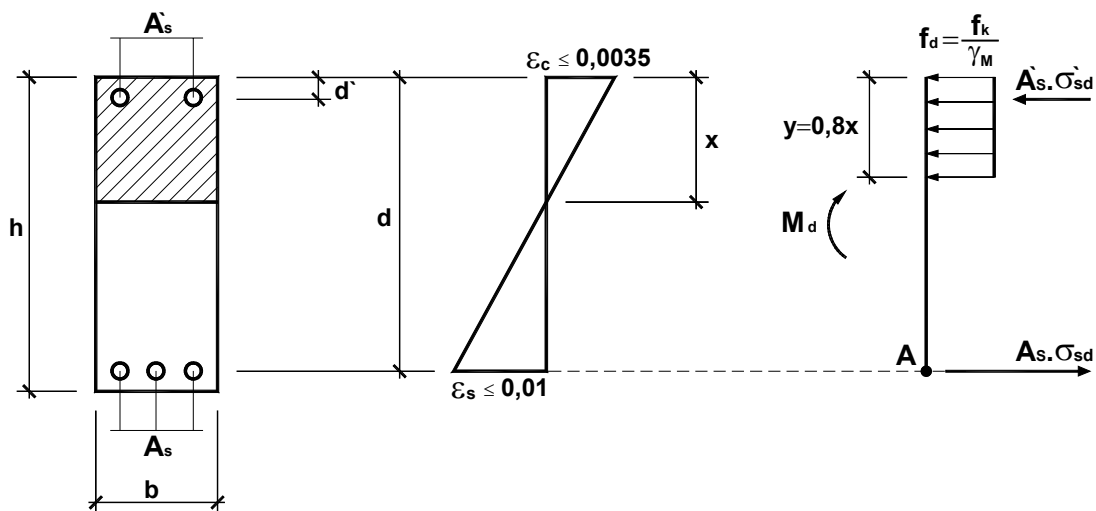


Figura 3.2 – Diagrama de tensões simplificado

Onde:

b = largura da seção

d = altura útil da seção

A_s = área da seção transversal da armadura de tração

A'_s = área da seção transversal da armadura de compressão

f_k = valor característico da resistência à compressão da alvenaria

σ_{sd} = valor de cálculo da tensão de tração do aço. Para seções subarmadas: $\sigma_{sd} = f_{yd}$

σ'_{sd} = valor de cálculo da tensão de compressão do aço

γ_M = coeficiente parcial de segurança relativo a alvenaria

γ_s = coeficiente parcial de segurança relativo ao aço

f_d = resistência de cálculo à compressão da alvenaria

O EUROCODE 6 [1996] determina que a relação entre a profundidade da linha neutra, x , e a altura útil, d não deve ultrapassar 0,40 nos locais em que não tenha sido efetuada nenhuma redistribuição de momentos. No presente trabalho, será adotado este critério com o intuito de melhorar a ductilidade da estrutura.

Equações de Equilíbrio:

$$\sum F = 0 \Rightarrow f_d \cdot b \cdot y + A'_s \cdot \sigma'_{sd} = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.1)$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_d = f_d \cdot b \cdot y \left(d - \frac{y}{2} \right) + A'_s \cdot \sigma'_{sd} (d - d') \quad (3.2)$$

Dividindo a equação (3.2) por $f_d \cdot b \cdot d^2$, tem-se:

$$\frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{f_d \cdot b \cdot y \left(d - \frac{y}{2} \right)}{f_d \cdot b \cdot d^2} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd} \cdot (d - d')}{f_d \cdot b \cdot d^2} \quad (3.3)$$

Fazendo:

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}; \quad \frac{y}{d} = \alpha; \quad \phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}, \text{ fica:} \quad (3.4)$$

$$K = \frac{f_d \cdot b \cdot \alpha \cdot d \left(d - \frac{\alpha \cdot d}{2} \right)}{f_d \cdot b \cdot d^2} + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{yd} \cdot d \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{f_d \cdot b \cdot d^2} \quad (3.5)$$

$$K = \frac{f_d \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)}{f_d \cdot b \cdot d^2} + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{yd} \cdot d \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{f_d \cdot b \cdot d^2} \quad (3.6)$$

$$K = \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{yd} \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{f_d \cdot b \cdot d} \quad (3.7)$$

Chamando: $\alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) = K'$ e desenvolvendo:

$$\alpha = 1 - \sqrt{1 - 2K'} \text{ , portanto:}$$

$$K = K' + \frac{A'_s \cdot \phi \cdot f_{yd} \left(1 - \frac{d'}{d} \right)}{f_d \cdot b \cdot d} \quad (3.8)$$

Então:

$$A'_s \cdot \phi = \frac{f_d \cdot b \cdot d (K - K')}{f_{yd} \left(1 - \frac{d'}{d} \right)} \quad (3.9)$$

Da equação (3.1), tira-se:

$$f_d \cdot b \cdot y + A'_s \cdot \sigma'_{sd} = A_s \cdot f_{yd}$$

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot y}{f_{yd}} + \frac{A'_s \cdot \sigma'_{sd}}{f_{yd}} \quad (3.10)$$

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot \alpha \cdot d}{f_{yd}} + A'_s \cdot \phi \quad (3.11)$$

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{f_{yd}} + A'_s \cdot \phi \quad (3.12)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Portanto:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{f_{yd}} \quad (3.13) \\ A_{s2} = A'_s \cdot \phi = \frac{f_d \cdot b \cdot d (K - K')}{f_{yd} \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \quad (3.14) \end{array} \right.$$

Pela equação (3.14) : $A_{s2} = A'_s \cdot \phi$, e portanto:

$$A'_s = \frac{A_{s2}}{\phi} \quad (3.15)$$

Como $y = \alpha d$ e $y = 0,80x$, tem-se:

$$y = [1 - \sqrt{1 - 2K'}] \cdot d$$

$$0,80x = [1 - \sqrt{1 - 2K'}] \cdot d$$

$$\frac{x}{d} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \quad (3.16)$$

Valores de K'

Como K' só depende de α , e α só depende da profundidade da linha neutra, deve-se limitar o valor de K' para não entrar no domínio 4 (seções superarmadas), da seguinte maneira:

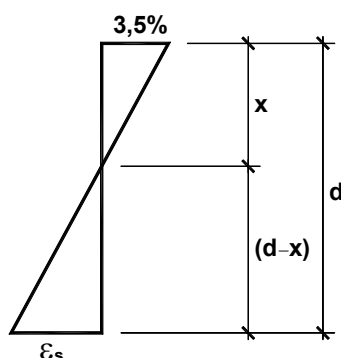


Figura 3.3 – Diagrama de deformações

$$\frac{x}{3,5} = \frac{d-x}{\varepsilon_s} \Rightarrow x = \frac{3,5 d}{3,5 + \varepsilon_s} \quad (3.17)$$

$$\text{Sendo } \alpha = \frac{y}{d} \text{ e } y = 0,80x \Rightarrow \alpha = \frac{0,80x}{d} \quad (3.18)$$

$$\alpha = \frac{0,80}{d} \cdot \frac{3,5 d}{3,5 + \varepsilon_s} \quad (3.19)$$

$$\alpha = \frac{2,80}{(3,50 + \varepsilon_s)} \quad (3.20)$$

Obviamente, no caso limite entre os domínios 3 e 4, tem-se que $\varepsilon_s = \frac{f_{yd}}{E_s}$

Então:

$$\alpha_l = \frac{2,80}{(3,50 + \varepsilon_s)}. \quad (3.21)$$

$$K_l = \alpha_l \cdot \left(1 - \frac{\alpha_l}{2}\right) \quad (3.22)$$

Para o aço CA-50:

$$\varepsilon_s = \frac{5000/1,15}{2100000} = 0,00207 = 2,07 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{2,80}{(3,50 + 2,07)} = 0,502$$

$$K_l = 0,502 \left(1 - \frac{0,502}{2}\right) = 0,376$$

Para o aço CA-25:

$$\varepsilon_s = \frac{2500/1,15}{2100000} = 0,001035 = 1,035 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{2,80}{(3,50 + 1,035)} = 0,617$$

$$K_l = 0,617 \left(1 - \frac{0,617}{2}\right) = 0,427$$

Para o aço CA-60:

$$\varepsilon_s = \frac{6000/1,15}{2100000} = 0,00248 = 2,48\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{2,80}{(3,50 + 2,48)} = 0,468$$

$$K_l = 0,468 \left(1 - \frac{0,468}{2} \right) = 0,358$$

Sabendo que $K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$ e $K' = \alpha \cdot \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right)$ são funções da profundidade da linha neutra, pode-se concluir:

- Se $K \leq K_l$ (seções subarmadas), $A'_s = 0$, então deve-se fazer $K' = K$ na equação (3.14), para que A_{s2} seja nulo e portanto $A'_s = \frac{A_{s2}}{\phi} = 0$
- Se $K > K_l$, teria seções superarmadas (domínio 4). Neste caso limita-se o valor de K' ao valor de K_l , para impedir tal fato, o que se consegue usando armadura dupla A'_s .

Então:

$$\text{- Se } K \leq K_l \Rightarrow K' = K$$

$$\text{- Se } K > K_l \Rightarrow K' = K_l$$

Porém, usando os valores de K_l indicados, não estaria atendendo às recomendações do EUROCODE 6 [1996] em limitar a relação $\frac{x}{d} \leq 0,40$.

$$\text{Para o aço CA-50: } \frac{x_l}{d} = \frac{\alpha_l}{0,80} = \frac{0,502}{0,80} = 0,628 > 0,40$$

$$\text{Para o aço CA-25: } \frac{x_l}{d} = \frac{\alpha_l}{0,80} = \frac{0,617}{0,80} = 0,771 > 0,40$$

$$\text{Para o aço CA-60: } \frac{x_l}{d} = \frac{\alpha_l}{0,80} = \frac{0,468}{0,80} = 0,585 > 0,40$$

Desta forma, para atender ao EUROCODE 6 [1996], deve-se fixar novos limites:

$$\alpha_l = \frac{y_l}{d} = \frac{0,80x_l}{d}, \text{ então}$$

$$\alpha_l = 0,80 \cdot (0,40) = 0,32$$

Então usando (3.22), tem-se para o aço CA-50:

$$K_l = \alpha_l \left(1 - \frac{\alpha_l}{2} \right) = 0,32 \times \left(1 - \frac{0,32}{2} \right) = 0,269 \quad (3.23)$$

Para o aço CA-25:

$$K_l = \alpha_l \left(1 - \frac{\alpha_l}{2} \right) = 0,32 \times \left(1 - \frac{0,32}{2} \right) = 0,269 \quad (3.24)$$

Para o aço CA-60:

$$K_l = \alpha_l \left(1 - \frac{\alpha_l}{2} \right) = 0,32 \times \left(1 - \frac{0,32}{2} \right) = 0,269 \quad (3.25)$$

Observar que todos os limites foram unificados para o valor $K_l = 0,269$, que corresponde ao alongamento $\varepsilon_s = 5,25\text{‰}$.

Será necessário agora, definir o valor de ϕ , para o caso em que $K > K_l$:

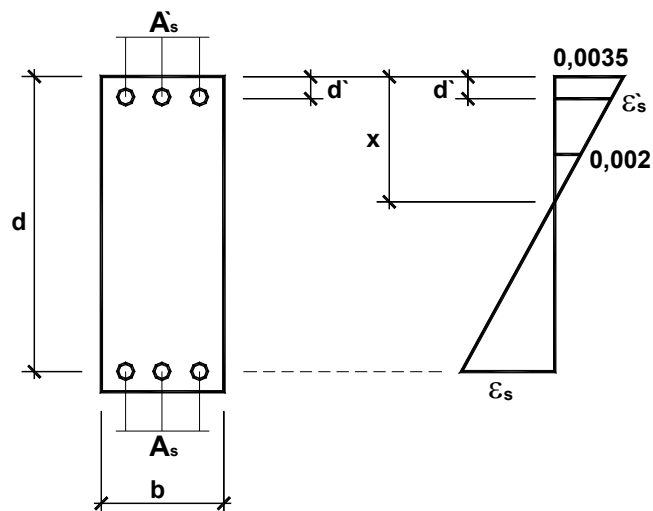


Figura 3.4 - Diagrama de deformações para determinação de ϕ

Pela equação (3.4), tem-se:

$$\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}} = \frac{\varepsilon'_s \cdot E_s}{f_{yd}} \quad (3.26)$$

O valor de ε'_s pode facilmente ser calculado, (utilizando a Figura 3.4), da seguinte maneira:

$$\frac{0,0035}{x} = \frac{\varepsilon'_s}{x - d'} \Rightarrow \varepsilon'_s = 0,0035(1 - d'/x) \quad (3.27)$$

$$\phi = 0,0035 \left(1 - \frac{d'}{x}\right) \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} \quad (3.28)$$

Sabendo que d' é uma fração de d , pode-se escrever:

$$d' = nd \Rightarrow d = \frac{d'}{n} \quad (3.29)$$

Sabendo-se que na armadura dupla o valor de x/d está limitado pelo EUROCODE 6 [1996] em 0,40; tem-se:

$$\frac{x}{d} = 0,40 \Rightarrow d = \frac{x}{0,40} = 2,50x \quad (3.30)$$

Substituindo (3.29) em (3.30):

$$\frac{d'}{n} = 2,50x \Rightarrow \frac{d'}{x} = 2,50n \quad (3.31)$$

Levando (3.31) em (3.28):

$$\phi = 0,0035 (1 - 2,50n) \cdot \frac{E_s}{f_{yd}} \leq 1,0 \quad (3.32)$$

Portanto, tem-se:

Para o aço CA-25:

$$\phi = 0,0035 (1 - 2,50n) \cdot \frac{2100000}{2500/1,15} \leq 1,0$$

$$\text{Então: } n = \frac{d'}{d} \geq 0,281$$

Portanto, o valor de ϕ só será menor que 1,0 quando a relação $\frac{d'}{d}$ superar 0,281.

Para o aço CA-50:

$$\phi = 0,0035 (1 - 2,50n) \frac{2100000}{5000/1,15} \leq 1,0$$

$$\text{então } n = \frac{d'}{d} \geq 0,163$$

Da mesma forma, o valor de ϕ será menor que 1,0 quando a relação $\frac{d'}{d}$ superar 0,163.

Para o aço CA60:

$$\phi = 0,0035 (1 - 2,50n) \frac{2100000}{6000/1,15} \leq 1,0$$

$$\text{Então: } n = \frac{d'}{d} \geq 0,116$$

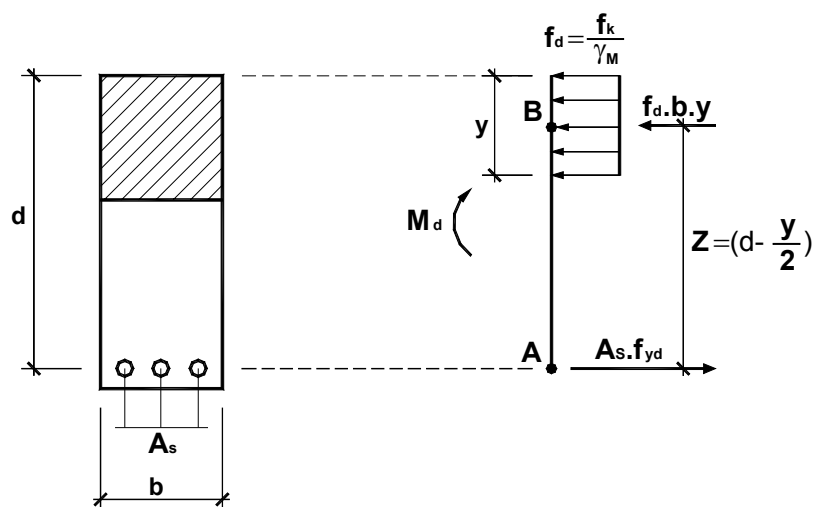
Analogamente, o valor de ϕ será menor que 1,0 quando a relação $\frac{d'}{d}$ superar 0,116.

Pode-se então elaborar a Tabela 3.1 a seguir, que servirá de roteiro para o cálculo de seções retangulares submetidas à flexão simples:

Tabela 3.1 – Cálculo de Seções submetidas à Flexão Simples

$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$		
$K \leq K_l \Rightarrow K' = K$		
$K > K_l \Rightarrow K' = K_l$		
$K_l = 0,269$		
$A_s = A_{s1} + A_{s2}$		
$A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} (1 - \sqrt{1 - 2K'})$		
$A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - d'/d}$		
$A'_s = A_{s2} / \phi$		
$x = d \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \right)$		
Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$		
CA-25	$n \leq 0,281 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,281 \Rightarrow \phi = 3,38 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-50	$n \leq 0,163 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,163 \Rightarrow \phi = 1,69 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-60	$n \leq 0,116 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,116 \Rightarrow \phi = 1,41 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$

3.1.1 – Cálculo do Momento Resistente (sem armadura dupla)

Figura 3.5 – Diagrama de tensões para determinação de M_d

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow M_d = f_d \cdot b \cdot y \left(d - \frac{y}{2} \right) \quad (3.33)$$

$$M_d = f_d \cdot b \cdot \alpha \cdot d \left(d - \frac{\alpha \cdot d}{2} \right) = f_d \cdot b \cdot d^2 \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \quad (3.34)$$

$$M_d = f_d \cdot b \cdot d^2 \cdot K' \quad (3.35)$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow M_d = A_s \cdot f_{yd} \left(d - \frac{y}{2} \right) = A_s \cdot f_{yd} \left(d - \frac{\alpha \cdot d}{2} \right) \quad (3.36)$$

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \frac{K'}{\alpha} \quad (3.37)$$

Igualando (3.35) com (3.37):

$$f_d \cdot b \cdot d^2 \cdot K' = A_s \cdot f_{yd} \cdot d \cdot \frac{K'}{\alpha} \quad (3.38)$$

$$\alpha \cdot f_d \cdot b \cdot d = A_s \cdot f_{yd} \quad (3.39)$$

$$\alpha = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} \text{ e como } \alpha = \frac{0,80x}{d}, \text{ tem-se:} \quad (3.40)$$

$$\frac{0,80x}{d} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} \Rightarrow 0,80x = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b} \quad (3.41)$$

Sabendo que:

$$z = d - \frac{0,80x}{2} \quad (3.42)$$

$$z = d - \frac{1}{2} \left(\frac{A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b} \right) \quad (3.43)$$

$$z = d - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b} \quad (3.44)$$

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} \right) \quad (3.45)$$

O EUROCODE 6 [1996] determina que z deve ser $\leq 0,95d$, portanto, de acordo com (3.36), tira-se M_d :

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \left(d - \frac{y}{2} \right) = A_s \cdot f_{yd} \cdot z \quad (3.46)$$

$$A_s = \frac{M_d \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z} \quad (3.47)$$

Exemplo 1

Dimensionar à flexão, a seção transversal de 19x100 de uma viga de alvenaria estrutural sabendo que a resistência $f_k = 15 \text{ MPa}$ e o momento $M = 95 \text{ kN.m}$ – Aço CA50.

Dados:

$$\gamma_M = 2,5 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo a alvenaria)}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo ao aço)}$$

$$\gamma_F = 1,40 \text{ (coeficiente parcial de segurança para os esforços aplicados)}$$

$$d = 89 \text{ cm} \quad f_d = \frac{1,50}{2,5} = 0,60 \text{ kN/cm}^2$$

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{9500 \times 1,40}{0,60 \times 19 \times 89^2} = 0,147 < K_l \Rightarrow K' = K$$

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{f_{yd}}$$

$$A_s = \frac{0,60 \times 19 \times 89 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147})}{43,50} = 3,73 \text{ cm}^2$$

Posição da Linha Neutra

Utilizando a Tabela 3.1:

$$x = d \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \right) = 89 \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,147}}{0,80} \right) = 18 \text{ cm}$$

Exemplo 2

Verificar o momento resistente da parede estrutural abaixo sabendo que a resistência $f_k = 12 \text{ MPa}$ - Aço CA50. A parede está armada com 1 $\phi 16 \text{ mm}$ espaçados a cada 60 cm.

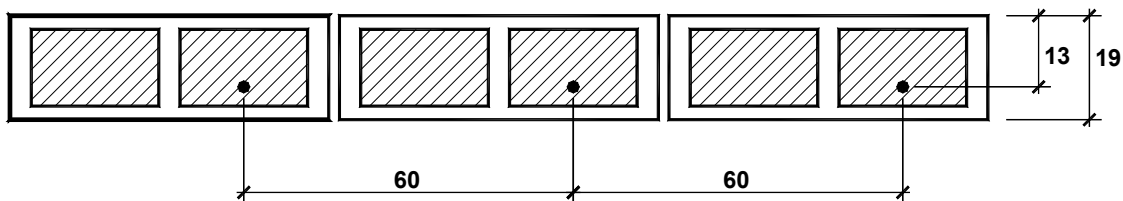


Figura 3.6 – Parede estrutural – Exemplo 2

Supor:

$$\gamma_M = 2,5 \quad (\text{coeficiente parcial de segurança relativo a alvenaria})$$

$$\gamma_s = 1,15 \quad (\text{coeficiente parcial de segurança relativo ao aço})$$

$$A_s = 2,01 \text{ cm}^2 / 0,60 \text{ m} \Rightarrow A_s = 3,35 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_M} = \frac{1,20 \text{ kN} / \text{cm}^2}{2,5} = 0,48 \text{ kN} / \text{cm}^2$$

$$A_s = \frac{f_d \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{f_{yd}} = \frac{0,48 \times 100 \times 13 \times (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{43,50} = 3,35 \Rightarrow K' = 0,206$$

$$\text{como } \alpha = 1 - \sqrt{1 - 2K'} = 0,234$$

$$y = \alpha \cdot d = 3,03 \text{ cm}$$

$$M_d = A_s \cdot f_{yd} \left(d - \frac{y}{2} \right) = 3,35 \times 43,50 \times \left(13 - \frac{3,03}{2} \right) = 1674 \text{ kN.cm} = 16,74 \text{ kN.m/m}$$

3.2 – Flexão Normal Composta (F.N.C.) – Equacionamento

1º Caso – Existe uma armadura tracionada (A_s), podendo ter ou não uma armadura comprimida (A_s')

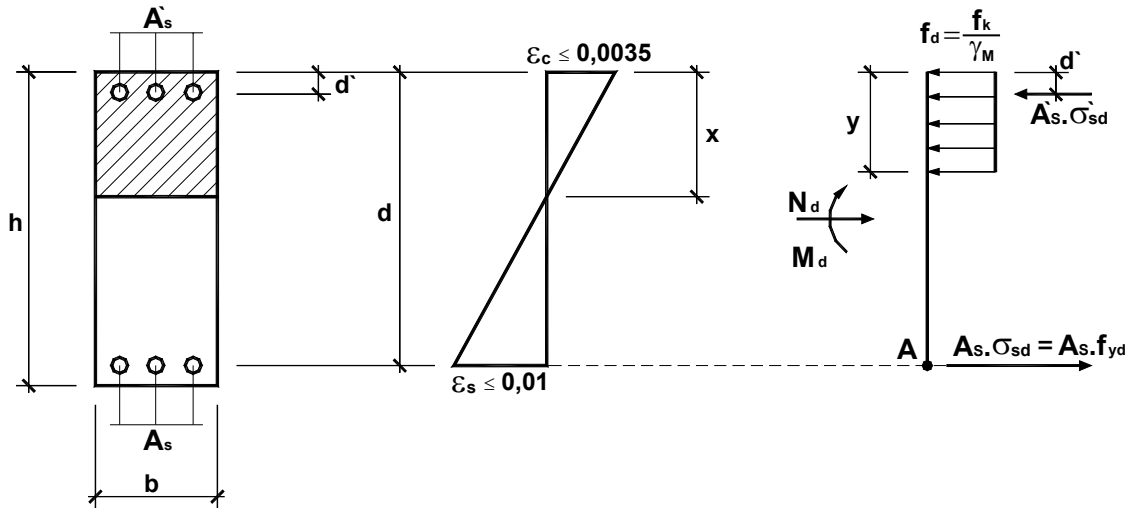


Figura 3.7 – Diagrama de tensões e deformações de F.N.C. para 1º Caso

Equações de equilíbrio:

$$\sum F = 0 \Rightarrow N_d = f_d \cdot b \cdot y + A'_s \cdot \sigma'_{sd} - A_s \cdot f_{yd} \quad (3.48)$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d = f_d \cdot b \cdot y \left(d - \frac{y}{2} \right) + A'_s \cdot \sigma'_{sd} (d - d') \quad (3.49)$$

Desenvolvendo as equações (3.48) e (3.49), analogamente à flexão simples, tem-se:

$$K = \frac{N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} \quad (3.50)$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \left\{ \begin{array}{l} A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2k'}) - N_d}{f_{yd}} \quad (3.51) \\ A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{(1 - d'/d)} \quad (3.52) \end{array} \right.$$

$$A'_s = \frac{A_{s2}}{\phi}$$

Note-se que a expressão de cálculo de A_s , pode, em determinadas circunstâncias, levar a um valor negativo desta armadura, devendo-se então, passar ao 2º caso.

2º Caso – O equilíbrio da seção pode ser conseguido apenas com a compressão do concreto e da armadura A'_s

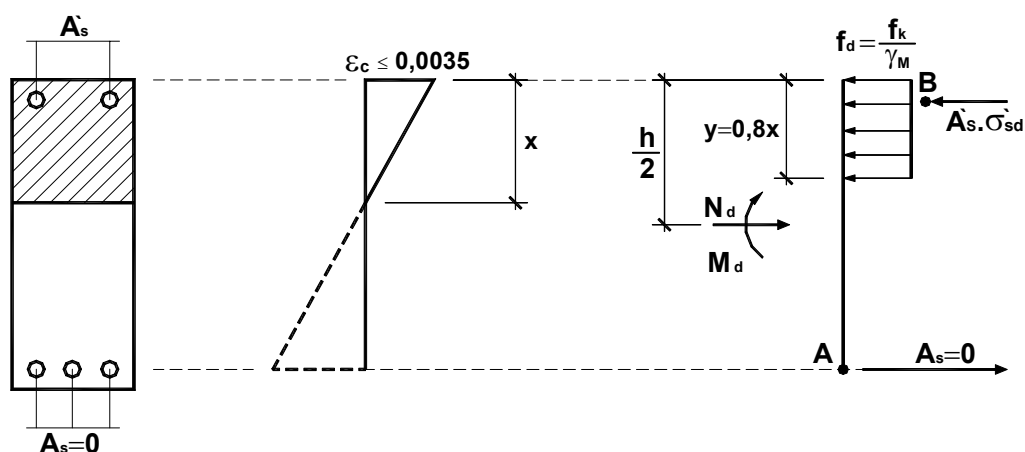


Figura 3.8 - Diagrama de tensões e deformações de F.N.C. para 2º Caso

$$\sum F = 0 \Rightarrow N_d = f_d \cdot b \cdot y + A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad (3.53)$$

$$\sum M_B = 0 \Rightarrow N_d \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_d = f_d \cdot b \cdot y \left(\frac{y}{2} - d' \right) \quad (3.54)$$

Desenvolvendo a equação (3.54), tem-se:

$$y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[\frac{N_d (h/2 - d') - M_d}{f_d \cdot b} \right]} \leq h \quad (3.55)$$

Da equação (3.53), tem-se:

$$A'_s = \frac{N_d - f_d \cdot b \cdot y}{\sigma'_{sd}} = \frac{N_d - f_d \cdot b \cdot y}{\phi \cdot f_{yd}} \quad (3.56)$$

Neste 2º caso, deve-se ter $y \leq h$, tendo em vista que no limite a seção estará totalmente comprimida. Portanto, se $y > h$, passar ao caso seguinte.

3º Caso – O concreto está todo comprimido e podem existir duas armaduras (A_s e A'_s), ambas comprimidas.

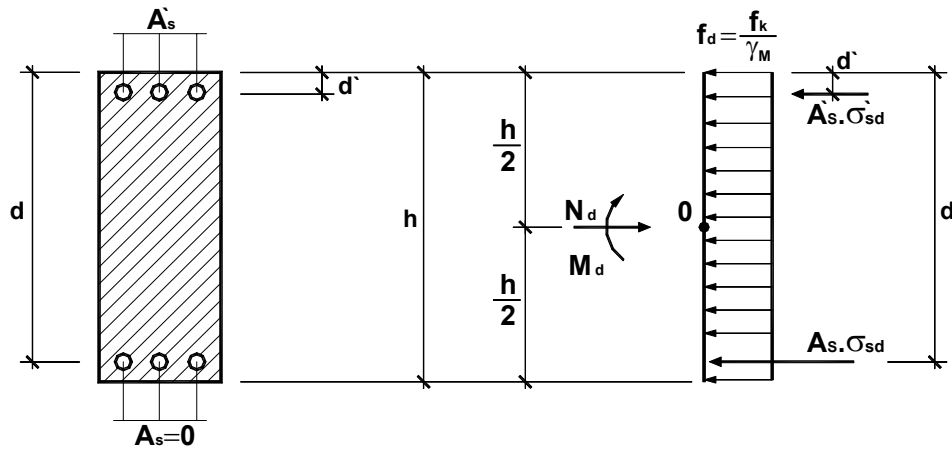


Figura 3.9 – Diagrama de tensões e deformações de F.N.C. para 3º Caso

$$\sum F = 0 \Rightarrow N_d = f_d \cdot b \cdot h + A_s \cdot \sigma_{sd} + A'_s \cdot \sigma'_{sd} \quad (3.57)$$

$$\sum M = 0 \Rightarrow M_d = A'_s \cdot \sigma'_{sd} \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \cdot \sigma_{sd} \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (3.58)$$

Supondo a linha neutra no infinito:

$$\sigma'_{sd} = \sigma_{sd} = \phi \cdot f_{yd} \quad (3.59)$$

Resolvendo o sistema de equações:

$$A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')} \quad (3.60)$$

$$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')} \quad (3.61)$$

Como foi simplificarmente considerado que $y = 0,80x$ e portanto $x = 1,25y$, ocorrerá uma indefinição na passagem do 2º caso para o 3º caso, quando $0,80h \leq y \leq h$, porque apesar de y ser menor que h , a seção estará totalmente comprimida, pois a linha neutra x , estará fora dela, estando de fato, no 3º caso. Nesta situação então, quando $y = 0,80h$, pode-se passar automaticamente para o 3º caso.

Desta forma, supondo a linha neutra no infinito o encurtamento dos materiais está limitado em 2‰.

Portanto, os novos valores de ϕ serão:

CA-25:

$$\sigma'_{sd} = \sigma_{sd} = \varepsilon_s \cdot E = 0,002 \times 21000 = 42 \text{ kN/cm}^2 > f_{yd}$$

Então usar:

$$f_{yd} = \frac{25}{1,15} = 21,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\phi = \frac{\sigma_{sd}''}{f_{yd}} = \frac{21,75}{21,75} = 1,0$$

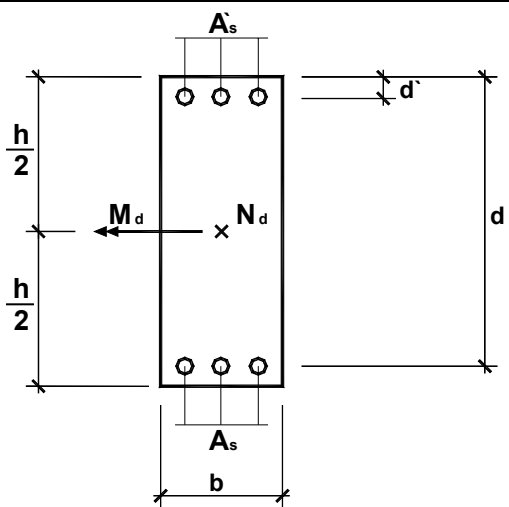
CA-50:

$$\sigma'_{sd} = \sigma_{sd} = \varepsilon_s \cdot E = 0,002 \times 21000 = 42 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd}$$

$$\phi = \frac{\sigma_{sd}''}{f_{yd}} = \frac{42,0}{43,5} = 0,966$$

Analogamente ao que foi feito na flexão simples, elabora-se a Tabela 3.2 para servir de roteiro para o cálculo da flexão normal composta de seções retangulares.

Tabela 3.2 – Cálculo de Seções submetidas à Flexão Normal Composta

		
<p>- 1º Caso</p> $K = \frac{N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$	$K \leq K_l \Rightarrow K' = K$ $K > K_l \Rightarrow K' = K_l$	$K_l = 0,269$
$A_s = A_{s1} + A_{s2}$	$A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'}) - N_d}{f_{yd}}$ $A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - d'/d}$	
$A'_s = A_{s2} / \phi \quad ; \quad x = d \left(\frac{1 - \sqrt{1 - 2K'}}{0,80} \right) \quad ; \quad \text{Se } A_s < 0, \text{ passar ao 2º Caso.}$		
<p>- 2º Caso</p> $y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[\frac{N_d (h/2 - d') - M_d}{f_d \cdot b} \right]} \leq h$		
$A_s = 0$	$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot y)}{\phi \cdot f_{yd}}$	
<p>Se $y > h$, passar ao 3º Caso.</p> <p>Se $A_s \leq 0$, nenhuma armadura será necessária. Usar armadura mínima.</p>		

- 3º Caso		
$A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right) - M_d}{\phi \cdot f_{yd}(d - d')}$		
$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right) + M_d}{\phi \cdot f_{yd}(d - d')}$		
Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$ (1º e 2º Casos)		
CA-25	$n \leq 0,281 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,281 \Rightarrow \phi = 3,38 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-50	$n \leq 0,163 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,163 \Rightarrow \phi = 1,69 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$
CA-60	$n \leq 0,116 \Rightarrow \phi = 1,0$ $n > 0,116 \Rightarrow \phi = 1,41 \cdot (1 - 2,50n)$	$n = \frac{d'}{d}$
Valores de $\phi = \frac{\sigma'_{sd}}{f_{yd}}$ (3º Caso)		
CA-25	$\phi = 1,0$	
CA50	$\phi = 0,966$	

Exemplo 3

Dimensionar a seção transversal de 14x200 de uma parede em alvenaria estrutural utilizando os dados abaixo:

$$\gamma_M = 1,70 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria)}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo ao aço)}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$f_k = 6 \text{ MPa (resistência característica à compressão da alvenaria)}$$

$$N_d = 1200 \text{ kN}$$

$$M_d = 140 \text{ kN} \cdot \text{m (momento devido ao vento)}$$

$$f_d = \frac{0,6}{1,70} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

Entrando pelo 1º Caso:

$$K = \frac{N_d \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{1200 \times \left(190 - \frac{200}{2} \right) + 14000}{0,35 \times 14 \times 190^2}$$

$$K = 0,690 \Rightarrow K > K_l \Rightarrow K' = K_l$$

$$A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'}) - N_d}{f_{yd}} = \frac{0,35 \times 14 \times 190 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,269}) - 1200}{43,5}$$

$$A_{s1} = -20,73 \text{ cm}^2$$

$$A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d}{f_{yd}} \cdot \frac{(K - K')}{1 - d'/d} = \frac{0,35 \times 14 \times 190}{43,5} \cdot \frac{(0,690 - 0,269)}{1 - 10/190}$$

$$A_{s2} = 9,51 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = -11,22 \text{ cm}^2 < 0$$

Como $A_s < 0$, passar para o 2º Caso.

2º Caso:

$$y = d' + \sqrt{d'^2 + 2 \left[\frac{N_d (h/2 - d') - M_d}{f_d \cdot b} \right]} \leq h$$

$$y = 10 + \sqrt{10^2 + 2 \times \left[\frac{1200 \times (200/2 - 10) - 140 \times 100}{0,35 \times 14} \right]}$$

$$y = 206,13 \text{ cm}$$

Como $y > h$, passar para o 3º Caso.

3º Caso:

$$A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - d' \right) - M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')} = \frac{(1200 - 0,35 \times 14 \times 200) \cdot \left(\frac{200}{2} - 10 \right) - 14000}{0,966 \times 43,5 \times (190 - 10)}$$

$$A_s = 0,77 \text{ cm}^2$$

$$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d}{\phi \cdot f_{yd} (d - d')} = \frac{(1200 - 0,35 \times 14 \times 200) \cdot \left(190 - \frac{200}{2} \right) + 14000}{0,966 \times 43,5 \times (190 - 10)}$$

$$A'_s = 4,47 \text{ cm}^2$$

Será utilizada a armadura simétrica, tendo em vista que a ação provocada pelo vento poderá sofrer inversão.

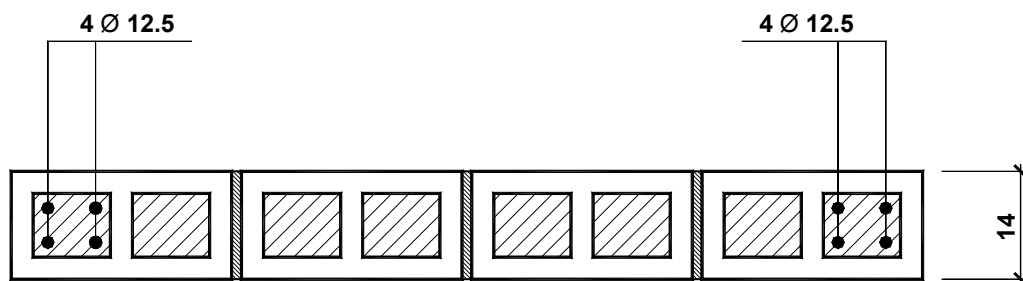


Figura 3.10 – Exemplo 3

3.3 – Compressão Simples

No caso de haver apenas força normal, a seção estará somente comprimida e pode-se adaptar as fórmulas de flexão normal composta, caso 3, fazendo $M_d = 0$.

Neste caso, tem-se:

$$A_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(\frac{h}{2} - d'\right)}{\phi \cdot f_{yd} \cdot (d - d')} \quad (3.62)$$

$$A'_s = \frac{(N_d - f_d \cdot b \cdot h) \cdot \left(d - \frac{h}{2}\right)}{\phi \cdot f_{yd} \cdot (d - d')} \quad (3.63)$$

$$A_s \text{ (total)} = A_s + A'_s \quad (3.64)$$

Então:

$$A_s = \frac{N_d - f_d \cdot b \cdot h}{\phi \cdot f_{yd}} \quad (3.65)$$

Na compressão pura, o encurtamento dos materiais está limitado em 2‰. Desta forma, a tensão no aço estará limitada a:

$$\phi \cdot f_{yd} \leq \varepsilon'_s \cdot E \leq f_{yd} \quad (3.66)$$

Portanto:

$$\text{CA-25: } \phi \cdot f_{yd} = 0,002 \times 21000 = 42 \text{ kN/cm}^2 \Rightarrow f_{yd} = \frac{25}{1,15} = 21,75 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{CA-50: } \phi \cdot f_{yd} = 0,02 \times 21000 = 42 \text{ kN/cm}^2 < f_{yd}$$

Exemplo 4

Dimensionar uma parede com a seção de 14x160 cm, sabendo que:

$$\gamma_M = 1,70 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria)}$$

$$\gamma_s = 1,15 \text{ (coeficiente parcial de segurança relativo ao aço)}$$

$$d' = 10 \text{ cm}$$

$$f_k = 6 \text{ MPa (resistência característica à compressão da alvenaria)}$$

$$N = 1000 \text{ kN (apenas carga permanente)}$$

$$\gamma_F = 1,35$$

$$f_d = \frac{0,6}{1,70} = 0,35 \text{ kN/cm}^2$$

$$\phi \cdot f_{yd} = 42,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ (encurtamento dos materiais limitado em 2‰)}$$

$$N_d = 1000 \times 1,35 = 1350 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{N_d - f_d \cdot b \cdot h}{\phi \cdot f_{yd}} = \frac{1350 - 0,35 \times 14 \times 160}{42} = 13,48 \text{ cm}^2$$

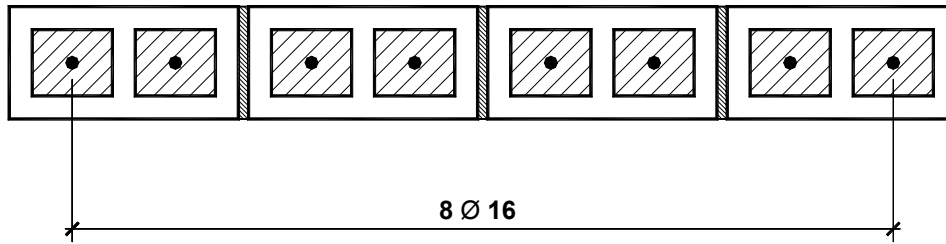


Figura 3.11 – Exemplo 4

4

RECOMENDAÇÕES DO EUROCODE 6 [1996]

Neste capítulo serão apresentadas na 1ª parte, as recomendações do EUROCODE 6 [1996], referente às alvenarias simples e armadas, pelo método dos Estados Limites Últimos (E.L.U.).

Na 2ª parte serão mostrados os carregamentos devidos a cargas variáveis e permanentes a serem utilizadas no projeto piloto que será apresentado no capítulo 5.

As ações devidas ao vento serão consideradas no capítulo 5, tendo em vista a dependência da geometria do edifício.

4.1 – Campo de Aplicação do EUROCODE 6 [1996]

Aplica-se ao projeto de edifícios e obras de construção civil em alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada.

Trata apenas das exigências relativas à resistência, utilização e durabilidade das estruturas. As exigências relativas ao comportamento térmico ou acústico, não são consideradas.

Os critérios adotados estabelecem bases genéricas para projetos de edifícios em alvenaria simples, armada, pré-esforçada e confinada, executada com as seguintes unidades de alvenaria:

- Unidades cerâmicas
- Unidades sílico-calcárias
- Unidades de concreto
- Unidades de concreto celular
- Unidades de pedra artificial

No presente trabalho será abordado apenas as alvenarias compostas por unidades de concreto.

4.2 – Ações

As ações classificam-se como:

- Ações Permanentes (G); por exemplo, o peso próprio da estrutura, acessórios, equipamentos, acabamentos.
- Ações Variáveis (Q); por exemplo, sobrecargas, ação do vento, ação da neve, etc.
- Ações acidentais (A); por exemplo, explosões e choques de veículos.

4.2.1 – Valores característicos das Ações

Os valores característicos das ações são especificados pela ENV [1991], ou pelo dono da obra, ou pelo projetista, sob aprovação do dono da obra, desde que se observem as disposições mínimas especificadas nos regulamentos.

- **Ações Permanentes**

- Quando existir a possibilidade de as ações variarem durante o período de vida da estrutura, serão considerados dois valores característicos: Um superior ($G_{k,sup}$) e um inferior ($G_{k,inf}$). Nos outros casos, utiliza-se apenas um valor característico (G_k).

- **Ações Variáveis (Q_k)**

- Deve-se prever um valor superior ou um valor inferior, com certa probabilidade de não ser atingido, tendo em vista o período de vida da estrutura.
 - Utilizar o valor especificado em Norma.

- **Ações Acidentais (A_k)**

- O valor característico (A_k), quando for aplicável corresponde geralmente a um valor especificado.

4.2.2 – Valores de cálculo das ações

O valor de cálculo de uma ação, corresponde ao seu valor característico majorado pelo coeficiente de segurança, tendo em vista a possibilidade de imprecisões na determinação das ações, ou incerteza quanto aos seus efeitos e a possibilidade de desvios desfavoráveis:

$F_d = \gamma_F \cdot F_k$, ou mais especificamente por:

$$G_d = \gamma_G \cdot G_k$$

$$Q_d = \gamma_Q \cdot Q_k \tag{4.1}$$

$$A_d = \gamma_A \cdot A_k$$

Onde:

γ_F = coeficiente parcial de segurança para os esforços aplicados

γ_G = coeficiente parcial de segurança para as ações permanentes

γ_Q = coeficiente parcial de segurança para as ações variáveis

γ_A = coeficiente parcial de segurança para as ações acidentais

4.3 – Propriedade dos Materiais

4.3.1 – Valores característicos

Uma dada propriedade do material é representada por um valor característico X_k correspondente a um quantil de distribuição estatística, definido em normas apropriadas. Normalmente exige-se que esta propriedade do material tenha a possibilidade de ocorrência não menor que 95%.

4.3.2 – Valores de cálculo

O valor de cálculo da propriedade de um material corresponde ao seu valor característico minorado pelo coeficiente parcial de segurança, ou seja:

$$X_d = \frac{X_K}{\gamma_M}, \text{ sendo:} \quad (4.2)$$

sendo:

γ_M = coeficiente parcial de segurança

4.4 – Requisitos de Projeto

- Deve-se verificar que nenhum estado limite seja ultrapassado.
- Deve-se considerar todos os casos de carga e todas as situações de projeto.
- Deve-se utilizar modelos matemáticos adequados envolvendo todas as variáveis apropriadas.

4.5 – Estados Limites Últimos

4.5.1 – Condições de verificação

Deve-se verificar sempre que os valores de cálculo das ações atuantes não ultrapassem os valores de cálculo dos esforços resistentes, ou seja:

$$E_{d,dst} \leq E_{d,stab} \quad (4.3)$$

$$S_d \leq R_d$$

onde:

$E_{d,dst}$ = valores de cálculo dos efeitos das ações desestabilizantes

$E_{d,stab}$ = valores de cálculo dos efeitos das ações estabilizantes

S_d = valor de cálculo de um esforço atuante

R_d = valor de cálculo do esforço resistente

4.5.2 – Combinações de ações

Para cada caso de carga, os valores dos efeitos das combinações devem ser determinados de acordo com as combinações indicadas na Tabela 4.1

Tabela 4.1 – Valores de cálculo das ações a utilizar nas combinações de ações

Situações de Projeto	Ações Permanentes G_d	Ações Variáveis		Ações Acidentais A_d
		Uma com valor característico	As outras com os valores de combinação	
Persistente e Transitória	$\gamma_G \cdot G_k$	$\gamma_Q \cdot Q_k$	$\psi_0 \cdot \gamma_Q \cdot Q_k$	-
Acidental	$\gamma_{GA} \cdot G_k$	$\psi_1 \cdot Q_k$	$\psi_2 \cdot Q_k$	$\gamma_A \cdot A_k$

Os valores de cálculo apresentado na Tabela 4.1 devem ser combinados da seguinte maneira:

- Situações persistentes e transitórias

$$\begin{aligned} & \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \\ & \sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot \psi_{0,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \end{aligned} \quad (4.4)$$

$$\sum \zeta_j \cdot \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \gamma_{Q,i} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

- Situações de projetos acidentais

$$\sum \gamma_{GA,j} \cdot G_{k,j} + A_d + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.5)$$

Onde:

$G_{k,j}$ = são os valores característicos das ações permanentes.

$Q_{k,1}$ = valor característico de uma das ações variáveis.

$Q_{k,i}$ = valores característicos das outras ações variáveis.

A_d = valor de cálculo da ação accidental.

$\gamma_{G,j}$ = coeficientes parciais de segurança relativos as ações permanentes.

$\gamma_{GA,j}$ = coeficientes parciais de segurança relativos as ações accidentais.

$\gamma_{Q,i}$ = coeficientes parciais de segurança relativos as ações variáveis.

$\psi_0; \psi_1; \psi_2$ = coeficientes para determinação do valor de combinação das ações variáveis.

ζ = coeficiente de redução de γ_G

4.5.3 – Coeficientes parciais de segurança para E.L.U.

- Os coeficientes parciais de segurança para situações de projetos accidentais, relativos às ações variáveis são iguais a 1,0.
- Os coeficientes parciais de segurança para situações persistentes e transitórias são os indicados na Tabela 4.2

Tabela 4.2 – Coeficientes parciais de segurança relativos a ações em estruturas de edifícios para situações persistentes e transitórias

	Ações permanentes γ_G	Ações Variáveis(γ_Q)	
		Uma com o valor característico	As outras com os valores de combinação
Efeito favorável	1,00	0	0
Efeito desfavorável	1,35	1,50	1,35

Adotando os valores indicados na Tabela 4.2, a expressão 4.4 pode ser substituída pelo valor mais elevado das seguintes expressões:

- Considerando apenas a ação variável mais desfavorável:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,50 \cdot Q_{k,1} \quad (4.6)$$

- Considerando todas as ações variáveis desfavoráveis:

$$\sum \gamma_{G,j} \cdot G_{k,j} + 1,35 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (4.7)$$

No projeto piloto a ser desenvolvido no capítulo 5, os coeficientes parciais de segurança utilizados foram:

$\gamma_G = 1,35$ (devido às ações permanentes).

$\gamma_{Q,1} = 1,35$ (devido à sobrecarga de utilização).

$\gamma_{Q,2} = 1,50$ (devido às ações de vento).

Os coeficientes parciais de segurança relativos aos materiais para os estados limites últimos são os indicados na Tabela 4.3

Tabela 4.3 – Coeficientes parciais de segurança relativos às propriedades dos materiais (γ_M)

γ_M			Categoria de execução		
			A	B	C
Alvenaria	Categoria do controle de produção das unidades de alvenaria	I	1,70	2,20	2,70
		II	2,0	2,50	3,0
Aderência e resistências à tração e à compressão dos ligadores de parede e de topo			2,50	2,50	2,50
Aderência das barras de aço			1,70	2,20	-
Aço (designado por γ_s)			1,15	1,15	-

No caso de verificação da estabilidade para ações acidentais, γ_M para a alvenaria será considerado com os valores:

$\gamma_M = 1,20$ para a categoria A

$\gamma_M = 1,50$ para a categoria B

$\gamma_M = 1,80$ para a categoria C

4.6 – Estados Limites de Utilização

Deve-se sempre verificar que:

$$E_d \leq C_d \quad (4.8)$$

Onde:

C_d = valor ou uma função de determinadas propriedades de cálculo dos materiais, relacionado com o valor de cálculo do efeito das ações consideradas.

E_d = valor de cálculo das ações determinado a partir de uma das combinações a seguir:

- Combinação rara:

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{k1} + \sum_{i>1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.9)$$

onde P é a ação devido à protensão, se houver.

- Combinação frequente:

$$\sum G_{k,j} (+P) + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.10)$$

- Combinação quase permanente:

$$\sum G_{k,j} (+P) + \sum_{i>1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i} \quad (4.11)$$

Quando as regras de verificação simplificadas forem utilizadas nas cláusulas relativas aos estados limites de utilização apropriadas, dispensam-se cálculos pormenorizados utilizando as combinações de ações.

No caso de estruturas de edifícios, a combinação rara e a combinação freqüente podem ser simplificadas de acordo com as expressões seguintes:

- Considerando apenas a ação variável mais desfavorável

$$\sum G_{k,j} (+P) + Q_{K,1} \quad (4.12)$$

- Considerando todas as ações variáveis desfavoráveis

$$\sum G_{k,j} (+P) + 0,90 \cdot \sum_{i \geq 1} Q_{k,i} \quad (4.13)$$

Utiliza-se a que conduzir ao valor mais elevado.

4.7 – Dimensionamento da Alvenaria

4.7.1 – Modelos de Cálculo

O dimensionamento pode ser feito para cada elemento da estrutura, de forma independente, desde que na análise estrutural seja levado em conta o esquema tridimensional e a interação estrutural.

Os possíveis efeitos devidos às imperfeições devem ser considerados, admitindo que a estrutura está desviada de um ângulo ϕ com a vertical, dado por:

$$\phi = \frac{1}{100 \sqrt{H_{TOT}}} \quad (4.14)$$

Onde:

H_{TOT} = altura total da estrutura em metros

ϕ = ângulo em radianos

O dimensionamento deve ser verificado em relação aos estados limites últimos, de modo a evitar ou minimizar as deformações e fissuras que possam danificar os materiais.

4.7.2 – Resistência característica à compressão da alvenaria simples com juntas verticais preenchidas (f_k)

Pode ser obtida através de ensaios, ou pode ser estabelecida a partir de uma relação entre a resistência característica da alvenaria simples e a resistência à compressão dos blocos e da argamassa. Esta resistência pode ser estimada através da expressão:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (N/mm^2) \quad (4.15)$$

Onde:

K = constante, em $(N/mm^2)^{-1}$, que pode ser tomada igual a:

- $K = 0,60$ para blocos do grupo 1 (Tabela 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.
- $K = 0,55$ para blocos do grupo 2a (Tabela 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.
- $K = 0,50$ para blocos do grupo 2b (Tabela 2.1), no caso da espessura da alvenaria ser igual à espessura do bloco.
- $K = 0,40$ para blocos do grupo 3 (Tabela 2.1).

No caso de serem utilizados blocos do grupo 2, preenchidos com graute, estes devem ser considerados do grupo 1, com sua resistência à compressão baseada na área bruta, levando-se em conta o enchimento.

f_b = resistência normalizada à compressão dos blocos (conforme 2.1.2).

f_m = valor médio da resistência à compressão da argamassa (conforme 2.2).

4.7.3 – Resistência característica à compressão da alvenaria simples, com juntas verticais não preenchidas

Pode ser considerada igual à obtida em 4.7.2, desde que a resistência ao corte seja verificada e as ações horizontais aplicadas à alvenaria sejam devidamente consideradas.

4.7.4 – Resistência Característica ao corte da alvenaria simples

Pode ser obtida através de ensaios, ou pode ser estabelecida a partir de uma relação entre a resistência característica ao corte da alvenaria simples com a resistência inicial ao corte da alvenaria, (f_{vk0}).

No caso de não existirem ensaios disponíveis, pode se admitir a resistência característica ao corte da alvenaria simples (f_{vk}), com todas as juntas preenchidas como sendo:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0,4 \cdot \sigma_d, \text{ ou:} \quad (4.16)$$

$$f_{vk} = 0,065 \cdot f_b, \text{ mas não inferior a } f_{vk0}, \text{ ou:} \quad (4.17)$$

f_{vk} = ao valor indicado na Tabela 4.4

f_{vk0} = valor característico da resistência ao corte da alvenaria sob compressão nula, obtidos em ensaios ou utilizando-se a Tabela 4.4. Quando não existirem ensaios comprovando os valores de f_{vk0} , este deve ser considerado igual a $0,10 \text{ N/mm}^2$ ($0,10 \text{ MPa}$).

σ_d = valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte, utilizando-se a combinação das ações apropriadas.

f_b = resistência normalizada à compressão dos blocos (conforme 2.1.2)

No caso das juntas transversais não serem preenchidas, os valores das expressões (4.16) e (4.17), alteram respectivamente para:

$$f_{vk} = 0,50 \cdot f_{vk0} + 0,40 \cdot \sigma_d, \text{ ou:} \quad (4.18)$$

$$f_{vk} = 0,045 \cdot f_b, \text{ mas não inferior a } f_{vk0}, \text{ ou:} \quad (4.19)$$

f_{vk} = 70% do valor indicado na Tabela 4.4

Tabela 4.4 – Valores de f_{vk0} e valores limites de f_{vk} para argamassa convencional

Unidades de alvenaria	Argamassa	f_{vk0} (N/mm^2)	Valor limite f_{vk} (N/mm^2)	
Unidades cerâmicas do Grupo 1	M10 a M20	0,3	1,7	
	M2,5 a M9	0,2	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidade de alvenaria do Grupo 1, com exceção das cerâmicas e de pedra natural	M10 a M20	0,2	1,7	
	M2,5 a M9	0,15	1,5	
	M1 a M2	0,1	1,2	
Unidades de pedra natural do Grupo 1	M2,5 a M9	0,15	1,0	
	M1 a M2	0,1	1,0	
Unidades cerâmicas do Grupo 2	M10 a M20	0,3	O menor valor entre a resistência longitudinal e à compressão (ver nota abaixo)	1,4
	M2,5 a M9	0,2		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades do Grupo 2a e do Grupo 2b, com exceção das cerâmicas, e unidades cerâmicas do Grupo 2b	M10 a M20	0,2		1,4
	M2,5 a M9	0,15		1,2
	M1 a M2	0,1		1,0
Unidades cerâmicas do Grupo 3	M10 a M20	0,3	Nenhum valor limite exceto o fornecido pela expressão 4.16	
	M2,5 a M9	0,2		
	M1 a M2	0,1		

Nota: Para unidades de alvenaria dos Grupos 2a e 2b, a resistência longitudinal à compressão das unidades toma o valor da resistência medida, com δ não superior a 1,0. Nos casos em que se preveja uma resistência longitudinal à compressão superior a $0,15 \cdot f_b$, dada a distribuição da furação, não são necessários quaisquer ensaios.

4.7.5 – Resistência de cálculo da alvenaria

A resistência de cálculo da alvenaria é igual ao valor da resistência característica, minorada pelo coeficiente parcial de segurança γ_M , a saber:

- Na compressão: $f_d = \frac{f_k}{\gamma_M}$ (4.20)

- Na flexão: $f_{xd} = \frac{f_{xk}}{\gamma_M}$ (4.21)

- No corte: $f_{vd} = \frac{f_{vk}}{\gamma_M}$ (4.22)

Onde γ_M é o coeficiente parcial de segurança para a alvenaria indicado na Tabela 4.3.

4.7.6 – Verificação de segurança de alvenaria simples

Nos estados limites últimos, o valor de cálculo da carga vertical numa parede de alvenaria (N_{sd}) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência vertical (N_{rd}) tal que:

$$N_{sd} \leq N_{rd} \quad (4.23)$$

Onde N_{rd} por unidade de comprimento é dado por:

$$N_{rd} = \frac{\phi_{i,m} \cdot t \cdot f_k}{\gamma_M} \quad (4.24)$$

$\phi_{i,m}$ = coeficiente de redução da capacidade ϕ_i ou ϕ_m , função dos efeitos da esbelteza e excentricidade do carregamento.

t = espessura da parede

f_k = resistência característica à compressão da parede

4.7.6.1 – Valores do coeficiente de redução da capacidade ϕ

- No topo ou na base da parede

$$\phi_i = 1 - 2 \cdot \frac{e_i}{t} \quad (4.25)$$

Onde:

e_i = excentricidade no topo ou na base da parede, conforme o caso, calculada a partir da seguinte fórmula:

$$e_i = \frac{M_i}{N_i} + e_{hi} + e_a \geq 0,05 \cdot t \quad (4.26)$$

Sendo:

M_i = Momento fletor de cálculo no topo ou na base da parede que resulta da excentricidade da reação do pavimento no seu apoio.

N_i = carga vertical no topo ou na base da parede.

e_{hi} = excentricidade no topo ou na base da parede resultante de ações horizontais, tais como o vento.

e_a = excentricidade accidental, para levar em conta as imperfeições de construção.

$$e_a = \frac{h_{ef}}{450} \quad (4.27)$$

h_{ef} = altura efetiva da parede, dada em 4.7.7

t = espessura da parede

- No quinto médio da parede

$$\phi_m = \left(1 - 2 \frac{e_{mk}}{t} \right) \cdot e^{-u^2/2} \quad (4.28)$$

Sendo: $u = \frac{\frac{h_{ef}}{t} - 2}{23 - 37 \frac{e_{mk}}{t}}$, supondo $E = 1000 \cdot f_k$

$$e_{mk} = e_m + e_k \geq 0,05 \cdot t \quad (4.29)$$

$$e_m = \frac{M_m}{N_m} + e_{hm} + e_a \quad (4.30)$$

e_m = excentricidade provocada pela carga vertical

M_m = maior momento no quinto médio da altura da parede que resulta dos momentos no topo e na base da parede.

N_m = carga vertical de cálculo no quinto médio da parede

e_{hm} = excentricidade a meia altura da parede, resultante de ações horizontais, tais como o vento.

e_a = excentricidade acidental

e_k = excentricidade provocada pela fluência e calculada a partir da expressão:

$$e_k = 0,002 \cdot \phi_\infty \cdot \frac{h_{ef}}{t_{ef}} \sqrt{t \cdot e_m} \quad (4.31)$$

Pode ser considerada igual a zero para paredes executadas com unidades cerâmicas ou para as demais paredes quando sua esbelteza não superar 15.

ϕ_∞ = coeficiente de fluência no tempo infinito, variável de 1,0 a 2,0, sendo determinado seu valor de projeto igual a 1,50.

4.7.7 – Altura efetiva das paredes

A altura efetiva da parede deve ser avaliada, levando em conta a rigidez dos elementos estruturais ligados a parede, e também à eficácia destas ligações.

A altura efetiva da parede pode ser considerada igual a:

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h \quad (4.32)$$

Onde:

h_{ef} = altura efetiva

h = altura livre (pé-direito do piso)

ρ_n = fator de redução em que $n = 2, 3, 4$ dependendo do número de apoios dos bordos contraventados.

ρ_2 = paredes restringidas no topo e na base.

ρ_3 = paredes restringidas no topo, na base e em um bordo vertical.

ρ_4 = paredes restringidas no topo, na base e em dois bordos verticais.

Valores de ρ_2 :

$\rho_2 = 0,75$ para paredes restringidas no topo e na base por pavimento ou lajes de concreto armado com vãos para os dois lados da parede, tendo em um apoio mínimo de $2/3$ da espessura da parede, mas não menor que 85mm.

Obs: Quando a excentricidade de carga no topo da parede for superior a 0,25 vezes a espessura da parede, ρ_2 deve ser considerado igual a 1,0.

$\rho_2 = 1,0$ para paredes restringidas no topo e na base por pavimento ou pisos de madeira, com vãos para os dois lados da parede, ou apenas para um lado da parede tendo um apoio mínimo de $2/3$ da espessura da parede, mas não menor que 85mm.

Quando nenhuma das condições forem satisfeitas, ρ_2 deve ser considerado igual a 1,0.

Valores de ρ_3 :

$$\rho_3 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2}{3} \cdot \frac{h}{L} \right]^2} \cdot \rho_2 > 0,30 \quad (4.33)$$

nos casos em que $h \leq 3,5L$, sendo:

L = distância entre a face do bordo livre e o centro da parede de travamento.

$$\rho_3 = \frac{1,5L}{h} \text{ nos casos em que } h > 3,5L \quad (4.34)$$

Valores de ρ_4 :

$$\rho_4 = \frac{1}{1 + \left[\frac{\rho_2 \cdot h}{L} \right]^2} \cdot \rho_2 \text{ nos casos em que } h \leq L \quad (4.35)$$

$$\rho_4 = \frac{0,5L}{h} \text{ nos casos em que } h > L \quad (4.36)$$

Observação:

- Se $L \geq 30 \cdot t$ para paredes contraventadas em dois bordos verticais ou se $L \geq 15 \cdot t$ para paredes contraventadas em um bordo vertical, sendo t a espessura da parede a ser contraventada, estas paredes devem ser consideradas restringidas apenas no topo e na base.
- As paredes de travamento devem possuir um comprimento mínimo de 1/5 do pé-direito e uma espessura mínima de 0,30 vezes a espessura efetiva da parede a ser contraventada, mas não inferior a 85mm.

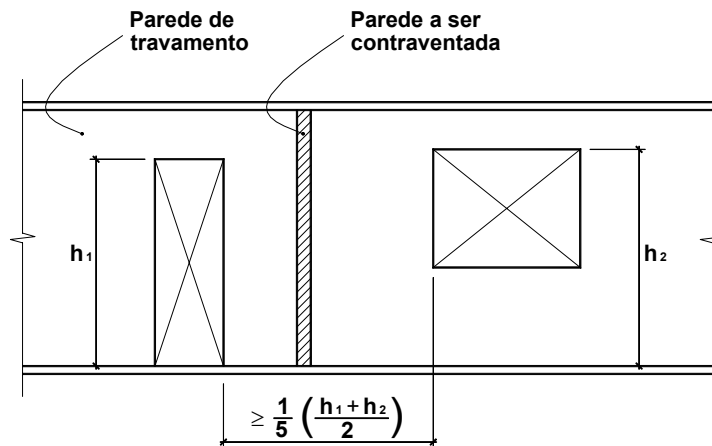


Figura 4.1 – Comprimento mínimo da parede de travamento com abertura

- Quando a parede de travamento possuir aberturas, o comprimento mínimo da parede entre aberturas, na vizinhança da parede a ser contraventada, deve estar de acordo com a Figura 4.1 e a parede de travamento deve prolongar-se por uma distância mínima de 1/5 do pé-direito, além de cada abertura.

4.7.8 – Espessura efetiva das paredes

A espessura efetiva (t_{ef}) de uma parede simples, deve ser considerada igual à espessura real da parede.

4.7.9 – Esbeltez das paredes

A esbeltez $\frac{h_{ef}}{t_{ef}}$ de uma parede não deve ultrapassar a 27,0.

4.7.10 – Paredes de contraventamento de alvenaria simples

- A resistência às ações horizontais é assegurada através de um sistema constituído pelos pavimentos e pelas paredes de contraventamento. Os valores de cálculo das ações horizontais não devem ser inferiores ao valor de cálculo da força horizontal dada em 4.7.1.
- As aberturas nas paredes de contraventamento podem afetar o seu comportamento e devem ser levadas em conta.
- Parte de uma parede transversal pode funcionar como aba para uma parede de contraventamento, aumentando sua rigidez e resistência. A influência desta aba, deve ser levada em conta no dimensionamento desde que a ligação entre a parede principal e a aba seja capaz de resistir às ações de corte.

O valor da aba, a ser considerado para cada lado da parede de contraventamento será o menor dos valores a seguir:

- $2 \cdot h_{tot} / 10$, em que h_{tot} é a altura total da parede de contraventamento
- Metade da distância entre duas paredes de contraventamento consecutivas que estejam ligadas pela mesma parede transversal.
- A distância à extremidade da parede.
- Metade da distância entre dois pisos.

A Figura 4.2 mostra os valores referidos no item anterior.

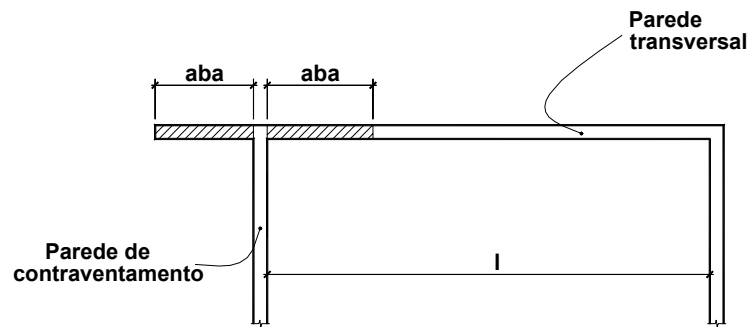


Figura 4.2 – Largura de abas que podem ser consideradas para paredes de contraventamento

4.7.11 – Verificação de segurança das paredes de contraventamento

- Nos estados limites últimos, as paredes de contraventamento com as respectivas abas devem ser verificadas para as ações verticais e de corte.
- O comprimento e a espessura resistentes das paredes e abas devem ser verificados levando-se em conta as aberturas que porventura existirem.
- O valor de cálculo do esforço de corte aplicado V_{sd} , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência ao corte V_{rd} , de forma que:

$$V_{sd} \leq V_{rd} \quad (4.37)$$

Sendo:

$$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M} \quad (4.38)$$

f_{vk} = valor característico da resistência ao corte da alvenaria, definido em 4.7.4

t = espessura da parede

l_c = largura da parte comprimida da parede, sendo desprezada qualquer parte da parede que esteja tracionada.

γ_M = coeficiente parcial de segurança definido na Tabela 4.3

4.8 – Paredes de Alvenaria Armada

As características de deformabilidade do graute devem ser consideradas iguais às da alvenaria, e as exigências relativas ao dimensionamento devem também ser aplicadas ao graute.

O dimensionamento dos elementos de alvenaria armada sujeitos a flexão simples, flexão normal composta ou compressão simples, deve basear-se nas hipóteses apresentadas no capítulo 3.

4.8.1 – Vão teórico

1- O vão teórico l_{ef} de uma viga pode ser admitido igual ao menor dos valores, com exceção para vigas-parede:

- Distância entre os eixos dos apoios
- O vão livre aumentado da altura útil (d) da viga.

2- O vão teórico de um viga em balanço pode ser admitido igual ao menor dos seguintes valores:

- Distância entre a extremidade do balanço e o eixo do seu apoio.
- Distância entre a extremidade livre do balanço e a face do apoio, acrescida de sua altura útil d .

3- O vão teórico de um viga parede (*) pode ser tomado igual a:

$$l_{ef} = 1,15L, \text{ sendo } L \text{ o vão livre da viga.}$$

* Viga parede por definição é aquela em que a relação entre a altura total da parede e o vão efetivo seja maior ou igual a 0,50.

4.8.2 – Verificação de segurança de vigas-paredes sujeitas a carregamento vertical

1- No estado limite último, o valor de cálculo do momento atuante (M_{sd}) deve ser menor ou igual ao valor de cálculo do momento resistência da viga (M_{rd}):

$$M_{sd} \leq M_{rd} \quad (4.39)$$

2- Para efeito de cálculo da área de armadura A_s , a viga-parede pode ser considerada como simplesmente apoiada.

3- A área de armadura A_s , necessária na face inferior da viga-parede pode ser determinada por:

$$A_s = \frac{M_{rd} \cdot \gamma_s}{f_{yk} \cdot z} \quad (\text{ver demonstração no capítulo 3}) \quad (4.40)$$

Onde:

M_{rd} = valor do momento de cálculo resistente.

f_{yk} = valor da tensão característica do aço.

γ_s = coeficiente parcial de segurança do aço.

z = braço do binário resistente, que pode ser obtido a partir das seguintes equações:

$$z = 0,70 \cdot l_{ef}, \text{ ou}$$

$$z = 0,40 \cdot h + 0,20 \cdot l_{ef} \quad (\text{onde } h \text{ é altura total da parede})$$

4- Para controlar a fissuração, deve ser utilizada uma armadura adicional nas juntas de assentamento acima da armadura principal, até uma altura medida a partir da face inferior da viga, com o menor dos seguintes valores:

$$0,50 \cdot l_{ef} \quad \text{ou} \quad 0,50 \cdot d$$

5- O momento resistente M_{rd} , deve ser menor ou igual a:

$$M_{rd} \leq \frac{0,40 \cdot f_k \cdot b \cdot d^2}{\gamma_M} \quad (4.41)$$

Onde:

b = largura da viga

d = altura útil da viga que pode ser considerada igual a $1,25 \cdot z$

f_k = valor característico da resistência à compressão da alvenaria, obtida a partir de 4.14 ou da resistência do graute; aquele que for menor.

γ_M = coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria.

4.8.3 – Verificação da segurança de elementos sujeitos à força cortante sem armaduras

No estado limite último não será necessário armadura de cisalhamento se o valor de cálculo da resistência ao corte da viga-parede de alvenaria armada V_{rd1} for superior ou igual ao valor de cálculo do esforço de cisalhamento atuante, V_{sd} , ou seja:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} \quad (4.42)$$

V_{sd} = valor de cálculo do esforço de corte na face do apoio

$$V_{rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_M} \quad (4.43)$$

b = largura mínima do elemento na sua altura útil

d = altura útil do elemento

γ_M = coeficiente parcial de segurança relativo a alvenaria

4.8.4 – Verificação da segurança de elementos sujeitos à força cortante com armaduras

Nos elementos em que a armadura de cisalhamento é levada em conta, deve-se verificar que:

$$1-) V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd2} \quad (4.44)$$

Onde:

$$V_{rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_M} \quad (4.45)$$

$$V_{rd2} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha) \quad (4.46)$$

em que:

d = altura útil do elemento

A_{sw} = área da seção transversal da armadura de combate ao cisalhamento

s = espaçamento da armadura de combate ao cisalhamento

α = ângulo de inclinação das armaduras com o eixo do elemento

γ_s = coeficiente parcial de segurança relativo ao aço

2-) Deve-se também verificar que:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd2} \leq \frac{0,30 f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_m} \quad (4.47)$$

Note-se que o EUROCODE 6 [1996] está claramente limitando o valor da força

cortante na parede em $\frac{0,30 \cdot f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_M}$.

Caso, inicialmente, não se atenda a esta expressão, sugere-se grautear a parede em questão, aumentando o valor de f_k , e conseqüentemente ampliando o limite. Se mesmo assim, ainda não se conseguir atender a limitação imposta, deve-se aumentar a espessura da parede.

Tendo em vista que a grande maioria dos engenheiros projetistas trabalham com

tensões, pode-se fazer a transformação do valor limite $V_{sd} \leq \frac{0,30 f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_m}$ para valores de

tensões de cisalhamento τ_{wd} , conforme se mostra a seguir:

$$V_{sd} \leq \frac{0,30 f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_m} \quad (4.48)$$

$$\frac{V_{sd}}{b \cdot d} \leq \frac{0,30 f_k}{\gamma_m} \quad (4.49)$$

$$\tau_{wd} \leq \frac{0,30 f_k}{\gamma_m} \quad (4.50)$$

Supondo que os blocos estruturais tenham controle de produção I (ver página 52) e a alvenaria seja executada conforme categoria A, tem-se $\gamma_m = 1,70$, e portanto:

$$\tau_{wd} \leq \frac{0,30 f_k}{1,70} = 0,176 \cdot f_k \quad (4.51)$$

Pode-se então, criar a Tabela 4.5, onde estão apresentados os valores máximos admissíveis de τ_{wd} , tendo em vista o controle de produção e a categoria de execução.

Tabela 4.5 – Valores máximos de τ_{wd}

τ_{wd}			Categoria de execução		
			A	B	C
Alvenaria	Categoria do controle de produção das unidades de alvenaria	I	$0,176 \cdot f_k$	$0,136 \cdot f_k$	$0,111 \cdot f_k$
		II	$0,150 \cdot f_k$	$0,120 \cdot f_k$	$0,100 \cdot f_k$

4.8.5 – Características de deformação da alvenaria

4.8.5.1 – Diagrama tensão-deformação

A forma genérica do diagrama tensão-deformação está representado na Figura 4.3

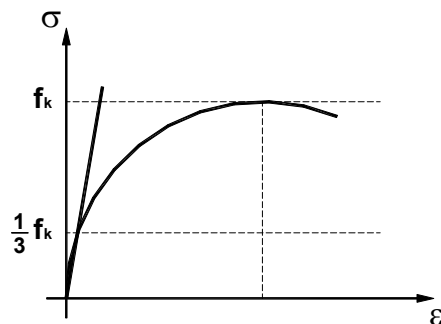


Figura 4.3 – Forma geral do diagrama tensão-deformação da alvenaria

Para efeito de cálculo, pode-se admitir que o diagrama tensão-deformação tenha a forma indicada na Figura 4.4

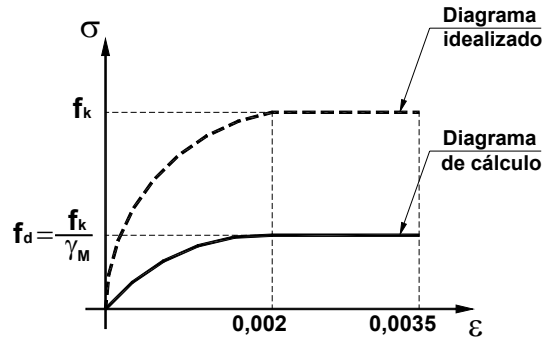


Figura 4.4 – Diagrama tensão-deformação de cálculo da alvenaria

4.8.5.2 – Módulo de elasticidade secante

O módulo de elasticidade secante, para as ações de curta duração, E , deve ser obtido através de ensaios considerando 1/3 da carga máxima, o que retrata as condições de serviço.

Caso não se tenha dados laboratoriais disponíveis, o módulo de elasticidade secante, E , em condições de serviço, para ações de curta duração, pode ser considerado igual a $1000 \cdot f_k$. Nos casos em que o módulo de elasticidade for utilizado em verificações de estados limites de utilização, recomenda-se que o valor de E seja multiplicado por 0,6, portanto igual a $600 \cdot f_k$.

Nas ações de longa duração, deve-se levar em conta os efeitos da deformação lenta (fluência), sendo a deformação obtida, multiplicada por 1,5 no caso de alvenaria composta de blocos de concreto.

4.8.5.3 – Módulo de elasticidade transversal

Nas ausências de valores mais precisos, pode-se admitir igual a $0,40 \cdot E$.

4.9 – Armaduras para Alvenaria Estrutural Armada

As armaduras devem ser dispostas de modo a assegurarem um comportamento conjunto e monolítico com a alvenaria.

No caso de se admitir apoios simples no dimensionamento, deve-se levar em conta que a alvenaria poderá introduzir certo grau de engastamento. Sendo assim, deve-se dispor pelo menos 50% da área da armadura de tração no meio do vão, sobre os apoios, na parte superior da alvenaria e ancoradas conforme indicado a seguir:

$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}} \quad (4.52)$$

Sendo:

ϕ = diâmetro da barra a ser ancorada

f_{yk} = valor característico da tensão do aço

f_{bok} = valor característico da tensão de aderência dado pela tabela 4.4 abaixo:

Tabela 4.6 – Valor característico da tensão de aderência da armadura

Classe de resistência do concreto	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30 ou superior
f_{bok} (MPa)	1,30	1,50	1,60	1,80

γ_M = coeficiente parcial de segurança relativo à alvenaria ou ao graute.

γ_s = coeficiente parcial de segurança relativo ao aço.

Quando a área da armadura utilizada for superior a área exigida no cálculo, o comprimento de ancoragem pode ser reduzido na mesma proporção, observando os seguintes limites:

$$l_{breal} = l_b \cdot \frac{A_s^{calc}}{A_s^{real}} \geq \begin{cases} 0,30 \cdot l_b \\ 10 \cdot \phi \\ 10 \text{ cm} \end{cases} \quad (4.53)$$

No caso de barras comprimidas, o comprimento de ancoragem não deve ser inferior ao maior dos valores abaixo:

- $0,60 \cdot l_b$
- $10 \cdot \phi$
- 10 cm

4.9.1 – Proteção das armaduras

O cobrimento mínimo de argamassa para armaduras colocadas nas juntas de assentamento deve ser de 15 mm (ver Figura 4.5).

O cobrimento mínimo de argamassa abaixo e acima das armaduras colocadas nas juntas deve ser de 2 mm .

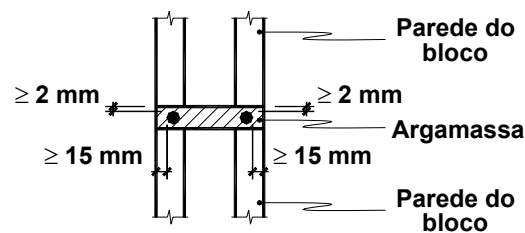


Figura 4.5 – Cobrimento das armaduras em juntas de assentamento

Para armaduras protegidas por graute, como é o caso de armaduras verticais, o cobrimento mínimo será de 20 mm ou o diâmetro da armadura, o que for maior.

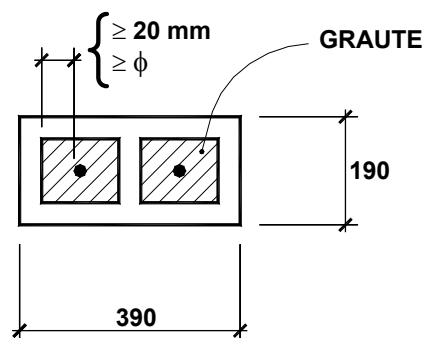


Figura 4.6 – Cobrimento das armaduras protegidas por graute.

4.9.2 – Área mínima das armaduras

- Nos casos em que a armadura é colocada em elementos de alvenaria armada para melhorar a sua resistência, a área de armadura principal não deve ser inferior a 0,10 % da área da seção transversal da alvenaria, tomada como o produto da largura efetiva pela altura útil do elemento.
- Nos casos em que a armadura é colocada em juntas de assentamento para controlar a fissuração, a área da armadura não deve ser inferior a 0,03 % da área da seção transversal da alvenaria e o espaçamento não deve superar 60cm.
- Em elementos de alvenaria estrutural preenchidos com graute e armados em uma só direção, deve-se dispor uma armadura secundária, perpendicular à armadura principal, com área de seção transversal não inferior a 0,05 % do produto da largura total pela altura útil do elemento.

4.9.3 – Diâmetro das armaduras

O diâmetro das barras de armadura deve ser tal, que permita o cobrimento mínimo indicado no item 4.9.1, porém não inferior a 6 *mm*.

4.9.4 – Emenda de armaduras

O comprimento das emendas por trespasse deve ser suficiente para a transmissão das forças de cálculo, e deve ser calculado de acordo com a equação:

$$l_b = \gamma_M \cdot \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \cdot \frac{1}{f_{bok}}, \quad (4.54)$$

Respeitando os valores indicados a seguir:

- Será igual a l_b , para barras comprimidas, ou barras tracionadas em que menos de 30 % estejam emendadas na mesma seção e o cobrimento de concreto ou argamassa não seja inferior a 5 diâmetros, e a distância livre entre duas barras não seja inferior a 10 diâmetros.

- Será igual a $1,40 \cdot l_b$ para barras tracionadas em que 30 % ou mais das barras estejam emendadas na mesma seção ou que o cobrimento de concreto ou argamassa seja inferior a 5 diâmetros, ou que a distância livre entre duas barras seja inferior a 10 diâmetros.
- Será igual a $2,0 \cdot l_b$ para barras tracionadas em que 30 % ou mais das barras estejam emendadas na mesma seção e que o cobrimento de concreto seja inferior a 5 diâmetros, e que a distância livre entre as barras seja inferior a 10 diâmetros.
- Deve-se evitar a emenda em zonas de tensões elevadas, e a distância livre entre duas barras emendadas por trespasse, não deve ser inferior a dois diâmetros e nem inferior a 20 mm

4.9.5 – Armadura de combate ao cisalhamento

- Quando o projeto estrutural exigir a utilização de armadura para combate ao cisalhamento, esta armadura deve ter uma área de seção transversal não menor que 0,10 % da seção transversal da alvenaria, tomada igual ao produto da largura efetiva pela altura útil da seção do elemento.
- O espaçamento máximo dos estribos não deve ser superior a $0,75 \cdot d$ e nem superior a 30 cm.
- Quando a disposição das unidades de alvenaria impedir a utilização de armaduras de combate ao cisalhamento, o dimensionamento deve obedecer ao disposto no item 4.8.3.

4.10 – Ações Consideradas no Projeto Piloto

4.10.1 – Ações verticais

No projeto piloto a ser desenvolvido no capítulo 5 serão considerados, conforme a NBR 6120 [1980], os seguintes carregamentos:

- Peso próprio do concreto armado = 25 kN/m^3
- Sobrecarga de utilização nas lajes do pavimento tipo = $1,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga no piso da casa de máquinas = $7,50 \text{ kN/m}^2$
- Sobrecarga nas lajes das escadas = $2,50 \text{ kN/m}^2$
- Revestimentos de lajes = $1,0 \text{ kN/m}^2$

- Será considerado também, por questão de simplificação que o carregamento total nas lajes de cobertura, e, conseqüentemente suas reações, serão idênticas às do pavimento tipo.

As unidades de alvenaria terão as dimensões de 14x19x39 *cm*, sendo considerado o peso total revestido igual a 15 *kN/m³*. A espessura final média das paredes será considerada igual a 16 *cm*, e o pé-direito livre igual a 2,60 metros.

Portanto todas as paredes do edifício terão como peso próprio/metro de comprimento o seguinte valor:

$$0,16\text{m} \times 2,60\text{m} \times 1,0\text{m} \times \frac{15 \text{ kN}}{\text{m}^3} = 6,24 \text{ kN}$$

4.10.2 – Distribuição das cargas verticais

Foi adotado o critério de distribuição por grupos isolados de paredes. Neste critério supõe-se que a distribuição das cargas verticais seja uniforme em cada grupo de paredes, separados entre si pelas aberturas (portas e/ou janelas).

4.10.3 – Ações horizontais

As ações horizontais que seriam consideradas no projeto piloto a ser desenvolvido seriam às devidas ao vento e ao desaprumo.

O EUROCODE 6 [1996] determina no seu item 4.1.1(4) que os possíveis efeitos devidos às imperfeições devem ser levados em conta admitindo-se que a estrutura está

desviada de um ângulo $\phi = \frac{1}{100\sqrt{H_{TOT}}}$, onde H_{TOT} é a altura total do edifício.

No item 4.5.2(2) o mesmo EUROCODE 6 [1996] determina que os valores de cálculo das ações horizontais não devem ser inferiores aos valores de cálculo das forças horizontais devidas ao desaprumo.

Isto leva ao entendimento de que não se deve, segundo o EUROCODE 6 [1996], somar os dois efeitos. Portanto, deve-se calcular o valor das forças horizontais devidas ao vento, e compará-las com as forças horizontais devidas ao desaprumo, utilizando a maior das duas.

O valor de F da força horizontal devido ao desaprumo pode ser, simplificada, considerada igual ao produto do ângulo de desaprumo ϕ pelo peso do pavimento considerado:

$$F = \phi \cdot \Delta P \quad (4.55)$$

Onde:

F = força horizontal equivalente ao desaprumo

ϕ = ângulo de desaprumo em radianos

ΔP = peso do pavimento considerado

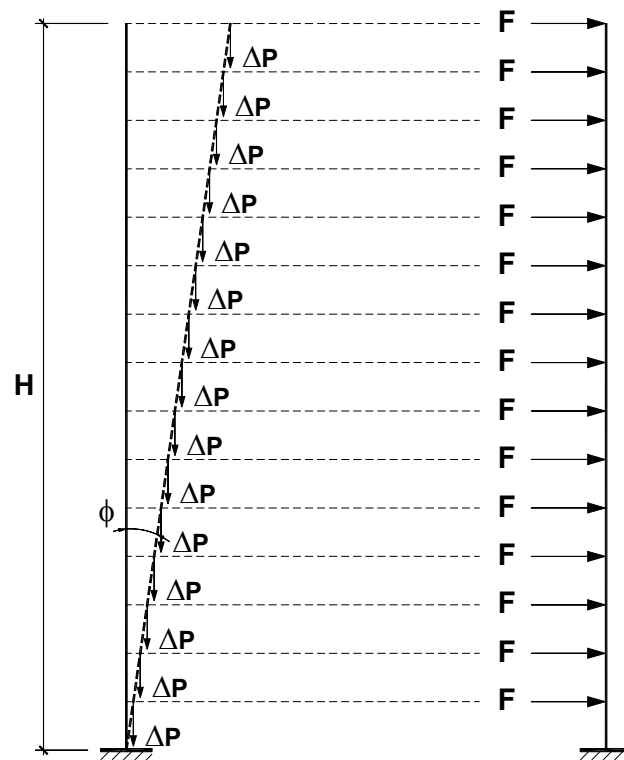


Figura 4.7 – Força horizontal devida ao desaprumo

4.10.4 – Distribuição das ações horizontais

Tendo em vista que o projeto piloto a ser desenvolvido no capítulo 5 é um edifício simétrico, o método de cálculo utilizado será o de pórticos alinhados com a consideração dos lintéis e das abas/flanges.

5

ANÁLISE ESTRUTURAL E DIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO PILOTO

5.1 – Características do Edifício

Neste capítulo serão desenvolvidas a análise e o dimensionamento das peças estruturais de um edifício de 15 andares de alvenaria estrutural.

O primeiro pavimento apóia diretamente sobre vigas de fundação e os demais sobre alvenaria de blocos de concreto com 14 cm de espessura (armados ou não). O edifício conta ainda com um pavimento para casa de máquinas (piso e forro), um espaço para barrilete com 1,10 m de altura, além de uma caixa d'água com capacidade de armazenamento de 30 m³ de água.

A planta baixa do pavimento tipo, bem como o corte estão representados nas Figuras 5.1 a 5.5, respectivamente. Note-se que as alvenarias representadas hachuradas, não são estruturais (elas descarregam sobre as lajes) e só poderão ser levantadas após a execução das alvenarias estruturais e também após a desforma das lajes.

De uma maneira geral, seria ideal que estas alvenarias não estruturais fossem levantadas somente após o término de todas as alvenarias estruturais em todos os andares do edifício.

Isto se deve ao fato de que como existe a amarração física entre elas, a distribuição das cargas verticais provocará um aumento de esforços nestas paredes não estruturais, acarretando um acréscimo de cargas não previstas tanto na alvenaria quanto na laje que a recebe.

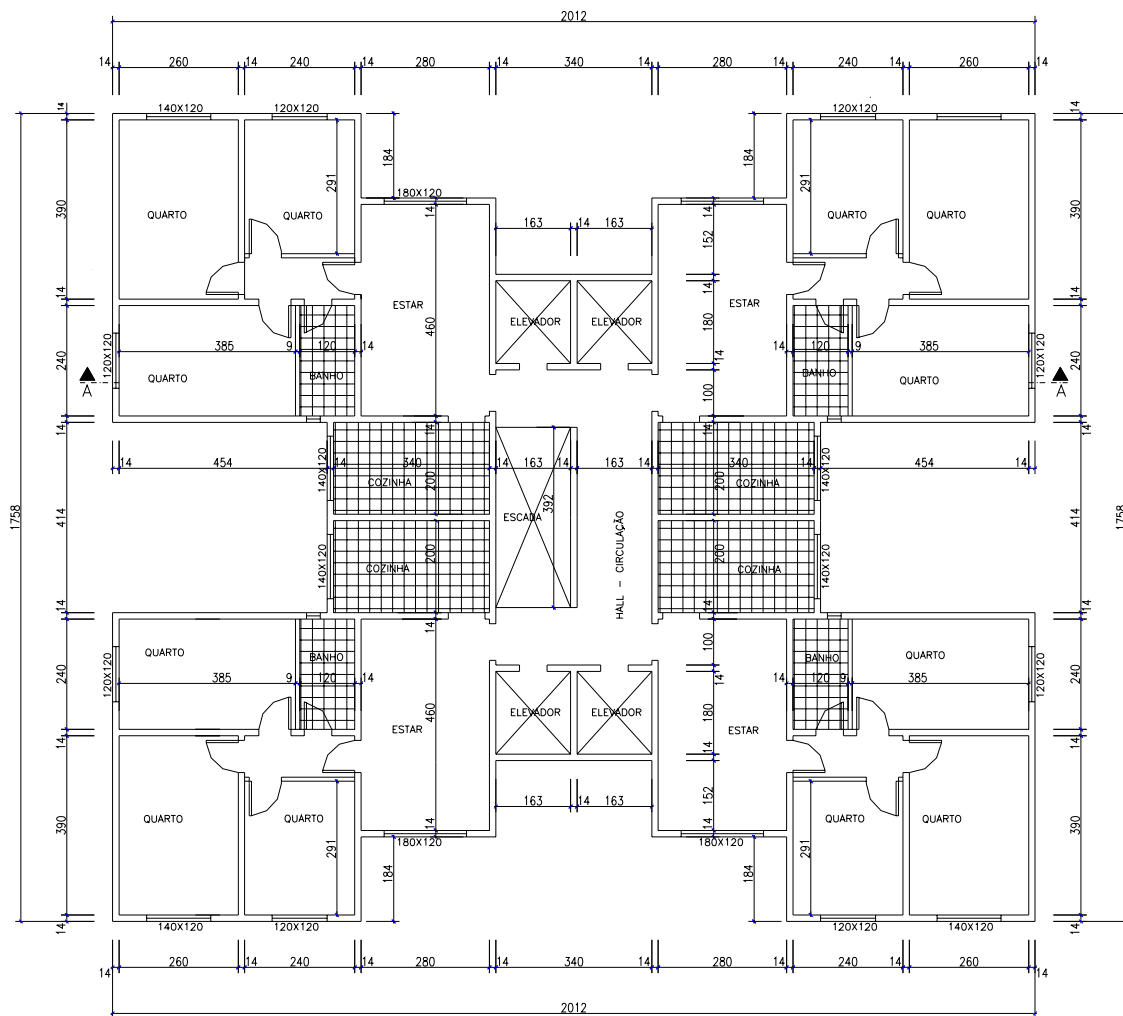


Figura 5.1 – Planta do pavimento tipo

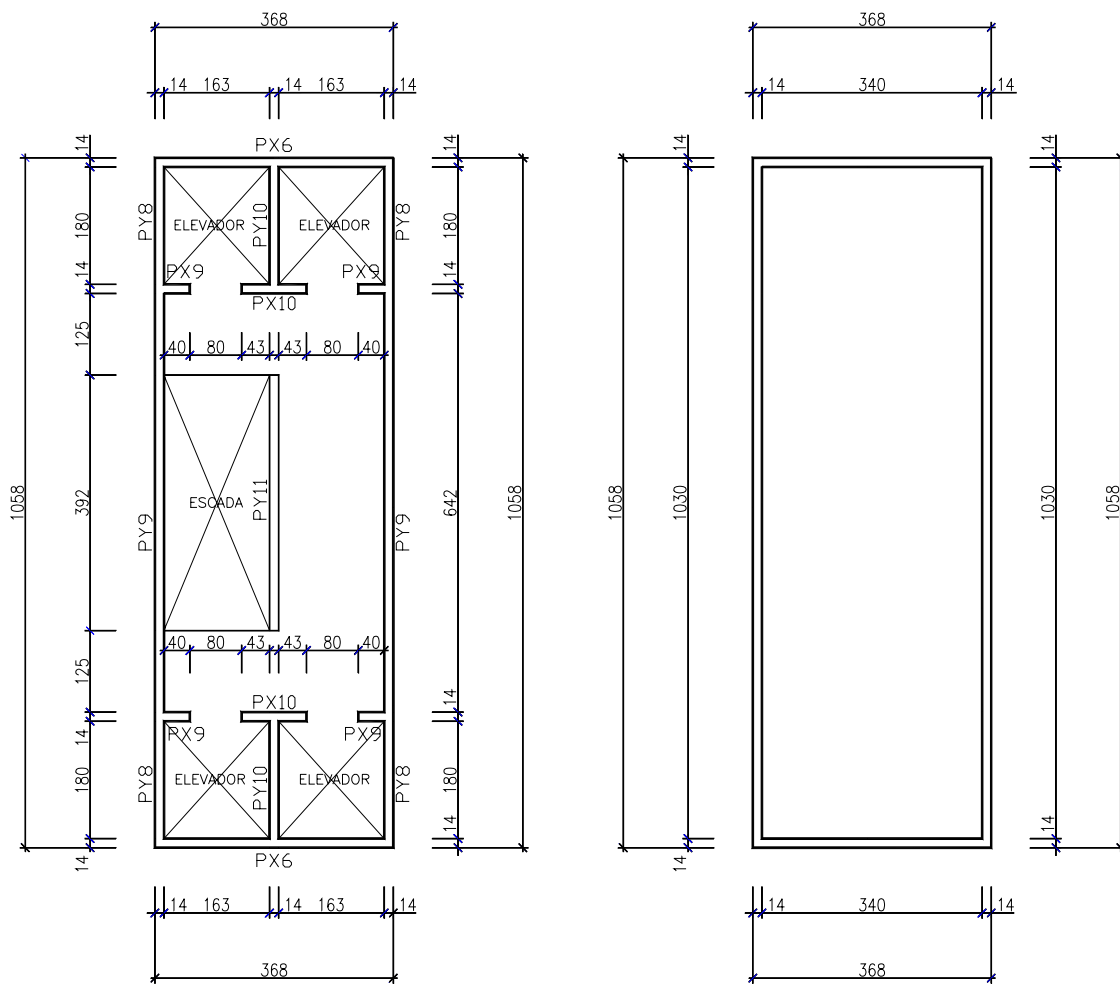
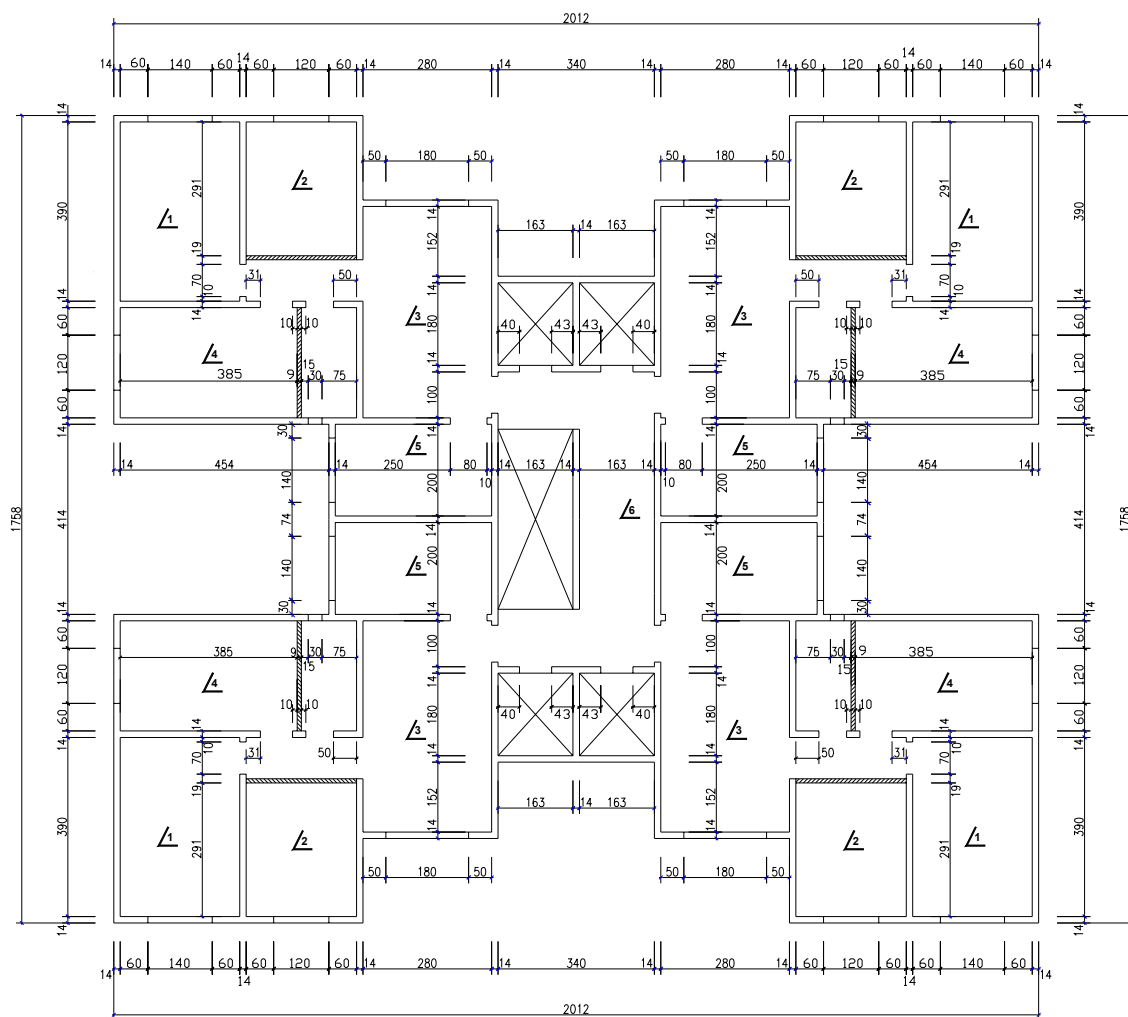


Figura 5.2 – Planta da casa de máquinas e caixa d'água



LEGENDA



-  ALVENARIA ESTRUTURAL
-  ALVENARIA NÃO ESTRUTURAL

Figura 5.4 – Formas do pavimento tipo

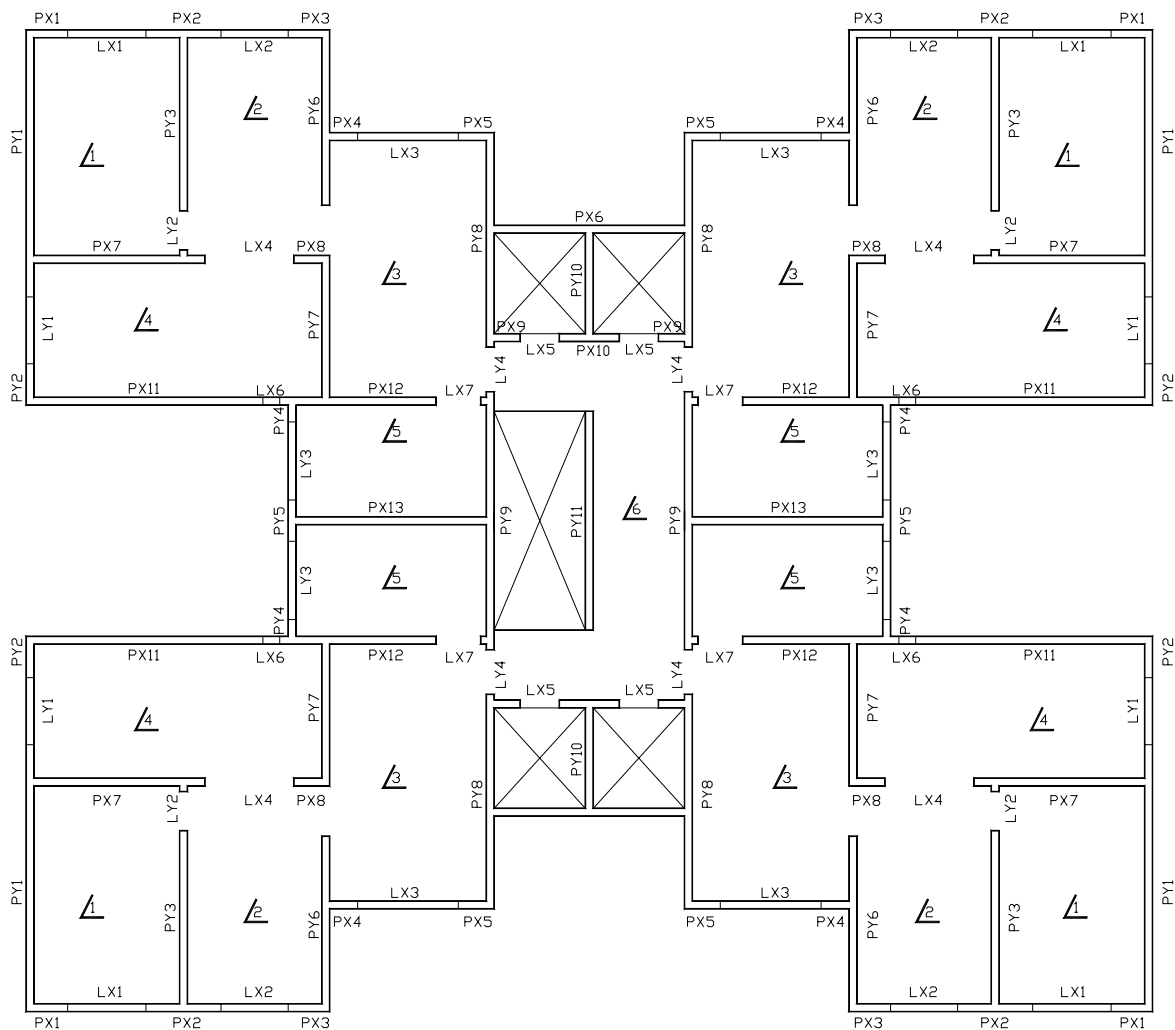


Figura 5.5 – Formas do pavimento tipo com numeração das paredes e dos lintéis

5.2 – Cargas Verticais

São consideradas cargas verticais de uma edificação residencial as cargas permanentes e as cargas variáveis (sobrecargas). As cargas permanentes deste projeto piloto são constituídas pelo peso próprio dos elementos estruturais e das alvenarias não estruturais, bem como pelo revestimento das lajes.

- Cargas permanentes:

Para todos os pavimentos, foram consideradas as ações indicadas a seguir:

Peso específico do concreto armado = 25 kN/m^3

Peso específico das paredes revestidas = 15 kN/m^3

Revestimento de lajes = $1,0 \text{ kN/m}^2$

A espessura das paredes estruturais foi considerada acabada com 16 cm e o pé-direito livre de 2,60 m, o que fornece um *peso/metro* igual a $6,24 \text{ kN/m}$.

Serão utilizadas 5 caixas d'água de fibra com capacidade de 6 m^3 cada.

- Cargas variáveis:

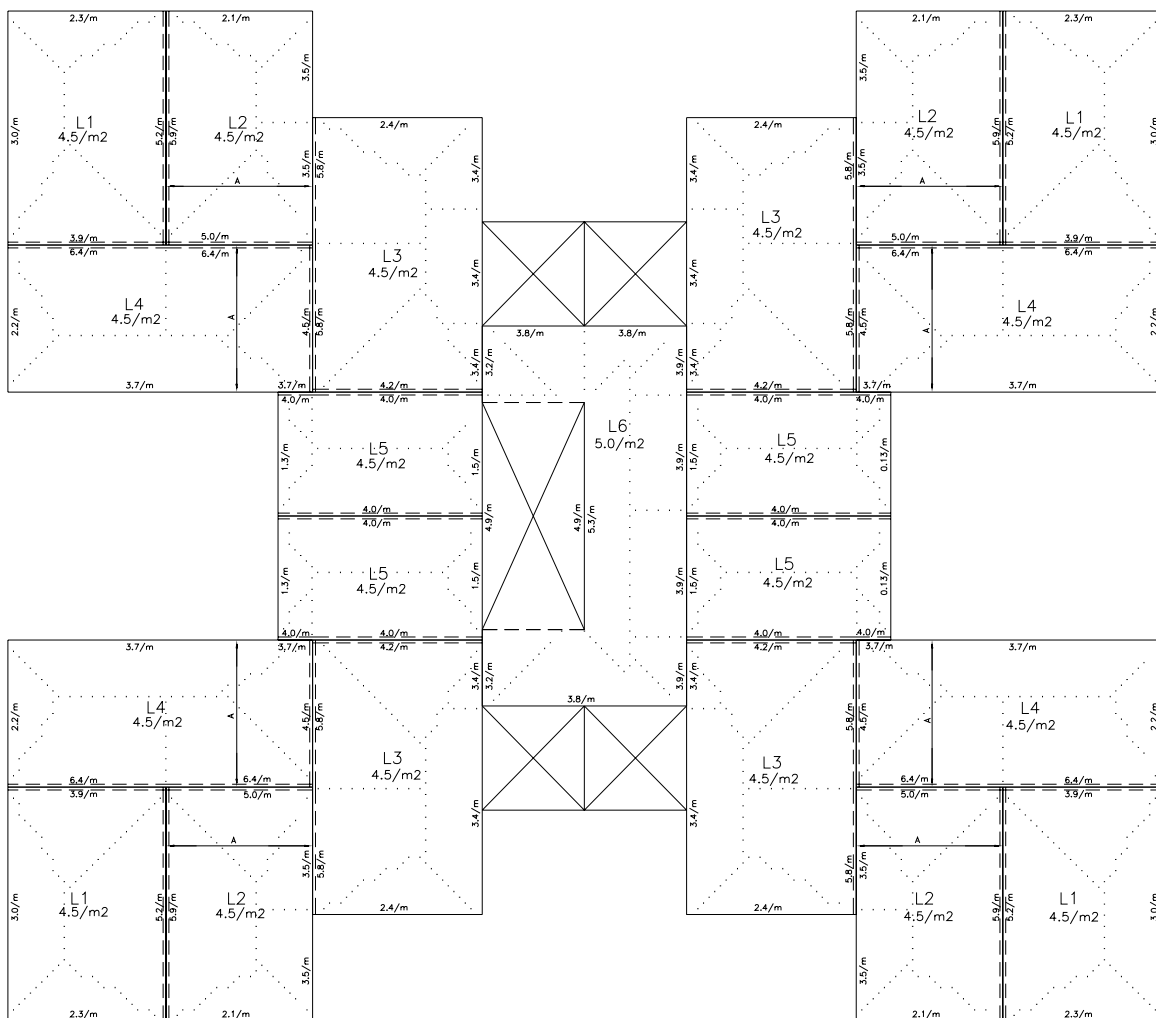
Para o pavimento tipo e demais pavimentos, foram utilizados os valores de sobrecarga prescritos pela NBR 6120 [1980].

Sobrecarga nas lajes (*banho, sala, cozinha e varanda*) = $1,50 \text{ kN/m}^2$;

Sobrecarga nas escadas = $2,50 \text{ kN/m}^2$

Sobrecarga nas lajes do piso da casa de máquinas (projeção do poço) = $7,50 \text{ kN/m}^2$

Com base nos dados acima, as Figuras 5.6 e 5.7 apresentam os carregamentos verticais aplicados nas lajes do pavimento tipo, piso e forro da casa de máquinas, caixa d'água e escada, bem como as reações de apoio das lajes.



LEGENDA	
← A →	CARGA DISTRIBUIDA DE 4.0 kN/m (ALVENARIA)
4.5	CARGA DISTRIBUIDA DE 4.5 kN/m ² RESULTANTE DE: 2.0 (PESO PROPRIO) + 1.0 (REVESTIMENTO) 1.5 (SOBRECARGA) 4.5 kN/m ²
5.0	CARGA DISTRIBUIDA DE 5.0 kN/m ² RESULTANTE DE: 2.0 (PESO PROPRIO) + 1.0 (REVESTIMENTO) 1.5 (SOBRECARGA) 5.0 kN/m ²

Figura 5.6 – Reações das lajes do pavimento tipo (kN/m)

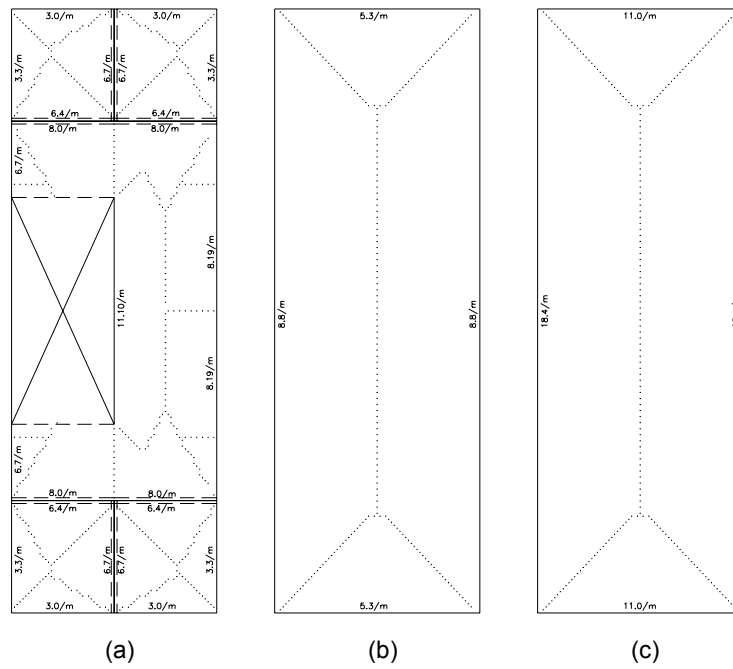


Figura 5.7 – (a) Reações das lajes do piso da casa de máquinas; (b) Reações da laje do forro da casa de máquinas; (c) Reações da laje da caixa d'água (kN/m)

5.2.1 – Distribuição das Cargas Verticais

Foi adotado o critério de distribuição por grupos isolados de paredes. Neste critério, calcula-se a resultante de cargas verticais atuantes em cada grupo, em cada nível do prédio, e supõe-se que a distribuição de cargas seja uniforme em cada grupo, separado entre si por aberturas.

Está apresentada na Figura 5.8, a nomenclatura das paredes, bem como a numeração utilizada para os grupos. Por questão de simetria, mostrar-se-á apenas uma parte da edificação.

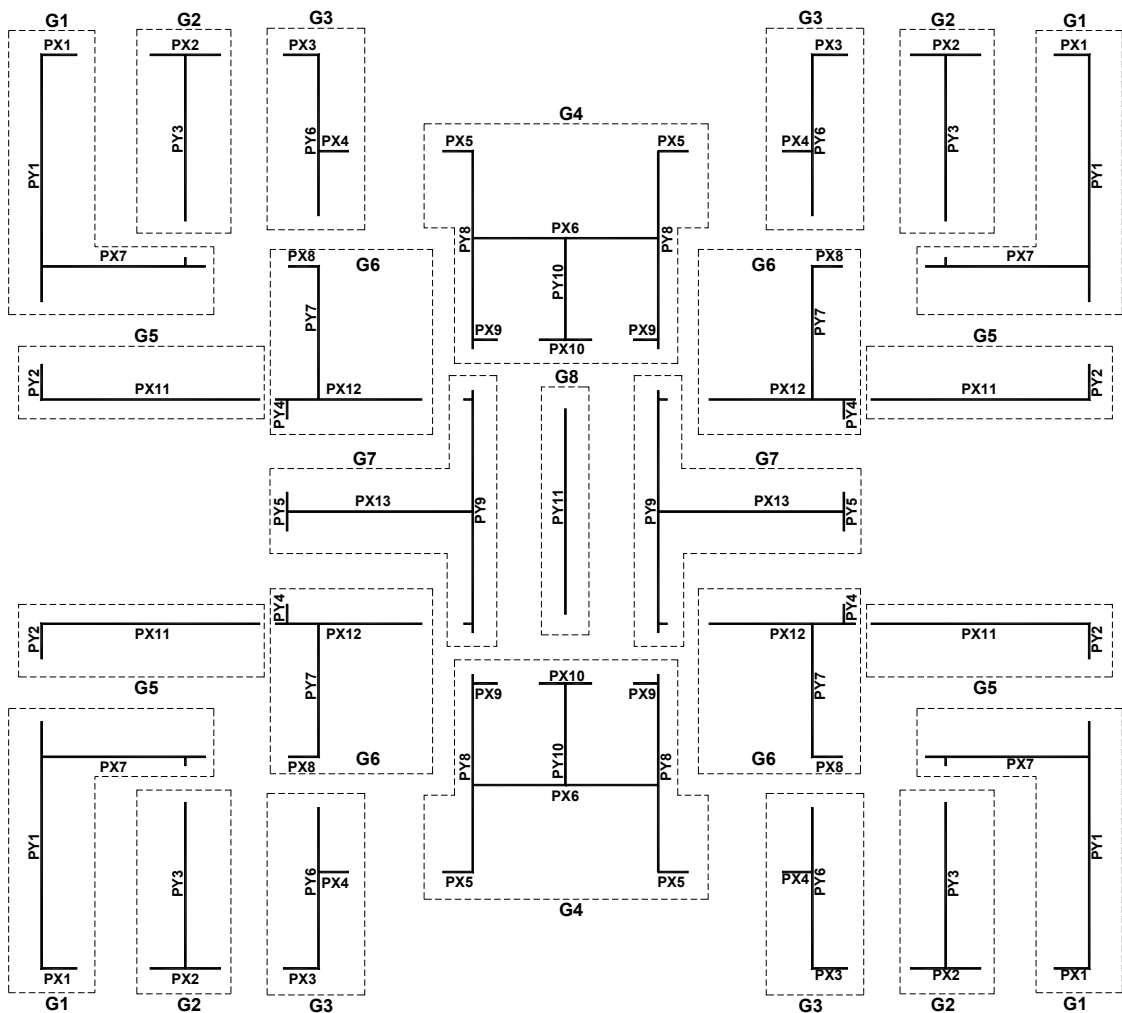


Figura 5.8 – Distribuição por grupos das cargas verticais

Grupo		Comprimento das Paredes do Grupo (ate eixo/aberturas) L_1 (m)	Comprimento das paredes do Grupo (face de aberturas) L_2 (m)	Área ($L_2 \times 0,14$) (m^2)	Carga Vertical PCM+FC M+ Cx Dágua	Carga Vertical Tipo/Cobertura (kN)
1	PX1-PX7-PY1	11,12	8,67	1,214	-	129,13
2	PX2-PY3	6,16	4,51	0,631	-	79,49
3	PX3-PX4-PY6	6,29	4,31	0,603	-	65,63
4	PX5-PX6-PX9-PX10-PY8-PY10	20,30	16,10	2,254	466,68	175,53
5	PX11-PY2	5,58	4,83	0,676	-	53,56
6	PX8-PX12-PY4-PY7	8,80	6,27	0,878	-	121,56
7	PX13-PY5-PY9	11,44	9,24	1,294	300,13	136,80
8	PY11	3,92	3,92	0,549	79,66	64,44

Tabela 5.1 – Definição dos Grupos de Paredes

Com base nos resultados mostrados na Tabela 5.1 pode-se criar a Tabela 5.2, onde se mostra os valores acumulados das cargas nos 15 níveis da edificação.

Tabela 5.2 – Cargas acumuladas por nível. Valores expressos em *kN*

Grupo Nível	1	2	3	4	5	6	7	8
15	129,13	79,49	65,63	642,21	53,56	121,56	436,93	144,10
14	258,26	158,98	131,26	817,74	107,12	243,12	573,73	208,54
13	387,39	238,47	196,89	993,27	160,68	364,68	710,53	272,98
12	516,52	317,96	262,52	1168,80	214,24	486,24	847,33	337,42
11	645,65	397,45	328,15	1344,33	267,80	607,80	984,13	401,86
10	774,78	476,94	393,78	1519,86	321,36	729,36	1120,93	466,30
9	903,91	556,43	459,41	1695,39	374,92	850,92	1257,73	530,74
8	1033,04	635,92	525,04	1870,92	428,48	972,48	1394,53	595,18
7	1162,17	715,41	590,67	2046,45	482,04	1094,04	1531,33	659,62
6	1291,30	794,90	656,30	2221,98	535,60	1215,60	1668,13	724,06
5	1420,43	874,39	721,93	2397,51	589,16	1337,16	1804,93	788,50
4	1549,56	953,88	787,56	2573,04	642,72	1458,72	1941,73	852,94
3	1678,69	1033,37	853,19	2748,57	696,28	1580,28	2078,53	917,38
2	1807,82	1112,86	918,82	2924,10	749,84	1701,84	2215,33	981,82
1	1936,95	1192,35	984,45	3099,63	803,40	1823,40	2352,13	1046,26

Com os resultados obtidos na Tabela 5.2, pode-se obter os valores das tensões normais de compressão em cada grupo, bastando, para isto, dividir os valores acumulados de cada nível 1 pela área da seção transversal de cada grupo indicada na Tabela 5.1, obtendo-se os valores da Tabela 5.3.

Tabela 5.3 – Tensão atuante por grupo. Valores expressos em *MPa*.

Grupo Nível	1	2	3	4	5	6	7	8
15	0,11	0,13	0,11	0,28	0,08	0,14	0,34	0,26
14	0,21	0,25	0,22	0,36	0,16	0,28	0,44	0,38
13	0,32	0,38	0,33	0,44	0,24	0,42	0,55	0,50
12	0,43	0,50	0,44	0,52	0,32	0,55	0,65	0,61
11	0,53	0,63	0,54	0,60	0,40	0,69	0,76	0,73
10	0,64	0,76	0,65	0,67	0,48	0,83	0,87	0,85
9	0,74	0,88	0,76	0,75	0,55	0,97	0,97	0,97
8	0,85	1,01	0,87	0,83	0,63	1,11	1,08	1,08
7	0,96	1,13	0,98	0,91	0,71	1,25	1,18	1,20
6	1,06	1,26	1,09	0,99	0,79	1,38	1,29	1,32
5	1,17	1,39	1,20	1,06	0,87	1,52	1,39	1,44
4	1,28	1,51	1,31	1,14	0,95	1,66	1,50	1,55
3	1,38	1,64	1,41	1,22	1,03	1,80	1,61	1,67
2	1,49	1,76	1,52	1,30	1,11	1,94	1,71	1,79
1	1,60	1,89	1,63	1,38	1,19	2,08	1,82	1,91

5.3 – Ações devidas ao Vento

A ação devida ao vento é determinada considerando a aplicação em cada pavimento do edifício de uma força de arrasto (na direção considerada) dada por:

$$F_a = C_a \times q \times A \quad (5.1)$$

Onde:

C_a = coeficiente de arrasto

q = pressão dinâmica do vento, função da velocidade característica do vento (V_k), adequada ao local onde a edificação será construída.

A = área da fachada onde se considera a incidência do vento

5.3.1 – Coeficiente de Arrasto (C_a)

Os coeficientes de arrasto são aplicados a edificações, partes de edificações ou elementos estruturais, para o vento incidindo perpendicularmente a cada uma das fachadas de uma edificação em planta, conforme Figura 4 da NBR 6123 [1988].

No projeto piloto, para o vento incidindo na direção X, tem-se: (Para ventos de baixa turbulência)

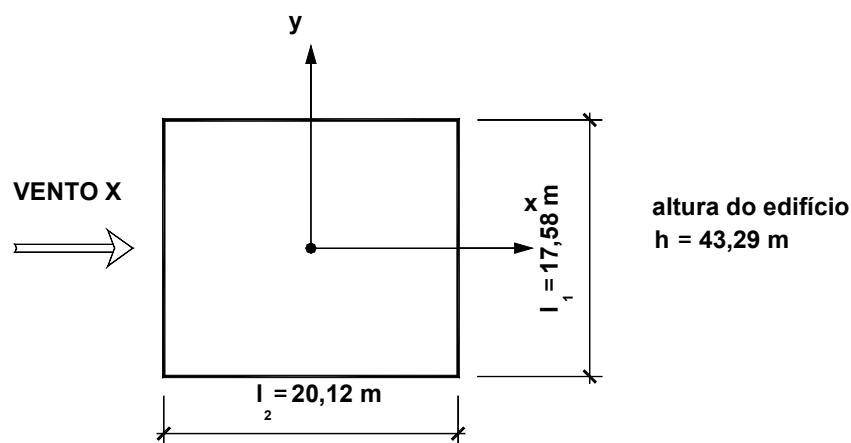


Figura 5.9 – Direção X de incidência do vento

Para $l_1/l_2 = 0,87$ e $h/l_1 = 2,46 \Rightarrow C_a = 1,24$

Para o vento incidindo na direção Y, tem-se: (Para ventos de baixa turbulência)

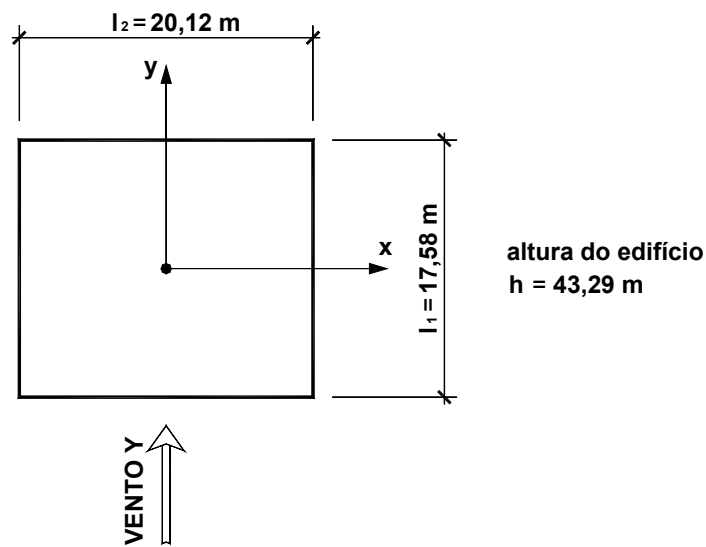


Figura 5.10 – Direção Y de incidência do vento

Para $l_1/l_2 = 1,14$ e $h/l_1 = 2,15 \Rightarrow C_a = 1,30$

5.3.2 – Pressão Dinâmica (q)

O valor da pressão dinâmica q é dado por:

$$q = 0,613 \times V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

$$q = 0,613 \times 10^{-3} \times V_k^2 \text{ (kN/m}^2\text{)} \quad (5.2)$$

Sendo:

V_k = velocidade característica do vento dada por:

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \text{ (m/s)} \quad (5.3)$$

5.3.2.1 – Velocidade Básica do Vento (V_o)

É definida pela NBR 6123 [1988] como sendo a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10 m acima do terreno, em campo aberto e plano.

No projeto piloto, foi considerada uma velocidade $V_o = 30$ m/s (Belo Horizonte)

5.3.2.2 – Fator Topográfico (S_1)

Leva em consideração as grandes variações locais na superfície do terreno. Em terreno plano pode ser considerado $S_1 = 1,0$.

5.3.2.3 – Rugosidade do Terreno, Dimensões da Edificação e Altura Sobre o Terreno (S_2)

Leva em consideração o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

Neste trabalho será considerado que o edifício localiza-se em subúrbio densamente construído de grande cidade (Categoria IV), Classe B (quando a maior dimensão horizontal ou vertical esteja entre 20 m e 50 m).

5.3.2.4 – Fator Estatístico (S_3)

É baseado em conceitos estatísticos e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Em construções para hotéis e residências, o fator S_3 é igual a 1,0.

Com os dados já definidos, e utilizando os valores de S_2 obtidos na Tabela 2 da NBR 6123 [1988], pode-se criar a Tabela 5.4, onde:

$$V_k = V_o \times S_1 \times S_2 \times S_3 \quad (m/s) \quad (5.3)$$

$$q = 0,613 \times 10^{-3} \times V_k^2 \quad (kN/m^2) \quad (5.2)$$

F_x = força de arrasto na direção X, obtida pela expressão:

$$F_x = C_{a(x)} \times q \times A_{(x)} \quad (5.4)$$

F_y = força de arrasto na direção Y, obtida pela expressão:

$$F_y = C_{a(y)} \times q \times A_{(y)} \quad (5.5)$$

Onde: $C_{a(x)} = 1,24$

$C_{a(y)} = 1,30$

$A_{(x)}, A_{(y)}$ = área de fachada (incidência do vento)

Tabela 5.4 – Esforços provenientes da ação do vento

Nível	Cota	S2	$V_k (m/s)$	$q (kN/m^2)$	$F_x (kN)$	$F_y (kN)$
15	40,20	0,99	29,7	0,541	47,67	37,31
14	37,52	0,98	29,4	0,530	30,96	37,16
13	34,84	0,97	29,1	0,519	30,32	36,38
12	32,16	0,97	29,1	0,519	30,32	36,38
11	29,48	0,96	28,8	0,508	29,68	35,61
10	26,80	0,94	28,2	0,487	28,45	34,14
9	24,12	0,93	27,9	0,477	27,87	33,44
8	21,44	0,92	27,6	0,467	27,28	32,74
7	18,76	0,90	27,0	0,447	26,11	31,33
6	16,08	0,89	26,7	0,437	25,53	30,63
5	13,40	0,86	25,8	0,408	23,86	28,60
4	10,72	0,84	25,2	0,389	22,73	27,27
3	8,04	0,80	24,0	0,353	20,62	24,74
2	5,36	0,77	23,1	0,327	19,10	22,92
1	2,68	0,76	22,8	0,319	18,64	22,36

Portanto, para cálculo de F_x , utilizou-se a área $17,58 \times 2,68 = 47,11 \text{ m}^2$ (por nível), exceto no nível 40,20 m, onde se acrescentou a área da casa de máquinas e caixa d'água ($3,68 \times 7,09 = 26,09 \text{ m}^2$).

Para cálculo de F_y , utilizou-se a área de $20,12 \times 2,68 = 53,92 \text{ m}^2$ (por nível), exceto no nível 40,20 m, onde se acrescentou a área da casa de máquinas e caixa d'água ($3,68 \times 7,09 = 26,09 \text{ m}^2$).

Então, no nível 40,20 m, temos as seguintes áreas:

- Para o vento na direção X: $17,58 \cdot (2,68 / 2) + 47,50 = 71,06 \text{ m}^2$
- Para o vento na direção Y: $20,12 \cdot (2,68 / 2) + 26,50 = 53,05 \text{ m}^2$

5.4 – Ações correspondentes ao Desaprumo

Conforme descrito no item 4.7.1, as ações horizontais a serem consideradas (devidas ao desaprumo), serão calculadas da seguinte maneira:

Supõe-se que o eixo vertical da estrutura esteja desviado de um ângulo para desaprumo dado pela expressão abaixo:

$$\phi = \frac{1}{100\sqrt{H_{TOT}}} \quad (4.14)$$

Onde:

H_{TOT} = a altura total do edifício em metros

ϕ = ângulo em radianos

O valor da força horizontal F devido ao desaprumo pode ser considerado igual ao produto do ângulo de desaprumo ϕ pelo peso do pavimento considerado:

$$F = \phi \cdot \Delta P \quad (4.51)$$

Portanto, tem-se:

$$\phi = \frac{1}{100\sqrt{40,20}} = 0,001577 \text{rd}$$

ΔP = peso do pavimento = 2462,12 kN.

Obtém-se o peso de cada pavimento, utilizando a Tabela 5.2 subtraindo o peso de um determinado nível pelo peso de um nível imediatamente superior e multiplicando-se o resultado obtido em cada grupo, pelo número de vezes que o grupo repete-se no pavimento.

Portanto a força horizontal devida ao desaprumo em cada pavimento, (na direção X e na direção Y) será:

$$F = 0,001577 \times 2462,12 = 3,88 \text{ kN}$$

Nota-se que o valor da força horizontal devida ao desaprumo ($F = 3,88 \text{ kN}$) é sensivelmente menor que qualquer uma das forças horizontais devidas ao vento se compararmos com a Tabela 5.4.

Portanto no presente trabalho, usar-se-á apenas as forças horizontais devidas ao vento, conforme indicado na Tabela 5.4.

5.5 – Cálculo do Módulo de Elasticidade das Alvenarias

O Eurocode 6 [1996] recomenda que o módulo de elasticidade da alvenaria (E) para ações de curta duração pode ser considerado igual a $1000 \cdot f_k$, para efeito de análise estrutural. Portanto, para cálculo das deformações devidas ao vento, será este o valor a ser utilizado. A fórmula adotada para cálculo da resistência característica à compressão da parede em função das resistências dos blocos e das argamassas, é a apresentada abaixo:

$$f_k = K \cdot f_b^{0,65} \cdot f_m^{0,25} \quad (N/mm^2)$$

Onde:

K = é uma constante definida em 4.7.2

K = Neste projeto piloto será tomado $K = 0,50$ para alvenarias do Grupo 2b (Tabela 2.1).

f_b = resistência normalizada à compressão das unidades de alvenarias, também definida em 2.1.2.

f_m = resistência característica à compressão da argamassa

Como no Brasil, de uma maneira geral, a resistência à compressão das unidades de alvenaria, apresentada pelos laboratórios, é a resistência à compressão característica, tem-se que transformar esta resistência à compressão média, para posteriormente transformá-la na resistência normalizada à compressão.

No projeto piloto, será arbitrado que a resistência característica a compressão das unidades de alvenaria será igual a 85 % da resistência à compressão média.

Portanto:

$$f_{bk} = 0,85 \cdot f_{bm}$$

Onde:

f_{bm} = resistência à compressão média

Para se efetuar a conversão para a resistência à compressão normalizada deve-se utilizar a Tabela 2.2.

Tendo em vista que todas as unidades de alvenaria do projeto piloto tem dimensões de 14cm x 39cm x 19cm, respectivamente largura, comprimento, altura, obtém-se por interpolação da Tabela 2.2 o valor de $\delta = 1,24$.

Então tem-se que:

$$f_b = 1,24 \cdot f_{bm} = 1,24 \cdot \frac{f_{bk}}{0,85} = 1,46 \cdot f_{bk}$$

Desta forma, a fórmula adotada para cálculo da resistência à compressão da parede, pode ser escrita:

$$f_k = K \cdot (1,46 \cdot f_{bk})^{0,65} \cdot f_m^{0,25} = 1,28 \cdot K \cdot f_{bk}^{0,65} \cdot f_m^{0,25}$$

Adotando ainda que a resistência à compressão da argamassa seja igual a $0,80 \cdot f_{bk}$, tem-se:

$$f_k = 1,28 \cdot K \cdot f_{bk}^{0,65} \cdot (0,80 \cdot f_{bk})^{0,25} = 1,21 \cdot K \cdot f_{bk}^{0,90}$$

Sabendo que o valor de K será considerado igual a 0,50, obtém-se:

$$f_k = 1,21 \times 0,50 \times f_{bk}^{0,90}$$

Então:

$$f_k = 0,605 \cdot f_{bk}^{0,90}$$

Para se definir o valor característico da resistência à compressão da parede (f_k), será necessário arbitrar o valor característico da resistência à compressão dos blocos (f_{bk}).

Na prática, costuma-se utilizar blocos com resistência característica à compressão variando de 0,80 MPa a 1,0 MPa para cada pavimento da edificação, agrupados de 3 em 3 pavimentos.

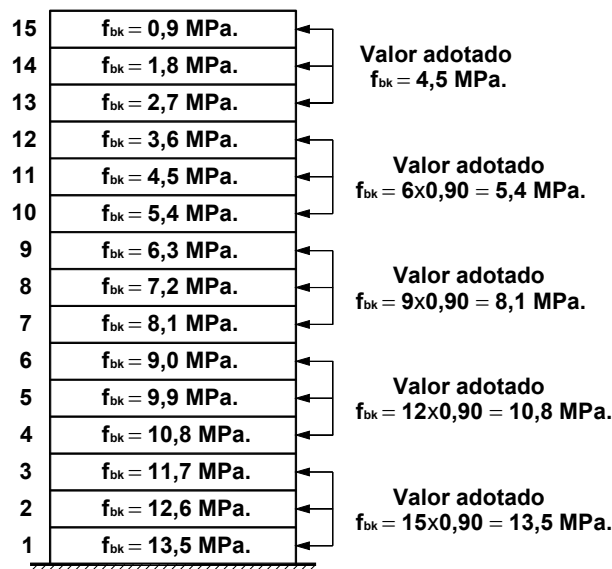


Figura 5.11 – Resistência característica à compressão dos blocos

Para prédios mais baixos, onde a influência do efeito do vento é menor, utiliza-se blocos com resistência característica à compressão da ordem de 0,80 MPa por pavimento. Para edifícios mais altos, onde a influência do efeito de vento torna-se mais representativa,

utiliza-se blocos com resistência característica à compressão da ordem de 1 MPa por pavimento.

Neste projeto piloto será utilizado o valor da resistência característica à compressão dos blocos igual a 0,90 MPa por pavimento, agrupados de 3 em 3 pavimentos; não se adotando valores menores que 4,5 MPa, conforme mostrado na Figura 5.11.

Com os valores f_{bk} indicados na Figura 5.11 e utilizando a fórmula $f_k = 0,605 \cdot f_{bk}^{0,90}$, calcula-se a resistência da parede, e conseqüentemente o módulo de elasticidade E que será, conforme o Eurocode 6 [1996], considerado igual a $1000 \cdot f_k$. (Ver Tabela 5.5)

Tabela 5.5 – Módulo de Elasticidade da parede

	Resistência característica dos blocos (MPa)	Resistência média dos blocos (MPa)	Resistência normalizada dos blocos (MPa)	Resistência da argamassa (MPa)	Resistência da parede (MPa)	Módulo de elasticidade da parede (MPa)
Nível	f_{bk} (arbitrado)	$f_{bm} = f_{bk} / 0,85$	$f_b = f_{bm} \cdot \delta$	$f_m = 0,80 \cdot f_{bk}$	f_k	E
13,14,15	4,5	5,29	6,6	3,6	2,3	2300
10,11,12	5,4	6,35	7,9	4,3	2,8	2800
7, 8, 9	8,1	9,53	11,8	6,5	4,0	4000
4, 5, 6	10,8	12,71	15,8	8,6	5,20	5200
1, 2, 3	13,5	15,88	19,7	10,8	6,30	6300

Os valores de f_k , apresentados na Tabela 5.5 deverão, para o dimensionamento, serem minorados pelo coeficiente de segurança dos materiais, a ser definido no item 5.10.1.

5.6 – Montagem dos Pórticos

Foram definidas duas direções principais para incidência da atuação do vento: direção X e direção Y, respectivamente para ventos na direção X e Y, conforme desenho de formas (Figura 5.3).

Foi utilizado o método dos pórticos alinhados, tendo em vista a simetria do edifício, o que faz com que os deslocamentos sejam iguais nos nós de cada pavimento. Ver Apêndice A.

As alvenarias foram numeradas utilizando a letra P (de parede), acompanhada da letra X ou Y, conforme o sentido da alvenaria em planta.

Portanto, as paredes PX1 a PX13 representam as alvenarias que em planta estão na direção X. Analogamente as paredes PY1 a PY11 representam as alvenarias que em planta estão na direção Y. Entre duas paredes consecutivas, em planta, foi considerada uma viga (sobre portas e/ou janelas), que será chamada de **lintel**, ligando as paredes, configurando assim os pórticos. Os lintéis na direção X, serão chamados de LX1 a LXn, e os lintéis na direção Y serão designados por LY1 a LYn.

5.7 – Esforços nas Paredes Devidos ao Vento

Após a montagem e o cálculo dos pórticos alinhados, com os esforços indicados na Tabela 5.1, foram encontrados os resultados indicados nas Tabelas 5.6 a 5.29.

Na coluna 2 apresenta-se o acréscimo ou decréscimo de carga vertical, em função do sentido de atuação das forças horizontais de vento, e que serão acrescidas aos esforços já obtidas em função das cargas verticais indicadas na Tabela 5.2. Nas colunas 3 e 4 apresentam-se respectivamente, os esforços cortantes e momentos fletores que serão utilizados no dimensionamento e verificação de tensões nas paredes PX e PY.

Tabela 5.6 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX1			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	1,2	1,0	1,4
14	3,3	1,0	1,4
13	5,4	1,0	1,5
12	8,0	1,3	1,8
11	11,4	1,6	2,3
10	15,7	2,2	3,3
9	20,8	2,2	3,4
8	26,2	2,5	3,8
7	32,3	2,9	4,6
6	39,2	3,0	4,8
5	46,4	3,2	5,2
4	54,1	3,6	5,9
3	62,4	3,6	6,0
2	70,8	3,7	6,3
1	79,7	4,6	8,2

Tabela 5.7 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX2			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,2	2,0	2,8
14	0,3	2,0	2,8
13	0,3	2,4	3,5
12	0,4	3,0	4,4
11	0,4	3,9	5,7
10	0,6	5,1	7,9
9	0,8	5,2	8,3
8	1,0	5,8	9,4
7	1,1	6,8	11,3
6	1,4	7,1	12,0
5	1,5	7,6	13,1
4	1,7	8,4	14,8
3	1,9	8,5	15,3
2	1,9	8,9	16,4
1	1,9	10,8	21,2

Tabela 5.8 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX3			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	1,0	0,7	0,9
14	3,0	0,8	1,1
13	5,0	0,9	1,3
12	7,7	1,2	1,7
11	10,9	1,5	2,2
10	15,1	1,9	2,9
9	20,0	2,0	3,1
8	25,3	2,3	3,5
7	31,2	2,6	4,2
6	37,9	2,8	4,5
5	44,9	3,0	4,9
4	52,4	3,2	5,4
3	60,5	3,3	5,7
2	68,9	3,5	6,1
1	77,8	4,0	7,3

Tabela 5.9 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX4			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,6	0,6	0,8
14	1,6	0,7	1,0
13	2,9	0,8	1,1
12	4,5	1,0	1,4
11	6,6	1,3	1,8
10	9,1	1,6	2,4
9	12,0	1,7	2,6
8	15,3	1,9	2,9
7	19,0	2,2	3,4
6	23,1	2,3	3,7
5	27,4	2,5	4,0
4	32,0	2,7	4,5
3	37,1	2,8	4,7
2	42,2	2,9	5,0
1	47,7	3,3	6,0

Tabela 5.10 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX5			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,5	0,5	0,6
14	1,6	0,5	0,8
13	2,9	0,7	1,0
12	4,5	0,8	1,2
11	6,6	1,1	1,6
10	9,1	1,3	2,0
9	12,1	1,5	2,2
8	15,3	1,6	2,5
7	19,0	1,8	2,9
6	23,1	2,0	3,2
5	27,4	2,2	3,5
4	32,1	2,3	3,8
3	37,1	2,4	4,1
2	42,3	2,5	4,3
1	47,7	2,7	4,8

Tabela 5.11 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX6			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	1,0	2,7
14	0	1,1	2,7
13	0	2,9	7,9
12	0	4,5	20,1
11	0	5,9	36,1
10	0	6,7	53,9
9	0	6,7	71,9
8	0	7,9	93,1
7	0	8,8	116,8
6	0	9,6	142,5
5	0	12,0	174,8
4	0	14,8	214,6
3	0	18,5	264,1
2	0	23,0	325,8
1	0	25,9	395,2

Tabela 5.12 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX7			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	1,9	1,8	5,4
14	4,3	3,6	6,8
13	6,9	4,4	6,8
12	9,8	5,2	12,5
11	13,0	6,4	20,5
10	16,4	7,3	30,7
9	21,0	7,2	36,8
8	25,8	8,5	46,2
7	30,5	9,4	58,2
6	36,1	9,1	66,7
5	41,6	10,3	79,0
4	46,7	11,4	95,4
3	52,0	12,3	113,5
2	56,5	16,4	145,1
1	59,3	21,7	195,2

Tabela 5.13 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX8			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	1,9	1,3	1,5
14	4,3	1,1	1,5
13	6,9	1,2	1,7
12	9,8	1,4	2,0
11	13,0	1,5	2,1
10	16,4	1,7	2,5
9	21,0	2,3	3,2
8	25,8	2,1	3,1
7	30,5	2,2	3,5
6	36,1	2,7	3,9
5	41,6	2,3	3,7
4	46,7	2,3	3,8
3	52,0	2,4	3,9
2	56,5	1,7	3,2
1	59,3	1,2	2,9

Tabela 5.14 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX9			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,5	0,3	0,4
14	1,5	0,4	0,5
13	2,9	0,5	0,7
12	4,6	0,6	0,8
11	6,7	0,6	0,9
10	9,0	0,7	1,1
9	12,0	1,0	1,5
8	15,4	1,0	1,6
7	18,9	1,1	1,7
6	23,1	1,3	2,1
5	27,5	1,3	2,1
4	31,8	1,3	2,1
3	36,3	1,3	2,3
2	40,4	1,1	2,1
1	43,5	0,8	1,7

Tabela 5.15 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX10			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	0,6	0,8
14	0	0,8	1,1
13	0	1,1	1,5
12	0	1,4	2,0
11	0	1,6	2,3
10	0	1,8	2,8
9	0	2,4	3,6
8	0	2,4	3,9
7	0	2,6	4,4
6	0	3,1	5,1
5	0	3,1	5,3
4	0	3,1	5,6
3	0	3,2	5,9
2	0	2,7	5,5
1	0	2,0	5,2

Tabela 5.16 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX11			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	2,7	2,2	6,0
14	6,5	5,0	8,2
13	11,7	7,4	13,9
12	18,7	9,6	24,8
11	27,0	11,6	38,5
10	36,1	13,3	54,9
9	49,2	15,4	68,5
8	63,0	17,6	86,8
7	77,2	19,4	108,8
6	95,0	21,2	127,9
5	112,9	22,9	151,7
4	130,3	24,0	179,6
3	149,3	24,9	206,4
2	165,8	25,4	240,4
1	177,3	24,9	284,0

Tabela 5.17 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX12			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	2,7	2,0	4,3
14	6,5	3,5	5,3
13	11,7	4,7	7,4
12	18,7	6,0	11,2
11	27,0	7,1	15,8
10	36,1	8,4	22,1
9	49,2	10,0	26,2
8	63,0	11,1	32,0
7	77,2	12,3	40,0
6	95,0	13,5	45,2
5	112,9	14,2	52,0
4	130,3	14,6	60,5
3	149,3	14,5	66,2
2	165,8	14,0	74,3
1	177,3	14,0	90,8

Tabela 5.18 – Esforços devidos
ao vento - Direção X

PAREDE PX13			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	0,8	2,0
14	0	1,0	2,0
13	0	2,5	7,4
12	0	3,8	17,5
11	0	5,0	30,8
10	0	5,8	46,2
9	0	5,5	60,9
8	0	7,0	79,8
7	0	8,2	101,8
6	0	8,2	123,8
5	0	10,0	150,6
4	0	11,8	182,2
3	0	13,1	217,3
2	0	16,5	261,5
1	0	20,0	315,0

Tabela 5.19 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY1			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,6	0,1	2,2
14	1,5	1,2	4,9
13	2,8	2,9	5,8
12	4,8	4,9	8,8
11	7,4	7,8	21,3
10	10,8	11,6	42,0
9	15,8	11,9	57,6
8	21,5	14,3	78,1
7	27,7	17,8	106,4
6	35,6	19,4	132,9
5	44,1	22,5	166,4
4	52,8	26,6	210,5
3	62,6	29,8	259,2
2	71,6	35,3	325,8
1	87,2	43,8	423,2

Tabela 5.20 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY2			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,6	0,3	0,3
14	1,5	0,4	0,5
13	2,8	0,5	0,8
12	4,8	0,8	1,2
11	7,4	1,1	1,5
10	10,8	1,4	2,1
9	15,8	2,0	2,9
8	21,5	2,2	3,2
7	27,7	2,5	3,7
6	35,6	3,1	4,6
5	44,1	3,2	4,9
4	52,8	3,4	5,3
3	62,6	3,7	5,8
2	71,6	3,2	5,3
1	78,2	2,5	4,6

Tabela 5.21 – Esforços devidos
ao vento -Direção Y

PAREDE PY3			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	0,4	1,1
14	0	0,1	1,4
13	0	0,3	1,4
12	0	0,8	1,5
11	0	1,4	5,2
10	0	1,9	10,3
9	0	1,9	15,5
8	0	2,7	22,6
7	0	3,4	31,6
6	0	3,5	40,9
5	0	4,6	53,3
4	0	5,9	69,1
3	0	6,9	87,6
2	0	9,6	113,4
1	0	13,4	149,4

Tabela 5.22 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY4			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,2	0,1	0,2
14	0,5	0,2	0,2
13	1,1	0,2	0,3
12	1,8	0,3	0,4
11	2,8	0,4	0,5
10	4,0	0,4	0,6
9	5,6	0,7	0,9
8	7,6	0,7	1,0
7	9,7	0,7	1,1
6	12,2	1,0	1,4
5	14,9	1,0	1,4
4	17,7	0,9	1,4
3	20,4	1,0	1,5
2	23,0	0,8	1,2
1	24,7	0,4	0,7

Tabela 5.23 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY5			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (Kn)	M (kN.m)
15	0	0,3	0,4
14	0	0,4	0,5
13	0	0,5	0,7
12	0	0,8	1,1
11	0	1,0	1,3
10	0	1,1	1,6
9	0	1,7	2,4
8	0	1,8	2,5
7	0	1,9	2,7
6	0	2,4	3,5
5	0	2,4	3,5
4	0	2,4	3,5
3	0	2,5	3,8
2	0	2,0	3,2
1	0	1,0	2,0

Tabela 5.24 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY6			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	0,4	1,1
14	0	0,3	1,9
13	0	0,1	1,9
12	0	0,7	1,6
11	0	1,1	3,2
10	0	1,5	7,1
9	0	1,7	11,6
8	0	2,0	16,9
7	0	2,4	23,2
6	0	2,8	30,7
5	0	3,6	40,3
4	0	4,5	52,3
3	0	5,6	67,3
2	0	6,9	85,7
1	0	7,9	106,7

Tabela 5.25 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY7			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	0,6	1,5
14	0	0,3	2,4
13	0	0,2	2,4
12	0	0,7	2,0
11	0	1,2	3,0
10	0	1,5	7,0
9	0	1,5	11,1
8	0	1,9	16,3
7	0	2,3	22,5
6	0	2,6	29,4
5	0	3,4	38,5
4	0	4,3	50,0
3	0	5,3	64,2
2	0	6,7	82,1
1	0	7,9	103,2

Tabela 5.26 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY8			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	6,0	4,6	14,5
14	13,1	7,3	19,5
13	21,7	9,7	19,7
12	32,1	12,1	19,8
11	43,7	14,1	22,4
10	56,0	16,0	35,6
9	73,7	19,0	43,8
8	91,8	20,7	55,8
7	109,8	22,1	71,8
6	131,8	24,2	83,6
5	152,9	24,9	99,9
4	172,2	25,3	121,1
3	192,0	25,7	142,3
2	207,7	24,7	170,7
1	217,3	22,9	209,0

Tabela 5.27 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY9			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0,2	11,8	31,3
14	0,4	17,2	37,5
13	0,5	21,0	37,1
12	0,5	24,8	36,8
11	0,4	28,2	42,9
10	0,4	31,9	62,1
9	0,4	38,4	69,6
8	0,4	41,5	83,8
7	0,4	43,9	104,8
6	0,5	47,5	113,9
5	0,6	47,7	128,7
4	0,7	46,3	149,2
3	0,7	44,1	161,1
2	0,7	38,8	180,5
1	0,6	33,3	218,1

Tabela 5.28 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY10			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	2,2	1,8	3,8
14	4,6	1,5	7,4
13	7,2	2,3	7,8
12	10,0	2,8	6,5
11	13,1	3,3	4,7
10	16,1	3,8	9,8
9	20,4	3,1	10,8
8	24,7	4,1	14,5
7	28,7	4,8	20,4
6	33,5	4,0	22,8
5	38,0	4,8	28,0
4	42,0	5,5	36,0
3	46,0	5,1	42,9
2	50,0	6,8	56,0
1	50,8	10,8	81,7

Tabela 5.29 – Esforços devidos
ao vento - Direção Y

PAREDE PY11			
Esforço Nível	Carga Vertical (kN)	V (kN)	M (kN.m)
15	0	3,0	11,6
14	0	4,7	16,0
13	0	6,2	16,5
12	0	7,5	15,0
11	0	8,4	12,2
10	0	9,1	20,8
9	0	10,2	25,6
8	0	10,8	32,8
7	0	11,3	42,1
6	0	12,0	49,2
5	0	12,3	59,2
4	0	12,8	73,0
3	0	13,7	89,1
2	0	14,5	112,1
1	0	14,4	141,1

5.8 – Consideração dos Esforços Globais de 2ª.Ordem

5.8.1 – Parâmetro α

Uma estrutura simétrica pode ser considerada como de nós fixos se o seu parâmetro de instabilidade α for, segundo Corrêa e Ramalho [2003]:

- $\alpha \leq 0,70$ para sistemas compostos apenas por pilares-parede
- $\alpha \leq 0,60$ para sistemas mistos
- $\alpha \leq 0,50$ para sistemas compostos apenas por pórticos

Neste caso, não haverá necessidade de se analisar a estrutura utilizando teoria de 2ª ordem. O valor de $\alpha \leq 0,60$, é geralmente aplicável às estruturas usuais de edifícios, e será o valor adotado neste projeto piloto.

O parâmetro α pode ser avaliado pela expressão:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}}$$

α = parâmetro de instabilidade

H = altura total do edifício

P = peso total da edificação

EI = somatória dos valores de rigidez de todo o sistema de contraventamento da estrutura. No caso de estruturas porticadas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão EI de um pilar equivalente de seção constante, engastado na base e livre no topo, de mesma altura H , de modo que sob a ação do mesmo carregamento, sofra o mesmo deslocamento no topo.

5.8.1.1 – Parâmetro α - Direção de Vento X

O deslocamento horizontal do prédio na direção X, submetido aos carregamentos indicados na Tabela 5.4 e representado na Figura 5.12 seguinte foi $\Delta x = 0,0236$ m.

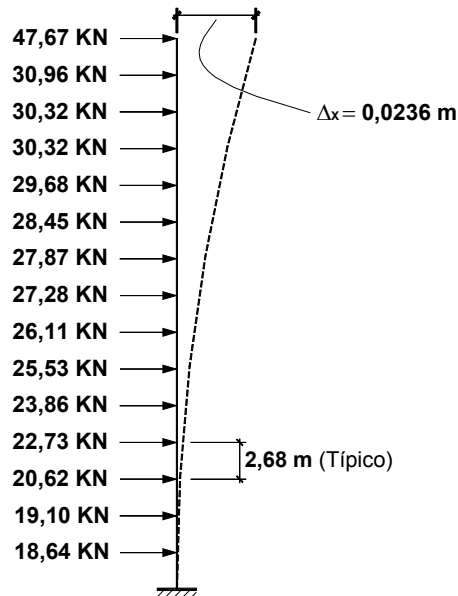


Figura 5.12 – Deslocamento do edifício na direção X

Sabendo que o valor de E da alvenaria é variável ao longo da altura, nesta análise será considerado o valor médio de E , que ocorre do 7º ao 9º pavimentos e tem o valor definido como sendo $E = 4000 \text{ MPa} = 4000000 \text{ kN/m}^2$.

Será então calculado um novo pórtico com os carregamentos indicados, onde serão arbitrados valores de I , de modo a se obter a mesma deformação $\Delta = 0,0236$ m.

Proporcionalmente (utilizando regra de três), chega-se ao valor de $I = 44,885 \text{ m}^4$, que conduzirá a um produto $EI = 4000000 \times 44,85 = 179540000 \text{ kN.m}^2$.

O peso total da edificação obtém-se facilmente somando os valores indicados na Tabela 5.2 (não esquecendo da simetria), chegando ao valor de $P = 38545 \text{ kN}$.

A altura H da edificação é 40,20 m, portanto:

$$\alpha = H \sqrt{\frac{P}{EI}} = 40,20 \times \sqrt{\frac{38545}{174540000}} = 0,59 < 0,60$$

5.8.1.2 – Parâmetro α - Direção de Vento Y

O deslocamento horizontal do prédio na direção Y, submetidos aos carregamentos indicados na Tabela 5.4 e representados na Figura 5.13 seguinte foi $\Delta Y = 0,0161 m$.

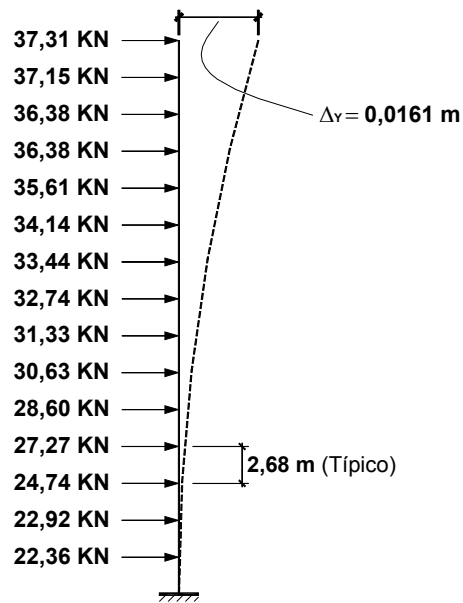


Figura 5.13- Deslocamento do edifício na direção Y

Analogamente à direção X, e utilizando o mesmo valor para o módulo de elasticidade da alvenaria igual a 4000000 kN/m^2 , proporcionalmente (utilizando regra de três), chega-se ao valor de $I = 72,252 \text{ m}^4$, que conduzirá a um produto $EI = 4000000 \times 72,252 = 289008000 \text{ kN.m}^2$.

Então tem-se que:

$$\alpha = 40,20 \times \sqrt{\frac{38545}{289008000}} = 0,46 < 0,60$$

5.8.2 – Parâmetro γ_z

É um coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem, sendo válido para estruturas reticuladas com pelo menos quatro andares. Segundo Corrêa e Ramalho

[2003], “trata-se um estimador do acréscimo dos esforços devidos à consideração dos efeitos de segunda ordem. Pode-se utilizar o próprio parâmetro γ_z como multiplicador de esforços de primeira ordem para obtenção dos esforços de segunda ordem”, ou seja:

$$M_z = \gamma_z \cdot M_1, \text{ para } 1,10 < \gamma_z \leq 1,20$$

A expressão de γ_z , é definida como sendo:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}}$$

onde:

M_1 = É o momento de tombamento, isto é, a soma dos momentos de todas as forças horizontais, com seus valores de cálculo em relação à base da estrutura.

ΔM = é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Considera-se que a estrutura seja de nós fixos quando $\gamma_z \leq 1,10$, sendo desnecessário a consideração dos efeitos da 2ª ordem.

5.8.2.1 – Parâmetro γ_z – Direção de Vento X

O valor de M_1 pode ser obtido utilizando diretamente da Figura 5.12, efetuando o produto de cada força pela sua respectiva distancia até a base da estrutura.

Desta maneira, obtém-se:

$$M_1 = 9785,78 \text{ kN.m}$$

Para o cálculo do valor de ΔM , será necessário traçar o diagrama de deformações horizontais da estrutura, com seu valor em cada pavimento, e efetuar a multiplicação da força vertical pelo respectivo deslocamento obtido, conforme mostrado a seguir:

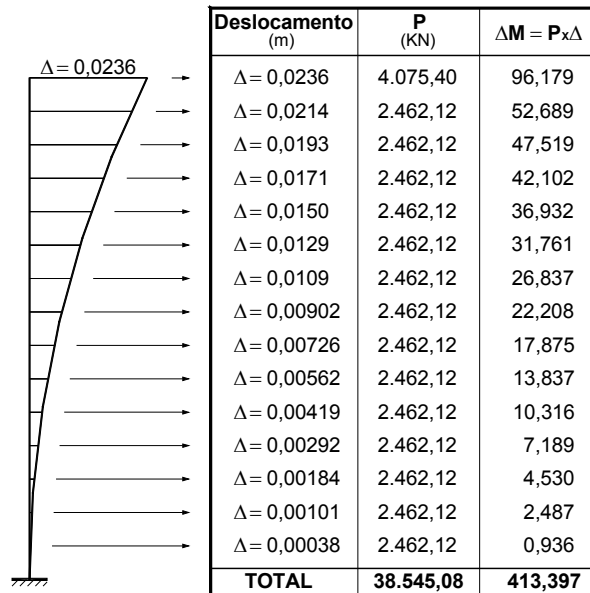


Figura 5.14 – Acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais na direção X

Portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} = \frac{1}{1 - \frac{413,397}{9785,78}} = 1,044 < 1,10$$

5.8.2.2 – Parâmetro γ_z - Direção de Vento Y

O valor de M_1 será obtido da mesma maneira que o obtido para a direção de vento X, agora utilizando os esforços indicados na Figura 5.13.

$$M_1 = 10941,98 \text{ kN.m}$$

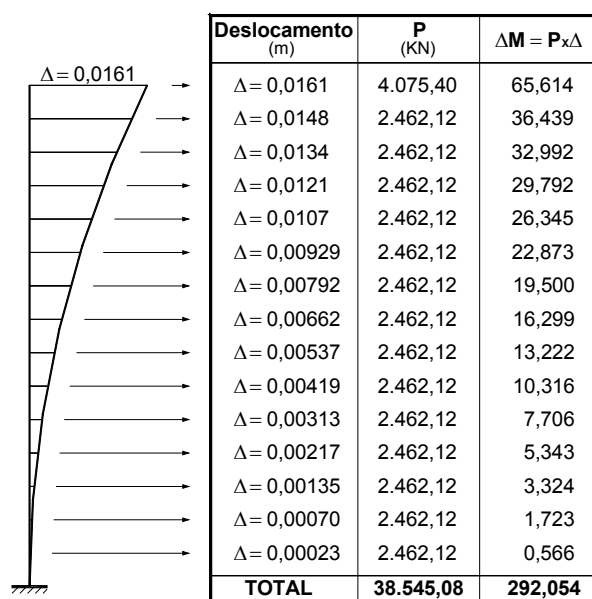


Figura 5.15 – Acréscimo de momento devido aos deslocamentos horizontais na direção Y

Portanto:

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M}{M_1}} = \frac{1}{1 - \frac{292,054}{10941,98}} = 1,027 < 1,10$$

Como ambos os valores de γ_z , tanto na direção X como na direção Y foram inferiores ao valor recomendado limite de 1,10, não há que se fazer à consideração de efeitos de 2ª ordem na estrutura.

Para valores de γ_z superiores a 1,10 e não superiores a 1,20, deve-se majorar os valores dos esforços devido ao vento pelo próprio valor de γ_z . Este processo é aceitável quando $\gamma_z \leq 1,20$. Para valores superiores a 1,20 devem ser considerados obrigatoriamente os efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física.

5.9 – Esforços Finais nas Paredes

Para se ter uma visão global dos esforços atuantes em cada parede (PX1 a PX13 e PY1 a PY11), é conveniente elaborar as Tabelas 5.30 a 5.53, onde apresenta-se em cada nível (1 a 15) os esforços de compressão devidos à atuação do vento.

Como não se tem diretamente a carga atuante em cada parede, e sim a carga atuante em cada grupo de paredes, é necessário a utilização da Tabela 5.3, onde é apresentada a tensão atuante em cada grupo de paredes, e que será transcrita para a coluna 2 das novas tabelas.

O resultado obtido na coluna 3, refere-se a carga de compressão atuante em cada parede (PX1 a PX13 e PY1 a PY11), sendo resultante da multiplicação da tensão atuante (coluna 2) pela área da seção transversal da parede analisada. A coluna 4 refere-se ao esforço de compressão/tração atuante em cada parede devido à aplicação das forças de vento nos sentidos X e Y. (Ver coluna 2 das tabelas 5.6 a 5.29)

Analogamente as colunas 5 e 6, referem-se respectivamente aos valores de forças cortantes (V) e momentos fletores (M), devidos à aplicação das forças de vento nos sentidos X e Y. (Ver colunas 3 e 4 das tabelas 5.6 a 5.29)

Tabela 5.30 – Esforços Finais - Parede PX1 (GRUPO 1) – 14x74 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	11,4	1,2	1,0	1,4
14	0,21	21,8	3,3	1,0	1,4
13	0,32	33,2	5,4	1,0	1,5
12	0,43	44,6	8,0	1,3	1,8
11	0,53	54,9	11,4	1,6	2,3
10	0,64	66,3	15,7	2,2	3,3
9	0,74	76,7	20,8	2,2	3,4
8	0,85	88,1	26,2	2,5	3,8
7	0,96	99,5	32,3	2,9	4,6
6	1,06	109,8	39,2	3,0	4,8
5	1,17	121,2	46,4	3,2	5,2
4	1,28	132,6	54,1	3,6	5,9
3	1,38	143,0	62,4	3,6	6,0
2	1,49	154,4	70,8	3,7	6,3
1	1,60	165,8	79,7	4,6	8,2

Tabela 5.31 - Esforços Finais - Parede PX2 (GRUPO 2) – 14x134 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,13	24,4	0,2	2,0	2,8
14	0,25	46,9	0,3	2,0	2,8
13	0,38	71,3	0,3	2,4	3,5
12	0,50	93,8	0,4	3,0	4,4
11	0,63	118,2	0,4	3,9	5,7
10	0,76	142,6	0,6	5,1	7,9
9	0,88	165,1	0,8	5,2	8,3
8	1,01	189,5	1,0	5,8	9,4
7	1,13	212,0	1,1	6,8	11,3
6	1,26	236,4	1,4	7,1	12,0
5	1,39	260,8	1,5	7,6	13,1
4	1,51	283,3	1,7	8,4	14,8
3	1,64	307,7	1,9	8,5	15,3
2	1,76	330,2	1,9	8,9	16,4
1	1,89	354,6	1,9	10,8	21,2

Tabela 5.32 - Esforços Finais - Parede PX3 (GRUPO 3) – 14x74 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	11,4	1,0	0,7	0,9
14	0,22	22,8	3,0	0,8	1,1
13	0,33	34,2	5,0	0,9	1,3
12	0,44	45,6	7,7	1,2	1,7
11	0,54	55,9	10,9	1,5	2,2
10	0,65	67,3	15,1	1,9	2,9
9	0,76	78,7	20,0	2,0	3,1
8	0,87	90,1	25,3	2,3	3,5
7	0,98	101,5	31,2	2,6	4,2
6	1,09	112,9	37,9	2,8	4,5
5	1,20	124,3	44,9	3,0	4,9
4	1,31	135,7	52,4	3,2	5,4
3	1,41	146,1	60,5	3,3	5,7
2	1,52	157,5	68,9	3,5	6,1
1	1,63	168,9	77,8	4,0	7,3

Tabela 5.33 - Esforços Finais - Parede PX4 (GRUPO 3) – 14x64 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	9,9	0,6	0,6	0,8
14	0,22	19,7	1,6	0,7	1,0
13	0,33	29,6	2,9	0,8	1,1
12	0,44	39,4	4,5	1,0	1,4
11	0,54	48,4	6,6	1,3	1,8
10	0,65	58,2	9,1	1,6	2,4
9	0,76	68,1	12,0	1,7	2,6
8	0,87	78,0	15,3	1,9	2,9
7	0,98	87,8	19,0	2,2	3,4
6	1,09	97,7	23,1	2,3	3,7
5	1,20	107,5	27,4	2,5	4,0
4	1,31	117,4	32,0	2,7	4,5
3	1,41	126,3	37,1	2,8	4,7
2	1,52	136,2	42,2	2,9	5,0
1	1,63	146,0	47,7	3,3	6,0

Tabela 5.34 - Esforços Finais - Parede PX5 (GRUPO 4) – 14x64 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	25,1	0,5	0,5	0,6
14	0,36	32,3	1,6	0,5	0,8
13	0,44	39,4	2,9	0,7	1,0
12	0,52	46,6	4,5	0,8	1,2
11	0,60	53,8	6,6	1,1	1,6
10	0,67	60,0	9,1	1,3	2,0
9	0,75	67,2	12,1	1,5	2,2
8	0,83	74,4	15,3	1,6	2,5
7	0,91	81,5	19,0	1,8	2,9
6	0,99	88,7	23,1	2,0	3,2
5	1,06	95,0	27,4	2,2	3,5
4	1,14	102,1	32,1	2,3	3,8
3	1,22	109,3	37,1	2,4	4,1
2	1,30	116,5	42,3	2,5	4,3
1	1,38	123,6	47,7	2,7	4,8

Tabela 5.35 - Esforços Finais - Parede PX6 (GRUPO 4) – 14x368 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	144,3	-	1,0	2,7
14	0,36	185,5	-	1,1	2,7
13	0,44	226,7	-	2,9	7,9
12	0,52	267,9	-	4,5	20,1
11	0,60	309,1	-	5,9	36,1
10	0,67	345,2	-	6,7	53,9
9	0,75	386,4	-	6,7	71,9
8	0,83	427,6	-	7,9	93,1
7	0,91	468,8	-	8,8	116,8
6	0,99	510,0	-	9,6	142,5
5	1,06	546,1	-	12,0	174,8
4	1,14	587,3	-	14,8	214,6
3	1,22	628,5	-	18,5	264,1
2	1,30	669,8	-	23,0	325,8
1	1,38	711,0	-	25,9	395,2

Tabela 5.36 - Esforços Finais - Parede PX7 (GRUPO 1) – 14x319 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	49,1	1,9	1,8	5,4
14	0,21	93,8	4,3	3,6	6,8
13	0,32	142,9	6,9	4,4	6,8
12	0,43	192,0	9,8	5,2	12,5
11	0,53	236,7	13,0	6,4	20,5
10	0,64	285,8	16,4	7,3	30,7
9	0,74	330,5	21,0	7,2	36,8
8	0,85	379,6	25,8	8,5	46,2
7	0,96	428,7	30,5	9,4	58,2
6	1,06	473,4	36,1	9,1	66,7
5	1,17	522,5	41,6	10,3	79,0
4	1,28	571,6	46,7	11,4	95,4
3	1,38	616,3	52,0	12,3	113,5
2	1,49	665,4	56,5	16,4	145,1
1	1,60	714,6	59,3	21,7	195,2

Tabela 5.37 - Esforços Finais - Parede PX8 (GRUPO 6) – 14x64 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,14	12,5	1,9	1,3	1,5
14	0,28	25,1	4,3	1,1	1,5
13	0,42	37,6	6,9	1,2	1,7
12	0,55	49,3	9,8	1,4	2,0
11	0,69	61,8	13,0	1,5	2,1
10	0,83	74,4	16,4	1,7	2,5
9	0,97	86,9	21,0	2,3	3,2
8	1,11	99,5	25,8	2,1	3,1
7	1,25	112,0	30,5	2,2	3,5
6	1,38	123,6	36,1	2,7	3,9
5	1,52	136,2	41,6	2,3	3,7
4	1,66	148,7	46,7	2,3	3,8
3	1,80	161,3	52,0	2,4	3,9
2	1,94	173,8	56,5	1,7	3,2
1	2,08	186,4	59,3	1,2	2,9

Tabela 5.38 - Esforços Finais - Parede PX9 (GRUPO 4) – 14x54 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	21,2	0,5	0,3	0,4
14	0,36	27,2	1,5	0,4	0,5
13	0,44	33,3	2,9	0,5	0,7
12	0,52	39,3	4,6	0,6	0,8
11	0,60	45,4	6,7	0,6	0,9
10	0,67	50,7	9,0	0,7	1,1
9	0,75	56,7	12,0	1,0	1,5
8	0,83	62,7	15,4	1,0	1,6
7	0,91	68,8	18,9	1,1	1,7
6	0,99	74,8	23,1	1,3	2,1
5	1,06	80,1	27,5	1,3	2,1
4	1,14	86,2	31,8	1,3	2,1
3	1,22	92,2	36,3	1,3	2,3
2	1,30	98,3	40,4	1,1	2,1
1	1,38	104,3	43,5	0,8	1,7

Tabela 5.39 - Esforços Finais - Parede PX10 (GRUPO 4) – 14x100 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	39,2	-	0,6	0,8
14	0,36	50,4	-	0,8	1,1
13	0,44	61,6	-	1,1	1,5
12	0,52	72,8	-	1,4	2,0
11	0,60	84,0	-	1,6	2,3
10	0,67	93,8	-	1,8	2,8
9	0,75	105,0	-	2,4	3,6
8	0,83	116,2	-	2,4	3,9
7	0,91	127,4	-	2,6	4,4
6	0,99	138,6	-	3,1	5,1
5	1,06	148,4	-	3,1	5,3
4	1,14	159,6	-	3,1	5,6
3	1,22	170,8	-	3,2	5,9
2	1,30	182,0	-	2,7	5,5
1	1,38	193,2	-	2,0	5,2

Tabela 5.40 - Esforços Finais - Parede PX11 (GRUPO 5) – 14x423 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,08	47,4	2,7	2,2	6,0
14	0,16	94,8	6,5	5,0	8,2
13	0,24	142,1	11,7	7,4	13,9
12	0,32	189,5	18,7	9,6	24,8
11	0,40	236,9	27,0	11,6	38,5
10	0,48	284,3	36,1	13,3	54,9
9	0,55	325,7	49,2	15,4	68,5
8	0,63	373,1	63,0	17,6	86,8
7	0,71	420,5	77,2	19,4	108,8
6	0,79	467,8	95,0	21,2	127,9
5	0,87	515,2	112,9	22,9	151,7
4	0,95	562,6	130,3	24,0	179,6
3	1,03	610,0	149,3	24,9	206,4
2	1,11	657,3	165,8	25,4	240,4
1	1,19	704,7	177,3	24,9	284,0

Tabela 5.41 - Esforços Finais - Parede PX12 (GRUPO 6) – 14x279 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,14	54,7	2,7	2,0	4,3
14	0,28	109,4	6,5	3,5	5,3
13	0,42	164,1	11,7	4,7	7,4
12	0,55	214,8	18,7	6,0	11,2
11	0,69	269,5	27,0	7,1	15,8
10	0,83	324,2	36,1	8,4	22,1
9	0,97	378,9	49,2	10,0	26,2
8	1,11	433,6	63,0	11,1	32,0
7	1,25	488,3	77,2	12,3	40,0
6	1,38	539,0	95,0	13,5	45,2
5	1,52	593,7	112,9	14,2	52,0
4	1,66	648,4	130,3	14,6	60,5
3	1,80	703,1	149,3	14,5	66,2
2	1,94	757,8	165,8	14,0	74,3
1	2,08	812,4	177,3	14,0	90,8

Tabela 5.42 - Esforços Finais - Parede PX13 (GRUPO 7) – 14x368 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,34	175,2	-	0,8	2,0
14	0,44	226,7	-	1,0	2,0
13	0,55	283,4	-	2,5	7,4
12	0,65	334,9	-	3,8	17,5
11	0,76	391,6	-	5,0	30,8
10	0,87	448,2	-	5,8	46,2
9	0,97	499,7	-	5,5	60,9
8	1,08	556,4	-	7,0	79,8
7	1,18	607,9	-	8,2	101,8
6	1,29	664,6	-	8,2	123,8
5	1,39	716,1	-	10,0	150,6
4	1,50	772,8	-	11,8	182,2
3	1,61	829,5	-	13,1	217,3
2	1,71	881,0	-	16,5	261,5
1	1,82	937,7	-	20,0	315,0

Tabela 5.43 - Esforços Finais - Parede PY1 (GRUPO 1) – 14x478 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	73,6	0,6	0,1	2,2
14	0,21	140,5	1,5	1,2	4,9
13	0,32	214,1	2,8	2,9	5,8
12	0,43	287,8	4,8	4,9	8,8
11	0,53	354,7	7,4	7,8	21,3
10	0,64	428,3	10,8	11,6	42,0
9	0,74	495,2	15,8	11,9	57,6
8	0,85	568,8	21,5	14,3	78,1
7	0,96	642,4	27,7	17,8	106,4
6	1,06	709,4	35,6	19,4	132,9
5	1,17	783,0	44,1	22,5	166,4
4	1,28	856,6	52,8	26,6	210,5
3	1,38	923,5	62,6	29,8	259,2
2	1,49	997,1	71,6	35,3	325,8
1	1,60	1070,7	78,2	43,8	423,2

Tabela 5.44 - Esforços Finais - Parede PY2 (GRUPO 5) – 14x74 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,08	8,3	0,6	0,3	0,3
14	0,16	16,6	1,5	0,4	0,5
13	0,24	24,9	2,8	0,5	0,8
12	0,32	33,2	4,8	0,8	1,2
11	0,40	41,4	7,4	1,1	1,5
10	0,48	49,7	10,8	1,4	2,1
9	0,55	57,0	15,8	2,0	2,9
8	0,63	65,3	21,5	2,2	3,2
7	0,71	73,6	27,7	2,5	3,7
6	0,79	81,8	35,6	3,1	4,6
5	0,87	90,1	44,1	3,2	4,9
4	0,95	98,4	52,8	3,4	5,3
3	1,03	115,0	62,6	3,7	5,8
2	1,11	119,0	71,6	3,2	5,3
1	1,19	123,3	78,2	2,5	4,6

Tabela 5.45 - Esforços Finais - Parede PY3 (GRUPO 2) – 14x324 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,13	59,0	-	0,1	1,1
14	0,25	113,4	-	0,1	1,4
13	0,38	172,4	-	0,3	1,4
12	0,50	226,8	-	0,8	1,5
11	0,63	285,8	-	1,4	5,2
10	0,76	344,7	-	1,9	10,3
9	0,88	399,2	-	1,9	15,5
8	1,01	458,1	-	2,7	22,6
7	1,13	512,6	-	3,4	31,6
6	1,26	571,5	-	3,5	40,9
5	1,39	630,5	-	4,6	53,3
4	1,51	684,9	-	5,9	69,1
3	1,64	743,9	-	6,9	87,6
2	1,76	798,3	-	9,6	113,4
1	1,89	857,3	-	13,4	149,3

Tabela 5.46 - Esforços Finais - Parede PY4 (GRUPO 6) – 14x44 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,14	8,6	0,2	0,1	0,2
14	0,28	17,2	0,5	0,2	0,2
13	0,42	25,9	1,1	0,2	0,3
12	0,55	33,9	1,8	0,3	0,4
11	0,69	42,5	2,8	0,4	0,5
10	0,83	51,1	4,0	0,4	0,6
9	0,97	59,8	5,6	0,7	0,9
8	1,11	68,4	7,6	0,7	1,0
7	1,25	77,0	9,7	0,7	1,1
6	1,38	85,0	12,2	1,0	1,4
5	1,52	93,6	14,9	1,0	1,4
4	1,66	102,3	17,7	0,9	1,4
3	1,80	110,9	20,4	1,0	1,5
2	1,94	119,5	23,0	0,8	1,2
1	2,08	128,1	24,7	0,4	0,7

Tabela 5.47 - Esforços Finais - Parede PY5 (GRUPO 7) – 14x74 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,34	35,2	-	0,3	0,4
14	0,44	45,6	-	0,4	0,5
13	0,55	57,0	-	0,5	0,7
12	0,65	67,3	-	0,8	1,1
11	0,76	78,7	-	1,0	1,3
10	0,87	90,1	-	1,1	1,6
9	0,97	100,5	-	1,7	2,4
8	1,08	111,9	-	1,8	2,5
7	1,18	122,2	-	1,9	2,7
6	1,29	133,6	-	2,4	3,5
5	1,39	144,0	-	2,4	3,5
4	1,50	155,4	-	2,4	3,5
3	1,61	166,8	-	2,5	3,8
2	1,71	177,2	-	2,0	3,2
1	1,82	188,6	-	1,0	2,0

Tabela 5.48 - Esforços Finais - Parede PY6 (GRUPO 3) – 14x314 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,11	48,4	-	0,4	1,1
14	0,22	96,7	-	0,3	1,9
13	0,33	145,1	-	0,1	1,9
12	0,44	193,4	-	0,7	1,6
11	0,54	237,4	-	1,1	3,2
10	0,65	285,7	-	1,5	7,1
9	0,76	334,1	-	1,7	11,6
8	0,87	382,5	-	2,0	16,9
7	0,98	430,8	-	2,4	23,2
6	1,09	479,2	-	2,8	30,7
5	1,20	527,5	-	3,6	40,3
4	1,31	575,9	-	4,5	52,3
3	1,41	619,8	-	5,6	67,3
2	1,52	668,2	-	6,9	85,7
1	1,63	716,5	-	7,9	106,7

Tabela 5.49 - Esforços Finais - Parede PY7 (GRUPO 6) – 14x268 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,14	52,5	-	0,6	1,5
14	0,28	105,1	-	0,3	2,4
13	0,42	157,6	-	0,2	2,4
12	0,55	206,4	-	0,7	2,0
11	0,69	258,9	-	1,2	3,0
10	0,83	311,4	-	1,5	7,0
9	0,97	363,9	-	1,5	11,1
8	1,11	416,5	-	1,9	16,3
7	1,25	469,0	-	2,3	22,5
6	1,38	517,8	-	2,6	29,4
5	1,52	570,3	-	3,4	38,5
4	1,66	622,8	-	4,3	50,0
3	1,80	675,4	-	5,3	64,2
2	1,94	727,9	-	6,7	82,1
1	2,08	780,4	-	7,9	103,2

Tabela 5.50 - Esforços Finais - Parede PY8 (GRUPO 4) – 14x384 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	150,5	6,0	4,6	14,5
14	0,36	193,5	13,1	7,3	19,5
13	0,44	236,5	21,7	9,7	19,7
12	0,52	279,6	32,1	12,1	19,8
11	0,60	322,6	43,7	14,1	22,4
10	0,67	360,2	56,0	16,0	35,6
9	0,75	403,2	73,7	19,0	43,8
8	0,83	446,2	91,8	20,7	55,8
7	0,91	489,2	109,8	22,1	71,8
6	0,99	532,2	131,8	24,2	83,6
5	1,06	569,9	152,9	24,9	99,9
4	1,14	612,9	172,2	25,3	121,1
3	1,22	655,9	192,0	25,7	142,3
2	1,30	698,9	207,7	24,7	170,7
1	1,38	741,9	217,3	22,9	209,0

Tabela 5.51 - Esforços Finais - Parede PY9 (GRUPO 7) – 14x462 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,34	219,9	0,2	11,8	31,3
14	0,44	284,6	0,4	17,2	37,5
13	0,55	355,7	0,5	21,0	37,1
12	0,65	420,4	0,5	24,8	36,8
11	0,76	491,6	0,4	28,2	42,9
10	0,87	562,7	0,4	31,9	62,1
9	0,97	627,4	0,4	38,4	69,6
8	1,08	698,5	0,4	41,5	83,8
7	1,18	763,2	0,4	43,9	104,8
6	1,29	834,4	0,5	47,5	113,9
5	1,39	899,1	0,6	47,7	128,7
4	1,50	970,2	0,7	46,3	149,2
3	1,61	1041,3	0,7	44,1	161,1
2	1,71	1106,0	0,7	38,8	180,5
1	1,82	1177,2	0,6	33,3	218,1

Tabela 5.52 - Esforços Finais - Parede PY10 (GRUPO 4) – 14x208 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,28	81,5	2,2	1,8	3,8
14	0,36	104,8	4,6	1,5	7,4
13	0,44	128,1	7,2	2,3	7,8
12	0,52	151,4	10,0	2,8	6,5
11	0,60	174,7	13,1	3,3	4,7
10	0,67	195,1	16,1	3,8	9,8
9	0,75	218,4	20,4	3,1	10,8
8	0,83	241,7	24,7	4,1	14,5
7	0,91	265,0	28,7	4,8	20,4
6	0,99	288,3	33,5	4,0	22,8
5	1,06	308,7	38,0	4,8	28,0
4	1,14	332,0	42,0	5,5	36,0
3	1,22	355,3	46,0	5,1	42,9
2	1,30	378,6	50,0	6,8	56,0
1	1,38	401,9	50,8	10,8	81,7

Tabela 5.53 - Esforços Finais - Parede PY11 (GRUPO 8) – 14x392 cm

NÍVEL	1	2	3	4	5
	TENSÃO NA ALVENARIA (cargas Verticais) (MPa)	FORÇA DE COMPRESSÃO (cargas Verticais) (kN)	FORÇA DE COMPRESSÃO (Vento) (kN)	V (Vento) (kN)	M (Vento) (kN.m)
15	0,26	142,7	-	3,0	11,6
14	0,38	208,6	-	4,7	16,0
13	0,50	274,5	-	6,2	16,5
12	0,61	334,9	-	7,5	15,0
11	0,73	400,8	-	8,4	12,2
10	0,85	466,6	-	9,1	20,8
9	0,97	532,5	-	10,2	25,6
8	1,08	592,9	-	10,8	32,8
7	1,20	658,8	-	11,3	42,1
6	1,32	724,7	-	12,0	49,2
5	1,44	790,6	-	12,3	59,2
4	1,55	850,9	-	12,8	73,0
3	1,67	916,8	-	13,7	89,1
2	1,79	982,7	-	14,5	112,1
1	1,91	1048,6	-	14,4	141,4

5.10 – Critérios para o Dimensionamento das Paredes

No dimensionamento das paredes, serão utilizados os seguintes critérios:

5.10.1 – Coeficiente de Segurança para os Materiais

- Aço: $\gamma_s = 1,15$
- Alvenaria: $\gamma_M = 1,70$ – Categoria da execução: A
Controle de produção: I

5.10.2 – Coeficientes de Segurança para as Ações

- Ações permanentes: $\gamma_G = 1,35$
- Ações variáveis: sobrecarga: $\gamma_{Q1} = 1,35$
- Ações variáveis: vento: $\gamma_{Q2} = 1,50$

5.10.3 – Altura Efetiva da Parede (h_{ef})

$$h_{ef} = \rho_n \cdot h$$

onde ρ_n = fator de redução definido em 4.7.7

h = altura livre da parede

Para paredes restringidas no topo e na base por pavimentos ou lajes de concreto, o valor de ρ deve ser considerado igual a 0,75. Quando a parede, além de ser restringida no topo e base, ainda for restringida lateralmente, o valor de ρ poderá ser diminuído, assumindo valores menores que 0,75.

Tendo em vista que a consideração de $\rho = 0,75$ é a situação mais desfavorável para o cálculo, será este o valor adotado para ρ . Portanto a altura efetiva (h_{ef}) da parede será:

$$h_{ef} = 0,75 \times 260 = 195 \text{ cm}$$

5.10.4 – Espessura Efetiva da Parede

Será igual à espessura real da parede.

$$t_{ef} = 14 \text{ cm.}$$

5.10.5 – Esbeltez da Parede

A esbeltez de uma parede é medida pela relação entre a sua altura efetiva (h_{ef}) e a espessura efetiva (t_{ef}), e deve ser menor que 27. Então:

$$\frac{h_{ef}}{t_{ef}} = \frac{195}{14} = 13,9 < 27 \text{ - atendido conforme item 4.7.9}$$

5.11 – Dimensionamento à Flexão das Paredes

A partir dos valores apresentados nas Tabelas 5.30 a 5.53, será feito o cálculo das tensões de compressão/tração atuantes na alvenaria, aplicados os coeficientes de segurança, podendo ocorrer 4 casos:

- **1º Caso:**

A tensão máxima de compressão atuante na alvenaria é inferior ou igual à tensão de compressão resistente da alvenaria (f_k/γ_M). Neste caso, a alvenaria resiste aos esforços atuantes, não sendo necessário grautear ou mesmo armar os blocos.

- **2º Caso:**

A tensão máxima de compressão atuante na alvenaria é superior à tensão de compressão resistente (f_k/γ_M), mas inferior a $1,866 \cdot f_k/\gamma_M$. Neste caso, deve-se preencher os furos dos blocos com graute, dobrando assim sua tensão característica f_{bk} , e conseqüentemente acrescentando 86,6% na tensão de compressão resistente da alvenaria, dada pela fórmula:

$$f_k = 0,605 \cdot (f_{bk})^{0,9}$$

Tendo em vista que a tensão f_{bk} foi duplicada pelo graute, tem-se:

$$f_k = 0,605 \cdot (2 \cdot f_{bk})^{0,9}$$

$$f_k = 2^{0,65} [0,605 \cdot f_{bk}^{0,9}]$$

$$f_k = 1,866 [0,605 \cdot f_{bk}^{0,9}]$$

Nota-se que a tensão característica do graute deve ser o dobro de f_{bk} , tendo em vista que a área da seção transversal bruta do bloco (preenchida com graute) é aproximadamente o dobro de sua área de seção transversal líquida.

- **3º Caso:**

A tensão máxima de compressão atuante na alvenaria é superior a $1,866 \cdot f_k / \gamma_M$. Neste caso, os blocos deverão ser preenchidos com graute e serem armados com barras de aço para equilibrar os esforços atuantes.

- **4º Caso:**

A tensão máxima atuante resulta em valor negativo, significando tração na alvenaria. Como a alvenaria não resiste a tensões de tração, esta deverá ser grauteada e armada, para que as armaduras possam absorver os esforços de tração

Desta forma, pode-se estabelecer os seguintes limites:

Tabela 5.54 – Limites de tensões de compressão na alvenaria (MPa)

	Alvenaria sem graute	Alvenaria com graute	Alvenaria armada
Nível	Até (f_k/γ_M)	Até $(1,866 \cdot f_k/\gamma_M)$	$>(1,866 \cdot f_k/\gamma_M)$
13, 14, 15	1,35	2,52	$> 2,52$
10, 11, 12	1,65	3,08	$> 3,08$
7, 8, 9	2,35	4,39	$> 4,39$
4, 5, 6	3,06	5,71	$> 5,71$
1, 2, 3	3,71	6,92	$> 6,92$

Nota: Valores de f_k obtidos na tabela 5.5

Os valores das tensões de compressão resistentes da alvenaria indicados na Tabela 5.54, já estão minorados pelo coeficiente de segurança $\gamma_M = 1,70$ e serão utilizados para comparações com as tensões atuantes.

O dimensionamento de cada parede deverá ser feito para cada um dos 15 pavimentos do edifício, sendo analisado em cada pavimento duas hipóteses de cálculo, tendo em vista que os esforços verticais devidos ao vento podem sofrer inversão, ou seja, tanto podem resultar comprimindo ou tracionando a parede, dependendo do sentido de atuação do vento.

Portanto tem-se:

- **1ª Hipótese:**

Os esforços de compressão devidos às cargas verticais serão somados aos esforços verticais devido ao vento.

- **2ª Hipótese:**

Os esforços de compressão devidos as cargas verticais serão diminuídos dos esforços verticais devido ao vento.

No projeto piloto, tem-se 24 paredes (PX1 a PX13 e PY1 a PY11) a serem calculadas em 15 pavimentos cada, com duas hipóteses distintas. Serão, portanto, 720 análises de paredes a serem feitas.

Apresenta-se a seguir o cálculo para o 1º pavimento da parede PX1. Os resultados das demais paredes, estão indicados nas Tabelas 5.55 a 5.78

Neste trabalho não foram consideradas as influências das abas (ver item 4.7.10), o que diminuiria o valor das tensões encontradas. Entretanto, se consideradas, deve-se garantir que a ligação entre elas e a parede principal, seja capaz de resistir a ações de corte. Porém, o trabalho matemático aumenta sensivelmente, não sendo o objetivo principal desta análise.

5.11.1 – Cálculo da parede PX1 – 1º Pavimento

Dados da parede:

Seção transversal: 14 x 74 cm

Esforços atuantes (Tabela 5.30)

N (cargas verticais) = 165,8 kN

N (cargas de vento) = $\pm 79,7$ kN

M (cargas de vento) = 8,2 kN.m

1ª Hipótese:

$N_d = (165,8 \times 1,35) + (79,7 \times 1,50) = 343,38$ kN

$M_d = 8,2 \times 1,50 = 12,3$ kN.m = 1230 kN.cm

Tensões atuantes de cálculo:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{343,38}{14 \times 74} \pm \frac{1230}{14 \times 74^2 / 6} = \begin{cases} \sigma_1 = 0,43 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,24 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Em MPa: } \begin{cases} \sigma_1 = 4,30 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 2,40 \text{ MPa} \end{cases}$$

2ª Hipótese:

$$N_d = (165,8 \times 1,35) - (79,7 \times 1,5) = 104,28 \text{ kN}$$

$$M_d = (8,2 \times 1,50) = 12,30 \text{ kN.m} = 1230 \text{ kN.cm}$$

Tensões atuantes de cálculo:

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W} = \frac{104,28}{14 \times 74} \pm \frac{1230}{14 \times 74^2/6} = \begin{cases} \sigma_1 = 0,20 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_2 = 0,004 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Em MPa: } \begin{cases} \sigma_1 = 2,0 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = 0,04 \text{ MPa} \end{cases}$$

Conclusão:

Como a tensão atuante $\sigma_1 = 4,3 \text{ MPa}$ na 1ª hipótese, ultrapassou o valor limite $f_k/\gamma_M = 3,71 \text{ MPa}$, e considerando que em nenhuma das hipóteses houve tração na alvenaria, indica-se o grauteamento neste 1º pavimento.

A seguir, nas Tabelas 5.55 a 5.78, apresentam-se os valores de σ_1 e σ_2 atuantes nas demais paredes em cada um dos 15 pavimentos do projeto piloto.

Tabela 5.55 – Tensões na Parede - Parede PX1 (Grupo 1) – 14x74 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	σ ₁ (MPa.)	σ ₂ (MPa.)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	σ ₁ (MPa.)	σ ₂ (Mpa.)
15	17,19	2,10	0,33	0,00	13,59	2,10	0,30	-0,03
14	34,38	2,10	0,50	0,17	24,48	2,10	0,40	0,07
13	52,92	2,25	0,69	0,33	36,72	2,25	0,53	0,18
12	72,21	2,70	0,91	0,49	48,21	2,70	0,68	0,25
11	91,22	3,45	1,15	0,61	57,02	3,45	0,82	0,28
10	113,06	4,95	1,48	0,70	65,96	4,95	1,02	0,25
9	134,75	5,10	1,70	0,90	72,35	5,10	1,10	0,30
8	158,24	5,70	1,97	1,08	79,64	5,70	1,21	0,32
7	182,78	6,90	2,30	1,22	85,88	6,90	1,37	0,29
6	207,03	7,20	2,56	1,43	89,43	7,20	1,43	0,30
5	233,22	7,80	2,86	1,64	94,02	7,80	1,52	0,30
4	260,16	8,85	3,20	1,82	97,86	8,85	1,64	0,25
3	286,65	9,00	3,47	2,06	99,45	9,00	1,66	0,26
2	314,64	9,45	3,78	2,30	102,24	9,45	1,73	0,25
1	343,38	12,30	4,28	2,35	104,28	12,30	1,97	0,04

Tabela 5.56 – Tensões na Parede - Parede PX2 (Grupo 2) – 14x134 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	33,24	4,20	0,28	0,08	32,64	4,20	0,27	0,07
14	63,77	4,20	0,44	0,24	62,87	4,20	0,44	0,23
13	96,71	5,25	0,64	0,39	95,81	5,25	0,64	0,39
12	127,23	6,60	0,84	0,52	126,03	6,60	0,83	0,51
11	160,17	8,55	1,06	0,65	158,97	8,55	1,05	0,64
10	193,41	11,85	1,31	0,75	191,61	11,85	1,30	0,74
9	224,09	12,45	1,49	0,90	221,69	12,45	1,48	0,88
8	257,33	14,10	1,71	1,04	254,33	14,10	1,69	1,02
7	287,85	16,95	1,94	1,13	284,55	16,95	1,92	1,11
6	321,24	18,00	2,14	1,28	317,04	18,00	2,12	1,26
5	354,33	19,65	2,36	1,42	349,83	19,65	2,33	1,40
4	385,01	22,20	2,58	1,52	379,91	22,20	2,55	1,50
3	418,25	22,95	2,78	1,68	412,55	22,95	2,75	1,65
2	448,62	24,60	2,98	1,80	442,92	24,60	2,95	1,77
1	481,56	31,80	3,33	1,81	475,86	31,80	3,30	1,78

Tabela 5.57 – Tensões na Parede - Parede PX3 (Grupo 3) – 14x74 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	16,89	1,35	0,27	0,06	13,89	1,35	0,24	0,03
14	35,28	1,65	0,47	0,21	26,28	1,65	0,38	0,12
13	53,67	1,95	0,67	0,37	38,67	1,95	0,53	0,22
12	73,11	2,55	0,91	0,51	50,01	2,55	0,68	0,28
11	91,82	3,30	1,14	0,63	59,12	3,30	0,83	0,31
10	113,51	4,35	1,44	0,76	68,21	4,35	1,00	0,32
9	136,25	4,65	1,68	0,95	76,25	4,65	1,10	0,37
8	159,59	5,25	1,95	1,13	83,69	5,25	1,22	0,40
7	183,83	6,30	2,27	1,28	90,23	6,30	1,36	0,38
6	209,27	6,75	2,55	1,49	95,57	6,75	1,45	0,39
5	235,16	7,35	2,85	1,69	100,46	7,35	1,54	0,39
4	261,80	8,10	3,16	1,89	104,60	8,10	1,64	0,38
3	287,99	8,55	3,45	2,11	106,49	8,55	1,70	0,36
2	315,98	9,15	3,77	2,33	109,28	9,15	1,77	0,34
1	344,72	10,95	4,18	2,47	111,32	10,95	1,93	0,22

Tabela 5.58 – Tensões na Parede - Parede PX4 (Grupo 3) – 14x64 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	14,27	1,20	0,28	0,03	12,47	1,20	0,26	0,01
14	29,00	1,50	0,48	0,17	24,20	1,50	0,43	0,11
13	44,31	1,65	0,67	0,32	35,61	1,65	0,57	0,22
12	59,94	2,10	0,89	0,45	46,44	2,10	0,74	0,30
11	75,24	2,70	1,12	0,56	55,44	2,70	0,90	0,34
10	92,22	3,60	1,41	0,65	64,92	3,60	1,10	0,35
9	109,94	3,90	1,64	0,82	73,94	3,90	1,23	0,42
8	128,25	4,35	1,89	0,98	82,35	4,35	1,37	0,46
7	147,03	5,10	2,17	1,11	90,03	5,10	1,54	0,47
6	166,55	5,55	2,44	1,28	97,25	5,55	1,67	0,50
5	186,23	6,00	2,71	1,45	104,03	6,00	1,79	0,53
4	206,49	6,75	3,01	1,60	110,49	6,75	1,94	0,53
3	226,16	7,05	3,26	1,79	114,86	7,05	2,02	0,54
2	247,17	7,50	3,54	1,97	120,57	7,50	2,13	0,56
1	268,65	9,00	3,94	2,06	125,55	9,00	2,34	0,46

Tabela 5.59 – Tensões na Parede - Parede PX5 (Grupo 4) – 14x64 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	34,64	0,90	0,48	0,29	33,14	0,90	0,46	0,28
14	46,01	1,20	0,64	0,39	41,21	1,20	0,59	0,33
13	57,54	1,50	0,80	0,49	48,84	1,50	0,70	0,39
12	69,66	1,80	0,97	0,59	56,16	1,80	0,82	0,44
11	82,53	2,40	1,17	0,67	62,73	2,40	0,95	0,45
10	94,65	3,00	1,37	0,74	67,35	3,00	1,07	0,44
9	108,87	3,30	1,56	0,87	72,57	3,30	1,16	0,46
8	123,39	3,75	1,77	0,98	77,49	3,75	1,26	0,47
7	138,53	4,35	2,00	1,09	81,53	4,35	1,37	0,45
6	154,40	4,80	2,23	1,22	85,10	4,80	1,45	0,45
5	169,35	5,25	2,44	1,34	87,15	5,25	1,52	0,42
4	185,99	5,70	2,67	1,48	89,69	5,70	1,60	0,40
3	203,21	6,15	2,91	1,62	91,91	6,15	1,67	0,38
2	220,73	6,45	3,14	1,79	93,83	6,45	1,72	0,37
1	238,41	7,20	3,41	1,91	95,31	7,20	1,82	0,31

Tabela 5.60 – Tensões na Parede - Parede PX6 (Grupo 4) – 14x368 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	194,81	4,05	0,39	0,37	194,81	4,05	0,39	0,37
14	250,43	4,05	0,50	0,47	250,43	4,05	0,50	0,47
13	306,05	11,85	0,63	0,56	306,05	11,85	0,63	0,56
12	361,67	30,15	0,80	0,61	361,67	30,15	0,80	0,61
11	417,29	54,15	0,98	0,64	417,29	54,15	0,98	0,64
10	466,02	80,85	1,16	0,65	466,02	80,85	1,16	0,65
9	521,64	107,85	1,35	0,67	521,64	107,85	1,35	0,67
8	577,26	139,65	1,56	0,68	577,26	139,65	1,56	0,68
7	632,88	175,20	1,78	0,67	632,88	175,20	1,78	0,67
6	688,50	213,75	2,01	0,66	688,50	213,75	2,01	0,66
5	737,24	262,20	2,26	0,60	737,24	262,20	2,26	0,60
4	792,86	321,90	2,56	0,52	792,86	321,90	2,56	0,52
3	848,48	396,15	2,90	0,39	848,48	396,15	2,90	0,39
2	904,23	488,70	3,30	0,21	904,23	488,70	3,30	0,21
1	959,85	592,80	3,74	-0,01	959,85	592,80	3,74	-0,01

Tabela 5.61 – Tensões na Parede - Parede PX7 (Grupo 1) – 14x319 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	69,14	8,10	0,19	0,12	63,44	8,10	0,18	0,11
14	133,08	10,20	0,34	0,26	120,18	10,20	0,31	0,23
13	203,27	10,20	0,50	0,41	182,57	10,20	0,45	0,37
12	273,90	18,75	0,69	0,53	244,50	18,75	0,63	0,47
11	339,05	30,75	0,89	0,63	300,05	30,75	0,80	0,54
10	410,43	46,05	1,11	0,73	361,23	46,05	1,00	0,61
9	477,68	55,20	1,30	0,84	414,68	55,20	1,16	0,70
8	551,16	69,30	1,53	0,94	473,76	69,30	1,35	0,77
7	624,50	87,30	1,77	1,03	533,00	87,30	1,56	0,83
6	693,24	100,05	1,97	1,13	584,94	100,05	1,73	0,89
5	767,78	118,50	2,22	1,22	642,98	118,50	1,94	0,94
4	841,71	143,10	2,49	1,28	701,61	143,10	2,17	0,97
3	910,01	170,25	2,75	1,32	754,01	170,25	2,41	0,97
2	983,04	217,65	3,12	1,28	813,54	217,65	2,74	0,90
1	1053,66	292,80	3,59	1,13	875,76	292,80	3,19	0,73

Tabela 5.62 – Tensões na Parede - Parede PX8 (Grupo 6) – 14x64 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	19,73	2,25	0,46	-0,02	14,03	2,25	0,39	-0,08
14	40,34	2,25	0,69	0,21	27,44	2,25	0,54	0,07
13	61,11	2,55	0,95	0,42	40,41	2,55	0,72	0,18
12	81,26	3,00	1,22	0,59	51,86	3,00	0,89	0,26
11	102,93	3,15	1,48	0,82	63,93	3,15	1,04	0,38
10	125,04	3,75	1,79	1,00	75,84	3,75	1,24	0,45
9	148,82	4,80	2,16	1,16	85,82	4,80	1,46	0,46
8	173,03	4,65	2,42	1,44	95,63	4,65	1,55	0,58
7	196,95	5,25	2,75	1,65	105,45	5,25	1,73	0,63
6	221,01	5,85	3,08	1,85	112,71	5,85	1,87	0,65
5	246,27	5,55	3,33	2,17	121,47	5,55	1,94	0,77
4	270,80	5,70	3,62	2,43	130,70	5,70	2,06	0,86
3	295,76	5,85	3,91	2,69	139,76	5,85	2,17	0,95
2	319,38	4,80	4,07	3,06	149,88	4,80	2,18	1,17
1	340,59	4,35	4,26	3,35	162,69	4,35	2,27	1,36

Tabela 5.63 – Tensões na Parede - Parede PX9 (Grupo 4) – 14x54 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	29,37	0,60	0,48	0,30	27,87	0,60	0,46	0,28
14	38,97	0,75	0,63	0,41	34,47	0,75	0,57	0,35
13	49,31	1,05	0,81	0,50	40,61	1,05	0,69	0,38
12	59,96	1,20	0,97	0,62	46,16	1,20	0,79	0,43
11	71,34	1,35	1,14	0,75	51,24	1,35	0,88	0,48
10	81,95	1,65	1,33	0,84	54,95	1,65	0,97	0,48
9	94,55	2,25	1,58	0,92	58,55	2,25	1,11	0,44
8	107,75	2,40	1,78	1,07	61,55	2,40	1,17	0,46
7	121,23	2,55	1,98	1,23	64,53	2,55	1,23	0,48
6	135,63	3,15	2,26	1,33	66,33	3,15	1,34	0,41
5	149,39	3,15	2,44	1,51	66,89	3,15	1,35	0,42
4	164,07	3,15	2,63	1,71	68,67	3,15	1,37	0,45
3	178,92	3,45	2,87	1,86	70,02	3,45	1,43	0,42
2	193,31	3,15	3,02	2,09	72,11	3,15	1,42	0,49
1	206,06	2,55	3,10	2,35	75,56	2,55	1,37	0,62

Tabela 5.64 – Tensões na Parede - Parede PX10 (Grupo 4) – 14x100 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	52,92	1,20	0,43	0,33	52,92	1,20	0,43	0,33
14	68,04	1,65	0,56	0,42	68,04	1,65	0,56	0,42
13	83,16	2,25	0,69	0,50	83,16	2,25	0,69	0,50
12	98,28	3,00	0,83	0,57	98,28	3,00	0,83	0,57
11	113,40	3,45	0,96	0,66	113,40	3,45	0,96	0,66
10	126,63	4,20	1,08	0,72	126,63	4,20	1,08	0,72
9	141,75	5,40	1,24	0,78	141,75	5,40	1,24	0,78
8	156,87	5,85	1,37	0,87	156,87	5,85	1,37	0,87
7	171,99	6,60	1,51	0,95	171,99	6,60	1,51	0,95
6	187,11	7,65	1,66	1,01	187,11	7,65	1,66	1,01
5	200,34	7,95	1,77	1,09	200,34	7,95	1,77	1,09
4	215,46	8,40	1,90	1,18	215,46	8,40	1,90	1,18
3	230,58	8,85	2,03	1,27	230,58	8,85	2,03	1,27
2	245,70	8,25	2,11	1,40	245,70	8,25	2,11	1,40
1	260,82	7,80	2,20	1,53	260,82	7,80	2,20	1,53

Tabela 5.65 – Tensões na Parede - Parede PX11 (Grupo 5) – 14x423 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	68,04	9,00	0,14	0,09	59,94	9,00	0,12	0,08
14	137,73	12,30	0,26	0,20	118,23	12,30	0,23	0,17
13	209,39	20,85	0,40	0,30	174,29	20,85	0,34	0,24
12	283,88	37,20	0,57	0,39	227,78	37,20	0,47	0,30
11	360,32	57,75	0,75	0,47	279,32	57,75	0,61	0,33
10	437,96	82,35	0,94	0,54	329,66	82,35	0,75	0,36
9	513,50	102,75	1,11	0,62	365,90	102,75	0,86	0,37
8	598,19	130,20	1,32	0,70	409,19	130,20	1,00	0,38
7	683,48	163,20	1,55	0,76	451,88	163,20	1,15	0,37
6	774,03	191,85	1,77	0,85	489,03	191,85	1,29	0,37
5	864,87	227,55	2,01	0,92	526,17	227,55	1,43	0,34
4	954,96	269,40	2,26	0,97	564,06	269,40	1,60	0,31
3	1047,45	309,60	2,51	1,03	599,55	309,60	1,75	0,27
2	1136,06	360,60	2,78	1,05	638,66	360,60	1,94	0,21
1	1217,30	426,00	3,08	1,04	685,40	426,00	2,18	0,14

Tabela 5.66 – Tensões na Parede - Parede PX12 (Grupo 6) – 14x279 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	77,90	6,45	0,23	0,16	69,80	6,45	0,21	0,14
14	157,44	7,95	0,45	0,36	137,94	7,95	0,40	0,31
13	239,09	11,10	0,67	0,55	203,99	11,10	0,58	0,46
12	318,03	16,80	0,91	0,72	261,93	16,80	0,76	0,58
11	404,33	23,70	1,17	0,90	323,33	23,70	0,96	0,70
10	491,82	33,15	1,44	1,08	383,52	33,15	1,16	0,80
9	585,32	39,30	1,71	1,28	437,72	39,30	1,34	0,90
8	679,86	48,00	2,00	1,48	490,86	48,00	1,52	0,99
7	775,01	60,00	2,31	1,65	543,41	60,00	1,72	1,06
6	870,15	67,80	2,60	1,85	585,15	67,80	1,87	1,12
5	970,85	78,00	2,91	2,06	632,15	78,00	2,05	1,19
4	1070,79	90,75	3,24	2,24	679,89	90,75	2,24	1,24
3	1173,14	99,30	3,55	2,46	725,24	99,30	2,40	1,31
2	1271,73	111,45	3,87	2,64	774,33	111,45	2,60	1,37
1	1362,69	136,20	4,24	2,74	830,79	136,20	2,88	1,38

Tabela 5.67 – Tensões na Parede - Parede PX13 (Grupo 7) – 14x368 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	236,52	3,00	0,47	0,45	236,52	3,00	0,47	0,45
14	306,05	3,00	0,60	0,58	306,05	3,00	0,60	0,58
13	382,59	11,10	0,78	0,71	382,59	11,10	0,78	0,71
12	452,12	26,25	0,96	0,79	452,12	26,25	0,96	0,79
11	528,66	46,20	1,17	0,88	528,66	46,20	1,17	0,88
10	605,07	69,30	1,39	0,96	605,07	69,30	1,39	0,96
9	674,60	91,35	1,60	1,02	674,60	91,35	1,60	1,02
8	751,14	119,70	1,84	1,08	751,14	119,70	1,84	1,08
7	820,67	152,70	2,08	1,11	820,67	152,70	2,08	1,11
6	897,21	185,70	2,33	1,15	897,21	185,70	2,33	1,15
5	966,74	225,90	2,59	1,16	966,74	225,90	2,59	1,16
4	1043,28	273,30	2,89	1,16	1043,28	273,30	2,89	1,16
3	1119,83	325,95	3,21	1,14	1119,83	325,95	3,21	1,14
2	1189,35	392,25	3,55	1,07	1189,35	392,25	3,55	1,07
1	1265,90	472,50	3,95	0,96	1265,90	472,50	3,95	0,96

Tabela 5.68 – Tensões na Parede - Parede PY1 (Grupo 1) – 14x478 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	100,26	3,30	0,16	0,14	98,46	3,30	0,15	0,14
14	191,93	7,35	0,30	0,27	187,43	7,35	0,29	0,27
13	293,24	8,70	0,45	0,42	284,84	8,70	0,44	0,41
12	395,73	13,20	0,62	0,57	381,33	13,20	0,59	0,55
11	489,95	31,95	0,79	0,67	467,75	31,95	0,76	0,64
10	594,41	63,00	1,01	0,77	562,01	63,00	0,96	0,72
9	692,22	86,40	1,20	0,87	644,82	86,40	1,13	0,80
8	800,13	117,15	1,42	0,98	735,63	117,15	1,32	0,88
7	908,79	159,60	1,66	1,06	825,69	159,60	1,53	0,93
6	1011,09	199,35	1,88	1,14	904,29	199,35	1,73	0,98
5	1123,20	249,60	2,15	1,21	990,90	249,60	1,95	1,01
4	1235,61	315,75	2,44	1,25	1077,21	315,75	2,20	1,02
3	1340,63	388,80	2,73	1,27	1152,83	388,80	2,45	0,99
2	1453,49	488,70	3,09	1,26	1238,69	488,70	2,77	0,93
1	1562,75	634,80	3,53	1,14	1328,15	634,80	3,18	0,79

Tabela 5.69 – Tensões na Parede - Parede PY2 (Grupo 5) – 14x74 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	12,11	0,45	0,15	0,08	10,31	0,45	0,13	0,06
14	24,66	0,75	0,30	0,18	20,16	0,75	0,25	0,14
13	37,82	1,20	0,46	0,27	29,42	1,20	0,38	0,19
12	52,02	1,80	0,64	0,36	37,62	1,80	0,50	0,22
11	66,99	2,25	0,82	0,47	44,79	2,25	0,61	0,26
10	83,30	3,15	1,05	0,56	50,90	3,15	0,74	0,24
9	100,65	4,35	1,31	0,63	53,25	4,35	0,85	0,17
8	120,41	4,80	1,54	0,79	55,91	4,80	0,92	0,16
7	140,91	5,55	1,79	0,93	57,81	5,55	0,99	0,12
6	163,83	6,90	2,12	1,04	57,03	6,90	1,09	0,01
5	187,79	7,35	2,39	1,24	55,49	7,35	1,11	-0,04
4	212,04	7,95	2,67	1,42	53,64	7,95	1,14	-0,10
3	237,95	8,70	2,98	1,62	50,15	8,70	1,16	-0,20
2	268,05	7,95	3,21	1,97	53,25	7,95	1,14	-0,11
1	283,76	6,90	3,28	2,20	49,16	6,90	1,01	-0,07

Tabela 5.70 – Tensões na Parede - Parede PY3 (Grupo 2) – 14x324 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	79,65	1,65	0,18	0,17	79,65	1,65	0,18	0,17
14	153,09	2,10	0,35	0,33	153,09	2,10	0,35	0,33
13	232,74	2,10	0,52	0,50	232,74	2,10	0,52	0,50
12	306,18	2,25	0,68	0,67	306,18	2,25	0,68	0,67
11	385,83	7,80	0,88	0,82	385,83	7,80	0,88	0,82
10	465,35	15,45	1,09	0,96	465,35	15,45	1,09	0,96
9	538,92	23,25	1,28	1,09	538,92	23,25	1,28	1,09
8	618,44	33,90	1,50	1,22	618,44	33,90	1,50	1,22
7	692,01	47,40	1,72	1,33	692,01	47,40	1,72	1,33
6	771,53	61,35	1,95	1,45	771,53	61,35	1,95	1,45
5	851,18	79,95	2,20	1,55	851,18	79,95	2,20	1,55
4	924,62	103,65	2,46	1,62	924,62	103,65	2,46	1,62
3	1004,27	131,40	2,75	1,68	1004,27	131,40	2,75	1,68
2	1077,71	170,10	3,07	1,68	1077,71	170,10	3,07	1,68
1	1157,36	223,95	3,47	1,64	1157,36	223,95	3,47	1,64

Tabela 5.71 – Tensões na Parede - Parede PY4 (Grupo 6) – 14x44 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	11,91	0,30	0,26	0,13	11,31	0,30	0,25	0,12
14	23,97	0,30	0,46	0,32	22,47	0,30	0,43	0,30
13	36,62	0,45	0,69	0,49	33,32	0,45	0,64	0,44
12	48,47	0,60	0,92	0,65	43,07	0,60	0,83	0,57
11	61,58	0,75	1,17	0,83	53,18	0,75	1,03	0,70
10	74,99	0,90	1,42	1,02	62,99	0,90	1,22	0,82
9	89,13	1,35	1,75	1,15	72,33	1,35	1,47	0,88
8	103,74	1,50	2,02	1,35	80,94	1,50	1,65	0,98
7	118,50	1,65	2,29	1,56	89,40	1,65	1,82	1,09
6	133,05	2,10	2,62	1,70	96,45	2,10	2,03	1,10
5	148,71	2,10	2,88	1,95	104,01	2,10	2,15	1,22
4	164,66	2,10	3,14	2,21	111,56	2,10	2,28	1,35
3	180,32	2,25	3,43	2,43	119,12	2,25	2,43	1,44
2	195,83	1,80	3,58	2,78	126,83	1,80	2,46	1,66
1	209,99	1,05	3,64	3,18	135,89	1,05	2,44	1,97

Tabela 5.72 – Tensões na Parede - Parede PY5 (Grupo 7) – 14x74 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	47,52	0,60	0,51	0,41	47,52	0,60	0,51	0,41
14	61,56	0,75	0,65	0,54	61,56	0,75	0,65	0,54
13	76,95	1,05	0,82	0,66	76,95	1,05	0,82	0,66
12	90,86	1,65	1,01	0,75	90,86	1,65	1,01	0,75
11	106,25	1,95	1,18	0,87	106,25	1,95	1,18	0,87
10	121,64	2,40	1,36	0,99	121,64	2,40	1,36	0,99
9	135,68	3,60	1,59	1,03	135,68	3,60	1,59	1,03
8	151,07	3,75	1,75	1,16	151,07	3,75	1,75	1,16
7	164,97	4,05	1,91	1,28	164,97	4,05	1,91	1,28
6	180,36	5,25	2,15	1,33	180,36	5,25	2,15	1,33
5	194,40	5,25	2,29	1,47	194,40	5,25	2,29	1,47
4	209,79	5,25	2,44	1,61	209,79	5,25	2,44	1,61
3	225,18	5,70	2,62	1,73	225,18	5,70	2,62	1,73
2	239,22	4,80	2,68	1,93	239,22	4,80	2,68	1,93
1	254,61	3,00	2,69	2,22	254,61	3,00	2,69	2,22

Tabela 5.73 – Tensões na Parede - Parede PY6 (Grupo 3) – 14x314 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	65,34	1,65	0,16	0,14	65,34	1,65	0,16	0,14
14	130,55	2,85	0,31	0,28	130,55	2,85	0,31	0,28
13	195,89	2,85	0,46	0,43	195,89	2,85	0,46	0,43
12	261,09	2,40	0,60	0,58	261,09	2,40	0,60	0,58
11	320,49	4,80	0,75	0,71	320,49	4,80	0,75	0,71
10	385,70	10,65	0,92	0,83	385,70	10,65	0,92	0,83
9	451,04	17,40	1,10	0,95	451,04	17,40	1,10	0,95
8	516,38	25,35	1,28	1,06	516,38	25,35	1,28	1,06
7	581,58	34,80	1,47	1,17	581,58	34,80	1,47	1,17
6	646,92	46,05	1,67	1,27	646,92	46,05	1,67	1,27
5	712,13	60,45	1,88	1,36	712,13	60,45	1,88	1,36
4	777,47	78,45	2,11	1,43	777,47	78,45	2,11	1,43
3	836,73	100,95	2,34	1,46	836,73	100,95	2,34	1,46
2	902,07	128,55	2,61	1,49	902,07	128,55	2,61	1,49
1	967,28	160,05	2,90	1,50	967,28	160,05	2,90	1,50

Tabela 5.74 – Tensões na Parede - Parede PY7 (Grupo 6) – 14x268 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	70,88	2,25	0,20	0,18	70,88	2,25	0,20	0,18
14	141,89	3,60	0,40	0,36	141,89	3,60	0,40	0,36
13	212,76	3,60	0,59	0,55	212,76	3,60	0,59	0,55
12	278,64	3,00	0,76	0,72	278,64	3,00	0,76	0,72
11	349,52	4,50	0,96	0,90	349,52	4,50	0,96	0,90
10	420,39	10,50	1,18	1,06	420,39	10,50	1,18	1,06
9	491,27	16,65	1,41	1,21	491,27	16,65	1,41	1,21
8	562,28	24,45	1,64	1,35	562,28	24,45	1,64	1,35
7	633,15	33,75	1,89	1,49	633,15	33,75	1,89	1,49
6	699,03	44,10	2,13	1,60	699,03	44,10	2,13	1,60
5	769,91	57,75	2,40	1,71	769,91	57,75	2,40	1,71
4	840,78	75,00	2,69	1,79	840,78	75,00	2,69	1,79
3	911,79	96,30	3,00	1,86	911,79	96,30	3,00	1,86
2	982,67	123,15	3,35	1,88	982,67	123,15	3,35	1,88
1	1053,54	154,80	3,73	1,88	1053,54	154,80	3,73	1,88

Tabela 5.75 – Tensões na Parede - Parede PY8 (Grupo 4) – 14x384 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	212,18	21,75	0,46	0,33	194,18	21,75	0,42	0,30
14	280,88	29,25	0,61	0,44	241,58	29,25	0,53	0,36
13	351,83	29,55	0,74	0,57	286,73	29,55	0,62	0,45
12	425,61	29,70	0,88	0,71	329,31	29,70	0,70	0,53
11	501,06	33,60	1,03	0,83	369,96	33,60	0,79	0,59
10	570,27	53,40	1,22	0,91	402,27	53,40	0,90	0,59
9	654,87	65,70	1,41	1,03	433,77	65,70	1,00	0,62
8	740,07	83,70	1,62	1,13	464,67	83,70	1,11	0,62
7	825,12	107,70	1,85	1,22	495,72	107,70	1,24	0,61
6	916,17	125,40	2,07	1,34	520,77	125,40	1,33	0,60
5	998,72	149,85	2,29	1,42	540,02	149,85	1,44	0,57
4	1085,72	181,65	2,55	1,49	569,12	181,65	1,59	0,53
3	1173,47	213,45	2,80	1,56	597,47	213,45	1,73	0,49
2	1255,07	256,05	3,08	1,59	631,97	256,05	1,92	0,43
1	1327,52	313,50	3,38	1,56	675,62	313,50	2,17	0,35

Tabela 5.76 – Tensões na Parede - Parede PY9 (Grupo 7) – 14x462 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	297,17	46,95	0,55	0,37	296,57	46,95	0,55	0,36
14	384,81	56,25	0,71	0,48	383,61	56,25	0,71	0,48
13	480,95	55,65	0,86	0,63	479,45	55,65	0,85	0,63
12	568,29	55,20	0,99	0,77	566,79	55,20	0,99	0,77
11	664,26	64,35	1,16	0,90	663,06	64,35	1,15	0,90
10	760,25	93,15	1,36	0,99	759,05	93,15	1,36	0,99
9	847,59	104,40	1,52	1,10	846,39	104,40	1,52	1,10
8	943,58	125,70	1,71	1,21	942,38	125,70	1,71	1,20
7	1030,92	157,20	1,91	1,28	1029,72	157,20	1,91	1,28
6	1127,19	170,85	2,09	1,40	1125,69	170,85	2,08	1,40
5	1214,69	193,05	2,27	1,49	1212,89	193,05	2,26	1,49
4	1310,82	223,80	2,48	1,58	1308,72	223,80	2,47	1,57
3	1406,81	241,65	2,66	1,69	1404,71	241,65	2,66	1,69
2	1494,15	270,75	2,85	1,77	1492,05	270,75	2,85	1,76
1	1590,12	327,15	3,12	1,80	1588,32	327,15	3,11	1,80

Tabela 5.77 – Tensões na Parede - Parede PY10 (Grupo 4) – 14x208 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)	N_d (kN)	M_d (kN.m)	σ_1 (MPa.)	σ_2 (MPa.)
15	113,33	5,70	0,45	0,33	106,73	5,70	0,42	0,31
14	148,38	11,10	0,62	0,40	134,58	11,10	0,57	0,35
13	183,74	11,70	0,75	0,52	162,14	11,70	0,67	0,44
12	219,39	9,75	0,85	0,66	189,39	9,75	0,75	0,55
11	255,50	7,05	0,95	0,81	216,20	7,05	0,81	0,67
10	287,54	14,70	1,13	0,84	239,24	14,70	0,97	0,68
9	325,44	16,20	1,28	0,96	264,24	16,20	1,07	0,75
8	363,35	21,75	1,46	1,03	289,25	21,75	1,21	0,78
7	400,80	30,60	1,68	1,07	314,70	30,60	1,38	0,78
6	439,46	34,20	1,85	1,17	338,96	34,20	1,50	0,83
5	473,75	42,00	2,04	1,21	359,75	42,00	1,65	0,82
4	511,20	54,00	2,29	1,22	385,20	54,00	1,86	0,79
3	548,66	64,35	2,52	1,25	410,66	64,35	2,05	0,77
2	586,11	84,00	2,84	1,18	436,11	84,00	2,33	0,67
1	618,77	122,55	3,34	0,91	466,37	122,55	2,82	0,39

Tabela 5.78 – Tensões na Parede - Parede PY11 (Grupo 8) – 14x392 cm

NÍVEL	1ª.HIPÓTESE				2ª.HIPÓTESE			
	N _d (kN)	M _d (kN.m)	σ ₁ (MPa.)	σ ₂ (MPa.)	N _d (kN)	M _d (kN.m)	σ ₁ (MPa.)	σ ₂ (MPa.)
15	162,95	17,40	0,40	0,30	162,95	17,40	0,40	0,30
14	214,92	24,00	0,58	0,45	214,92	24,00	0,58	0,45
13	266,76	24,75	0,74	0,61	266,76	24,75	0,74	0,61
12	326,03	22,50	0,89	0,76	326,03	22,50	0,89	0,76
11	377,87	18,30	1,04	0,93	377,87	18,30	1,04	0,93
10	429,71	31,20	1,24	1,06	429,71	31,20	1,24	1,06
9	481,55	38,40	1,42	1,20	481,55	38,40	1,42	1,20
8	540,81	49,20	1,60	1,32	540,81	49,20	1,60	1,32
7	592,65	63,15	1,80	1,44	592,65	63,15	1,80	1,44
6	644,63	73,80	1,99	1,58	644,63	73,80	1,99	1,58
5	703,89	88,80	2,19	1,70	703,89	88,80	2,19	1,70
4	755,73	109,50	2,40	1,79	755,73	109,50	2,40	1,79
3	807,57	133,65	2,63	1,88	807,57	133,65	2,63	1,88
2	859,41	168,15	2,89	1,95	859,41	168,15	2,89	1,95
1	918,68	212,10	3,17	1,99	918,68	212,10	3,17	1,99

Pela análise dos resultados obtidos nas Tabelas 5.55 a 5.78, comparando com os limites indicados na Tabela 5.54, pode-se concluir:

- Parede PX1

Deverá ser grauteada até o 4º pavimento. No 15º pavimento houve tensão de tração na 2ª hipótese de carregamento. Devido ao seu pequeno valor ($\sigma_2 = 0,03$ MPa) foi desprezada.

- Paredes: PX2 – PX5 – PX7 – PX9 – PX10 – PX11

As tensões atuantes em todos os pavimentos foram inferiores às tensões admissíveis de cálculo. Portanto não houve necessidade de grauteamento.

- Parede PX3

Deverá ser grauteada até o 4º pavimento

- Parede PX4

Deverá ser grauteada no 1º pavimento

- Parede PX6

Deveria ser grauteada no 1º pavimento. Porém, devido a pequena diferença de tensão comparada com a tensão limite (0,8 %), não será grauteada. A tensão de tração $\sigma_2 = -0,01$ MPa foi desprezada devido ao seu pequeno valor.

- Parede PX8

Deverá ser grauteada até o 10º pavimento.

- Parede PX12

Deverá ser grauteada até o 4º pavimento.

- Parede PX13

Deverá ser grauteada no 1º pavimento.

- Paredes: PY1 – PY3 – PY5 – PY6 – PY7 – PY8 – PY9 – PY10 – PY11

As tensões atuantes em todos os pavimentos foram inferiores às tensões admissíveis de cálculo. Portanto não houve necessidade de grauteamento.

- Parede PY2

As tensões de compressão atuantes foram inferiores às tensões admissíveis de cálculo. Entretanto na 2ª hipótese ocorreram tensões de tração. Devido ao baixo valor destas tensões, poderiam ser desprezadas. Apenas como exemplo da utilização das fórmulas apresentadas no capítulo 3, elas serão armadas no próximo item.

- Parede PY4

Pela análise dos resultados, a parede PY4 precisaria ser grauteada apenas no 4º pavimento. A tensão de compressão atuante ($\sigma_l = 3,14$ MPa) ultrapassou a tensão admissível de cálculo ($\sigma = 3,06$ MPa). Devido a pequena diferença observada, não será utilizado o grauteamento neste pavimento.

A seguir, apresentam-se as Figuras 5.16 a 5.18 onde foram mostradas em cada pavimento as paredes que deverão ser grauteadas. Do 11^o ao 15^o pavimentos não houve necessidade de grauteamento.

Nos 1^o, 2^o, 3^o pavimentos a resistência do graute foi determinada de:

$$f_{ck} = 2 \times f_{bk} = 27 \text{ MPa}, \text{ limitando em } 25 \text{ MPa}$$

Nos 4^o, 5^o, 6^o pavimentos a resistência do graute foi determinada de:

$$f_{ck} = 2 \times f_{bk} = 21,6 \text{ MPa}, \text{ limitando em } 20 \text{ MPa}$$

Nos 7^o ao 15^o pavimentos a resistência do graute foi determinada de:

$$f_{ck} = 15 \text{ MPa}$$

É óbvio que com os valores acima indicados do graute não se atenderá os limites da coluna 3 da Tabela 5.54. Esses limites passariam a ser os seguintes:

- 1^o, 2^o, 3^o pavimentos:

$$f_d = 0,605 \times \frac{25^{0,9}}{1,7} = 6,45 \text{ MPa}$$

- 4^o, 5^o, 6^o pavimentos:

$$f_d = 0,605 \times \frac{20^{0,9}}{1,7} = 5,28 \text{ MPa}$$

- 7^o, 8^o, 9^o pavimentos:

$$f_d = 0,605 \times \frac{15^{0,9}}{1,7} = 4,07 \text{ MPa}$$

- Nos demais pavimentos mantém-se os valores da Tabela 5.54, tendo em vista que os valores de f_{bk} são menores que os valores da resistência indicada para o graute.

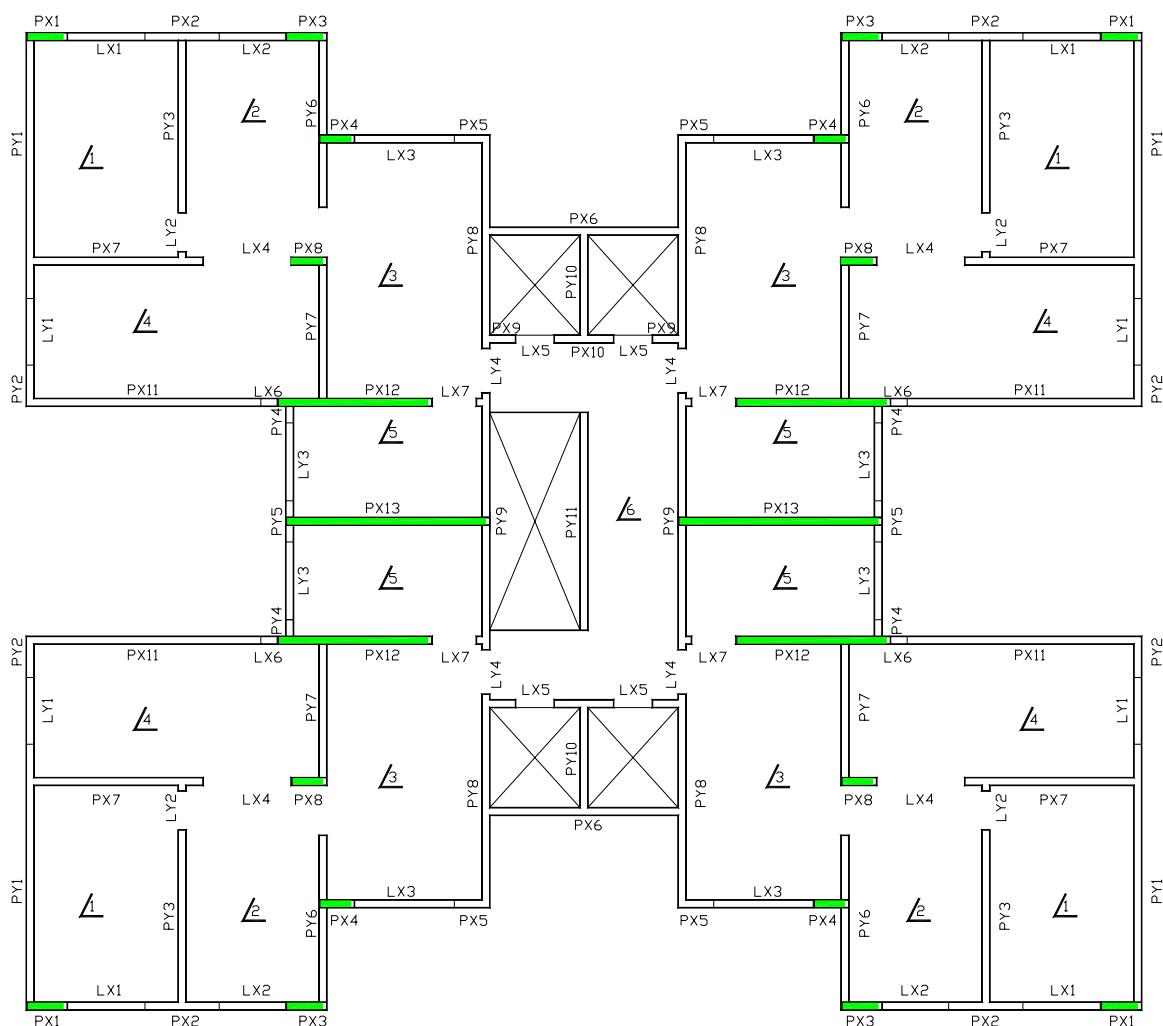


Figura 5.16 – Formas do 1º pavimento – paredes grauteadas

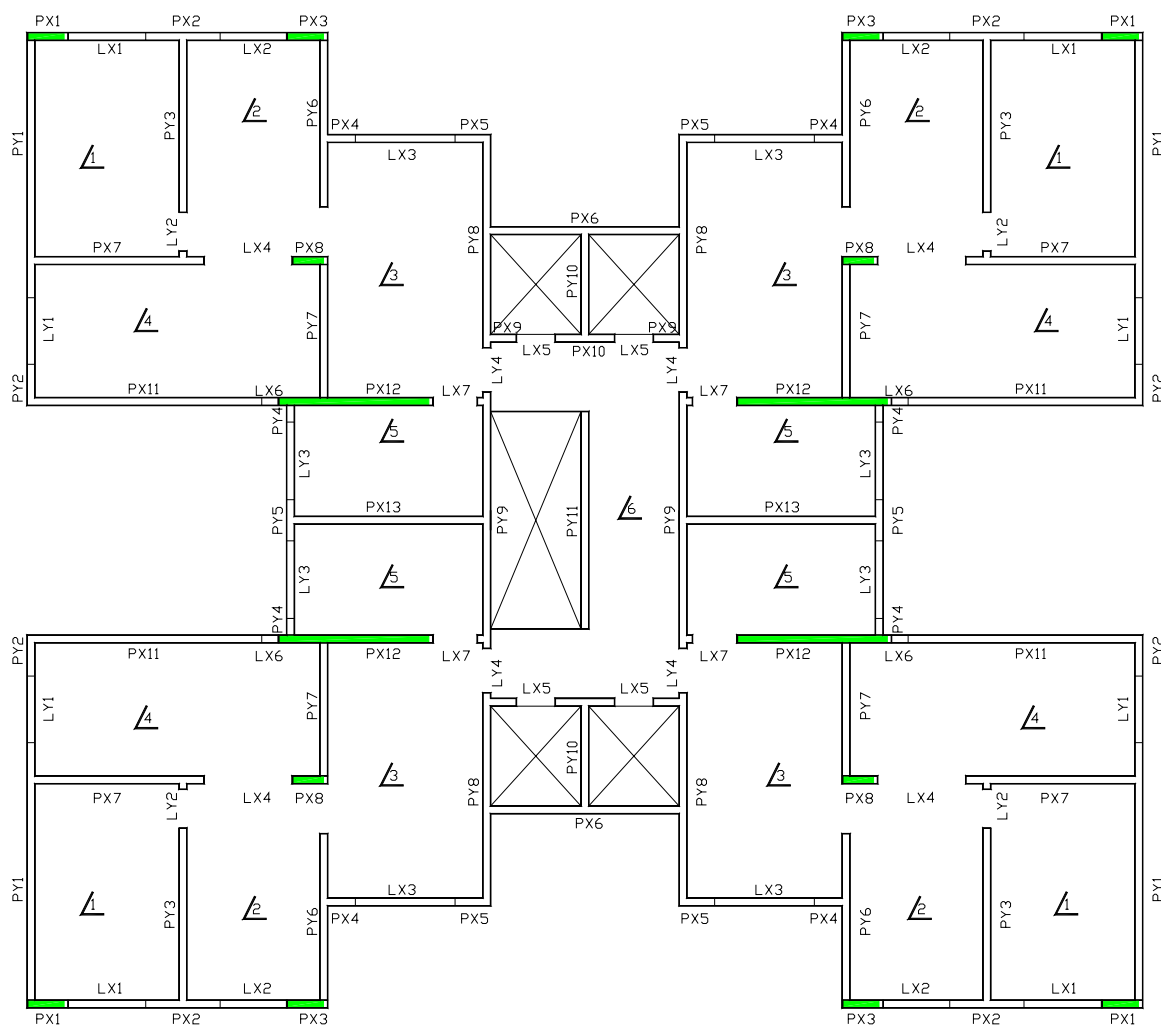


Figura 5.17 – Formas do 2º ao 4º pavimentos – paredes grauteadas

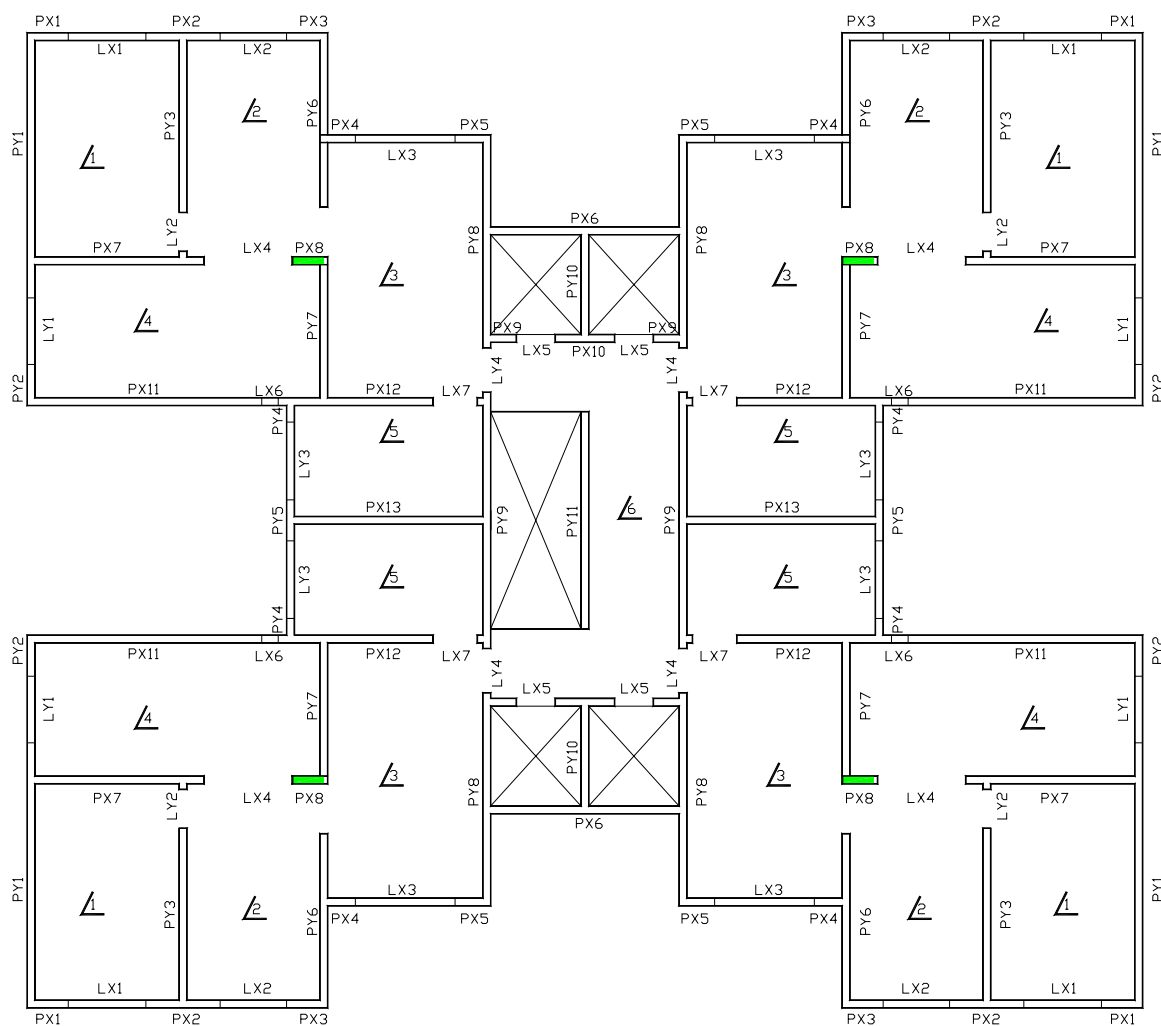


Figura 5.18 – Formas do 5.^o ao 10.^o pavimentos – paredes grauteadas

5.11.2 – Cálculo das Armaduras para a Parede PY2

1º Pavimento

No 1º pavimento existe a atuação simultânea de força normal N_d e momento fletor M_d , o que caracteriza um flexão normal composta. Utilizando as fórmulas apresentadas no capítulo 3, tem-se:

$$N_d = 49,16 \text{ kN}$$

$$M_d = 6,9 \text{ kN.m} = 690 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Aço CA50} \Rightarrow K_f = 0,269$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Seção transversal: } \left\{ \begin{array}{l} b = 14 \text{ cm} \\ h = 74 \text{ cm} \Rightarrow d = 64 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$f_{bk} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 27,0 \text{ MPa} = \text{o dobro de } f_{bk}$$

Para o dimensionamento será utilizado o valor $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$, devido ao seu uso mais constante na prática. Então:

$$f_k = 0,605 \times (25)^{0,9} = 10,96 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = \frac{10,96}{1,70} = 6,45 \text{ MPa} = 0,64 \text{ kN/cm}^2$$

- 1º Caso:

$$K = \frac{N_d \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) + M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2}$$

$$K = \frac{49,16 \times \left(64 - \frac{74}{2}\right) + 690}{0,64 \times 14 \times 64^2} = 0,055$$

Como $K < K_l \Rightarrow K' = K = 0,055$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} \quad \left| \begin{array}{l} A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d \cdot (1 - \sqrt{1 - 2K'}) - N_d}{f_{yd}} \\ A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d \cdot (K - K')}{f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{d'}{d}\right)} \end{array} \right.$$

Como pode-se notar, quando $K < K_l \Rightarrow K' = K$, e portanto $A_{s2} = 0$, fazendo com que:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 \Rightarrow A_s = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,64 \times 14 \times 64 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) - 49,16}{43,50} = -0,38 \text{ cm}^2$$

Como A_s não pode ter resultado negativo, passa-se ao 2º caso.

- 2º Caso:

$$y = d'' + \sqrt{d''^2 + 2 \cdot \left[\frac{N_d (h/2 - d'') - M_d}{f_d \cdot b} \right]}$$

$$y = 10 + \sqrt{10^2 + 2 \times \left[\frac{49,16 \times (74/2 - 10) - 690}{0,64 \times 14} \right]} = 25,6 \text{ cm} < h$$

Portanto se:

$$y < h \Rightarrow 2^\circ \text{ Caso}$$

Então:

$$A'_s = \frac{N_d - f_d \cdot b \cdot y}{f_{yd}}$$

$$A'_s = \frac{49,16 - (0,64 \times 14 \times 25,6)}{43,50} = -4,14 \text{ cm}^2$$

Como nenhuma armadura é necessária, utilizar-se-á armadura mínima. Segundo o Eurocode 6 [1996] a área da seção transversal mínima será de $A_{s \min} = 0,10\%$ da área da seção transversal da parede. Portanto: $A_{s \min} = 1,04 \text{ cm}^2$

2º Pavimento

$$N_d = 53,25 \text{ kN}$$

$$M_d = 7,95 \text{ kN.m} = 795 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Aço CA 50} \Rightarrow K_l = 0,269$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bk} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = \frac{10,96}{1,70} = 6,45 \text{ MPa} = 0,64 \text{ kN/cm}^2$$

- 1º Caso:

$$K = \frac{53,25 \times \left(64 - \frac{74}{2}\right) + 795}{0,64 \times 14 \times 64^2} = 0,061$$

Como $K < K_l \Rightarrow K' = K = 0,061$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 \Rightarrow A_s = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,64 \times 14 \times 64 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) - 53,25}{43,50} = -0,39 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < 0 \Rightarrow$ passar ao 2º Caso.

- 2º Caso:

$$y = 10 + \sqrt{10^2 + 2 \times \left[\frac{53,25 \times (74/2 - 10) - 795}{0,64 \times 14} \right]} = 25,6 \text{ cm} < h$$

Portanto se:

$$y < h \Rightarrow 2^\circ \text{ Caso}$$

Então:

$$A'_s = \frac{53,25 - (0,64 \times 14 \times 25,6)}{43,50}$$

$A'_s = -4,0 \text{ cm}^2 < 0$, o que significa que nenhuma armadura é necessária neste pavimento.

$$A_{s \min} = 1,04 \text{ cm}^2$$

3º Pavimento

$$N_d = 50,15 \text{ kN}$$

$$M_d = 8,70 \text{ kN.m} = 870 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Aço CA 50} \Rightarrow K_l = 0,269$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bk} = 13,5 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = \frac{10,96}{1,70} = 6,45 \text{ MPa} = 0,64 \text{ kN/cm}^2$$

- 1º Caso:

$$K = \frac{50,15 \times \left(64 - \frac{74}{2}\right) + 870}{0,64 \times 14 \times 64^2} = 0,061$$

Como $K < K_l \Rightarrow K' = K = 0,061$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 \Rightarrow A_s = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,64 \times 14 \times 64 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,061}) - 50,15}{43,50} = -0,32 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < 0 \Rightarrow$ passar ao 2º Caso.

- 2º Caso:

$$y = 10 + \sqrt{10^2 + 2 \times \left[\frac{50,15 \times (74/2 - 10) - 870}{0,64 \times 14} \right]} = 24,4 \text{ cm} < h$$

Portanto, se:

$$y < h \Rightarrow 2^\circ \text{ Caso}$$

Então:

$$A'_s = \frac{50,15 - (0,64 \times 14 \times 24,4)}{43,50}$$

$A'_s = -3,9 \text{ cm}^2 < 0$, o que significa que nenhuma armadura é necessária neste pavimento.

$$A_{s \min} = 1,04 \text{ cm}^2$$

4º Pavimento

$$N_d = 53,64 \text{ kN}$$

$$M_d = 7,95 \text{ kN.m} = 795 \text{ kN.cm}$$

$$\text{Aço CA 50} \Rightarrow K_l = 0,269$$

$$f_{yd} = 43,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bk} = 10,8 \text{ MPa}$$

$$f_{ck} = 2 \cdot f_{bk} = 21,6 \text{ MPa}$$

Para o dimensionamento será utilizado o valor $f_{ck} = 20 \text{ MPa}$, devido ao seu uso mais constante na prática.

$$f_k = 0,605 \times (20)^{0,9} = 8,96 \text{ MPa}$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = \frac{8,96}{1,70} = 5,27 \text{ MPa} = 0,53 \text{ kN/cm}^2$$

- 1º Caso:

$$K = \frac{53,64 \times \left(64 - \frac{74}{2}\right) + 795}{0,53 \times 14 \times 64^2} = 0,074$$

Como $K < K_l \Rightarrow K' = K = 0,074$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 \Rightarrow A_s = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,53 \times 14 \times 64 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) - 53,64}{43,50} = -0,39 \text{ cm}^2$$

Como $A_s < 0 \Rightarrow$ passar ao 2º Caso.

- 2º Caso:

$$y = 10 + \sqrt{10^2 + 2 \times \left[\frac{53,64 \times (74/2 - 10) - 795}{0,53 \times 14} \right]} = 26,6 \text{ cm} < h$$

Portanto, se:

$$y < h \Rightarrow 2^{\circ} \text{ Caso}$$

Então:

$$A'_s = \frac{53,64 - (0,53 \times 14 \times 26,6)}{43,50}$$

$A'_s = -3,3 \text{ cm}^2 < 0$, o que significa que nenhuma armadura é necessária neste pavimento.

$$A_{s \min} = 1,04 \text{ cm}^2$$

5º Pavimento

Analogamente, nenhuma armadura será necessária também neste pavimento.

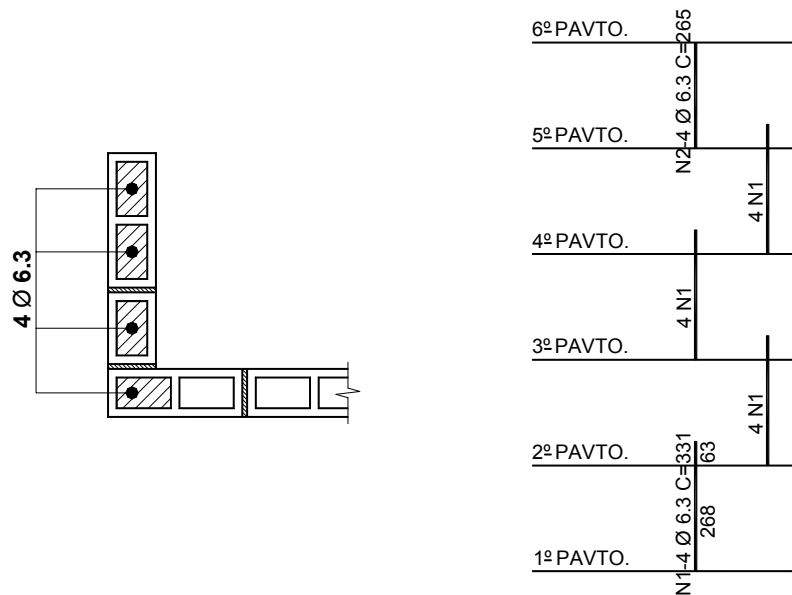


Figura 5.19 – Detalhamento da Parede PY2

5.12 – Dimensionamento ao Cisalhamento das Paredes

A verificação da segurança é feita admitindo-se que o valor de cálculo do esforço de corte aplicado V_{sd} , deve ser menor ou igual ao valor de cálculo da resistência ao corte V_{rd} , de forma que:

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

Conforme item 4.7.11, tem-se que:

$$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$$

ou $0,065 \cdot f_b$, mas não inferior a f_{vko}

ou = o valor limite indicado na tabela 4.4. Onde:

σ_d = valor de cálculo da tensão de compressão perpendicular ao corte no elemento de alvenaria.

f_b = resistência normalizada à compressão das unidades de alvenaria, utilizando o coeficiente $\delta = 1,0$

t = espessura da parede

l_c = largura da parte comprimida da parede

γ_M = coeficiente parcial de segurança para os materiais

Neste projeto piloto será considerado $\gamma_M = 1,70$.

Quando não existirem ensaios, f_{vko} deve ser considerado igual a $0,10 \text{ MPa}$.

Na análise a ser feita, será considerado, devido à falta de ensaios,

$$f_{vko} = 0,10 \text{ MPa} = 0,010 \text{ kN/cm}^2 .$$

Note que o valor de l_c a ser considerado no cálculo de V_{rd} , será o valor efetivamente comprimido, desconsiderando qualquer valor tracionado.

Portanto, para efeito de cálculo, o valor de l_c será o comprimento real da parede, exceto nos seguintes casos:

- Parede PX1 (15º Pavimento)

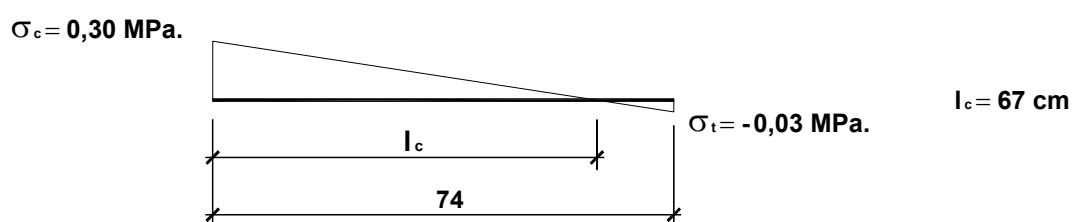


Figura 5.20 – Valores de l_c – PX1

- Parede PX6 (1º Pavimento)

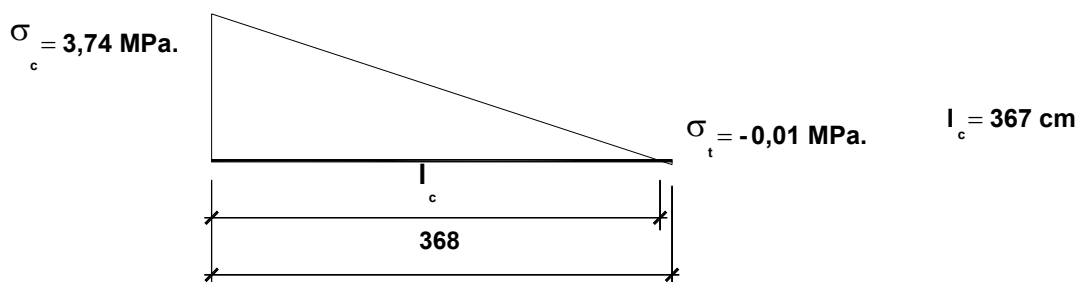


Figura 5.21 – Valores de l_c – PX6

- Parede PX8 (15^o Pavimento)

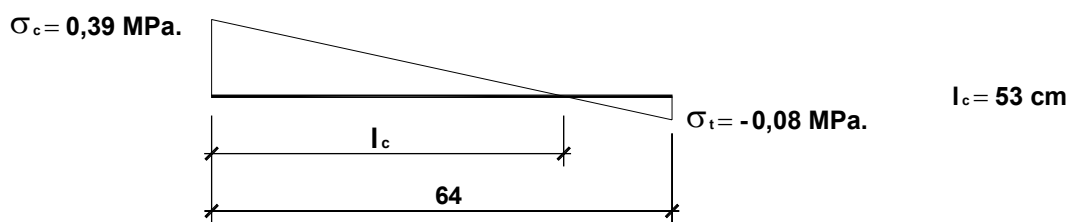


Figura 5.22 – Valores de l_c – PX8

- Parede PY2 (1^o Pavimento)

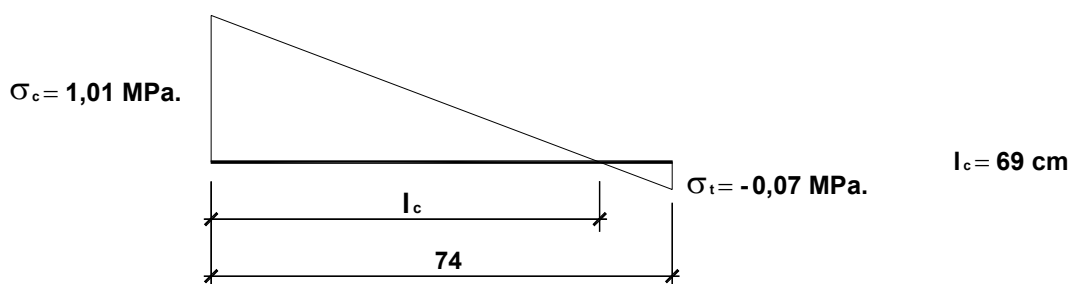


Figura 5.23 – Valores de l_c – PY2 – 1^o Pavimento

- Parede PY2 (2^o Pavimento)

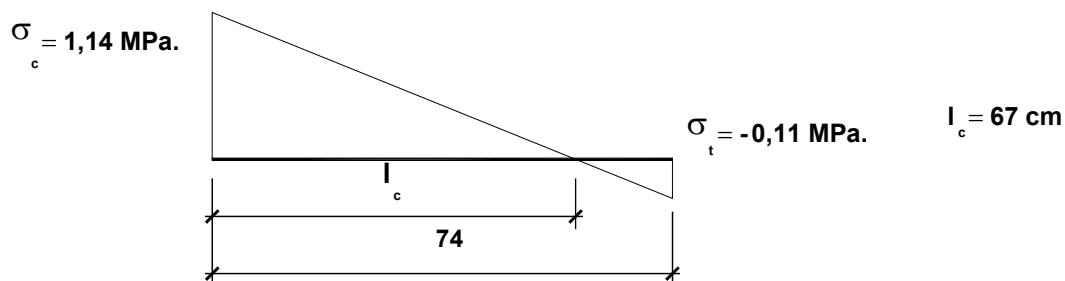


Figura 5.24 – Valores de l_c – PY2 – 2^o Pavimento

- Parede PY2 (3^o Pavimento)

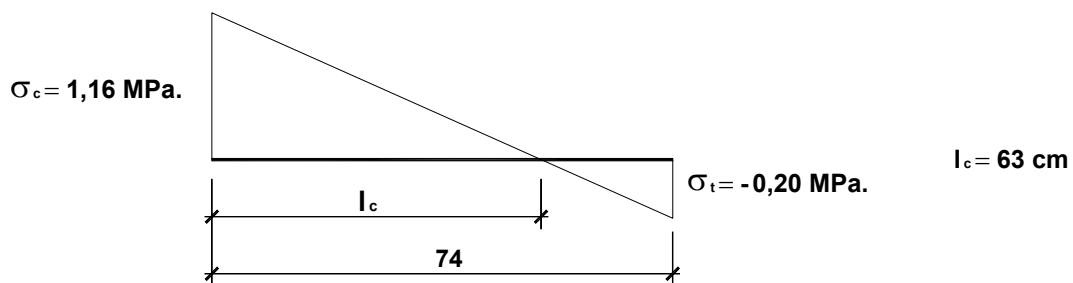


Figura 5.25 - Valores de l_c – PY2 – 3^o Pavimento

- Parede PY2 (4^o Pavimento)

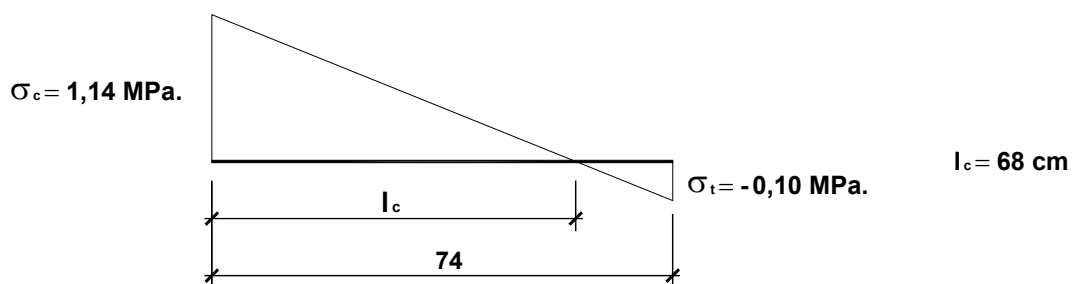


Figura 5.26 - Valores de l_c – PY2 – 4^o Pavimento

- Parede PY2 (5^o Pavimento)

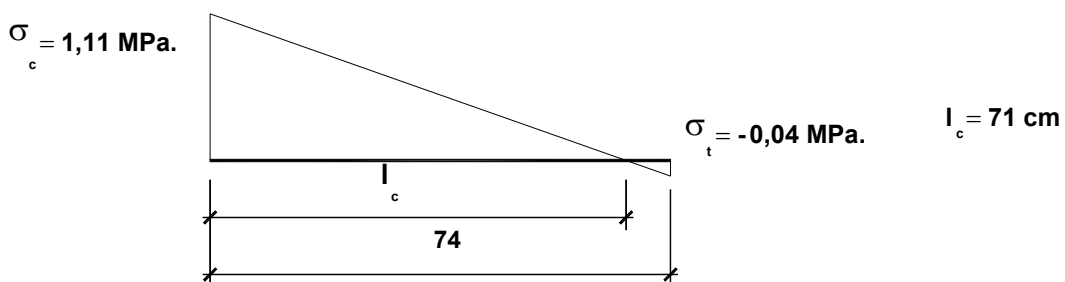


Figura 5.27 - Valores de l_c – PY2 – 5^o Pavimento

Pode-se agora criar as Tabelas 5.79 a 5.102, onde:

- 1ª coluna – identifica o pavimento

- 2ª coluna – valor de $f_{vk} = f_{vko} + 0,4 \cdot \sigma_d$

- 3ª coluna – valor de $f_{vk} = 0,065 \cdot f_b$

- 4ª coluna – valor de f_{vk} (obtido da tabela 4.4)

- 5ª coluna – $V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (valor do esforço cortante de cálculo, correspondente ao valor do esforço cortante de serviço multiplicado pelo coeficiente de segurança já definido $\gamma_{Q1} = 1,50$).

- 6ª coluna – $V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ - valor do esforço cortante resistente, correspondente ao

produto da tensão de cisalhamento resistente de cálculo, multiplicado pela área da seção transversal resistente. O coeficiente de segurança γ_M foi definido igual a 1,70.

O valor de f_{vk} usado na 6ª coluna, será o menor dos 3 valores indicados na 2ª, 3ª, e 4ª colunas.

A verificação da segurança nos estados limites últimos, é admitida quando o valor de cálculo do esforço cortante V_{sd} for menor ou igual ao valor de cálculo da resistência ao corte V_{rd} .

Portanto:

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

Quando a desigualdade acima não se verificar, deve-se armar a parede, usando os critérios definidos em 4.8.4, alterando a desigualdade acima para:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd2}$$

$$V_{rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_m}$$

Foi utilizado o valor de d (altura útil) no lugar de l_c (altura total), devido ao fato da alvenaria ser armada.

$$V_{rd2} = 0,90 \cdot d \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (\operatorname{sen} \alpha + \operatorname{cos} \alpha)$$

Onde:

d = altura útil do elemento; normalmente considerada igual a $(h-10)$ que corresponde a $(l_c - 10)$.

A_{sw} = área da seção transversal da armadura de combate ao cisalhamento

s = espaçamento da armadura de combate ao cisalhamento

α = ângulo de inclinação das armaduras com o eixo do elemento. Será considerado $\alpha = 90^\circ$, tendo em vista que a armadura ficará na argamassa de assentamento dos blocos, portanto perpendicular ao eixo da parede

γ_s = coeficiente parcial de segurança relativo ao aço. $\gamma_s = 1,15$

Deve-se verificar também que:

$$V_{sd} \leq V_{rd1} + V_{rd2} \leq \frac{0,30 f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_M}$$

Tabela 5.79 – Valores de V_{sd} e V_{rd} -Parede PX1 (Grupo 1) – 14x74 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065 f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,10	0,34	1,20	1,50	5,52
14	0,13	0,34	1,20	1,50	7,92
13	0,17	0,34	1,20	1,50	10,36
12	0,20	0,41	1,20	1,95	12,19
11	0,21	0,41	1,20	2,40	12,80
10	0,20	0,41	1,20	3,30	12,19
9	0,22	0,62	1,20	3,30	13,40
8	0,23	0,62	1,20	3,75	14,02
7	0,22	0,62	1,20	4,35	13,40
6	0,22	0,83	1,20	4,50	13,40
5	0,22	0,83	1,20	4,80	13,40
4	0,20	0,83	1,20	5,40	12,19
3	0,20	1,03	1,40	5,40	12,19
2	0,20	1,03	1,40	5,55	12,19
1	0,12	1,03	1,40	6,90	7,31

Tabela 5.80 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX2 (Grupo 2) – 14x134 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,13	0,34	1,20	3,00	14,35
14	0,19	0,34	1,20	3,00	20,97
13	0,26	0,34	1,20	3,60	28,69
12	0,30	0,41	1,20	4,50	33,10
11	0,36	0,41	1,20	5,85	39,73
10	0,40	0,41	1,20	7,65	44,14
9	0,45	0,62	1,20	7,80	49,66
8	0,51	0,62	1,20	8,70	56,25
7	0,54	0,62	1,20	10,20	59,59
6	0,60	0,83	1,20	10,65	66,21
5	0,66	0,83	1,20	11,40	72,83
4	0,70	0,83	1,20	12,60	77,25
3	0,76	1,03	1,40	12,75	83,87
2	0,81	1,03	1,40	13,35	89,38
1	0,81	1,03	1,40	16,20	89,39

Tabela 5.81 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX3 (Grupo 3) – 14x74 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,11	0,34	1,20	1,05	6,70
14	0,15	0,34	1,20	1,20	9,14
13	0,19	0,34	1,20	1,35	11,58
12	0,21	0,41	1,20	1,80	12,80
11	0,22	0,41	1,20	2,25	13,41
10	0,23	0,41	1,20	2,85	14,02
9	0,25	0,62	1,20	3,00	15,24
8	0,26	0,62	1,20	3,45	15,84
7	0,25	0,62	1,20	3,90	15,24
6	0,26	0,83	1,20	4,20	15,84
5	0,26	0,83	1,20	4,50	15,84
4	0,25	0,83	1,20	4,80	15,24
3	0,24	1,03	1,40	4,95	14,63
2	0,24	1,03	1,40	5,25	14,63
1	0,19	1,03	1,40	6,00	11,58

Tabela 5.82 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX4 (Grupo 3) – 14x64 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,10	0,34	1,20	0,90	5,27
14	0,14	0,34	1,20	1,05	7,38
13	0,19	0,34	1,20	1,20	10,01
12	0,22	0,41	1,20	1,50	11,60
11	0,24	0,41	1,20	1,95	12,65
10	0,24	0,41	1,20	2,40	12,65
9	0,27	0,62	1,20	2,55	14,23
8	0,28	0,62	1,20	2,85	14,76
7	0,29	0,62	1,20	3,30	15,28
6	0,30	0,83	1,20	3,45	15,81
5	0,31	0,83	1,20	3,75	16,34
4	0,31	0,83	1,20	4,05	16,34
3	0,32	1,03	1,40	4,20	16,86
2	0,32	1,03	1,40	4,35	16,86
1	0,28	1,03	1,40	4,95	14,76

Tabela 5.83 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX5 (Grupo 4) – 14x64 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,21	0,34	1,20	0,75	11,07
14	0,23	0,34	1,20	0,75	12,12
13	0,26	0,34	1,20	1,05	13,70
12	0,28	0,41	1,20	1,20	14,76
11	0,28	0,41	1,20	1,65	14,76
10	0,28	0,41	1,20	1,95	14,76
9	0,28	0,62	1,20	2,25	14,76
8	0,29	0,62	1,20	2,40	15,28
7	0,28	0,62	1,20	2,70	14,76
6	0,28	0,83	1,20	3,00	14,76
5	0,27	0,83	1,20	3,30	14,23
4	0,26	0,83	1,20	3,45	13,70
3	0,25	1,03	1,40	3,60	13,18
2	0,25	1,03	1,40	3,75	13,18
1	0,22	1,03	1,40	4,05	11,60

Tabela 5.84 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX6 (Grupo 4) – 14x368 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,25	0,34	1,20	1,50	75,76
14	0,29	0,34	1,20	1,65	87,89
13	0,32	0,34	1,20	4,35	96,98
12	0,34	0,41	1,20	6,75	103,04
11	0,36	0,41	1,20	8,85	109,10
10	0,36	0,41	1,20	10,05	109,10
9	0,37	0,62	1,20	10,05	112,13
8	0,37	0,62	1,20	11,85	112,13
7	0,37	0,62	1,20	13,20	112,13
6	0,36	0,83	1,20	14,40	109,10
5	0,34	0,83	1,20	18,00	103,04
4	0,31	0,83	1,20	22,20	93,95
3	0,26	1,03	1,40	27,75	78,80
2	0,18	1,03	1,40	34,50	54,55
1	0,10	1,03	1,40	38,85	30,22

Tabela 5.85 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX7 (Grupo 1) – 14x319 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,14	0,34	1,20	2,70	36,78
14	0,19	0,34	1,20	5,40	49,91
13	0,25	0,34	1,20	6,60	65,68
12	0,29	0,41	1,20	7,80	76,18
11	0,32	0,41	1,20	9,60	84,07
10	0,34	0,41	1,20	10,95	89,32
9	0,38	0,62	1,20	10,80	99,83
8	0,41	0,62	1,20	12,75	107,71
7	0,43	0,62	1,20	14,10	112,96
6	0,46	0,83	1,20	13,65	120,84
5	0,48	0,83	1,20	15,45	126,10
4	0,49	0,83	1,20	17,10	128,73
3	0,49	1,03	1,40	18,45	128,73
2	0,46	1,03	1,40	24,60	120,84
1	0,39	1,03	1,40	32,55	102,46

Tabela 5.86 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX8 (Grupo 6) – 14x64 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,10	0,34	1,20	1,95	4,36
14	0,13	0,34	1,20	1,65	6,85
13	0,17	0,34	1,20	1,80	8,96
12	0,20	0,41	1,20	2,10	10,54
11	0,25	0,41	1,20	2,25	13,18
10	0,28	0,41	1,20	2,55	14,76
9	0,28	0,62	1,20	3,45	14,76
8	0,33	0,62	1,20	3,15	17,39
7	0,35	0,62	1,20	3,60	18,45
6	0,36	0,83	1,20	4,05	18,97
5	0,41	0,83	1,20	3,45	21,61
4	0,44	0,83	1,20	3,45	23,19
3	0,48	1,03	1,40	3,60	25,30
2	0,57	1,03	1,40	2,55	30,04
1	0,64	1,03	1,40	1,80	33,73

Tabela 5.87 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX9 (Grupo 4) – 14x54 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,21	0,34	1,20	0,45	9,34
14	0,24	0,34	1,20	0,60	10,67
13	0,25	0,34	1,20	0,75	11,12
12	0,27	0,41	1,20	0,90	12,01
11	0,29	0,41	1,20	0,90	12,90
10	0,29	0,41	1,20	1,05	12,90
9	0,28	0,62	1,20	1,50	12,45
8	0,28	0,62	1,20	1,50	12,45
7	0,29	0,62	1,20	1,65	12,90
6	0,26	0,83	1,20	1,95	11,56
5	0,27	0,83	1,20	1,95	12,01
4	0,28	0,83	1,20	1,95	12,45
3	0,27	1,03	1,40	1,95	12,01
2	0,30	1,03	1,40	1,65	13,34
1	0,35	1,03	1,40	1,20	15,56

Tabela 5.88 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX10 (Grupo 4) – 14x100 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,23	0,34	1,20	0,90	18,94
14	0,27	0,34	1,20	1,20	22,23
13	0,30	0,34	1,20	1,65	24,71
12	0,33	0,41	1,20	2,10	27,18
11	0,36	0,41	1,20	2,40	29,65
10	0,39	0,41	1,20	2,70	32,12
9	0,41	0,62	1,20	3,60	33,76
8	0,45	0,62	1,20	3,60	37,06
7	0,48	0,62	1,20	3,90	39,53
6	0,50	0,83	1,20	4,65	41,18
5	0,54	0,83	1,20	4,65	44,47
4	0,57	0,83	1,20	4,65	46,94
3	0,61	1,03	1,40	4,80	50,23
2	0,66	1,03	1,40	4,05	54,35
1	0,71	1,03	1,40	3,00	58,47

Tabela 5.89 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX11 (Grupo 5) – 14x423 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,13	0,34	1,20	3,30	45,29
14	0,17	0,34	1,20	7,50	59,22
13	0,20	0,34	1,20	11,10	69,67
12	0,22	0,41	1,20	14,40	76,64
11	0,23	0,41	1,20	17,40	80,12
10	0,24	0,41	1,20	19,95	83,60
9	0,25	0,62	1,20	23,10	87,09
8	0,25	0,62	1,20	26,40	87,09
7	0,25	0,62	1,20	29,10	87,09
6	0,25	0,83	1,20	31,80	87,09
5	0,24	0,83	1,20	34,35	83,60
4	0,22	0,83	1,20	36,00	76,64
3	0,21	1,03	1,40	37,35	73,15
2	0,18	1,03	1,40	38,10	62,70
1	0,16	1,03	1,40	37,35	55,74

Tabela 5.90 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX12 (Grupo 6) – 14x279 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,16	0,34	1,20	3,00	36,76
14	0,22	0,34	1,20	5,25	50,55
13	0,28	0,34	1,20	7,05	64,33
12	0,33	0,41	1,20	9,00	75,82
11	0,38	0,41	1,20	10,65	87,31
10	0,42	0,41	1,20	12,60	96,50
9	0,46	0,62	1,20	15,00	105,69
8	0,50	0,62	1,20	16,65	114,88
7	0,52	0,62	1,20	18,45	119,48
6	0,55	0,83	1,20	20,25	126,37
5	0,58	0,83	1,20	21,30	133,26
4	0,60	0,83	1,20	21,90	137,86
3	0,62	1,03	1,40	21,75	142,45
2	0,65	1,03	1,40	21,00	149,35
1	0,65	1,03	1,40	21,00	149,35

Tabela 5.91 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PX13 (Grupo 7) – 14x368 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,28	0,34	1,20	1,20	84,86
14	0,33	0,34	1,20	1,50	100,01
13	0,38	0,34	1,20	3,75	115,16
12	0,42	0,41	1,20	5,70	127,28
11	0,45	0,41	1,20	7,50	136,38
10	0,48	0,41	1,20	8,70	145,47
9	0,51	0,62	1,20	8,25	154,56
8	0,53	0,62	1,20	10,50	160,62
7	0,54	0,62	1,20	12,30	163,65
6	0,56	0,83	1,20	12,30	169,71
5	0,56	0,83	1,20	15,00	169,71
4	0,56	0,83	1,20	17,70	169,71
3	0,56	1,03	1,40	19,65	169,71
2	0,53	1,03	1,40	24,75	160,62
1	0,48	1,03	1,40	30,00	145,47

Tabela 5.92 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY1 (Grupo 1) – 14x478 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,16	0,34	1,20	0,15	62,98
14	0,21	0,34	1,20	1,80	82,67
13	0,26	0,34	1,20	4,35	102,35
12	0,32	0,41	1,20	7,35	125,97
11	0,36	0,41	1,20	11,70	141,71
10	0,39	0,41	1,20	17,40	153,52
9	0,42	0,62	1,20	17,85	165,33
8	0,45	0,62	1,20	21,45	177,14
7	0,47	0,62	1,20	26,70	185,01
6	0,49	0,83	1,20	29,10	192,89
5	0,50	0,83	1,20	33,75	196,82
4	0,51	0,83	1,20	39,90	200,76
3	0,50	1,03	1,40	44,70	196,82
2	0,47	1,03	1,40	52,95	185,01
1	0,42	1,03	1,40	65,70	165,33

Tabela 5.93 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY2 (Grupo 5) – 14x74 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,12	0,34	1,20	0,45	7,31
14	0,16	0,34	1,20	0,60	9,75
13	0,18	0,34	1,20	0,75	10,97
12	0,19	0,41	1,20	1,20	11,58
11	0,20	0,41	1,20	1,65	12,19
10	0,20	0,41	1,20	2,10	12,19
9	0,17	0,62	1,20	3,00	10,36
8	0,16	0,62	1,20	3,30	9,75
7	0,15	0,62	1,20	3,75	9,14
6	0,10	0,83	1,20	4,65	6,09
5	0,10	0,83	1,20	4,80	5,85
4	0,10	0,83	1,20	5,10	5,60
3	0,10	1,03	1,40	5,55	5,19
2	0,10	1,03	1,40	4,80	5,51
1	0,10	1,03	1,40	3,75	5,68

Tabela 5.94 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY3 (Grupo 2) – 14x324 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,17	0,34	1,20	0,15	45,36
14	0,23	0,34	1,20	0,15	61,37
13	0,30	0,34	1,20	0,45	80,05
12	0,37	0,41	1,20	1,20	98,72
11	0,43	0,41	1,20	2,10	114,73
10	0,48	0,41	1,20	2,85	128,08
9	0,54	0,62	1,20	2,85	144,08
8	0,59	0,62	1,20	4,05	157,43
7	0,63	0,62	1,20	5,10	168,10
6	0,68	0,83	1,20	5,25	181,44
5	0,72	0,83	1,20	6,90	192,11
4	0,75	0,83	1,20	8,85	200,12
3	0,77	1,03	1,40	10,35	205,45
2	0,77	1,03	1,40	14,40	205,45
1	0,76	1,03	1,40	20,10	202,79

Tabela 5.95 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY4 (Grupo 6) – 14x44 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,15	0,34	1,20	0,15	5,44
14	0,22	0,34	1,20	0,30	7,97
13	0,28	0,34	1,20	0,30	10,15
12	0,33	0,41	1,20	0,45	11,96
11	0,38	0,41	1,20	0,60	13,77
10	0,43	0,41	1,20	0,60	15,58
9	0,45	0,62	1,20	1,05	16,31
8	0,49	0,62	1,20	1,05	17,75
7	0,54	0,62	1,20	1,05	19,57
6	0,54	0,83	1,20	1,50	19,57
5	0,59	0,83	1,20	1,50	21,38
4	0,64	0,83	1,20	1,35	23,19
3	0,68	1,03	1,40	1,50	24,64
2	0,76	1,03	1,40	1,20	27,54
1	0,89	1,03	1,40	0,60	32,25

Tabela 5.96 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY5 (Grupo 7) – 14x74 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,26	0,34	1,20	0,45	15,84
14	0,32	0,34	1,20	0,60	19,50
13	0,36	0,34	1,20	0,75	21,94
12	0,40	0,41	1,20	1,20	24,38
11	0,45	0,41	1,20	1,50	27,42
10	0,50	0,41	1,20	1,65	30,47
9	0,51	0,62	1,20	2,55	31,08
8	0,56	0,62	1,20	2,70	34,13
7	0,61	0,62	1,20	2,85	37,17
6	0,63	0,83	1,20	3,60	38,39
5	0,69	0,83	1,20	3,60	42,05
4	0,74	0,83	1,20	3,60	45,10
3	0,79	1,03	1,40	3,75	48,14
2	0,87	1,03	1,40	3,00	53,02
1	0,99	1,03	1,40	1,50	60,33

Tabela 5.97 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY6 (Grupo 3) – 14x314 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,16	0,34	1,20	0,60	41,37
14	0,21	0,34	1,20	0,45	54,30
13	0,27	0,34	1,20	0,15	69,82
12	0,33	0,41	1,20	1,05	85,33
11	0,38	0,41	1,20	1,65	98,26
10	0,43	0,41	1,20	2,25	111,19
9	0,48	0,62	1,20	2,55	124,12
8	0,52	0,62	1,20	3,00	134,47
7	0,57	0,62	1,20	3,60	147,40
6	0,61	0,83	1,20	4,20	157,74
5	0,64	0,83	1,20	5,40	165,50
4	0,67	0,83	1,20	6,75	173,25
3	0,68	1,03	1,40	8,40	175,84
2	0,70	1,03	1,40	10,35	181,01
1	0,70	1,03	1,40	11,85	181,01

Tabela 5.98 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY7 (Grupo 6) – 14x268 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot I_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,17	0,34	1,20	0,90	37,52
14	0,24	0,34	1,20	0,45	52,97
13	0,32	0,34	1,20	0,30	70,63
12	0,39	0,41	1,20	1,05	86,08
11	0,46	0,41	1,20	1,80	101,52
10	0,52	0,41	1,20	2,25	114,77
9	0,58	0,62	1,20	2,25	128,01
8	0,64	0,62	1,20	2,85	141,25
7	0,70	0,62	1,20	3,45	154,49
6	0,74	0,83	1,20	3,90	163,32
5	0,78	0,83	1,20	5,10	172,15
4	0,82	0,83	1,20	6,45	180,98
3	0,84	1,03	1,40	7,95	185,39
2	0,85	1,03	1,40	10,05	187,60
1	0,85	1,03	1,40	11,85	187,60

Tabela 5.99 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY8 (Grupo 4) – 14x384 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot I_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,22	0,34	1,20	6,90	69,57
14	0,24	0,34	1,20	10,95	75,90
13	0,28	0,34	1,20	14,55	88,55
12	0,31	0,41	1,20	18,15	98,03
11	0,34	0,41	1,20	21,15	107,52
10	0,34	0,41	1,20	24,00	107,52
9	0,35	0,62	1,20	28,50	110,68
8	0,35	0,62	1,20	31,05	110,68
7	0,34	0,62	1,20	33,15	107,52
6	0,34	0,83	1,20	36,30	107,52
5	0,33	0,83	1,20	37,35	104,36
4	0,31	0,83	1,20	37,95	98,03
3	0,30	1,03	1,40	38,55	94,87
2	0,27	1,03	1,40	37,05	85,38
1	0,24	1,03	1,40	34,35	75,90

Tabela 5.100 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY9 (Grupo 7) – 14x462 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,24	0,34	1,20	17,70	91,31
14	0,29	0,34	1,20	25,80	110,34
13	0,35	0,34	1,20	31,50	133,16
12	0,41	0,41	1,20	37,20	155,99
11	0,46	0,41	1,20	42,30	175,02
10	0,50	0,41	1,20	47,85	190,24
9	0,54	0,62	1,20	57,60	205,45
8	0,58	0,62	1,20	62,25	220,67
7	0,61	0,62	1,20	65,85	232,09
6	0,66	0,83	1,20	71,25	251,11
5	0,70	0,83	1,20	71,55	266,33
4	0,73	0,83	1,20	69,45	277,74
3	0,78	1,03	1,40	66,15	296,77
2	0,80	1,03	1,40	58,20	304,38
1	0,82	1,03	1,40	49,95	311,99

Tabela 5.101 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY10 (Grupo 4) – 14x208 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,22	0,34	1,20	2,70	37,68
14	0,24	0,34	1,20	2,25	41,11
13	0,28	0,34	1,20	3,45	47,96
12	0,32	0,41	1,20	4,20	54,81
11	0,37	0,41	1,20	4,95	63,38
10	0,37	0,41	1,20	5,70	63,38
9	0,40	0,62	1,20	4,65	68,52
8	0,41	0,62	1,20	6,15	70,23
7	0,41	0,62	1,20	7,20	70,23
6	0,43	0,83	1,20	6,00	73,66
5	0,43	0,83	1,20	7,20	73,66
4	0,42	0,83	1,20	8,25	71,94
3	0,41	1,03	1,40	7,65	70,23
2	0,37	1,03	1,40	10,20	63,38
1	0,26	1,03	1,40	16,20	44,54

Tabela 5.102 – Valores de V_{sd} e V_{rd} - Parede PY11 (Grupo 8) – 14x392 cm

Pavto.	$f_{vk} = f_{vko} + 0,4\sigma_d$ (MPa)	$f_{vk} = 0,065f_b$ (MPa)	f_{vk} (valor da Tabela 4.4) (MPa)	$V_{sd} = V \cdot \gamma_{Q1}$ (kN)	$V_{rd} = \frac{f_{vk} \cdot t \cdot l_c}{\gamma_M}$ (kN)
15	0,22	0,34	1,20	4,50	71,02
14	0,28	0,34	1,20	7,05	90,39
13	0,34	0,34	1,20	9,30	109,76
12	0,40	0,41	1,20	11,25	129,13
11	0,47	0,41	1,20	12,60	151,73
10	0,52	0,41	1,20	13,65	167,87
9	0,58	0,62	1,20	15,30	187,24
8	0,63	0,62	1,20	16,20	203,38
7	0,68	0,62	1,20	16,95	219,52
6	0,73	0,83	1,20	18,00	235,66
5	0,78	0,83	1,20	18,45	251,80
4	0,82	0,83	1,20	19,20	264,71
3	0,85	1,03	1,40	20,55	274,40
2	0,88	1,03	1,40	21,75	284,08
1	0,90	1,03	1,40	21,60	290,54

Observações para as tabelas 5.79 a 5.102:

- o valor de f_b considerado na 2ª coluna será igual a $f_{bm} \times \delta$. Para verificação de corte, δ deverá ser considerado igual a 1,0. Portanto $f_{bm} \times 1,0 = f_{bm}$
- $\gamma_{Q1} = 1,50$ (coeficiente de segurança para ações)
- $\gamma_M = 1,70$ (coeficiente de segurança para materiais)

Pela análise dos resultados obtidos nas Tabelas 5.79 a 5.102, conclui-se que em todas as paredes (PX1 a PX13 e PY1 a PY11) a desigualdade $V_{sd} \leq V_{rd}$ foi verificada, exceto nas paredes descritas a seguir.

A verificação de (4.47), ou seja $V_{sd} \leq \frac{0,30 \cdot f_k \cdot b \cdot d}{\gamma_M}$, foi verificada, não tendo sido ultrapassado o limite em nenhuma das paredes.

- Parede PX61º Pavimento

$$V_{sd} = 38,85 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 30,22 \text{ kN}$$

O que indica a necessidade de armaduras de combate ao cisalhamento. Portanto:

$$V_{rd1} = \frac{0,01 \times 14 \times 358}{1,70} = 29,48 \text{ kN}$$

Sabendo que $V_{sd} = V_{rd1} + V_{rd2}$, obtém-se por simples subtração o valor de V_{rd2} :

$$V_{rd2} = V_{sd} - V_{rd1} = 38,85 - 29,48 = 9,37 \text{ kN}$$

Como:

$$V_{rd2} = 0,90 \cdot d \cdot \frac{A_{sw}}{s} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s} (\text{sen}\alpha + \text{cos}\alpha)$$

$$9,37 = 0,90 \times 358 \times \frac{A_{sw}}{s} \times \frac{50}{1,15} (\text{sen } 90 + \text{cos } 90)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = 0,00067 \text{ cm}^2 / \text{cm} \Rightarrow \frac{A_{sw}}{m} = 0,00067 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} \times 100 = 0,067 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura mínima

$$A_{sw}^{\min} = 0,10 \% \cdot b \cdot d$$

$$A_{sw}^{\min} = \frac{0,10}{100} \times 14 \times 358 = 5,01 \text{ cm}^2$$

Considerando a altura livre da parede igual a 2,60m, tem-se que:

$$\frac{A_{sw}^{\min}}{m} = \frac{5,01}{2,60} = 1,93 \text{ cm}^2 / m$$

Em cada junta:

$$A_{sw}^{\min} / \text{junta} = 1,93 \text{ cm}^2 \times 0,20 = 0,39 \text{ cm}^2 / \text{junta}$$

Supondo estribos de 2 ramos, a área utilizada será:

$$\frac{A_{sw}^{\min}}{\text{junta.ramo}} = \frac{0,39}{2} \cong 0,20 \text{ cm}^2, \text{ o que resulta em estribos com 2 ramos } \phi 5,0 \text{ mm.}$$

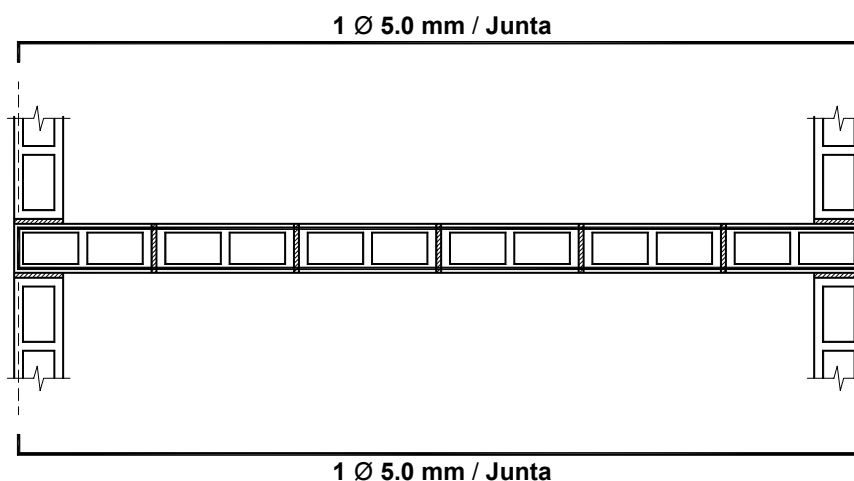


Figura 5.28 - Parede PX6 - ESTRIBOS

- Parede PY2

3º Pavimento

$$V_{sd} = 5,55 \text{ kN}$$

$$V_{rd} = 5,19 \text{ kN}$$

Tendo em vista a pequena diferença entre os dois valores, pode-se concluir diretamente pela utilização da armadura mínima, ou seja:

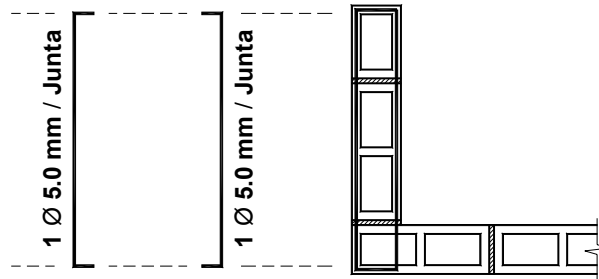


Figura 5.29 - Parede PY2 - ESTRIBOS

5.13 – Dimensionamento dos Lintéis (vigas sobre portas e janelas)

Devido ao caráter repetitivo dos cálculos, será feito, a título de modelo, o dimensionamento de apenas 1 lintel. Foi escolhido aleatoriamente o lintel LX3 no 1º pavimento.

- **Lintel LX3** – Seção 14/148 cm – 1º pavimento.

O lintel LX3 será considerado como viga parede, tendo em vista que a relação entre a altura total da parede (148 cm) e o vão livre (180 cm) é maior que 0,50.

No caso de vigas-parede, o vão efetivo de cálculo $l_{ef} = 1,15 \times l = 1,15 \times 180 = 207$ cm

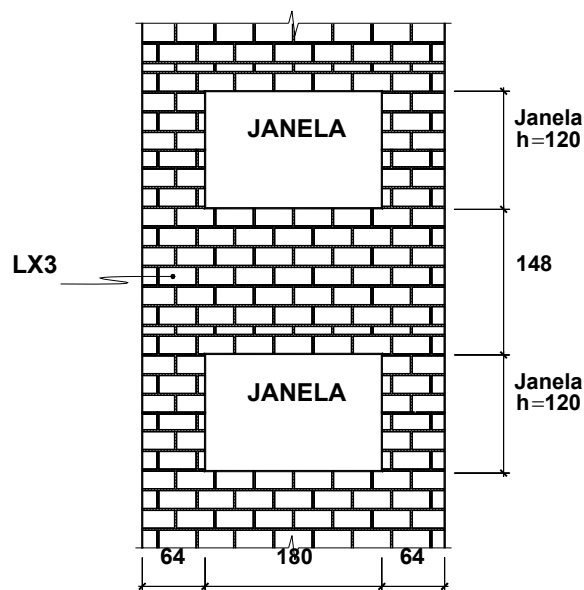


Figura 5.30 – Parede PX4 - VISTA

Cargas verticais sobre o lintel LX3

$$\text{Peso próprio} = t \times h \times \gamma$$

Onde: t = espessura da parede revestida = $0,16\text{ m}$

h = altura do lintel = $1,48\text{ m}$

γ = peso específico da alvenaria revestida = 15 kN/m^3 .

Então: peso próprio = $0,16 \times 1,48 \times 15 = 3,55\text{ kN/m}$

peso da esquadria (arbitrado) = $0,50\text{ kN/m}$

reação da laje sobre a viga = $2,40\text{ kN/m}$

total = $6,45\text{ kN/m}$

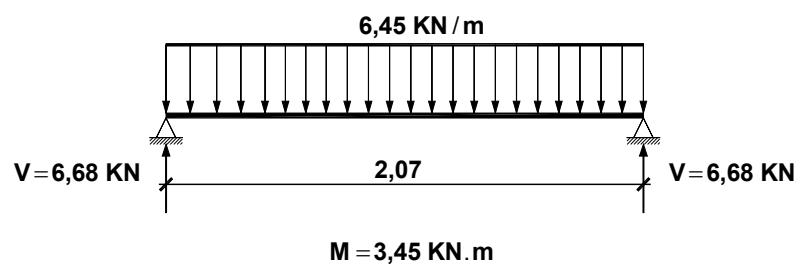


Figura 5.31 – Carregamento vertical no lintel LX3

Esforços devidos ao vento no lintel LX3

$N = 5,69\text{ kN}$

$V = 5,36\text{ kN}$

$M = 6,10\text{ kN.m}$

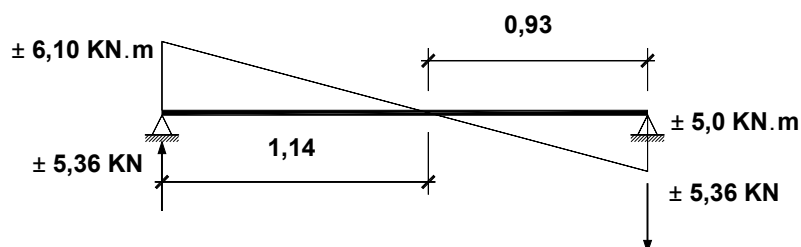


Figura 5.32 – Diagrama de momentos fletores devido ao vento no lintel LX3

Notar que os esforços devido ao vento podem sofrer inversão devido ao sentido de atuação do vento.

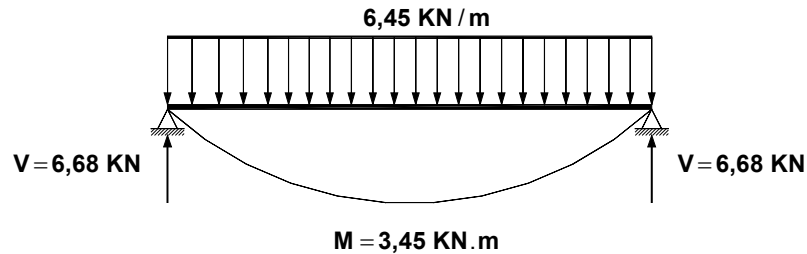


Figura 5.33 – Diagrama de momentos fletores no lintel LX3 devido às cargas verticais

Portanto, conclui-se:

Momento fletor máximo nos apoios $\Rightarrow M = \pm 6,10 \text{ kN} \cdot \text{m}$

Momento fletor máximo no vão $\Rightarrow M = 6,24 \text{ kN} \cdot \text{m}$ (ocorre a uma distância igual a 0,20 m do apoio da esquerda)

Esforço cortante máximo $\Rightarrow V = 5,36 + 6,68 = 12,04 \text{ kN}$

Força normal máxima $\Rightarrow N = 5,69 \text{ kN}$

5.13.1 – Dimensionamento à flexão dos lintéis

Primeiramente será feito o dimensionamento, supondo-se somente a atuação das cargas verticais, imaginando a não atuação do vento.

Utilizando as fórmulas mostradas no capítulo 3, tem-se:

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$h = 148 \text{ cm} \Rightarrow d = 138 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 2 \cdot f_{bk} = 27 \text{ MPa} \Rightarrow f_{ck} = 25 \text{ MPa}$$

$$f_k = 0,605 \cdot (2 \cdot f_{bk})^{0,9} = 0,605 \times (25)^{0,9} = 10,96 \text{ MPa} = 1,1 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = 0,64 \text{ kN/cm}^2$$

A seção transversal será a mostrada a seguir:

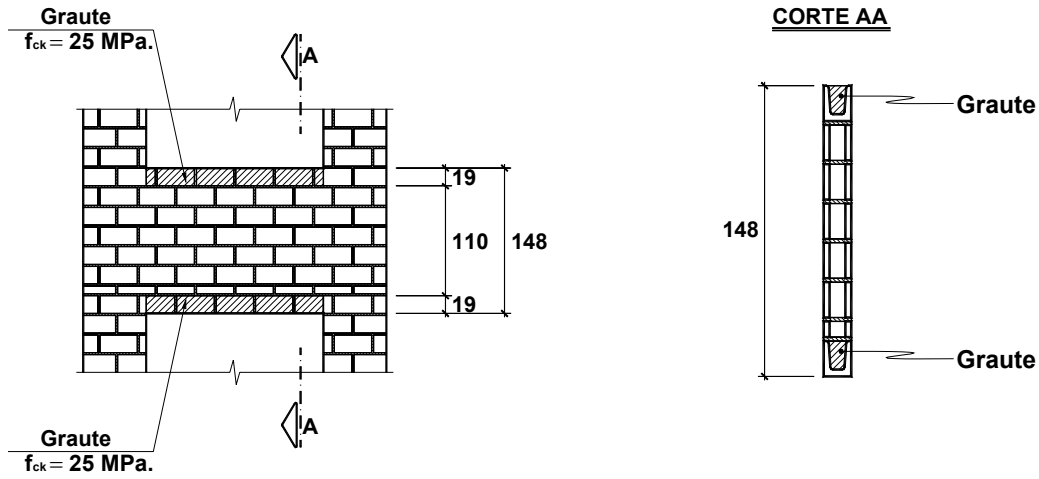


Figura 5.34 – Detalhamento do lintel LX3

$$M_d = 3,45 \times 1,35 \text{ kN.m} = 4,66 \text{ kN.m} = 466 \text{ kN.cm}$$

$$K = \frac{M_d}{f_d \cdot b \cdot d^2} = \frac{466}{0,64 \times 14 \times 138^2} = 0,0027 < K_l(0,269) \Rightarrow K' = K = 0,0027$$

$$A_{s1} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (1 - \sqrt{1 - 2K'})}{f_{yd}}$$

$$A_{s2} = \frac{f_d \cdot b \cdot d (K - K')}{f_{yd} \cdot \left(1 - \frac{d''}{d}\right)} = 0, \text{ pois } K = K'$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,64 \times 14 \times 138 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0027})}{43,50} = 0,08 \text{ cm}^2$$

Neste caso, o valor de z , será:

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{f_d \cdot b \cdot d} \right) \leq 0,95 \cdot d$$

$$z = d \cdot \left(1 - \frac{0,50 \times 0,08 \times 43,5}{0,64 \times 14 \times 138} \right) = 0,998 \cdot d$$

Este valor de z não atende o Eurocode 6 [1996], que determina que z seja menor ou igual a $0,95d$. Impondo esta condição, o novo valor da área de aço A_s , será:

$$A_s = \frac{466 \times 1,15}{43,5 \times (0,95 \times 138)} = 0,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ (mínimo)} = 0,10 \% \cdot b \cdot d = \frac{0,10}{100} \times 14 \times 138 = 1,93 \text{ cm}^2$$

A seguir, será feito o dimensionamento à flexão normal composta, com os seguintes dados:

$$b = 14 \text{ cm}$$

$$h = 148 \text{ cm} \Rightarrow d = 138 \text{ cm}$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_k = 10,96 \text{ MPa} = 1,10 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_d = \frac{f_k}{1,70} = 0,64 \text{ kN/cm}^2$$

$$N = 5,69 \text{ kN} \Rightarrow N_d = 5,69 \times 1,50 = 8,54 \text{ kN}$$

Momento nos apoios: $M = 6,10 \text{ kN.m}$ (devido ao vento)

$$M_d = 9,15 \text{ kN.m}$$

Momento no vão: $M = 3,45 \text{ kN.m}$ (cargas verticais) + $2,79 \text{ kN.m}$ (vento) = $6,24 \text{ kN.m}$

$$M_d = (3,45 \times 1,35) + (2,79 \times 1,50) = 8,84 \text{ kN.m}$$

Portanto será usado:

$$N_d = 8,54 \text{ kN}$$

$$M_d = 9,15 \text{ kN.m} = 915 \text{ kN.cm}$$

1º Caso:

$$K = \frac{8,54 \times \left(138 - \frac{148}{2}\right) + 915}{0,64 \times 14 \times 138^2} = 0,009$$

$$\text{Como } K < K_l \Rightarrow K' = K = 0,009$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = A_{s1} + 0 \Rightarrow A_s = A_{s1}$$

$$A_s = A_{s1} = \frac{0,64 \times 14 \times 138 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009}) - 8,54}{43,50} = 0,06 \text{ cm}^2$$

Então:

$$A_s = A_{s1} + A_{s2} = 0,06 + 0 = 0,06 \text{ cm}^2$$

donde se confirma a utilização da armadura mínima, tanto para momento fletor positivo, quanto para momento fletor negativo.

5.13.2 – Dimensionamento ao Cisalhamento dos lintéis

A verificação da segurança é feita admitindo-se a confirmação da desigualdade abaixo:

$$V_{sd} \leq V_{rd1}$$

V_{sd} = Valor da força cortante de cálculo

$$V_{rd1} = \frac{f_{vk} \cdot b \cdot d}{\gamma_M}$$

$$V_{sd} = (1,50 \times 5,36) + (1,35 \times 6,68) = 17,06 \text{ kN}$$

$$f_{vk} = f_{vko} + 0,40 \cdot \sigma_d$$

$$\sigma_d = \frac{8,54}{14 \times 138} \pm \frac{915}{14 \times 138^2 / 6} = \begin{cases} \sigma_1 = 0,025 \text{ kN/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,016 \text{ kN/cm}^2 \end{cases}$$

$$f_{vk} = 0,01 + (0,40 \times 0,025) = 0,02 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_{rd1} = \frac{0,02 \times 14 \times 138}{1,70} = 22,73 \text{ kN} > V_{sd}, \text{ portanto, nenhuma armadura de combate ao}$$

cisalhamento será necessária.

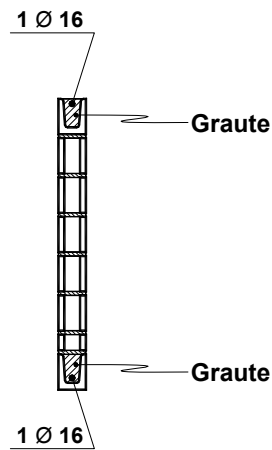


Figura 5.35 – Armadura do lintel LX3

6

CONSIDERAÇÕES FINAIS E CONCLUSÕES

Procurou-se neste trabalho, formular um roteiro prático e eficiente para o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural.

Apresentou-se as plantas de arquitetura, definindo o pavimento tipo, a casa de máquinas e a caixa d'água, sendo em seguida lançada a estrutura em alvenaria estrutural, com a numeração das paredes, dos lintéis e indicando as alvenarias não estruturais.

Foi também definido o carregamento vertical e a sua distribuição ao longo da altura, utilizando o processo de distribuição por grupos isolados de paredes, tendo em vista ser um processo simples, prático e econômico.

A distribuição das cargas horizontais foi feita utilizando-se o critério de pórticos alinhados, com a consideração das abas interligadas às paredes, e também se levando em conta os lintéis. Com isto, obteve-se uma redução significativa nos deslocamentos horizontais, mas a verificação dos lintéis precisou ser feita cuidadosamente, tanto o cálculo à flexão quanto ao cisalhamento.

O deslocamento horizontal do prédio atingiu o valor máximo de 2,36 cm na direção X, correspondendo a 1/1700 de sua altura; valor este bastante pequeno e que vem confirmar a grande capacidade enrijecedora da alvenaria nesta obra.

Foram também analisados os parâmetros α e γ_z , explicados no capítulo 5, tendo ambos ficado abaixo dos limites aceitos, dispensando a estrutura de ser calculada levando-se em conta os efeitos de 2ª ordem.

Várias tabelas foram anexadas ao texto, deixando claro os valores das tensões de compressão/tração, em todas as paredes, facilitando a visualização clara e rápida de todos os pontos onde houve necessidade de grauteamento, ou mesmo de colocação de armaduras. Para isto, foram inseridas figuras, onde se apresentou em cada pavimento as paredes que necessitaram de ser grauteadas. Houve, propositalmente, um interesse em criar uma sistematização dos cálculos, tanto para ações verticais, horizontais, quanto para a envoltória de ambas, abrindo desta forma, caminhos para a elaboração de softwares sobre o assunto.

Para o dimensionamento das armaduras, foram apresentadas fórmulas, baseadas no Método dos Estados Limites Últimos, segundo recomendações do Eurocode 6 [1996]. Este formulário não utiliza tabelas auxiliares, permitindo a sua rápida e fácil adaptação para cálculos automáticos.

Importante ressaltar que pelo Eurocode 6 [1996], a resistência característica da parede não depende da resistência do prisma, e sim, unicamente das resistências dos blocos e das argamassas.

Mostrou-se também que o padrão de qualidade dos materiais e o processo construtivo são decisivos na definição do coeficiente parcial de segurança para a alvenaria, variando de 1,70 a 3,0 e sendo determinante na definição da resistência dos blocos, e conseqüentemente nos custos.

Apesar de terem sido apresentadas as fórmulas e as recomendações de dimensionamento para alvenarias estruturais armadas e não armadas, o edifício piloto escolhido não propiciou uma gama muito grande de alvenarias com armaduras. Porém, o trabalho fornece subsídios, para que em qualquer outro edifício, talvez com maior número de pavimentos ou outra projeção em planta, possa haver a necessidade de se armar um maior número de alvenarias.

Espera-se que este trabalho venha a fornecer subsídios para o dimensionamento de edifícios em alvenaria estrutural, contribuindo para a ampliação do número de obras desta natureza, que com certeza propiciará moradias a um custo muito menor que o da estrutura convencional.

BIBLIOGRAFIAS E REFERÊNCIAS

ACCETTI, K. M. (1998) – *Contribuições ao projeto estrutural de edifícios em alvenaria* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 247p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1980) – ABNT. *NBR 6120 -Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações* – novembro, 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) – ABNT. *NBR 8798 -Execução e Controle de Obras de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto* - novembro, 29p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988) – ABNT. *NBR 6123 -Forças devidas ao Vento em Edificações –Procedimento* – junho, 80p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1989) –ABNT. *NBR 10837 -Cálculo de Alvenaria Estrutural de Blocos Vazados de Concreto* – novembro, 20p.

BASTOS, P. S. S. (1993) – *Contribuição ao projeto de edifícios em alvenaria estrutural pelo método das tensões admissíveis* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 242p.

- CORRÊA, M.R.S.; RAMALHO, M.A.(2003) – *Projeto de Edifícios de Alvenaria Estrutural* – Editora PINI, 174p.
- EUROCÓDIGO 6 (1996) – *Projecto de estruturas de alvenaria*, European Prestandard, Versão Portuguesa, 147p.
- HENDRY, A. W.; SINHA, B. P.; DAVIES, S. R. (1981) – *An Introduction to load bearing brickwork design* – New York, Ellis Horwood., 181p.
- JOAQUIM, M. M. (1999) – *Flexão e flexo-compressão em elementos de alvenaria estrutural* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 129p.
- OLIVEIRA, E. A. (2001) – *Verificação de Elementos Estruturais em Alvenaria através das Recomendações da NBR 10837 e EUROCODE 6* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 241p.
- OLIVEIRA, V. J. (1992) – *Recomendações para Projetos de Edifícios em Alvenaria Estrutural* – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 266p.
- OLIVEIRA, V. J.; PINHEIRO L. M. (1994) – *Método Prático para a Determinação das Ações Verticais em Paredes de Alvenaria* – In: 5th INTERNATIONAL SEMINAR ON STRUCTURAL MASONRY FOR DEVELOPING COUNTRIES. 21st – 24th Aug., 1994, Florianópolis, Brazil. Proceedings. Florianópolis, Univ. Santa Catarina / University of Edinburgh / ANTAC, p. 315-322
- SABBATINI, F. H. (1985) – *O uso da cal em argamassas de assentamento* – EDUSP, p. 37-46
- SCHNEIDER, R. R.; DICKEY, W. L. (1980) – *Reinforced Masonry Design* – Englewood C. Piff, Prentice Hall, 610p.

SILVA, I. M. (1996) – Análise de Edifícios de Alvenaria Estrutural Sujeitos às Ações do Vento – Dissertação de Mestrado, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Carlos, 80p.

SUTHERLAND, R. J. M. – *Brick and block masonry in engineering. Proceedings of the Institution of Civil Engineers* – London, v.70, p. 31-63, 1981. Discussion v.70, p. 811-828, 1981.

SUTHERLAND, R. J. M. – *Design engineer`s approach to masonry construction*. In: DESIGNING ENGINEERING AND CONSTRUCTING WITH MASONRY PRODUCTS. – Houston, U.S.A., Ed. F. B. Johnson Gulf, p. 375-385

TEPEDINO, J.M. (1988) – *Flexão Normal Simples* - Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 39p.

TEPEDINO, J.M. (1988) – *Flexão Normal Composta* - Escola de Engenharia da UFMG, Belo Horizonte, 57p.

APÊNDICE A

Apresenta-se a seguir a montagem dos pórticos alinhados nas direções X e Y com a indicação das forças de arrasto indicadas na tabela 5.4.

Pelo fato da estrutura ser simétrica, os pórticos apresentados representam apenas a metade da estrutura, logicamente, com a metade das forças horizontais.

Na modelagem dos pórticos, foi adotado o critério sugerido por CORREA e RAMALHO [2003], que é a consideração dos trechos rígidos, consistindo em colocar barras de grande rigidez ao nível de cada pavimento, fazendo com que o comprimento flexível dos lintéis seja o mais próximo do real, como indicado na Figura A.1.

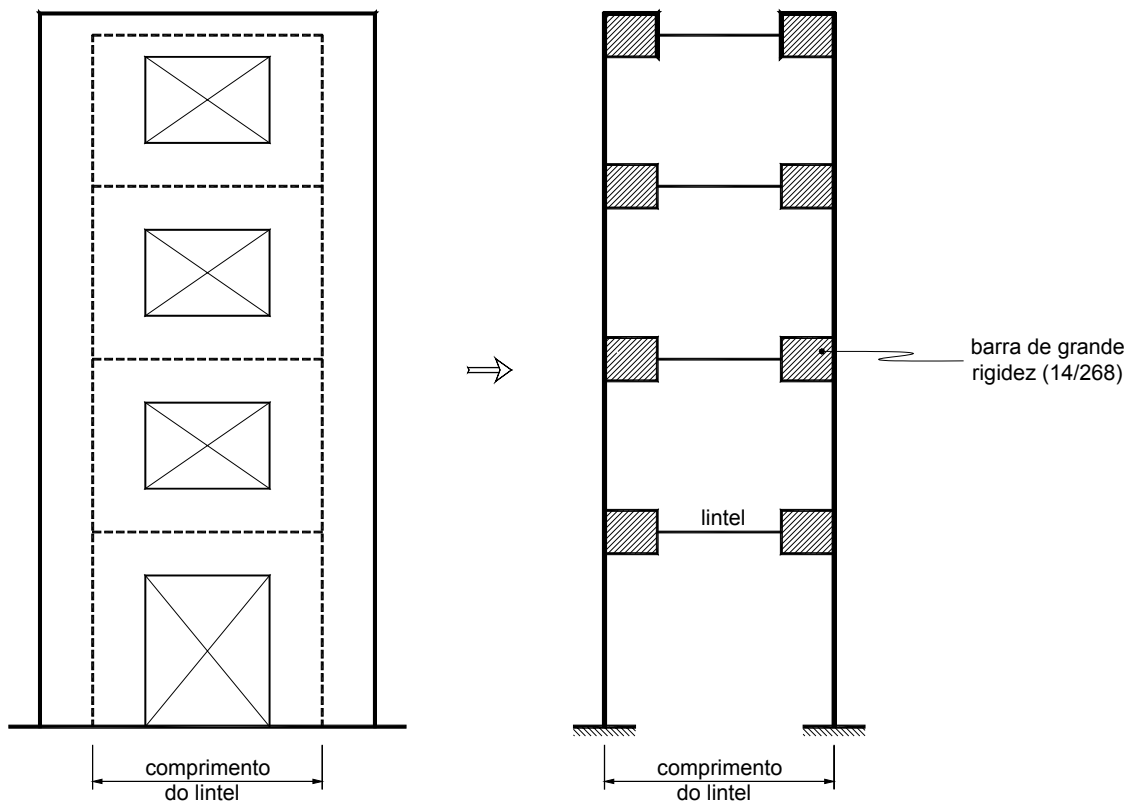


Figura A.1 – Trechos rígidos de barras

As Figuras A.2 e A.3 mostram os pórticos já modelados, respectivamente nas direções X e Y com a indicação do número de cada parede (PX1 a PX13 e PY1 a PY11), nos nós de apoio dos pórticos. Desta forma, uma análise conjunta com a Figura 5.5, permite visualizar o critério adotado na montagem.

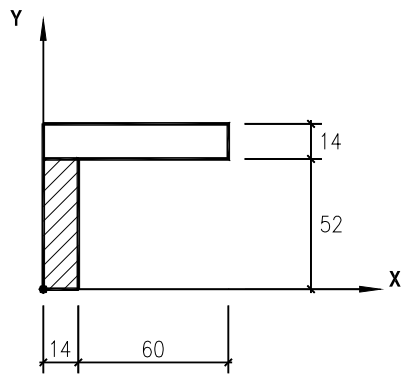
Como se sabe, a transmissão dos esforços horizontais é feita através da laje, que uniformiza os deslocamentos em cada nível do edifício. Em alguns locais onde não existe laje, foi criada uma barra fictícia, rotulada nos dois extremos para simular este efeito. Exemplo disto pode ser visto na barra 226 da Figura A.2, que uniformiza os deslocamentos da parede PX5 do lado esquerdo da simetria com a parede PX5 do lado direito. Esta barra, para funcionar conforme proposto deverá ter inércia muito pequena, para não criar momentos fletores nas extremidades (o que se consegue também com as rótulas), e ter uma área de seção transversal razoável, de modo a não permitir deformações na barra, o que mascararia os resultados.

Figura A.2 – Pórtico – Vento direção X

Figura A.3 – Pórtico – Vento direção Y

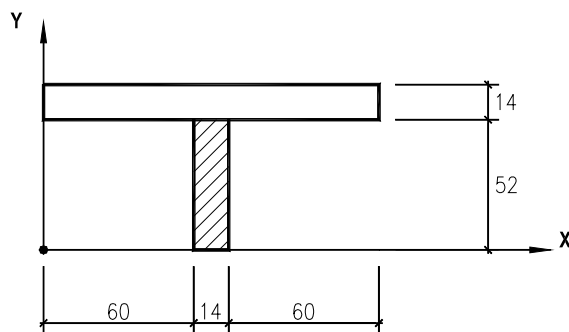
Nas Figuras A.4 a A.27 são apresentadas as seções transversais de cada parede, considerando a solidarização com as abas ou flanges.

Paredes Direção X



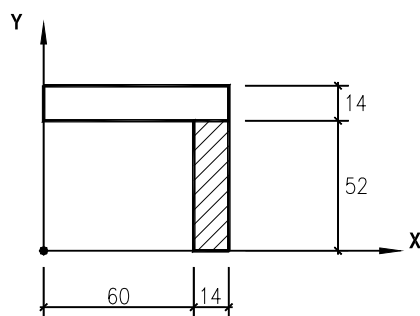
$A = 0,1764 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,008694 \text{ m}^4$
 $X_G = 0,2460 \text{ m}$

Figura A.4 – Parede PX1



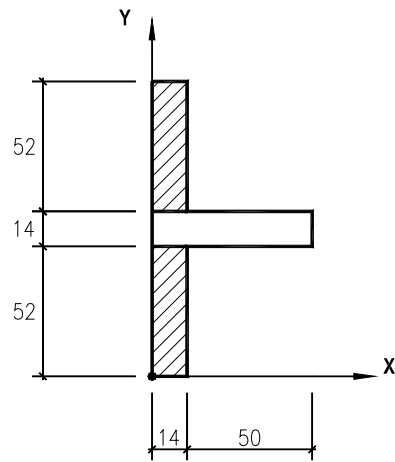
$A = 0,2604 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,028190 \text{ m}^4$
 $X_G = 0,6700 \text{ m}$

Figura A.5 – Parede PX2



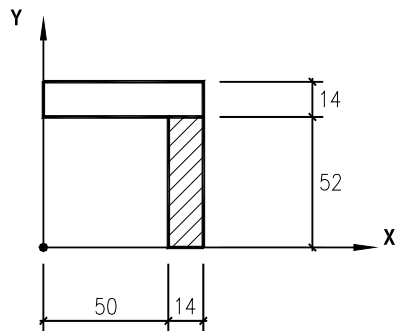
$A = 0,1764 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,008695 \text{ m}^4$
 $X_G = 0,4938 \text{ m}$

Figura A.6 – Parede PX3



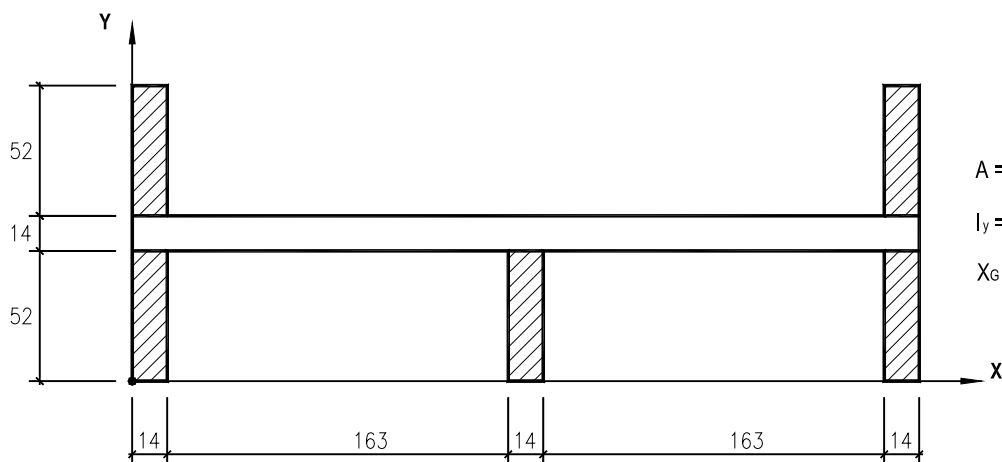
$A = 0,2352 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,006763 \text{ m}^4$
 $X_G = 0,1652 \text{ m}$

Figura A.7 – Parede PX4



$A = 0,1624 \text{ m}^2$
 $I_y = 0,005688 \text{ m}^4$
 $X_G = 0,4320 \text{ m}$

Figura A.8 – Parede PX5



$A = 0,8792 \text{ m}^2$
 $I_y = 1,494315 \text{ m}^4$
 $X_G = 1,8400 \text{ m}$

Figura A.9 – Parede PX6

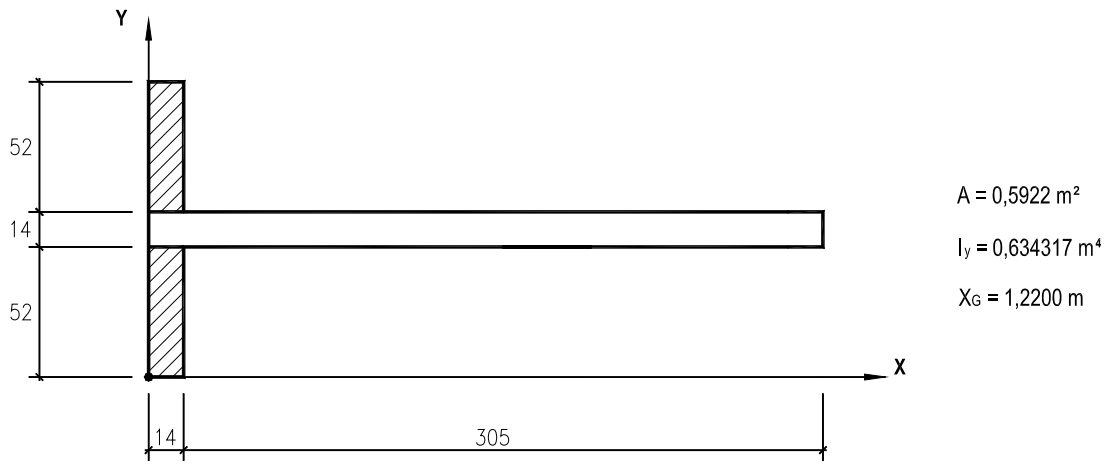


Figura A.10 – Parede PX7

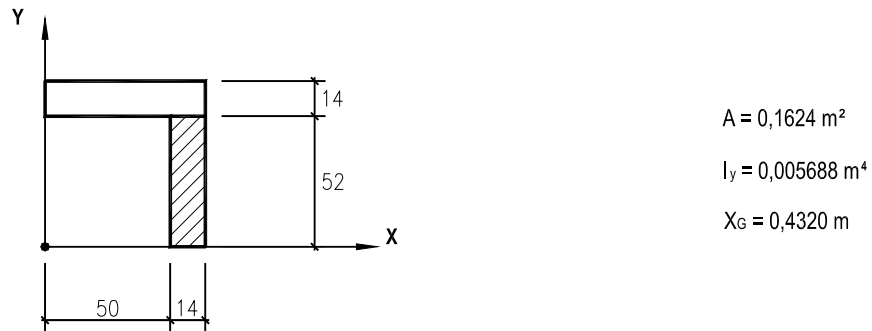


Figura A.11 – Parede PX8

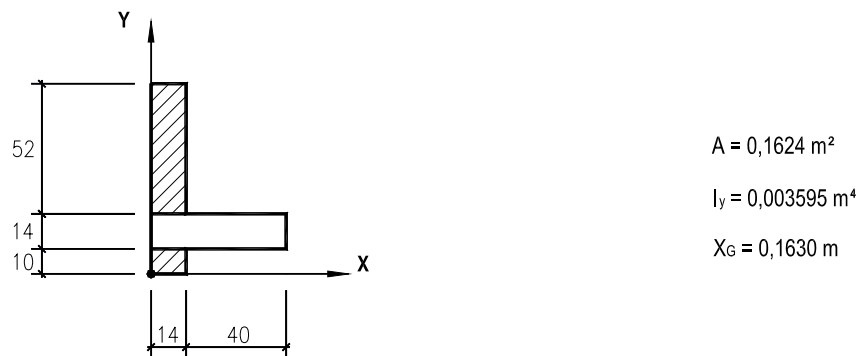
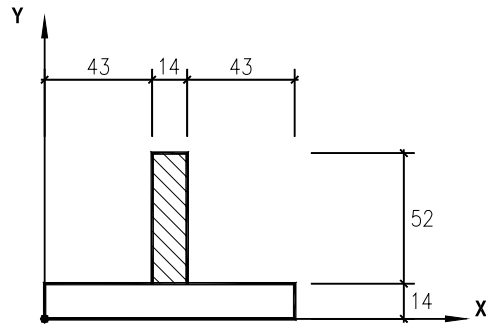


Figura A.12 – Parede PX9

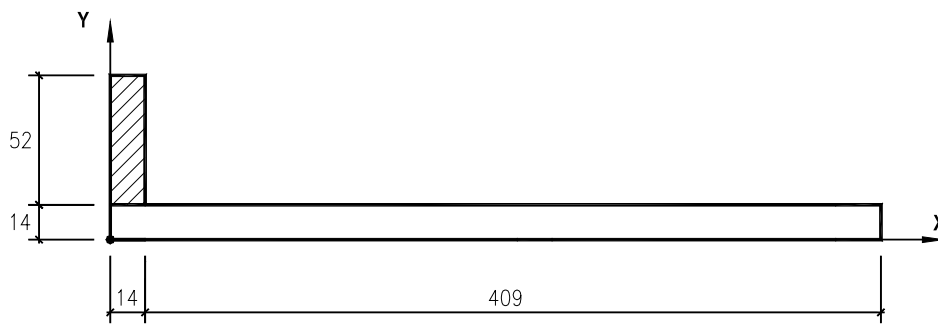


$A = 0,2128 \text{ m}^2$

$I_y = 0,001179 \text{ m}^4$

$X_G = 0,5000 \text{ m}$

Figura A.13 – Parede PX10

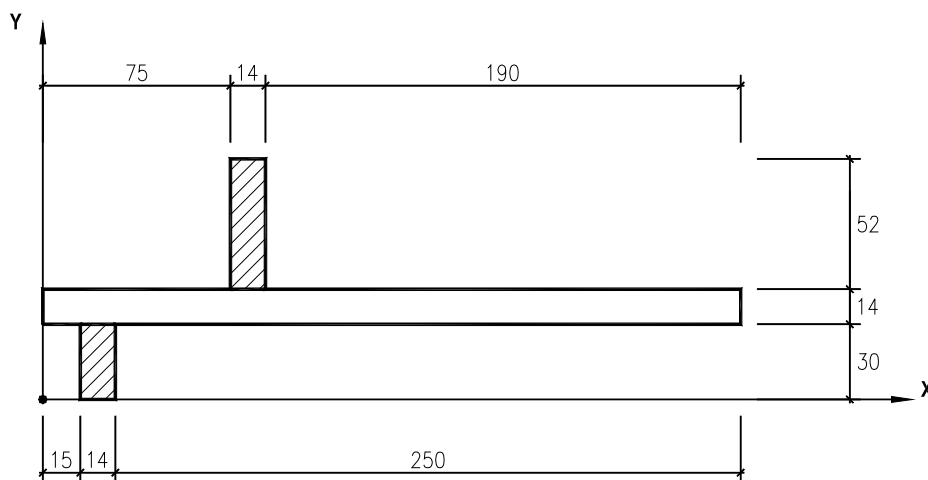


$A = 0,6650 \text{ m}^2$

$I_y = 1,154256 \text{ m}^4$

$X_G = 1,89 \text{ m}$

Figura A.14 – Parede PX11



$\text{Área} = 0,5054 \text{ m}^2$

$I_y = 0,319155 \text{ m}^4$

$X_G = 1,2140 \text{ m}$

Figura A.15 – Parede PX12

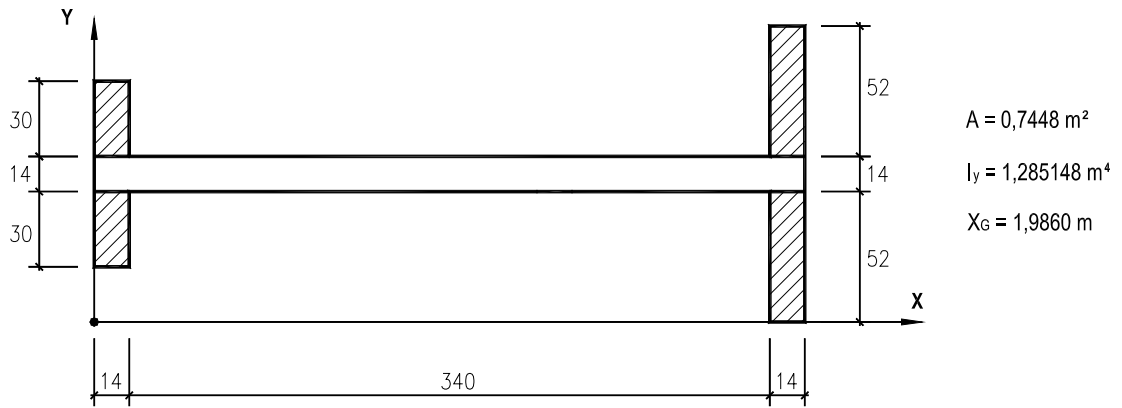


Figura A.16 – Parede PX13

Paredes Direção Y

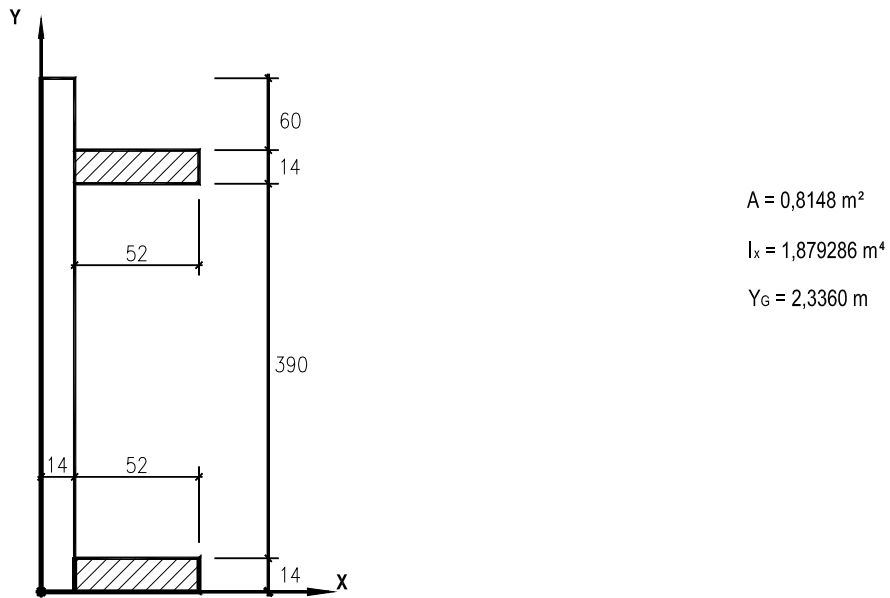


Figura A.17 – Parede PY1

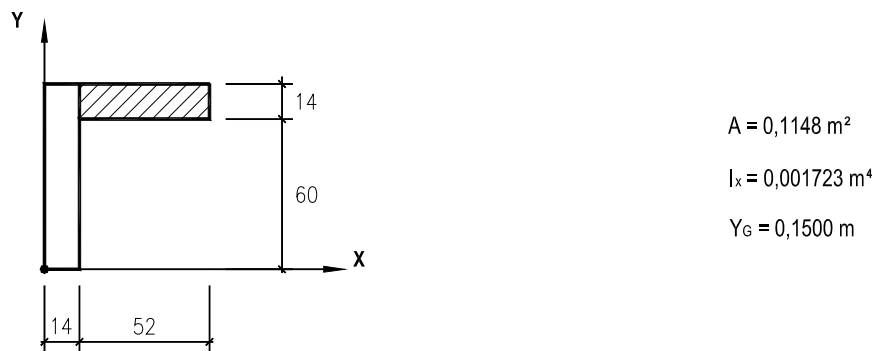
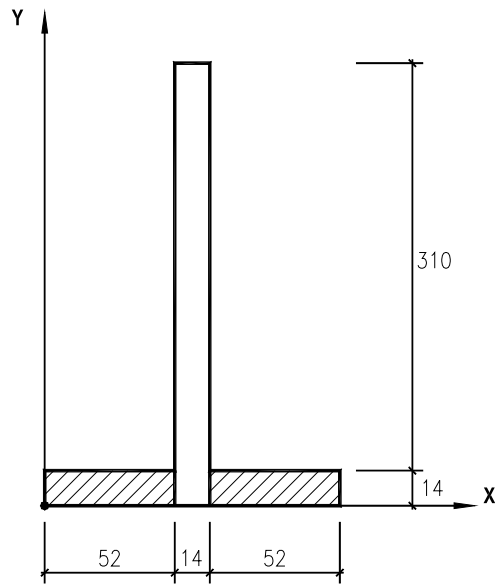
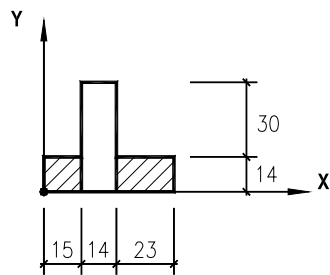


Figura A.18 – Parede PY2



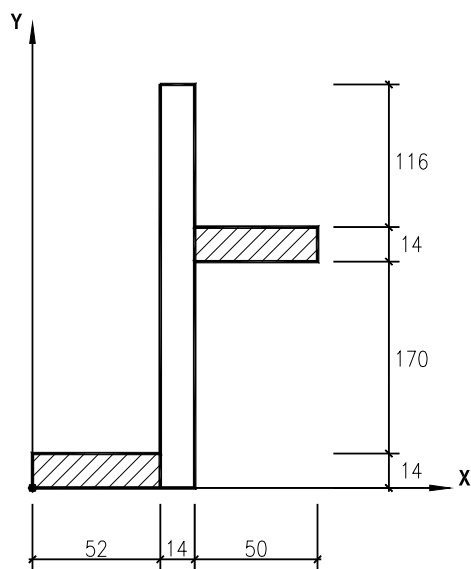
$A = 0,5992 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,661852 \text{ m}^4$
 $Y_G = 1,2430 \text{ m}$

Figura A.19 – Parede PY3



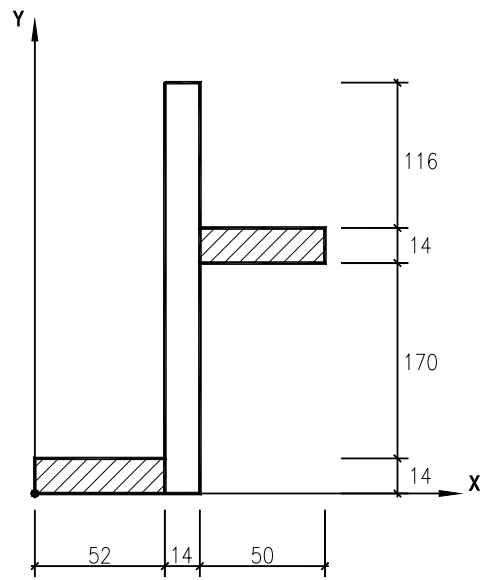
$A = 0,1148 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,001723 \text{ m}^4$
 $Y_G = 0,1500 \text{ m}$

Figura A.20 – Parede PY4



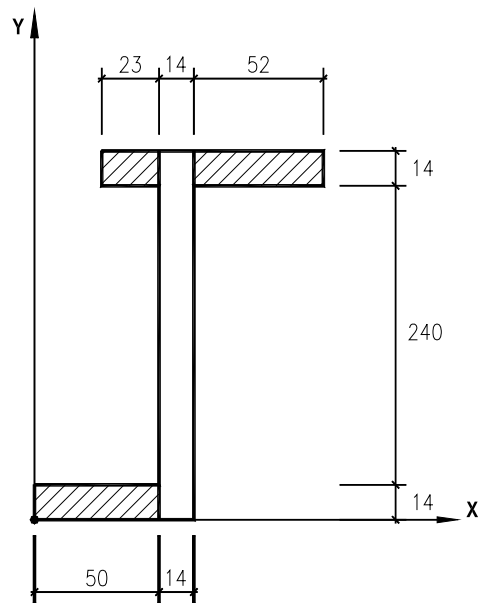
$A = 0,5824 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,520793 \text{ m}^4$
 $Y_G = 1,4230 \text{ m}$

Figura A.21 – Parede PY5



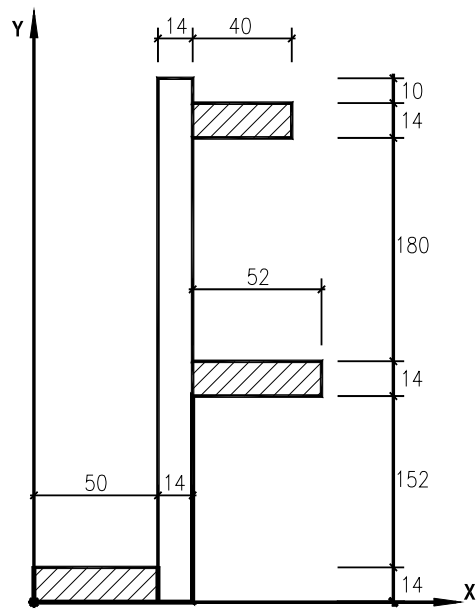
$A = 0,5824 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,520793 \text{ m}^4$
 $Y_G = 1,4230 \text{ m}$

Figura A.22 – Parede PY6



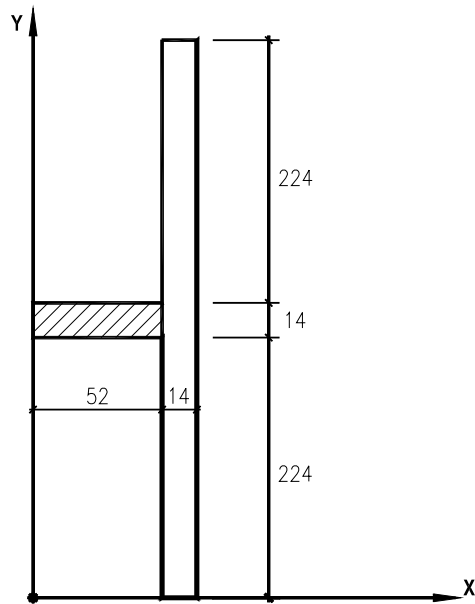
$A = 0,5502 \text{ m}^2$
 $I_x = 0,503522 \text{ m}^4$
 $Y_G = 1,4200 \text{ m}$

Figura A.23 – Parede PY7



$A = 0,7364 \text{ m}^2$
 $I_x = 1,071840 \text{ m}^4$
 $Y_G = 1,8600 \text{ m}$

Figura A.24 – Parede PY8



$A = 0,7196 \text{ m}^2$
 $I_x = 1,150582 \text{ m}^4$
 $Y_G = 2,3100 \text{ m}$

Figura A.25 – Parede PY9

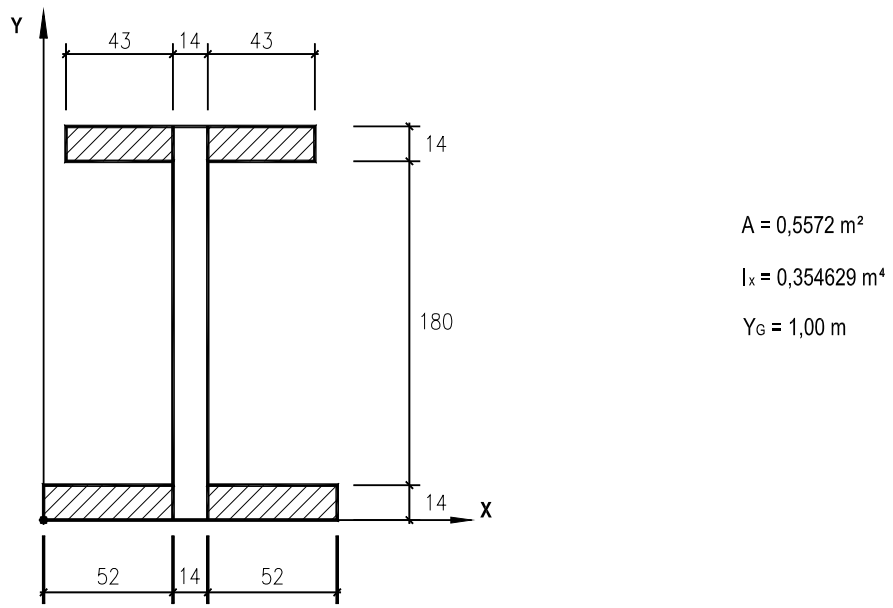


Figura A.26 – Parede PY10

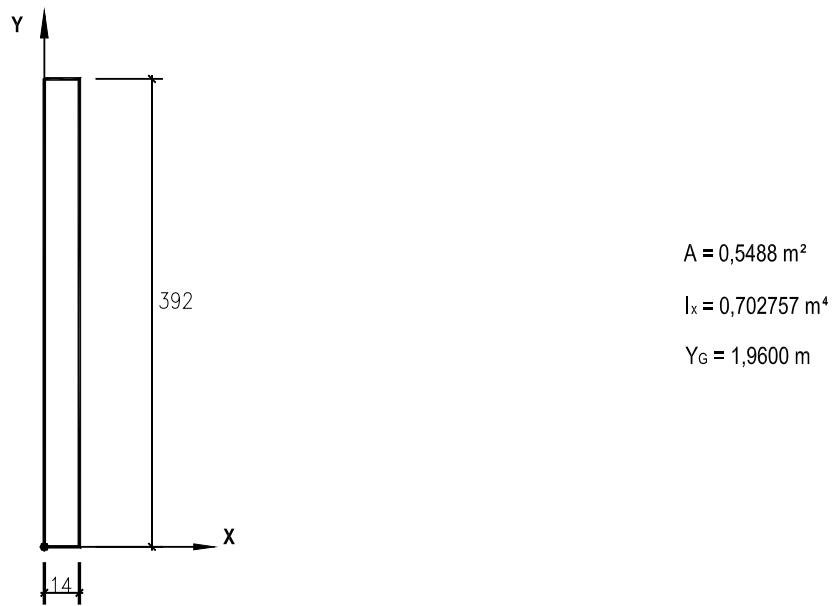


Figura A.27 – Parede PY11